

624
u 70

V. F. USMANOV

TEMIRBETON VA TOSH KONSTRUKSIYALARI



Nazariy kurs
Amaliy mashg'ulotlar
Laboratoriya ishlari
Kurs loyihasi

**O'ZBEKISTON RESPUBLIKASI
OLIY VA O'RTA MAXSUS TA'LIM VAZIRLIGI**

O'ZBEKISTON RESPUBLIKASI QURILISH VAZIRLIGI

**SAMARQAND DAVLAT ARXITEKTURA-QURILISH
INSTITUTI**

V.F.Usmanov

TEMIRBETON VA TOSH KONSTRUKSIYALARI

Nazariy kurs. Amaliy mashg'ulotlar.
Laboratoriya ishlari. Kurs loyihasi.

*O'zbekiston Respublikasi Oliy va o'rta maxsus ta'lim
vazirligining 2021 yil «25» dekabr 538 -son buyrug'iga
asosan 5340200 –Bino va inshootlar qurilishi
(sanoat va grajdan binolari) ta'lim yo'nalishi talabalari
uchun darslik sifatida tavsiya qilingan*

UDK: 624.012.3.: 624.012.4

BBK: 38.53

U 70

Usmanov V.F. Temirbeton va tosh konstruksiyalari: Qurilish institutlari uchun darslik. - Toshkent, 2022. - 480 b.

Darslik 5340200- Bino va inshootlar qurilishi (sanoat va grajdan binolari) ta'lim yo'nalishi bo'yicha o'qiyotgan talabalar uchun «Temirbeton va tosh konstruksiyalari» fani o'quv dasturi asosida tayyorlangan.

Darslikda temirbeton va tosh konstruksiyalari uchun ishlatiladigan materiallarning fizik-mexanik xarakteristikalarini, temirbeton va tosh konstruksiyalarini chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblashning nazariy asoslari; yassi temirbeton orayopmalar, poydevorlar, bir qavatli sanoat binolari, ko'p qavatli sanoat va grajdan binolari konstruksiyalarini loyihalashning umumiy jihatlarini; temirbeton konstruksiyalari elementlarini loyihalashning amaliy masalalari yechimi; laboratoriya ishlarini bajarish bo'yicha ko'rsatmalar va kurs loyihasini bajarish tartibi keltirilgan. Darslik temirbeton va tosh konstruksiyalarini loyihalash bo'yicha amaldagi me'yoriy hujjatlar asosida tayyorlangan.

Учебник подготовлен в соответствии с учебной программой дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов, обучающихся по образовательному направлению 5340200- Строительство зданий и сооружений (промышленные и гражданские здания).

В учебнике изложены физико-механические свойства материалов, используемые для железобетонных и каменных конструкций; теоретические основы расчета железобетонных и каменных конструкций по методу предельных состояний, общие принципы проектирования плоских железобетонных перекрытий, фундаментов, конструкций одноэтажных производственных и многоэтажных производственных и гражданских зданий; решение задач по проектированию элементов железобетонных конструкций, указания по лабораторным работам и выполнению курсового проекта.

Учебник подготовлен в соответствии с действующими нормативными документами по проектированию железобетонных и каменных конструкций.

The textbook was prepared in accordance with the curriculum of the discipline "Reinforced concrete and stone structures" for students enrolled in the educational direction 5340200 - Construction of buildings and structures (industrial and civil buildings).

The textbook describes the physical and mechanical properties of materials used for reinforced concrete and stone structures; theoretical foundations for calculating reinforced concrete and stone structures using the limit state method; general principles of designing flat reinforced concrete floors, foundations, structures of one-storey industrial and multi-storey industrial and civil buildings; the solution of tasks for the design of elements of reinforced concrete structures, instructions for laboratory work and the implementation of the course project. The textbook was prepared in accordance with the current regulatory documents for the design of reinforced concrete and stone structures.

Taqrizchilar:

Yusupov R.R. – Toshkent arxitektura qurilish instituti "Qurilish konstruksiyalari" kafedrasining dotsenti, texnika fanlari nomzodi;

Mahkamov Y.M. – Farg'ona politexnika instituti "BIQ" kafedrasining dotsenti, texnika fanlari nomzodi.

O'zbekiston Respublikasi Oliy va o'rta maxsus ta'lim vazirligining 2021-yil 25 dekabr-dagi 538-sonli buyrug'iga asosan darslik sifatida nashrga tavsiya etilgan.

ISBN 978-9943-8610-5-3

KIRISH

Qo'lingizdagi darslik muallifning Samarqand davlat arxitektura qurilish instituti kengashi tomonidan o'quv jarayoniga tavsiya etilgan «Temirbeton konstruksiyalari elementlarini hisoblash», «Binolarning temirbeton konstruksiyalari» va «Binolarning tosh va g'ishtin konstruksiyalarini loyihalash» o'quv qo'llanmalari asosida tayyorlandi.

Darslikda keltirilgan mavzular bakalavriaturaning 5340200 – Bino va inshootlar qurilishi (sanoat va grajdan binolari) ta'lim yo'nalishi bo'yicha tahsil oladigan talabalari uchun mo'ljallangan o'quv rejasi va «Temirbeton va tosh konstruksiyalari» fani dasturiga mos keladi.

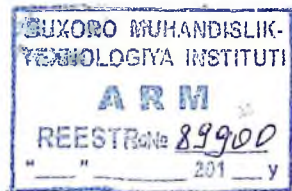
Tarkibi bo'yicha darslik kirish, nazariy materiallar yoritilgan asosiy qismdan, nazariy materiallarni mustahkamlash uchun amaliy mashg'ulotlarda yechiladigan misollar, laboratoriya ishlari va kurs loyihasini bajarish bo'yicha ko'rsatmalar, ilovalar va adabiyotlar ro'yxatidan iborat.

Darslikning to'rtala qismi bir-biri bilan uzviy bog'langan bo'lib, talabalar tomonidan olinadigan nazariy bilimlar amaliy mashg'ulotlarda laboratoriya ishlarini va kurs loyihalarini bajarishda foydalaniladi.

Darslik amaldagi qurilish me'yorlari va qoidalari QMQ 2.03.01-96 «Beton va temirbeton konstruksiyalar» va QMQ 2.03.07-98 «Tosh va o'zaktoshli qurilmalar» asosida tayyorlangan. Fizik miqdorlarning o'lchami Xalqaro birliklar tizimida (SI) keltirilgan.

Darslik 5340200 –Bino va inshootlar qurilishi (sanoat va grajdan binolari) ta'lim yo'nalishi talabalari uchun tavsiya qilingan.

Darslik sifatini yaxshilash bo'yicha o'z fikrlarini bildirgan «Qurilish konstruksiyalari» kafedrası professor-o'qituvchilariga hamda taqrizchilar R.R. Yusupov (TAQI) va Y.M. Mahkamovga (Farg'ona PI) muallif o'z minnatdorchiligini bildiradi.



I BO'LIM. TEMIRBETON VA TOSH KONSTRUKSIYALARINI LOYIHALASH ASOSLARI

1. TEMIRBETON VA TOSH KONSTRUKSIYALARINI HISOBLASH VA LOYIHALASH TARTIBI

1.1. Temirbeton konstruksiyalarini hisoblash va loyihalashning maqsadi, vazifalari

Temirbeton konstruksiyalarini hisoblash va loyihalashdan maqsad:

- konstruksiyalarning tashqi yuklar va ta'sirlarga mustahkamligi, ustivorligi, chidamliligi va ekspluatatsiyaga yaroqliligini ta'minlashdan iborat.

Temirbeton konstruksiyalarini hisoblash va loyihalashning vazifalari:

- konstruksiyalarning hisobiy sxemasini tuzish;
- konstruksiyaga ta'sir qiladigan tashqi yuklar miqdorlarini aniqlash;
- konstruksiya elementlarining hisobiy uzunliklarini aniqlash;
- konstruksiya elementlari kesimlarida tashqi yuklar ta'siridan zo'riqlashlarni aniqlash;
- konstruksiya elementlari kesimining mustahkamligini ta'minlash shartidan bo'ylama va ko'ndalang armaturalarni hisoblash;
- konstruksiya elementlari uchun materiallar sarfi keltirilgan ishchi chizmalarini tayyorlash.

1.2. Temirbeton konstruksiyalarga qo'yiladigan talablar

Temirbeton konstruksiyalarga quyidagi talablar qo'yiladi:

- xavfsizlik bo'yicha;
- ekspluatatsiya qilishga yaroqli bo'lishi bo'yicha;
- umrboqiylik (uzoq muddatga chidamlilik) bo'yicha;

Xavfsizlik bo'yicha qo'yiladigan talabni qondirish uchun bino va inshootning qurilishi va ekspluatatsiya qilinishi jarayonida konstruksiya shunday bir dastlabki ko'rsatgichga ega bo'lishi kerakki har

xil hisobiy ta'sirlardan odamlarning sog'ligi va hayotiga, mol mulkiga, atrof muhitga va tabiatga ziyon keltiradigan, buzilishi va ekspluatatsiya qilishga yaroqsiz holga kelib qolishiga yo'l qo'yilmaydi.

Ekspluatatsiya qilishga yaroqli bo'lishini ta'minlash uchun konstruksiya shunday bir dastlabki ko'rsatgichga ega bo'lishi kerakki har xil hisobiy ta'sirlardan ularni normal ekspluatatsiya qilishini qiyinlashtiradigan yoriqlarning paydo bo'lishiga yoki yoriqlarning haddan katta ochilishiga hamda salqiliklarning, tebranishlar va boshqa nuqsonlar hosil bo'lishiga yo'l qo'yilmaydi.

Umrboqiylik bo'yicha talablarni qanoatlantirish uchun konstruksiya shunday bir dastlabki ko'rsatgichga ega bo'lishi kerakki, belgilangan muddat davomida konstruksiya geometrik xarakteristikalarini, materiallarning xarakteristikalari va har xil hisobiy ta'sirlardan hisobga olgan holda xavfsizlik va ekspluatatsiya qilishga yaroqli bo'lishi talablarini qanoatlantirish kerak.

Beton va temirbetonning xavfsizlik, ekspluatatsiyaga yaroqli bo'lishi va umrboqiyligi quyidagi talablarni bajarish asosida ta'minlanadi:

- betonga bo'lgan talab;
- armaturaga bo'lgan talab;
- konstruksiyalarni hisoblashga qo'yiladigan talab;
- konstruktiv talab;
- texnologik talab;
- ekspluatatsiya qilish bo'yicha talab.

2. TEMIRBETON KONSTRUKSIYALAR HAQIDA UMUMIY MA'LUMOTLAR

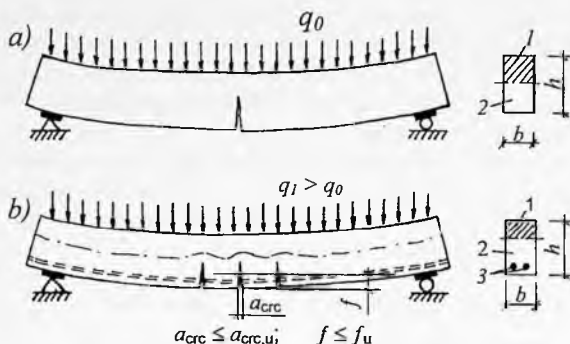
2.1. Temirbetonning mohiyati

Qurilish materiallari fanidan ma'lumki, beton sun'iy tosh materiali bo'lib, siqilishga yaxshi, cho'zilishga esa, ancha yomon qarshilik ko'rsatadi. Betonning cho'zilishdagi qarshiligi siqilishdagi qarshiligidan 10...20 marta kamdir. Betonning bunday xususiyati uni egiladigan va cho'ziladigan elementlarda qo'llashni taqozo etmaydi. Bino va inshootlarda esa, egiladigan va cho'ziladigan elementlar ularning asosiy qismini tashkil etadi.

Ikki tayanchda erkin yotgan betondan tayyorlangan to'sinning tashqi yuklar ta'siriga ishlashini qarab chiqaylik. Materiallar qashiligi fanidan ma'lumki, tashqi yuk ta'siridan bunday to'sinning ko'ndalang kesim yuzasi neytral o'q orqali ikki zonaga, cho'ziladigan va siqiladigan zonalarga ajratiladi (1.1, a -rasm). Cho'zilgan zonaning chetki qirrasidagi kuchlanishning miqdori betonning cho'zilishdagi qarshiligidan oshib ketganda cho'zilgan zonada bitta yoriq hosil bo'ladi va to'sin buziladi. Bu holatda to'sinning siqilgan zonasi qirrasidagi kuchlanishlarning miqdori betonning siqilishdagi qarshiligidan bir necha marta kam bo'ladi. Natijada betonning siqilishdagi qarshiligidan to'liq foydalanilmaydi.

Demak, betondan tayyorlangan to'sinning mustahkamligi betonning cho'zilishdagi qarshiligi bilan xarakterlanadi. Bu holat betondan tayyorlangan konstruksiyalarning qo'llanish sohasini keskin chegaralab qo'yadi.

Konstruksiyalarda betonning siqilishdagi qarshiligidan to'liq foydalanib ularning mustahkamligini oshirish va qo'llanish sohasini qanday kengaytirish mumkin? Bunga beton to'sinning cho'ziladigan zonasiga, cho'zilishda yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan materiallarni joylashtirish yo'li bilan erishish mumkin (1.1, b-rasm). Qurilish materiallari fanidan ma'lumki, cho'zilishda yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan materiallardan biri, bu po'latdir. Beton to'sinning cho'ziladigan zonasiga ko'ndalang kesim yuzasining - 1...2% miqdorida po'lat simlar joylashtirilganda to'sinning mustahkamligi bir necha marta oshadi.



1.1-rasm. Armaturasi oldindan taranglashtirilmagan to'sinning ishlash sxemasi: 1 - siqilish zonasi; 2 - cho'zilish zonasi; 3 - armatura

Temirbeton - beton va po'lat armaturaning ratsional joylashishi va buzilguncha birga deformatsiyanishi ta'minlangan kompleks qurilish materialidir.

2.2. Temirbetonning afzallik va kamchiliklari

Temirbetonning qurilish sohasida keng qo'llanishiga sabab uning quyidagi afzalliklaridir:

- beton uzoq vaqt davomida mustahkamligini yo'qotmaydi;
- siqilishda yuqori mustahkamlikka ega;
- temirbetondan ixtiyoriy shakldagi konstruksiyalar tayyorlash imkoniyati mavjud;
- ekspluatatsiya qilish jarayonida kam xarajat talab qiladi;
- turli atmosfera ta'sirlariga chidamli;
- temirbeton konstruksiyalarni tayyorlashda mahalliy materiallardan foydalanish mumkin.

Temirbeton ham boshqa qurilish materiallari kabi kamchiliklardan xoli emas. Temirbetonning kamchiliklari quyidagilardan iborat:

- temirbeton katta zichlikka ega;
- issiqlik va tovushni yaxshi o'tkazadi;
- temirbetonni buzib qayta qurish va kuchaytirish juda qiyin;

- betonning qotishi uchun ma'lum vaqt talab qilinadi;
- betonning qotish jarayonida hajmiy qisqarishidan va tashqi yuklar ta'siridan yoriqlarning paydo bo'lishi;
- qish mavsumida betonni isitish uchun talab qilinadigan qo'shimcha xarajatlar va hokazo.

Temirbetonning kamchiliklarini g'ovakli yengil to'ldiruvchilar ishlatilgan betonlarni qo'llash, issiqlik ta'sirida betonga ishlov berib uning qotishini tezlashtirish, armaturalarni oldindan taranglash va boshqa yo'llar bilan bartaraf etish mumkin.

2.3. Temirbetonning ishlatish sohalari

Temirbeton asosiy qurilish materiali bo'lib, har xil maqsadda foydalaniladigan bino va inshootlarni tiklashda keng qo'llanilmoqda.

Qurilishda biror - bir soha yo'qki temirbeton qo'llanilmasa.

Grajdani qurilishida temirbeton konstruksiyalar yopma va orayopma plitalari, devor panellari, ustunlar, rigellar, zinalar va poydevorlar sifatida ko'p qavatli turarjoy va jamoat binolarini tiklash uchun ishlatiladi.

Sanoat binolarining ustunlari, poydevorlari, rigellari (to'sinlar, fermalar va hokazo), kranosti to'sinlari, devor va tom panellari va boshqa elementlar temirbetondan tayyorlanadi. Bundan tashqari temirbeton sanoat binolarining maxsus inshootlari - bunkerlar, siloslar, suv havzalari (rezervuarlar), estakadalar va boshqa inshootlarni tiklash uchun ham ishlatiladi.

Grajdani va sanoat binolari uchun suv bilan ta'minlovchi va kanalizatsiya inshootlari, quvurlar, havzalar temirbetondan tiklanadi.

Temirbeton konstruksiyalar energetika, transport, qishloq va mudofaa qurilishida ham keng qo'llanilmoqda.

Energetika qurilishida temirbeton konstruksiyalari issiqlik elektrostansiyalari, gidroelektrostansiyalar (plotinalar), atom elektrostansiyalari elektr tokini uzatuvchi tayanchlar, shamol energiyasidan ishlaydigan elektrostansiyalarning minoralarini tiklashda qo'llanilmoqda.

Transport qurilishida grajdani va sanoat binolaridan tashqari temirbeton konstruksiyalar ko'priklar, estakadalar, metropolitenlar qurilishida keng ishlatiladi. Bundan tashqari temir yo'l qurilishida

ishlatiladigan shpallar ham temirbetondan tayyorlanadi, avtomobil yo'llari qurilishida temirbeton yo'l qoplamasi sifatida keng qo'llanilmoqda. Suv transporti qurilishida kemalarni qabul qiladigan daryo va dengizlarning kompleks inshootlarining devorlari, estakadalar, kemalar yuradigan shlyuzlar va boshqa inshootlar ham temirbetondan tayyorlanadi. Havo transporti inshootlarida temirbeton konstruksiyalar aerovokzallarni va angarlarni tiklashda, samolyotlar uchib qo'nadigan yo'laklarning yopmasi sifatida keng qo'llaniladi.

Keyingi yillarda temirbeton konstruksiyalari qishloq qurilishida chorvachilik fermalari, don mahsulotlari saqlanadigan omborlar hamda sug'orish tarmoqlarini qurishda keng qo'llanilmoqda.

Temirbeton konstruksiyalaridan tiklanadigan jamoat binolariga sirk, bozor, kino va konsert zallari hamda sport inshootlarini misol qilib keltirish mumkin. Bundan tashqari, temirbeton tele va radio minoralarini qurishda ham qo'llanilmoqda.

2.4. Temirbeton konstruksiyalarining rivojlanish tarixi

Temirbetonning ixtiro etilishi va rivojlanishini quyidagi xronologik tartibda keltirish mumkin:

1. 1848 yili Jan Lui Lambo birinchi bo'lib temirbetondan qayiq yasagan va uni 1855 yili Parijda o'tkazilgan ko'rgazmada namoyish qilgan. Bu materialni u *ferrotsement* deb atagan. Shundan temirbetonning tarixi boshlangan.

2. 1849 yili parijlik bog'bon Jozef Monye simdan tayyorlangan to'mi sement qorishmasi bilan suvab gul tuvalari tayyorlagan. Shundan boshlab bu material *temirbeton* deb atala boshlangan.

3. 1854 yili Nyukasl shahridan suvoqchi Vilyam Uilkinson olovbardosh orayopmasi uchun patent olgan. Orayopma temir tasma va uning ustidan quyilgan betondan iborat bo'lgan. Bunda temir tasma ravoqlarda orayopmaning pastiga joylashtirilgan tayanchlarda esa, qayirib tayanch ustiga o'tkazilgan. Vilyam Uilkinson o'sha vaqtda birinchilardan bo'lib temirbetonda armaturani ratsional joylashtirishni tushungan bo'lsa kerak.

4. 1855 yilda Fransua Kuane armaturalash usuli uchun patent olgan. Bunda u armaturalarni bir-biriga perpendikulyar joylashtirib, armaturalarni temirbeton orayopma o'rnatadigan to'rtala devorga ham o'tkazishni taklif etgan.

5. 1861 yili Fransua Kuane tomonidan «Qurilish san'atida betonni qo'llash» broshyurasi e'lon qilgan. Bu broshyurada birinchi marta armaturaning temir sterjenlar bilan birgalikda ishlashi aytilgan. Bundan tashqari beton

tanasiga joylashtiriladigan temir sterjenlar betonning yuk ko'tarish qobiliyatini oshirishi keltirilgan.

6. 1864 yili F. Kuane Farangistonda temirbetondan birinchi cherkovni qurgan. Temirbetondan keyingi cherkov 20 yildan keyin Londonda qurilgan. F. Kuanening temirbetonning rivojlanishiga qo'shgan hissasi juda katta hisoblanadi.

7. 1865 yilda Versal shahridagi «Aka-uka Flerlar» bog'bonlik firmasi bog'boni farangistonlik J. Monye tomonidan armoementli bochka uchun patent olgan. 1867 yil temirbeton ixtiro qilingan yil sifatida qabul qilingan.

8. 1867 yili Nyukastle-na-Tayne shahrida temirbetondan uncha katta bo'lmagan uy qurilgan. Uyning barcha konstruksiyalari temirbetondan tayyorlangan. Bu temirbeton tarixida birinchi uy hisoblanadi.

9. 1868 yili J. Monye Maysons-Alforte shahrida uncha katta bo'lmagan temirsementli basseyn qurgan va shu yili temirsementli rezervuar va quvurga patent olgan. Shu yili J. Monye tomonidan temirsementli plita va pardevorga patent olingan.

10. 1870 yili Suffolk grafligida ravog'i 16,5 m bo'lgan birinchi ko'priq qurilgan. Bu ko'priq 100 yil ekspluatatsiya qilingan.

11. 1873 yili J. Monye temirbeton ko'priikka patent olgan.

12. 1875 yili Angliyada yig'ma temirbetondan tiklangan ikki qavatli uy konstruksiyasiga birinchi patent olingan.

13. 1878 yili J. Monyega temirbeton to'sin va shpal uchun, 1881 yilda esa, oldin taklif etilgan hamma konstruksiyalariga umumlashtirilgan patent berilgan. Shundan keyin u Olmoniya va Russiyada o'zining ixtirolariga talabnoma bergan.

14. 1879 yili o'zining qurilish firmasiga ega bo'lgan olmon muhandisi Vays temirbeton bilan qiziqib qolgan va u Monyedan Olmoniyada uning tizimini qo'llash uchun panet huquqini sotib olgan.

15. 1880 yili J. Monye tomonidan Russiyada temirbetonga patent olingan va temirbetondan qurilish uslubi «Monye tizimi» deb atalgan.

16. 1881 yili Russiyada N.A. Beleyubskiy tomonidan temirbetondan tayyorlangan konstruksiyalar sinalgan. 1886 yildan esa, metall to'sinlar ustidan temirbeton hosil qilingan orayopmalar qo'llanila boshlangan.

17. 1887 yili G. Vays va M. Kenen to'sin va plitalarda armaturani kesim o'rtasiga emas, kesimning cho'ziladigan pastki tomoniga joylashtirish kerak degan xulosaga kelishgan. Shu vaqtdan boshlab temirbeton yangi qurilish materialiga aylangan.

18. 1892 yili Russiyada temiryo'l ostiga temirbeton quvurlar qo'llanila boshlandi.

19. 1892 yili fransuz muhandisi F. Gennebik yaxlit temirbetondan qovurg'ali orayopma konstruksiyasini taklif qilgan.

20. 1893 yili Moskva shahridagi bosh universal magazin (GUM) tomini yopish uchun temirbetondan bajarilgan qubbali konstruksiyalar hamda yo'lovchilar uchun ko'priklar va basseyn qurilgan.

21. 1895 yili I. G. Malyuga tomonidan Russiyada birinchi bo'lib « Состав и способы приготовления цементного раствора (бетона) для получения наибольшей крепости » ishi e'lon qilingan.

22. 1896 yilda Nijniy Novgorod yarmarkasi uchun ravog'i 45 m bo'lgan o'tish ko'prigi qurilgan.

23. 1897 yilda betondan 21 ravoqdan iborat bo'lgan 300 m uzunlikdagi temir yo'l viadugi qurilgan.

24. 1898 yilda temirbeton yo'l qurilishi ob'ektlarida keng ko'lamda qo'llanila boshlangan.

25. 1904 yilda Artur Ferdinandovich Loleytning « К вопросу о правилах приемки железобетонных сооружений » va « О коэффициенте прочности железобетонных сооружений » maqolasi chop etilgan. Shu yili A.F. Loleyt rahbarligi va loyihasi bo'yicha Moskva tasviriy san'at muzeyida ravog'i 8,5 m bo'lgan qubbalar va Reutov shahridagi to'qimachilik fabrikasi sexining orayopmasi temirbetondan bajarilgan.

26. 1904 yilda Nikolayev shahrida (Ukraina) N.Pyatnitskiy loyihasi bo'yicha mayak qurilgan.

27. 1905 yilda A.F. Loleyt tomonidan to'sinsiz temirbeton orayopma konstruksiyasi ishlab chiqilgan.

28. 1905 yilda Peterburg shahrida temirbeton sinchdan iborat bo'lgan 4 qavatli sanoat binosi qurilgan.

29. 1905 yildan 1928 yilgacha E. Freysine loyihasi va uning rahbarligida ko'pgina temirbeton ko'priklar va boshqa muhandislik inshootlari qurilgan. Bular ichida Sen-Per-dyu-Vovre shahrida 130 metrli arka shaklidagi va Plugastele shahridagi har bir ravog'i 186,4 metrdan iborat bo'lgan uch ravoqli ko'priklarni keltirish mumkin.

30. 1906 va 1909 yillarda A.F. Loleyt tomonidan to'sinsiz temirbeton orayopma qurilishi amalga oshirilgan.

31. 1909 yili A.F. Loleyt tomonidan Russiyada birinchi marta sig'imi 3500 tonna bo'lgan elevator qurilgan.

32. 1910 yilda Parij shahridagi De Bersi vokzali temirbeton qobiq bilan yopilgan.

33. 1911 yili Russiyada birinchi marta temirbeton konstruksiyalar va inshootlar uchun texnik shartlar va me'yorlar chop etilgan.

34. 1912–1913 yillar Moskvada I. Kuznetsov loyihasi bo'yicha temirbetonli sinchli bino qurilgan.

35. 1917 yilda Ejen Freysine betonni zichlashtirish uchun vibratsiyani qo'llagan. Ejen Freysine tomonidan oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalar

ishlab chiqilgan.

36. 1929 yilda Ejen Freysine oldindan zo'riqtirilgan temirbeton nazariyasi asoslari va amaliyoti ishi e'lon qilingan.

37. 1932 yilda Ejen Freysine birinchilardan bo'lib oldindan zo'riqtirilgan buyumlarni- svay, shpal va boshqalarni sanoatda ishlab chiqarishni tashkil etgan.

38. 1932 yilda betonchilarning Umumittifoq ilmiy muhandislik-texnik jamiyati majlisida A.F. Loleyt quyidagi mavzuda doklad qilgan: « Пересмотр теории железобетона » («Темирбетон назариясини қайта қўриб чиқиш »). Bunda ruxsat etilgan kuchlanishlar usulidan buzuvchi kuchlar usuliga o'tish taklif qilingan.

39. 1933 yilda professor V.V.Mixaylovning « Напряженно-армированный бетон » monografiyasi nashrdan chiqqan.

40. 1938 yili A.F. Loleyt taklifi asosida A.A. Gvozdev, Y.V. Stolyarov, V. I. Murashev va boshqalar tomonidan bugungi kunda progressiv hisoblanmish temirbetonni mustahkamlik bo'yicha buzilish bosqichi hisoblash usuli amalga joriy qilingan.

41. 1955 yili sobiq Ittifoqda temirbeton konstruksiyalarni chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblash uslubi ishlab chiqildi va bu uslubdan shu kungacha foydalanib kelinmoqda.

42. 1996 yilgacha O'zbekiston respublikasida temirbeton konstruksiyalarni loyihalash sobiq Ittifoqda ishlab chiqilgan va 1985 yilda loyihalash amaliyotidan kiritilgan СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» me'yoriy hujjatidan foydalanib kelindi.

43. O'zbekiston Respublikasi mustaqillikka erishgandan keyin 1996 yili СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» me'yoriy hujjatiga asoslangan holda QMQ 2.03.01-96 «Бетон va temirbeton konstruksiyalar» loyihalash amaliyotiga kiritildi.

Qurilishda ishlatiladigan beton va temirbetonning texnik, iqtisodiy, estetik va ekologik xarakteristikalarini yaxshilashga yo'naltirilgan ilmiy tadqiqot va ishlab chiqarish sohasida xalqaro hamkorlikni amalga oshirish maqsadida Xalqaro federatsiya (FIB- International Federation for Structural Concrete) faoliyat olib boradi.

Federatsiyasining asosiy vazifalari quyidagilardan iborat:

1. Ilmiy tadqiqot ishlarini rag'batlantirish;
2. Tadqiqot natijalarini va amaliy tajribalarni tahlil qilish;
3. Temirbeton konstruksiyalarni loyihalash va tiklash bo'yicha tavsiyalarni ishlab chiqish;

4. To'plangan bilimlarni maqolalar, yo'riqnomalar, xalqaro kongress va simpoziumlar materiallari sifatida chop etish yo'li bilan tarqatish, federatsiya a'zolarini beton va temirbeton sohasidagi yutuqlar bilan tanishtirishdan iborat.

3. TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARNI CHEGARAVIY HOLATLAR BO'YICHA HISOBLASH

3.1. Chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblashning mohiyati

Chegaraviy holat deb, konstruksiyaning shunday bir holatiga aytiladiki, bu holatda konstruksiya tashqi yuklar ta'siriga qarshilik ko'rsata olmaydi yoki haddan ortiq deformatsiyalanishi va mahalliy buzilishi natijasida uni ekspluatatsiya qilish mumkin bo'lmay qoladi. Chegaraviy holatlar *ikki guruhga* bo'linadi. *Birinchi guruh* bo'yicha konstruksiyaning yuk ko'tarish qobiliyati (mustahkamligi, ustivorligi va chidamliligi) ta'minlanishi shart. Ikkinchi guruh bo'yicha esa, konstruksiyaning normal ekspluatatsiya qilish uchun yaroqli bo'lishi (yoriqlarning paydo bo'lishi yoki bo'lmasligi va yoriqlar paydo bo'lganda uning ochilishi chegaralanishi hamda salqiliq, tebranish chegaralanishi) ta'minlanishi shart.

Chegaraviy holatning birinchi guruhi bo'yicha hisoblash konstruksiyalar uchun asosiy bo'lib hisoblanadi.

Chegaraviy holatning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblash mustahkamliklari ta'minlangan konstruksiyalarda yoriqlarning paydo bo'lishi va ochilish kengligining hamda salqiliklarning haddan oshib ketishi kutilgan hollarda bajariladi.

3.2. Chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo'yicha hisoblash

Konstruksiyalarni yuk ko'tarish qobiliyati bo'yicha (chegaraviy holatlarning birinchi guruhi) hisoblashning mohiyati quyidagidan iborat:

- konstruksiyaga ta'sir qiladigan zo'riqishlarning eng katta miqdori N_{max} eng noqulay sharoitda ishlaydigan konstruksiyaning eng kichik yuk ko'tarish qobiliyati S_{min} dan oshib ketmasligi shart, ya'ni:

$$N_{max} \leq S_{min} \quad (3.1.)$$

N_{max} zo'riqish bino va inshootlarning tayinlanishi bo'yicha ishonch koeffitsiyenti γ_n , yuklarning me'yoriy miqdorlari q_n , yuklar bo'yicha ishonch koeffitsiyentlari γ_f , yuklarning birgalikda ta'sir et-

ishini e'tiborga oladigan koeffitsiyentlar Ψ va hisob sxemasining C_f omiliga bog'liq bo'ladi.

$S_{\min}$ zo'riqish materiallarning me'yoriy qarshiliklariga, materiallar bo'yicha ishonch koeffitsiyentlariga, ish sharoiti koeffitsiyentlariga, materiallar qarshiliklarining birgalikda chegaraviy qiymatlarga yetishini e'tiborga oladigan ψ_r koeffitsiyentga, element ko'ndalang kesimining shakli va o'lchamlarini e'tiborga oladigan C_r omilga bog'liq bo'ladi.

Yuqoridagilarni e'tiborga olgan holda (3.1) shart quyidagi ko'rinishni oladi:

$$N_{\max}(\gamma_n, q_n, \gamma_f, \psi, C_f) \leq S_{\min}(R_n, \gamma, \gamma_i, \psi_R, C_r). \quad (3.2.)$$

3.3. Chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblash

Konstruksiyalarni deformatsiyalar bo'yicha hisoblashning (chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi) mohiyati shundan iboratki, me'yoriy yuklar ta'siridan hosil bo'luvchi deformatsiya (salqilik, ko'chish, buralish) f me'yorlangan chegaraviy qiymatidan oshib ketmasligi shart, ya'ni quyidagi shart bajarilishi kerak:

$$f \leq f_{\lim} \quad (3.3)$$

Temirbeton va tosh konstruksiya uchun yuqorida keltirilgan hisoblardan tashqari darzbardoshlik bo'yicha (darz ketishi, yoriqlarning ochilishi va yopilishi) hisoblar ham bajariladi.

Darzbardoshlikka hisoblashning mohiyati shundan iboratki, konstruksiyaga ta'sir qiladigan hisobiy zo'riqishlarning eng katta miqdori $N_{\max}$ konstruksiyaning darz ketish holatida qabul qila oladigan zo'riqish N_{crc} dan oshib ketmasligi shart, ya'ni quyidagi shart bajarilishi lozim:

$$N_{\max} \leq N_{crc} \quad (3.4)$$

Yoriqlarning ochilishi bo'yicha hisoblashning mohiyati shundan iboratki, yoriqlarning hisobiy (yoki me'yoriy) yuklar ta'siridan ochilish kengligi a_{crc} me'yorlangan chegaraviy qiymatidan katta bo'lmasligi shart, ya'ni quyidagi shart bajarilishi lozim:

$$a_{crc} \leq a_{crc, \lim} \quad (3.5)$$

4. YUKLAR VA TA'SIRLAR

4.1. Yuklarning turlari

Ta'sir qilish xarakteri va davomiyligiga bog'liq ravishda yuklar quyidagi: doimiy, vaqtinchalik qisqa vaqt ta'sir qiladigan, vaqtinchalik uzoq vaqt ta'sir qiladigan davomli, muhim va montaj yuklarga bo'linadi.

4.2. Doimiy yuklar

Doimiy yuklarga bino va inshoot qismlarining og'irliklari, gruntning og'irligi va bosimi hamda oldindan zo'riqtiruvchi kuchlar kiradi.

Uzoq vaqt davomida ta'sir qiladigan (davomli) yuklarga vaqtincha o'rnatilgan to'sinlar va poydevorlarning og'irliklari, qo'zg'almas jihozlarning og'irliklari, suyuqlik va gazlarning bosimi, omborxonalarga ta'sir qiladigan yuklar, temperaturaning ta'siri, poydevorlarning notekis cho'kishi natijasida hosil bo'ladigan yuklar, betonning cho'kishi va sirpanuvchanligi, turarjoy va jamoat binolariga ta'sir qiladigan foydali yuklarning bir qismi, qor qoplami og'irligining 30% dan 60% gacha bo'lgan qismi (qor qoplaminin og'irligi bo'yicha III...VI rayonlari uchun), kranlardan hosil bo'ladigan yuklarning 50% dan 70 % gacha bo'lgan qiymatlari va boshqa yuklar olinadi [10].

4.3. Vaqtinchalik yuklar

Qisqa vaqt davomida ta'sir qiladigan (muvaqqat) yuklarga jihozlarni boshqarish zonalarida ularni tuzatish uchun qo'llaniladigan materiallar va hizmat qiladigan odamlarning og'irliklari, turarjoy, jamoat va qishloq xo'jaligi binolarining orayopmalariga odamlar, jihozlar va hayvonlar og'irligidan ta'sir qiladigan yuklar, kranlardan hosil bo'ladigan yuklarning 30% dan 50% gacha bo'lgan qiymati, shamolning bosimidan hosil bo'ladigan yuk, qor qoplami og'irligining 40% dan 70% gacha bo'lgan qiymati (III...VI rayonlar uchun) va boshqa yuklar qabul qilinadi.

Muvaqqat yuklar kvazistatik, ya'ni vaqt davomida miqdori sekin o'zgaradigan va inersion kuchlar hosil bo'lmaydigan yuklarga hamda

dinamik yuklarga bo'linadi. Dinamik yuklarning ta'siri, odatda, dinamik koeffitsiyentlar yordamida statik yuklarga muqobil bo'lgan qiymatlari bilan almashtiriladi.

4.4. Muhim yuklar

Muhim yuklarga yerning tebranishi natijasida sodir bo'ladigan seysmik va portlash natijasida hosil bo'ladigan yuklar kiradi.

4.5. Montaj yuklar

Montaj yuklar konstruksiyalarni tayyorlash, saqlash, bir joydan ikkinchi joyga transport vositalari yordamida tashish hamda bino va inshootlarni tiklash jarayonlarida konstruksiyalarning hususiy og'irliklaridan hosil bo'ladi.

4.6. Yuklarning me'yoriy va hisobiy qiymatlari

Tashqi yuklarning miqdori bir nechta omillarga bog'liq bo'lgan holda o'zgarib turadi. Shuning uchun tashqi yukning me'yoriy qiymati sifatida uning o'rtacha yoki o'rtacha qiymatidan yuqori bo'lgan miqdor qabul qilinadi. Doimiy yuklarning me'yoriy qiymati betonning o'rtacha zichligini e'tiborga olib topiladi. Muvaqqat yuklarning me'yoriy qiymatlari sifatida bino va inshootni normal ekspluatatsiya qilish jarayonidagi eng katta qiymati olinadi. Shamol va qor qoplami og'irligidan hosil bo'ladigan yuklarning me'yoriy qiymatlari har yilgi katta qiymatlarining o'rtachasiga yoki ularning takrorlanishidagi o'rtacha davriga mos bo'lgan katta qiymatiga teng qilib olinadi. Kranlardan hosil bo'ladigan yuklarning me'yoriy qiymatlari kranlar uchun chiqarilgan standartlarda berilgan bo'ladi.

Temirbeton konstruksiyalarni hisoblashda tashqi yuklarning hisobiy (loyihaviy) qiymatlari qo'llaniladi. Yukning hisobiy qiymati uning me'yoriy qiymatini har xil omillar ta'siridan o'zgaruvchanligini e'tiborga oladigan yuk bo'yicha *ishonchlilik* koeffitsiyentiga ko'paytirish yo'li bilan topiladi, ya'ni $F = F_n \gamma_f$. Yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyentining qiymati quyidagicha qabul qilinadi: konstruksiyalarning xususiy og'irligi va tabiiy holatdagi gruntlar uchun $\gamma_f = 1,1$; yengil va g'ovakli materiallardan tayyorlangan

buyumlar hamda zavod sharoitida tayyorlanadigan issiqlik va tovushni izolyatsiyalovchi materiallar uchun $\gamma_f=1,2$; konstruksiyalar qurilish maydonida tayyorlanadigan bo'lsa $\gamma_f=1,3$; uyilgan holatdagi gruntlar uchun $\gamma_f=1,15$. Konstruksiya massasining kamayishi natijasida uning ishlash sharoiti yomonlashsa ishonchlilik koeffitsiyentining qiymati $\gamma_f=0,9$ qabul qilinadi (konstruksiyalarni ustuvorlikka hisoblashda).

Muvaqqat yuklarning me'yoriy qiymatlari bino va inshootlarning qo'llanish sohalariga qarab qurilish me'yorlari va qoidalarida (QMQ) [10] berilgan. Yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyentlarining qiymatlari esa, quyidagicha qabul qilinadi: yukning to'liq me'yoriy qiymati 2 kPa dan kam bo'lganda $\gamma_f=1,3$; 2 kPa dan katta bo'lganda esa $\gamma_f=1,2$ qabul qilinadi.

Shamol bosimidan hosil bo'ladigan yuklar uchun yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti $\gamma_f=1,4$ qabul qilinadi.

Qor qoplami og'irligidan hosil bo'ladigan yuklar uchun ham $\gamma_f=1,4$ qabul qilinadi.

Temirbeton konstruksiyalarning elementlari chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblanganda yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti $\gamma_f=1$ qabul qilinadi.

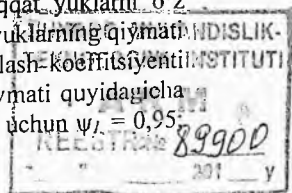
4.7. Yuklar jamlanmasi

Tabiatda tashqi yuklar bino va inshootlarga alohida-alohida emas balkim birgalikda ta'sir qiladi. Shuning uchun ham bino va inshootlar tashqi yuklarning birgalikda ta'sir qilishining eng noqulay holatiga hisoblanadi. Yuklarning birgalikda ta'sir qilishining ikkita eng noqulay birikmasi (jamlanmasi) qabul qilingan [10]:

a) doimiy, davomli va muvaqqat yuklarni o'z ichiga oladigan asosiy jamlanma;

b) doimiy, davomli, muvaqqat va muhim yuklardan birini o'z ichiga oladigan muhim jamlanma.

Doimiy va ikkitadan kam bo'lmagan muvaqqat yuklarni o'z ichiga oladigan yuklarning birikmasida muvaqqat yuklarning qiymati yoki shu yuklarga mos bo'lgan zo'riqlashlarni jamlash koeffitsiyenti ψ ga ko'paytiriladi. Jamlash koeffitsiyentining qiymati quyidagicha qabul qilinadi: asosiy birikmalarda davomli yuklar uchun $\psi_f=0,95$



muvaqqat yuklar uchun esa, $\psi_2 = 0,9$; muhim birikmalarda davomli yuklar uchun $\psi_1 = 0,95$; muvaqqat yuklar uchun esa, $\psi_2 = 0,8$.

Doimiy va bitta muvaqqat yukni o'z ichiga olgan asosiy birikma uchun jamlash koeffitsiyentining qiymati birga teng qabul qilinadi.

Asosiy birikmalarda uchta va undan ko'p bo'lgan muvaqqat yuklar olingan bo'lsa, ularning hisobiy qiymatlarini ψ_2 jamlash koeffitsiyentiga ko'paytirish ruxsat etiladi. Bunda ψ_2 koeffitsiyentning qiymati quyidagicha qabul qilinadi: birinchi muvaqqat yuk uchun ta'sir darajasiga qarab $\psi_2 = 1,0$; ikkinchi yuk uchun $\psi_2 = 0,8$, qolgan yuklar uchun esa $\psi_2 = 0,6$.

Temirbeton va tosh konstruksiyalariga tashqi yuklardan tashqari atrof muhit harorati va namligi, yer cho'kishi va boshqa omillar ham ta'sir ko'rsatadi.

5. BETONNING FIZIK-MEXANIK XOSSALARI

5.1. Betonning tarkibi

Betonning strukturasi uning mustahkamligi va deformatsiyalinishiga juda ham katta ta'sir ko'rsatadi. Bu masalaga aniqlik kiritish uchun beton qorishmasida ro'y beradigan fizik va kimyoviy jarayonlarni qarab chiqamiz. Quruq beton qorishmasi (sement, qum, shag'al) suv bilan aralashtirilganda sement bilan suv birikmasida sement xamiri hosil bo'ladi va sement bilan suv orasida kimyoviy reaksiya boshlanadi. Bu reaksiyaning mahsuloti, sement minerali bilan suv birikmasi natijasida gel – ilvirsimon sement yelimi hosil bo'ladi. Bu birikmaning katta bo'lmagan bir qismi kristall holatida ajralib chiqadi. Beton qorishmasi aralashtirilganda sement xamiri katta to'ldiruvchilarning donalarini o'rab oladi. Sement xamiri asta sekinlik bilan qotib sement toshiga aylanadi va beton qorishmani yaxlit holatga olib keladi.

Vaqt o'tishi bilan sement xamirining qotishi jarayonida gel o'z hajmini kamaytirib quyuqlashadi. Bunda kristall hosil bo'lish jarayoni gel massasini qamrab oladi va qattiq kristal o'simtalarni hosil qiladi.

Zamonaviy nuqtai nazarga binoan strukturasi bo'yicha qotgan beton murakkab kompozitsion material deb qaraladi. Unda massan-

ing uzluksizligi keskin buzilgan bo'lib qattiq, suyuq va gazsimon holatlar mujassamlashgan. Beton strukturasiining muhim xarakteristikalaridan biri betonda g'ovaklar egallagan hajmning parametridir. Bu sement toshining, o'z navbatida esa, betonning tabiatan kapillyar-g'ovak material ekanligi bilan bog'liqdir.

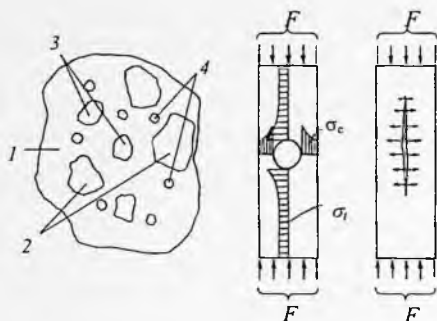
Betondagi g'ovaklar o'zining o'lchamlari bilan bir-biridan bir necha marta farq qiladi va har xil murakkab shaklga ega. Betonda g'ovaklarning hosil bo'lishi, asosan, ortiqcha suv miqdoriga bog'liq. Odatda betonning qotishi uchun talab qilinadigan suvning miqdori sement og'irligining taxminan 0,15...0,20 qismini tashkil qiladi. Ammo bunday betonni qoliplarga yotqizish qiyin bo'lganligi sababli suvning sementga nisbati (S/S) 0,35...0,60 gacha oshiriladi. Natijada sement bilan reaksiyaga kirishmagan ortiqcha suv beton tanasida ma'lum bir hajmni egallaydi. Betonning qotish jarayonida ortiqcha suvning bir qismi bug'lanib beton tanasida har xil hajmdagi bo'shliq va g'ovaklar hosil qiladi. Bu g'ovaklar bir-biriga tutashib betonda o'lchamlari 0,1...1,0 mkm dan 20...50 mkm gacha bo'lgan kapillyarlar hosil qiladi. Betonning qotish jarayoniga bog'liq bo'lgan holda bu g'ovaklar suv yoki havo bilan to'lgan bo'ladi.

Betonning strukturasi beton qorishmasini tayyorlash, joylash va zichlash jarayonida hosil qilinib, betonning uzoq muddat qotishidan muttasil o'zgaradi. Shunday qilib beton strukturasi o'zida kristall o'simtalar, gel, suv va havo bilan to'lgan ko'p miqdordagi g'ovaklar va kapillyarlarni mujassamlashtirgan sement toshida tartibsiz joylashgan qum va shag'al donalarining fazoviy panjarasi sifatida tasavvur qilish mumkin (5.1, a-rasm).

Bir jinsli bo'lmagan bunday jismla tashqi kuchlar ta'siridan murakkab kuchlanish holati sodir bo'ladi. Siqilgan beton namunasidagi kuchlanishlar elastik moduli katta bo'lgan qattiq zarrachalarda to'planadi. Natijada zarrachalarni birlashtiruvchi sirtida bu bog'lanishni buzuvchi zo'riqlar hosil bo'ladi. Shu bilan birga betondagi g'ovaklar va bo'shliqlar hosil bo'lgan joylarda kuchlanishlarning to'planishi sodir bo'ladi. Elastiklik nazariyasi kursidan ma'lumki, bo'shliqlarga ega bo'lgan qattiq jisim siqilganda bo'shliqlar atrofidan siquvchi hamda cho'zuvchi kuchlanishlar to'planadi. Cho'zuvchi kuchlanishlar siquvchi kuchga parallel bo'lgan yuzalar bo'yicha

ta'sir qiladi (5.1-rasm).

Beton tanasida g'ovak va bo'shliqlarning soni ko'p bo'lganligi uchun bir g'ovak atrofida hosil bo'ladigan cho'zuvchi kuchlanish ikkinchi g'ovakdagi kuchlanish bilan qo'shib ketadi. Natijada siqilgan betonda bo'ylama siquvchi hamda ko'ndalang cho'zuvchi kuchlanishlar hosil bo'ladi.



5.1-rasm. Betonning tuzilishi (strukturasi) va unda hosil bo'ladigan kuchlanishlar sxemasi:
1-sement toshi;
2-shag'al; 3-qum; 4-suv va havo bilan to'lgan g'ovaklar

5.2. Betonning mustahkamligi

Betonning mustahkamligi bir qator omillarga bog'liq bo'lib, tarkibi, tayyorlanish jarayoni va qotish sharoiti bir xil bo'lganda ham o'zgaruvchanlik xossasiga ega bo'ladi. Betonning mustahkamligi (boshqa sharoitlar bir xil bo'lganda ham) asosan uning yoshiga va qotish sharoitiga, sinalayotgan namunaning shakli va o'lchamlariga hamda kuchlanish holatining xarakteriga (siqilish, cho'zilish, mahalliy siqilish, kesilish va hokazo) bog'liq bo'ladi.

Betonni tashkil etuvchi to'ldiruvchilarning joylashishida qonuniyat bo'lmaganligi va g'ovaklarning tartibsiz joylashishi natijasida bir xil qorishmadan tayyorlangan namunalarni sinashda har xil qarshilik olinadi. Bundan tashqari, namunalarni bir xil bo'lmagan sharoit va har xil tezlikda sinash ham beton mustahkamligining o'zgaruvchanligiga olib keladi.

Betonning eng muhim xarakteristikalaridan biri, bu uning siqilishdagi mustahkamligi bo'lib, betonning boshqa mustahkamlik xarakteristikalariga nisbatan juda oson aniqlanadi. Etalon sifatida betonning siqilishdagi mustahkamligini ifodalash uchun betonning **sinfi**

degan ko'rsatgich qabul qilingan. Betonning sinfi deb, qirralarining o'lchamlari 150 mm bo'lgan beton kubning 95% ta'minlanish bilan 28- sutkadagi siqilishdagi chegaraviy qarshiligiga aytiladi. Beton 28 sutka davomida muhit temperaturasi $20 \pm 2^\circ\text{C}$ va namligi $\sim 90\%$ bo'lgan sharoitda qotishi shart. Beton namunani yuklash tezligi 0,3 MPa/s ($3 \text{ kg/sm}^2\cdot\text{s}$) ga teng bo'lishi lozim.

5.3. Betonning kubik mustahkamligi

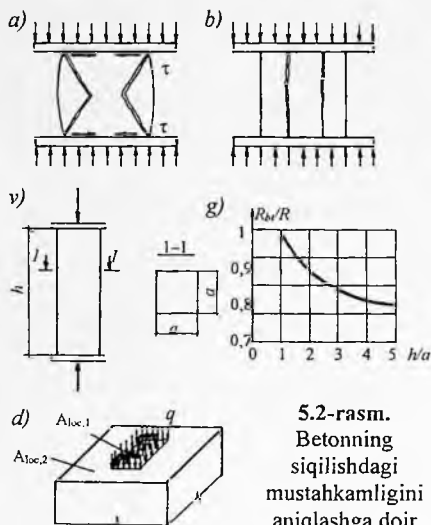
Kub shaklidagi beton namuna press plitalari orasiga o'rnatilib markaziy siqilishga sinalganda, namunaning buzilishi natijasida kichik asoslari bir-biriga tutashgan ikkita kesik piramida hosil bo'ladi (5.2,a rasm). Beton namunaning bunday sxema bo'yicha buzilishiga asosiy sabab bu press plitalari bilan namuna sirti orasida hosil bo'ladigan ishqalanish kuchlaridir. Bu kuchlar namunaning ichkarisiga qarab yo'nalgan bo'lib, betonning ko'ndalang yo'nalish bo'yicha deformatsiyalanishini cheklaydi. Namuna sirtidan uzoqlashgan sari bu kuchlarning qiymati kamayib boradi.

Agar press plitasi bilan namuna sirti orasida hosil bo'ladigan ishqalanish kuchlari yo'qotilsa, beton namunaning buzilishi umuman boshqa sxema bo'yicha ro'y beradi (5.2,b rasm). Ya'ni namunada kuch yo'nalishiga parallel bo'lgan yoriqlar paydo bo'ladi. Ishqalanish kuchlari yo'q bo'lganligi sababli namuna ko'ndalang yo'nalish bo'yicha erkin deformatsiyalanadi. Bu sxema bo'yicha sinalgan betonning qarshiligi taxminan 40% gacha kamayadi. Shuning uchun davlat standarti bo'yicha betonning mustahkamligi birinchi sxema asosida, beton namunalarning sirti yog'lanmasdan sinaladi.

Betonning bir jinsli bo'lmaganligi va uni sinashda ishqalanish kuchlarining hosil bo'lishi natijasida har xil o'lchamdagi kublarning mustahkamliklari har xil bo'ladi. Kub qirralarining o'lchamlari qancha kichik bo'lsa uning mustahkamligi shuncha yuqori bo'ladi.

Standart o'lchamdagi kubning (qirralarining o'lchami 150 mm bo'lgan) mustahkamligi R bo'lganda, qirralarining o'lchami 100 mm bo'lgan kubning mustahkamligi $0,93 \cdot R$, qirralarining o'lchami 200 mm bo'lgan kubning mustahkamligi esa $1,05 \cdot R$ ga teng bo'ladi.

Bunga sabab bir jinsli bo'lmagan beton namunalarida, ular o'lchamlarining kattalashishi bilan nuqsonlar sonining ko'payishidir.



5.2-rasm.
Betonning
siqilishdagi
mustahkamligini
aniqlashga doir

5.4. Betonning prizmatik mustahkamligi

Betonning kubik qarshiligi faqat uning sifatini nazorat qilish uchun foydalaniladi va temirbeton konstruksiyalarni hisoblashda bevosita qo'llanilmaydi. Temirbeton konstruksiyalarda betonning ishlash holati beton kubning ishlash holatidan farq qilib, beton prizmaning ishlash holatiga yaqin bo'ladi. Shuning uchun hisoblashlarda betonning prizmatik qarshiligi ishlatiladi.

Betonning **prizmatik qarshiligi** balandligining prizma asosi o'lchamiga nisbati 3...4 bo'lgan beton namunani buzilish darajasigacha sinash yo'li bilan aniqlanadi (5.2,v-rasm). Bunda, beton prizma bosqichma-bosqich yuklanib, har bosqichda yukning miqdori buzuvchi kuchning 10% ga teng qilib olinadi. Beton namuna har bir bosqichda yuk ta'siriga 4...5 min ushlab turiladi. Yuklash tezligi o'zgarmas bo'lib 0, 6...0, 2 MPa/s ga teng qabul qilinadi.

Betonning prizmatik va kubik qarshiligi o'rtasida to'g'ri proporsional bog'lanish mavjud. Bu bog'lanish quyidagi empirik formu-

la orqali ifodalanadi

$$R_b = (0,77 - 0,001 \cdot R) \cdot R. \quad (5.1)$$

Haqiqatda tajribadan olingan natijalar (5.1) formuladan aniqlanadigan betonning prizmatik qarshiligiga nisbatan birmuncha yuqori bo'lib, og'ir va yengil betonlar uchun $0,78 \cdot R$ dan (betonning sinfi yuqori bo'lganda) $0,83 \cdot R$ gacha (betonning sinfi past bo'lganda) o'zgaradi. G'ovakli betonlar uchun esa, mos ravishda $0,87 \cdot R$ dan $0,94 \cdot R$ gacha o'zgaradi.

Betonning prizmatik qarshiligi R_b siqilish, egilish, buralish, qiyshiq egilish va qiyshiq nomarkaziy siqilishga ishlaydigan temirbeton konstruksiyalarni hisoblash uchun qo'llaniladi.

5.5. Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi

Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi uni tashkil etuvchi sement toshining mustahkamligiga va uning to'ldiruvchilar bilan bog'lanish mustahkamligiga bog'liq. Betonning cho'zilishdagi haqiqiy mustahkamligi uning markaziy cho'zilishdagi mustahkamligi bilan ifodalanadi. Betonning cho'zilishdagi chegaraviy mustahkamligi R_{bt} nisbatan yuqori bo'lmagan holda siqilishdagi mustahkamligining $0,1...0,05$ qismini tashkil qiladi. Betonning siqilishdagi mustahkamligi oshishi bilan R_{bt} / R_b nisbat kamayib boradi (5.2, g-rasm).

Cho'zilishda beton mustahkamligining kamligi beton strukturasining bir jinsli bo'lmaganligi va cho'zuvchi zo'riqishlar ta'siridan beton yaxlitligining juda erta buzilishi hamda kuchlanishlarning bo'shliqlar atrofida to'planishiga bog'liq.

Betonning markaziy cho'zilishdagi mustahkamligi ishchi zonasi prizma shaklida bo'lgan beton namunani uzishga sinash yo'li bilan aniqlanadi (5.3, a- rasm). Cho'zuvchi pressga biriktirish uchun beton namunaning ikki tomoni kengaytiriladi. Namuna yuk bilan ($0,08...0,05$) MPa/s tezlikda bir tekis yuklanadi. Betonning markaziy cho'zilishdagi mustahkamligi buzuvchi kuchning beton namuna yuzasiga nisbati orqali aniqlanadi

$$R_{bt} = F_u / A_{bt}, \quad (5.2)$$

bu yerda: F_u - buzuvchi kuch; A_{bt} - namunaning ko'ndalang kesim yuzasi.

Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi uning siqilishdagi mustahkamligi orqali tajribalar asosida olingan Fere formulasidan ham aniqlanishi mumkin:

o'rta va past mustahkamlikka ega bo'lgan betonlar uchun

$$R_{bt} = 0,23\sqrt[3]{R_b^2}; \quad (5.3)$$

yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan sementli betonlar uchun

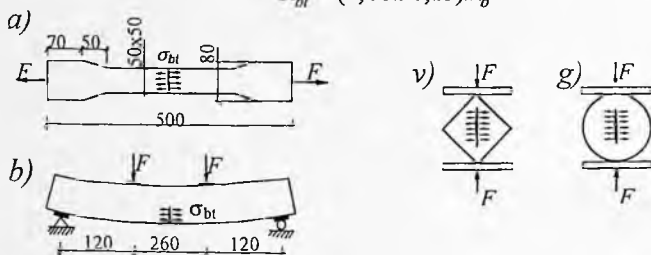
$$R_{bt} = 0,32\sqrt[3]{R_b^2}; \quad (5.4)$$

beton-polimerlar uchun

$$R_{bt} = 0,5\sqrt[3]{R_b^2}; \quad (5.5)$$

polimer betonlar uchun

$$R_{bt} = (0,08...0,15)R_b. \quad (5.6)$$



5.3-rasm. Betonning cho'zilishdagi mustahkamligini aniqlashga doir

Beton-polimerlar va polimer betonlarda sement toshining to'ldiruvchilar bilan bog'lanishi (yopishishi) yaxshi bo'lganligi sababli bunday betonlarning cho'zilishdagi mustahkamligi sementli betonlarning cho'zilishdagi mustahkamligiga nisbatan ancha yuqori bo'ladi.

Cho'zilishga sinashda beton namunani markazlashtirish qiyin bo'lganligi sababli betonning cho'zilishdagi mustahkamligi beton to'sinchani egilishga sinashdan aniqlanadi.

Standart namuna sifatida ko'ndalang kesimi kvadrat shaklida bo'lib, o'lchami 150 mm, uzunligi esa 600 mm bo'lgan beton

to'sincha olinadi (5.3, *b*- rasm). Bu holatda betonning cho'zilishdagi mustahkamligi quyidagi formuladan hisoblanadi

$$R_{bt} = M / W_{pl}, \quad (5.7)$$

bu yerda: $M = F \cdot a$ - buzuvchi moment;

$W_{pl} = b \cdot h^3 / 3,5$ beton to'sincha ko'ndalang kesim yuzasining elastik-plastik qarshilik momenti.

Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi ko'ndalang kesimi kvadrat shaklida bo'lgan beton prizma yoki silindr shaklidagi beton namunani 5.3, v, g- rasmlarda ko'rsatilgan sxemalar bo'yicha yoriqlashga sinash yo'li bilan ham aniqlanishi mumkin. Bunda mustahkamlik quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$R_{bt} = 2 \times K_1 \times K_2 \times F / A, \quad (5.8)$$

bu yerda: F - yoruvchi kuch;

A - namunaning ko'ndalang kesim yuzasi;

K_1 – betonning ezilishidan namuna kesimining kichrayishini e'tiborga oladigan koeffitsiyent (og'ir betonlar uchun $K_1 = 1,1$; yengil betonlar uchun $K_1 = 1,25$);

K_2 - namunaning shakli va o'lchamini e'tiborga oladigan koeffitsiyent ($d = a = 150 \text{ mm}$ bo'lgan prizma va silindr uchun $K_2 = 1$).

Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi R_{bt} birinchi navbatda yoriqlar paydo bo'lishiga chidamliligi ta'minlanishi shart bo'lgan konstruksiyalarni (suv bosimi ostida ishlaydigan quvurlar, suyuqliq saqlanadigan havzalar va hokazo) hisoblash uchun ishlatiladi.

5.6. Betonning deformatsiyasi

Betonda hosil bo'ladigan deformatsiyalar ikki guruhga, ya'ni atrof muhit temperaturasi va namligining o'zgarishi natijasida sodir bo'ladigan hajmiy va tashqi yuklar ta'siridan hosil bo'ladigan zo'riqish deformatsiyalariga bo'linadi. Ta'sir qilish xarakteri va muddatiga qarab tashqi yuklar ta'siridan hosil bo'ladigan zo'riqish deformatsiyalari uch toifaga bo'linadi:

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

2 - davomli yuklar bilan yuklashdan hosil bo'ladigan deformatsiyalar;

3 - yuklarning ko'p marta takror-takror ta'siridan hosil bo'ladigan deformatsiyalar.

Betonning temperatura va namlik ta'siridan deformatsiyalanishi. Beton oddiy muhit sharoitida qotganda o'z hajmini qisqartiradi. Betonning bu xossasi betonning **cho'kishi** yoki **kirishishi** deb aytiladi. Suvda qotadigan beton o'z hajmini oshirish xossasiga ega bo'lib, bu betonning **bo'kishi** yoki **shishishi** deb aytiladi.

Betonning cho'kish deformatsiyasiga ta'sir qiladigan omillarni uch guruhga bo'lish mumkin:

1. Betonning tarkibi va tayyorlanish texnologiyasiga bog'liq bo'lgan omillar (sement sarfi, suv sement nisbati, to'ldiruvchilarning elastiklik moduli, qo'shimchalarning xili, qotish sharoiti va hokazo);

2. Atrof muhitning ta'siri bilan bog'liq bo'lgan omillar (havo temperaturasi va nisbiy namligi, betonni o'rab turuvchi qoplamaning xili va sifati va hokazo);

3. Konstruktiv (amaliy) xarakterga ega bo'lgan omillar (beton konstruksiyaning shakli, konstruktiv o'lchamlari, armatura bilan jihozlanishi va hokazo).

Beton tayyorlash uchun sarf qilinadigan sementning miqdori uning cho'kish (kirishish) deformatsiyasiga juda katta ta'sir ko'rsatadi. Sement miqdorining oshishi cho'kish deformatsiyasining oshishiga olib keladi (5.4, *a* -rasm). Suv-sement nisbati (S/S) katta bo'lgan betonlarda cho'kish deformatsiyasi ham katta bo'ladi (5.4, *b* - rasm).

Elastiklik moduli katta bo'lgan to'ldiruvchilardan tayyorlangan betonlarning cho'kishi natijasida hosil bo'ladigan deformatsiyasi kam bo'ladi (5.4, *v* -rasm).

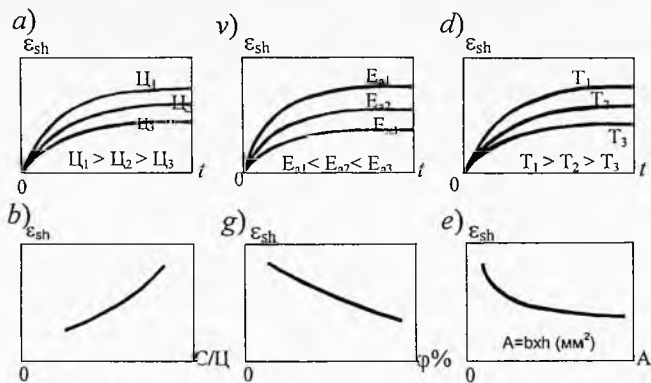
Uzoq vaqt nam sharoitda saqlangan betonning cho'kishi sekinlashadi, ammo beton cho'kish deformatsiyasining chegaraviy qiymatiga ta'sir ko'rsatmaydi.

Atrof muhitning nisbiy namligi betonning cho'kish deformatsiyasiga katta ta'sir ko'rsatadi. Nisbiy namlikning oshishi bilan betonning cho'kish deformatsiyasi kamayadi, aks holda esa, ko'payadi (5.4, *g* - rasm).

Atrof muhitning temperaturasi ham betonning cho'kish deformatsiyasiga katta ta'sir ko'rsatib, temperatura oshganda cho'kish de-

formatsiyasi ham oshadi, aks holda esa kamayadi (5.4, *d* -rasm).

Beton cho'kish deformatsiyasiga namunalarning o'lchamlari ham ta'sir ko'rsatadi. Kichik o'lchamdagi beton namunalarda cho'kish deformatsiyasining qiymati o'lchamlari katta bo'lgan namunalardagiga nisbatan katta bo'ladi (5.4, *e* -rasm).



5.4-rasm. Betonning cho'kish deformatsiyasiga turli omillarning ta'siri

Atrof muhit temperaturasining o'zgarishidan betonning o'z hajmini o'zgartirishiga betonning temperatura ta'siridan deformatsiyalanishi deb aytiladi. Betonning temperatura ta'siridan deformatsiyalanishi ikki qismdan iborat bo'lib, deformatsiyaning birinchi qismi temperaturaning o'zgarishiga proporsional ravishda o'zgaradi. Temperatura ta'siridan hosil bo'ladigan beton deformatsiyasining ikkinchi qismi temperatura ta'siridan hosil bo'ladigan kuchlanishlardan vujudga keladi. Beton namuna hajmi bo'yicha bir tekis qizdirilganda temperatura ta'siridan hosil bo'ladigan deformatsiyalar erkin rivojlanadi va dastlabki kuchlanishlar hosil bo'lmaydi. Dastlabki ichki kuchlanishlar beton notekis qizdirilganda hosil bo'ladi. Ba'zi bir sharoitda bu kuchlanishlar ta'siridan betonda yoriqlar paydo bo'lishi mumkin.

Normal ekspluatatsion sharoitda (atrof muhitning temperaturasi -40°C dan $+50^{\circ}\text{C}$ gacha o'zgarganda) ishlatiladigan betonning

chiziqli kengayish koeffitsiyenti $(0,7...1)10^{-5}$ 1/grad ga teng bo'ladi. Bu koeffitsiyentning qiymatiga sement va to'ldiruvchilarning xili, beton qorishmasining tarkibi, atrof muhitning temperaturasi va nisbiy namligi, betonning yoshi va uning o'lchamlari katta ta'sir ko'rsatadi.

Atrof muhitning temperaturasi 100°C gacha ko'tarilganda betonda hosil bo'ladigan ichki kuchlanishlarning miqdori uncha katta bo'lmaydi va betonning holatiga ta'sir qilmaydi. 100°C dan yuqori bo'lgan haroratning ta'siri betonning deformatsiyalanish xossasini keskin o'zgartirib yuboradi. Shuning uchun yuqori temperaturalar ta'sir qiladigan sharoitda maxsus betonlar ishlatiladi.

Qisqa vaqt ta'sir qiladigan yuklar bilan bir marta yuklangan beton namunada bo'ylama va ko'ndalang deformatsiyalar hosil bo'ladi. Bo'ylama deformatsiyaning to'liq qiymati ikki qismdan iborat bo'lib, birinchi qismi elastik ϵ_{be} , ikkinchi qismi plastik ϵ_{bpl} deformatsiyalardan iborat (5.5, *a*- rasm). Betonga qo'yilgan tashqi yukning ta'siri yo'qolganda elastik deformatsiyalar to'liq orqaga qaytadigan bo'lsa, plastik deformatsiyalarning bir qismi ϵ_{bep} orqaga qaytmaydi. Bu qoldiq deformatsiyaning bir qismi (taxminan 10%) vaqt o'tishi bilan orqaga qaytadi. Bu hodisaga elastik so'nggi ta'sir deb aytiladi.

Beton namuna asta sekinlik bilan yuklanib, yuklash jarayonining har bir bosqichida bo'ylama deformatsiyalar ikki marta, namunaga yuk qo'yilgan vaqtda va bir oz vaqt o'tgandan keyin o'lchanganda « $\sigma_b - \epsilon_b$ » diagrammasi 5.5, *b*- rasmda ko'rsatilgandek pog'ona shaklida bo'ladi. Kuch qo'yilgan vaqtda o'lchangan deformatsiyalar elastik (oniy) deformatsiyalarni ifodalaydi. Elastik deformatsiyalar kuchlanish bilan to'g'ri chiziqli bog'langan bo'lib, « $\sigma_b - \epsilon_b$ » diagrammada qiyalik burchagi o'zgarmas bo'lgan chiziq bilan ko'rsatilgan. Yuk ostida ushlab turilgan vaqtidagi betonning deformatsiyalari chiziqli bo'lmagan (egri chiziqli bo'lgan) qonun bo'yicha o'zgaradi va kuchlanish miqdorining oshishi bilan ko'payib boradi. Bu deformatsiyalar plastik xarakterga ega bo'lib, 5.5, *b*- rasmda ko'rsatilgan diagrammada gorizontall chiziqlar bilan ko'rsatilgan. Beton namunani yuklashda bosqichlarning soni juda katta bo'lganda « $\sigma_b - \epsilon_b$ » bog'lanishni ifodalovchi pog'ona shaklidagi siniq chiziq egri chiziqqa aylanadi.

Shunday qilib, betonning elastik deformatsiyalari beton namu-

nani oniy tezlik bilan yuklanishiga mos bo'lib, plastik deformatsiyalar esa, vaqt davomida rivojlanadi va namunani yuklash tezligiga bog'liq bo'ladi.

Yuklash tezligi qancha yuqori bo'lsa, plastik deformatsiyalarining miqdori shuncha kam bo'ladi. Yuklash tezligi oniy tezlikka teng bo'lganda beton faqat elastik holatda deformatsiyalanadi. Har xil tezlik bilan qisqa vaqt ichida bir marta yuklangan beton namunalarda $\langle \sigma_b - \varepsilon_b \rangle$ bog'lanishlar 5.5, v - rasmda ko'rsatilgan.

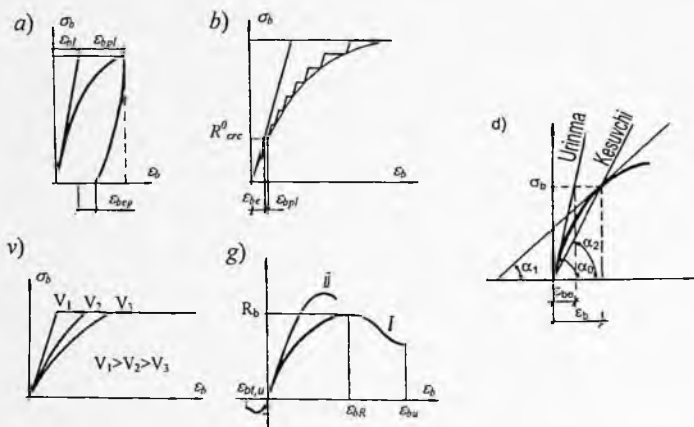
Beton mustahkamligining oshishi plastik va qisqa vaqt davomida sirpanuvchanlik deformatsiyalarini kamaytiradi. Sinf B45 dan yuqori bo'lgan og'ir betonlar uchun $\langle \sigma_b - \varepsilon_b \rangle$ bog'lanishni ifodalovchi diagramma to'g'ri chiziqqa yaqin bo'ladi.

Qiymati oshib boruvchi kuch bilan yuklangan beton namuna uchun $\langle \sigma_b - \varepsilon_b \rangle$ diagrammada eng katta kuchlanishga mos bo'lgan deformatsiya namunaning buzilish vaqtini xarakterlaydi. Bu deformatsiyalarning qiymatlari betonlar sinfi, tarkibi, zichligi va yuklash tezligiga bog'liq. Tajribalar asosida olingan natijalarga binoan markaziy siqilgan beton namunalarning buzilishini xarakterlovchi deformatsiyalar 0,001 dan 0,002 gacha o'zgaradi.

Beton namuna yuklash jarayonida o'zgarmas tezlik bilan deformatsiyalanganda ($dc/dt = const$) $\langle \sigma_b - \varepsilon_b \rangle$ bog'lanishni ifodalovchi diagramma 5.5 g- rasmda ko'rsatilgandek bo'ladi. Bunda kuchlanishning miqdori maksimumga erishgandan keyin $\langle \sigma_b - \varepsilon_b \rangle$ diagrammada pasayib boruvchi qism hosil bo'ladi. Betonning siqilishdagi pasayib boruvchi uchastkaga ega bo'lgan diagrammasi ham nazariy, ham amaliy jihatdan katta ahamiyatga ega. Bu diagramma konstruksiya elementlari kesimlarida kuchlanishlarning taqsimlanishini analiz qilish, mustahkamlik va yoriqlar paydo bo'lishiga chidamlilikni aniqlash uchun ishlatiladi. Bunday tartibda yuklangan beton namunalarning buzilishini xarakterlovchi deformatsiyalar beton mustahkamligi, tarkibi, zichligi va deformatsiyalanish tezligiga bog'liq bo'lib $\varepsilon_{bu} = 0,00015 \dots 0,0003$ oraliqda o'zgaradi.

Beton namuna qisqa vaqt ta'sir qiladigan cho'zuvchi yuklar bilan yuklanganda betonning cho'zilishdagi deformatsiyasi siqilishdagidek ikki qismdan, elastik va plastik deformatsiyalardan iborat bo'ladi. Cho'zuvchi kuchlanishlarning miqdori juda kichik

bo'lganda, beton elastik holatda deformatsiyalanadi. Cho'zuvchi kuchlanishlarning miqdori oshgan sari plastik deformatsiyalar ham keskin ko'payib boradi. Oshib boruvchi yuklarning bir marta ta'siridan betonning buzilishini xarakterlovchi deformatsiyalar miqdori 0,00015 dan 0,0003 gacha o'zgaradi.



5.5- rasm. Betonning siqilishdagi deformatsiyalanish diagrammalari: *a- qisqa vaqt ichida bir marta yuklanganda; b- bosqichma-bosqich yuklanganda; v- har xil tezlikda yuklanganda; g-to'liq deformatsiyalar diagrammasi; d- elastiklik modulni aniqlashga doir: I – statik yuk ta'siridan; II- zarba ta'siridan*

Cho'ziladigan beton o'zgarmas tezlik bilan deformatsiyalan-ganda cho'zilish diagrammasi xuddi siqilish diagrammasidek pasayib boruvchi uchastkaga ega bo'ladi (5.5, g -rasm). Bunday tartibda cho'zilishga sinalgan betonning buzilishini xarakterlovchi defor-matsiyaning qiymati $\epsilon_{bt,u}=0,0003...0,0006$ oraliqda o'zgaradi.

Betonning ko'ndalang deformatsiyasi $\nu_b = \frac{\epsilon_{b2}}{\epsilon_{b1}}$ koeffitsiyenti bi-

lan xarakterlanadi. Bu yerda: ϵ_{b1} - bo'ylama va ϵ_{b2} - ko'ndalang deformatsiyalar. Beton qanday tartibda yuklanishidan qat'iy nazar kuchlanishlarning uncha katta bo'lmagan qiymatlarida ν_b - Puasson koeffitsiyentining qiymati 0,13 dan 0,22 gacha o'zgaradi va hamma

betonlar uchun 0,2 ga teng qilib olinadi.

Betonning deformatsiya moduli. Betonning deformatsiyalanuvchanlik xossasini xarakterlaydigan eng muhim ko'rsatkichlaridan biri, bu betonning elastiklik modulidir. Betonning elastiklik moduli temirbeton konstruksiyalarini ekspluatatsiya qilishda deformatsiyalanishi va yoriqlar paydo bo'lishiga chidamliligini aniqlash uchun ishlatiladi.

Umumiy holda betondagi kuchlanish bilan to'liq deformatsiyalar orasidagi bog'lanish egri chiziqli bo'lganligi sababli, betonning elastiklik moduli E_{be} faqat elastik deformatsiyalar hosil bo'ladigan oniy yuklash tartibiga mos bo'ladi.

Betonning elastiklik moduli « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » diagrammaga koordinata boshidan o'tkazilgan urinma bilan absissa o'qi orasidagi burchak tangensi orqali ifodalanadi (5.5, d- rasm)

$$E_{be} = \operatorname{tg} \alpha_0. \quad (5.9)$$

Elastik deformatsiyalarga mos bo'lgan betondagi kuchlanish quyidagiga teng bo'ladi

$$\sigma_b = E_{be} \cdot \varepsilon_{be}. \quad (5.10)$$

Betondagi kuchlanishlarning miqdori $\sigma_b = (0,2 \dots 0,3) R_b$ bo'lganda beton elastik holatda deformatsiyalanadi va kuchlanish bilan deformatsiya orasidagi bog'lanish chiziqli o'zgaradi deb qabul qilinishi mumkin. Kuchlanishlarning miqdori $0,3 R_b$ dan katta bo'lganda kuchlanish bilan deformatsiya orasidagi bog'lanish egri chiziqqa aylanib, kuchlanishning oshishi bilan betonning elastiklik moduli kamayib boradi. Bu holatda betonning elastiklik moduli « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » diagrammada berilgan kuchlanishga mos bo'lgan nuqtadan o'tkazilgan urinma bilan absissa o'qi orasidagi α_1 burchak tangensi orqali ifodalanadi. Kuchlanish miqdorining oshishi bilan burchak kichrayadi va bu elastiklik modulining kamayishiga olib keladi.

Kuchlanish bilan to'liq deformatsiya orasidagi analitik bog'lanish $\sigma_b = f(\varepsilon_b)$ ma'lum bo'lgan taqdirda, betonning elastiklik moduli kuchlanishning ixtiyoriy qiymatida quyidagi ifodadan aniqlanishi mumkin

$$E_{bc} = d\sigma_b / d\varepsilon_b. \quad (5.11)$$

Temirbeton konstruksiyalarini hisoblashda betonning o'rtacha

elastik-plastik modulidan foydalaniladi. Betonning elastik-plastik moduli « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » diagrammada berilgan kuchlanishga mos bo'lgan nuqta bilan koordinata boshini birlashtiruvchi kesma va absissa o'qi orasidagi burchak tangensi bilan ifodalanadi

$$E_{b,pl} = \operatorname{tg} \alpha_2. \quad (5.12)$$

Betondagi kuchlanish bilan to'liq deformatsiyalar orasidagi bog'lanish quyidagi formula orqali ifodalanadi

$$\sigma_b = E_{b,pl} \cdot \varepsilon_b. \quad (5.13)$$

(5.10) va (5.13) formulalarning chap tomonlaridagi kuchlanishlar bir-biriga teng bo'lganligi uchun o'ng tomondagi ifodalarni tenglashtiramiz

$$E_{b,pl} \cdot \varepsilon_b = E_{be} \cdot \varepsilon_{be}. \quad (5.14)$$

(5.14) ifodadan betonning elastik-plastik moduli quyidagiga teng bo'ladi

$$E_{b,pl} = E_{be} \frac{\varepsilon_{be}}{\varepsilon_b} = \nu_b \cdot E_{be}, \quad (5.15)$$

bu yerda, ν_b - betonning elastiklik koeffitsiyenti.

Betonning elastik-plastik modulini plastik koeffitsiyenti λ_b orqali ham ifodalash mumkin

$$E_{b,pl} = E_{be} \frac{\varepsilon_{be}}{\varepsilon_b} = E_{be} \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b,pl}}{\varepsilon_b} = (1 - \lambda_b) E_{be}, \quad (5.16)$$

bu yerda, $\lambda_b = \frac{\varepsilon_{b,pl}}{\varepsilon_b}$ - betonning plastiklik koeffitsiyenti.

Nazariy jihatdan elastiklik koeffitsiyentining qiymati beton elastik holatda ishlaganida birga teng bo'lib nolgacha kamayib boradi. Amalda esa, ν_b koeffitsiyentining qiymati 1...0,3 oralig'ida o'zgaradi.

Amaliy hisoblashlarda tabiiy sharoitda qotadigan og'ir betonlarning elastiklik moduli Rosh formulasidan aniqlanishi mumkin

$$E_{be} = \frac{55000 R_m}{18,8 + R_m}, \quad (5.17)$$

bu yerda, R_m - betonning o'rta statistik kubik mustahkamligi.

Betonga issiqlik ta'sirida ishlov berilgan bo'lsa, uning elastiklik moduli tabiiy sharoitda qotgan beton elastiklik moduliga nisbatan 10% gacha, avtoklavda ishlov berilgan bo'lsa, (20... 25)% gacha ka-

mayadi.

Yengil betonlarning elastiklik moduli bir xil sinfdagi og'ir betonlarning elastiklik modulidan ancha kam bo'lib, to'ldiruvchilarning xiliga bog'liq bo'ladi.

Markaziy cho'zilishda betonning elastiklik moduli E_{bt} siqilishdagi elastiklik moduliga teng qilib olinadi. Betonning elastik-plastik moduli cho'zilish holatida qo'yidagi formuladan aniqlanadi.

$$E_{bt,pl} = \nu_{bt} E_{be}, \quad (5.18)$$

bu yerda, ν_{bt} - betonning cho'zilish holatidagi elastiklik koeffitsiyenti.

Betondagi cho'zuvchi kuchlanishlarning miqdori $\sigma_{bt} = R_{bt}$ bo'lganda ν_{bt} koeffitsiyentining o'rtacha qiymati 0,5 ga teng bo'ladi. U vaqtda

$$E_{bt,pl} = 0,5 \cdot E_{be}, \quad (5.19)$$

Cho'zilishda betonning chegaraviy deformatsiyasi

$$\varepsilon_{bt,u} = \frac{R_{bt}}{E_{bt,pl}} = 2 \cdot \frac{R_{bt}}{E_{be}}. \quad (5.20)$$

Betonning siljish modulini elastiklar nazariyasida qo'llaniladigan quyidagi formuladan aniqlash mumkin

$$G = E_{be} / [2(1 + \nu_b)] \quad (5.21)$$

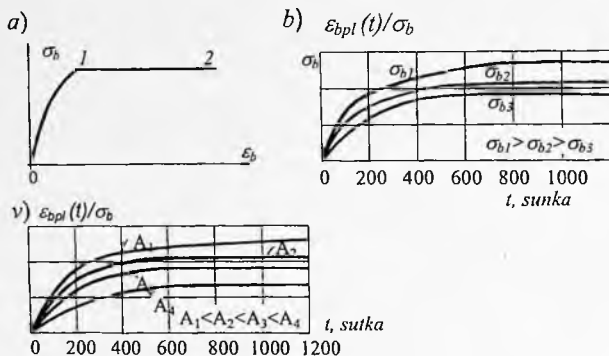
bu yerda, ν_b - Puasson koeffitsiyenti.

Betonlar uchun Puasson koeffitsiyentining o'rtacha qiymati $\nu_b = 0,2$ ga teng. U vaqtda siljish moduli $G = 0,4 \cdot E_{be}$.

Davomli yuklar ta'siridan betonning deformatsiyalanishi. Davomli yuklar ta'siridan beton deformatsiyasi ko'payib boradi va bu jarayon 4...5 yil va undan ham ko'p muddatgacha davom etishi mumkin. Davomli yuk ta'siridan beton deformatsiyasining keskin oshishi birinchi 4... 5 oy davomida kuzatiladi.

Davomli yuklar ta'siridan betonning siqilish holatida beton deformatsiyasining rivojlanishi 5.6, a- rasmda ko'rsatilgan. Diagrammaning «0-1» qismi namuna yuklangan vaqtdagi beton deformatsiyasini xarakterlaydi va bu uchastkaning egriligi namunani yuklash tezligiga bog'liq bo'ladi. Diagrammadagi «1-2» uchastka davomli yuklar bilan yuklangan betonning doimiy kuchlanishlar ta'siridan deformatsiyasi-

ning oshishini xarakterlaydi. Vaqt o'tishi bilan deformatsiyaning oshishi sekinlashadi va ma'lum bir chegaraviy qiymatga intiladi.



5.6- rasm. Betonning davomli yuklar ta'siridan deformatsiylanishi:
a- « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » diagrammasi; b- sirpanish deformatsiyasining kuchlanishlar miqdoriga va v- namuna o'lchamlariga bog'liqligi

Davomli yuklar ta'siridan deformatsiyaning oshishini xarakterlaydigan beton xossasiga betonning sirpanuvchanligi deyiladi.

Tajribalar asosida olingan natijalar shuni ko'rsatadiki, kuchlanish miqdorining oshishi bilan betonda sirpanuvchanlik deformatsiyasi ham oshadi. Har xil miqdordagi kuchlanishlar ta'siridan beton deformatsiyasining vaqt davomida o'zgarishi 5.6,b - rasmda ko'rsatilgan. Namuna sirti yuzasining kattalashishi beton sirpanuvchanlik deformatsiyasining kamayishiga olib keladi (5.6,v-rasm).

Sirpanuvchanlik deformatsiyasining miqdorini ifodalash uchun sirpanuvchanlik xarakteristikasi va sirpanuvchanlik me'yori degan tushunchalar qo'llaniladi.

Sirpanuvchanlik deformatsiyasining t vaqtdagi qiymatining dastlabki elastik deformatsiyaga nisbati sirpanuvchanlik xarakteristikasini ifodalaydi

$$\varphi_t = \frac{\varepsilon_{b,pl}(t)}{\varepsilon_{be}} \quad (5.22)$$

Sirpanuvchanlik me'yori kuchlanish miqdorining 0,1 MPa ga

oshishidan hosil bo'ladigan t vaqtdagi beton sirpanuvchanlik deformatsiyasini ifodalaydi va sirpanuvchanlik deformatsiyasining kuchlanishga nisbati orqali aniqlanadi

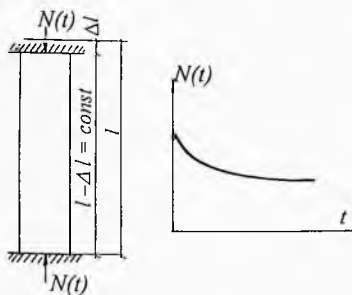
$$C_t = \frac{\varepsilon_{b,pr}(t)}{\sigma_b} \quad (5.23)$$

Sirpanuvchanlik xarakteristikasi bilan sirpanuvchanlik me'yori o'rtasida quyidagi bog'lanish mavjud

$$C_t = \varphi_t E_b \quad (5.24)$$

Ekspluatatsiya qilish sharoitida yuklarning nisbatan katta bo'lmagan qiymatlarida betonning sirpanuvchanlik deformatsiyasi dastlabki elastik deformatsiyalardan 2...3 marta katta bo'lishi mumkin.

Beton sirpanuvchanligi bilan kuchlanishlarning kamayishi (relaksatsiyalanishi) hodisasi uzviy bog'langandir. Agar beton prizma dastlabki ε_{be} deformatsiya va siquvchi σ_b kuchlanish hosil qilinib, undan keyin prizma uzunligining o'zgarmasligini ta'minlovchi bog'lanishlar yordamida uning keyingi deformatsiyalanishi cheklansa, ixtiyoriy t vaqtdagi kuchlanish prizmadagi dastlabki σ_b kuchlanishdan kam bo'ladi. Bu bog'lanishlardagi zo'riqishlar qiymatining ham kamayishiga olib keladi (5.7- rasm).



5.7-rasm. Beton prizmada kuchlanishlarning kamayishi.

Dastlabki deformatsiyalarning o'zgarmagan holatida betondagi dastlabki kuchlanishlarning kamayishini xarakterlovchi betonning xossasiga kuchlanishning kamayishi (*relaksatsiyalanishi*) deyiladi. Beton sirpanuvchanligi va kuchlanishlarning kamayishi temirbeton konstruksiyalarning tashqi yuklar ta'siridan ishlash holatiga katta ta'sir

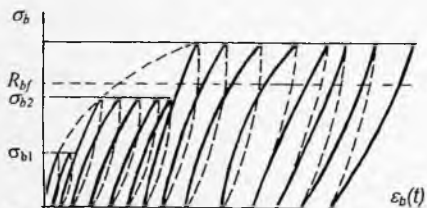
ko'rsatadi. Beton sirpanuvchanligi konstruksiyalarni yoriqlar paydo bo'lishiga chidamlilik va deformatsiya bo'yicha hisoblashda, kon-

struksiya ustivorligini tekshirishda hamda statik noaniq konstruksiyalarda ichki zo'riqishlarni aniqlashda e'tiborga olinadi.

Kuchlanishlarning kamayishi esa, statik noaniq konstruksiyalarda tayanchlar cho'kishi natijasida hosil bo'ladigan kuchlanish holatini aniqlashda va boshqa holatlarda e'tiborga olinadi.

Yuklarning ko'p marta takror-takror ta'siridan betonning deformatsiyalanishi. Beton namunani siquvchi yuklar bilan yuklash va yuk ta'siridan bo'shatish davri bir necha marta takrorlanganda betondagi plastik deformatsiyalar asta sekin yig'ilib boradi. Yuklash va yuk ta'siridan bo'shatish davri juda ko'p marta takrorlanganda betondagi kuchlanishlarning miqdori $\sigma_b < R_{bf}$ bo'lsa, plastik deformatsiyalar o'zining chegaraviy qiymatiga erishib beton elastik holatda deformatsiyalana boshlaydi. Har bir davrdan keyin qoldiq deformatsiyalarning yig'ilib borishi va « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » bog'lanishni ifodalovchi egri chiziqning elastik deformatsiyalarga mos bo'lgan to'g'ri chiziqqa aylanishi 5.8 -rasmda ko'rsatilgan.

$\sigma_b > R_{bf}$ kuchlanish bilan bir necha davr yuklab va yuk ta'siridan bo'shatilgan betonda plastik deformatsiyalar chegaralanmagan mi-



5.8-rasm. Yuklarning ko'p marta takror-takror ta'siridan betonning deformatsiyalanishi.

qdorda rivojlanib boradi va beton namuna buzilish holatiga kelib qoladi. Bunda « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » bog'lanishni ifodalovchi qovariq egri chiziq botiq egri chiziqqa aylanib, absissa o'qi bilan tashkil qiladigan burchagi kichrayib boradi (5.8- rasm).

Yuklarning ko'p marta takror-takror ta'siridan « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » bog'lanishni ifodalovchi qovariq egri chiziqning botiq egri chiziqqa aylanishiga yuk ta'siridan bo'shatilgan betonda elastik zo'riqishlar ta'sidan qo'shimcha yoriqlishlarning paydo bo'lishi sabab bo'ladi. Yuklash va yuk ta'siridan bo'shatish davrining ko'payishi va kuchlanish darajasining oshishi bilan bu yoriqlar kattalashadi.

Yuklar ko'p marta takror-takror ta'sir qilganda betondagi

kuchlanishlarning miqdori uncha katta bo'lmasa, betonning dastlabki elastiklik moduli kam miqdorda o'zgaradi. Kuchlanishlarning miqdori betonning davomli mustahkamligiga teng bo'lganda ($\sigma_b = R_{bt}$) elastiklik modulning qiymati 20% gacha kamayadi.

Betonlarning chegaraviy deformatsiyalari: o'q bo'yicha qisqa vaqt siqilganda - $\epsilon_{bu} = 2 \times 10^{-3}$; o'q bo'yicha siqilganda $\epsilon_{bu} = 2,5 \times 10^{-3}$; egilish va nomarkaziy siqilganda - $\epsilon_{bu} = 3,5 \times 10^{-3}$; markaziy cho'zilishda $\epsilon_{btu} = 1,5 \times 10^{-4}$.

5.7. Betonning sinfi va markalari

Siqilishdagi mustahkamligi bo'yicha betonlar quyidagi sinflarga bo'linadi: B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60.

Cho'zilishdagi mustahkamligi bo'yicha betonlar quyidagi sinflarga bo'linadi: B_t0,8; B_t1,2; B_t1,6; B_t2; B_t2,4; B_t2,8; B_t3,2.

Muzlashga chidamliligi bo'yicha betonlar quyidagi markalarga bo'linadi: F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500.

Suv o'tkazmovchiligi bo'yicha betonlar quyidagi markalarga bo'linadi: W2; W4; W6; W8; W10; W12.

O'rtacha zichligi bo'yicha quyidagi markalarga bo'linadi: D2300-D2500 (og'ir betonlar uchun); D1800-D2400 (mayda donali betonlar uchun); D800-D2100 (yengil betonlar uchun).

Betonlarning siqilishdagi mustahkamligi bo'yicha sinflarga bog'liq ravishda mustahkamlik va deformatsiyalanuvchanlik xarakteristikalari ilovaning I.1-jadvalida keltirilgan.

6. ARMATURANING FIZIK-MEXANIK XOSSALARI

6.1. Armaturaning vazifasi

Armaturalar, asosan, konstruksiyalarda hosil bo'ladigan cho'zuvchi kuchlanishlarni qabul qilish uchun va ayrim hollarda esa, konstruksiyalar siqilish zonasi mustahkamligini oshirish uchun xizmat qiladi. Armaturalar asosan po'latlardan tayyorlanadi. Ba'zi hollarda temirbeton konstruksiyalarni jihozlash uchun kompozit armaturalar ham ishlatiladi. Sobiq Ittifoq davrida kompozit armatura-

larning tannarxi po'latdan tayyorlangan armaturalarning tannarxiga nisbatan ancha qimmat bo'lganligi uchun ular faqat maxsus talablar qo'yiladigan kontruksiyalarda ishlatilgan. Hozirgi vaqtda kompozit armaturalar qurilishda keng ko'lamda qo'llanilmoqda.

Temirbeton konstruksiyalarni jihozlash uchun ishlatiladigan armaturalar ishchi, konstruktiv va montaj armaturalarga bo'linadi. Konstruksiyalarni jihozlash uchun zo'riqishlarning qiymatlariga mos ravishda hisob orqali topiladigan armaturalar **ishchi armaturalar** deb ataladi. Ishchi armaturalar konstruksiyalarda bo'ylama, ko'ndalang va qiya holatda joylashtirilishi mumkin. Konstruksiyalarni jihozlash uchun konstruktiv va texnologik talablar asosida qabul qilinadigan armaturalar **konstruktiv va montaj armaturalar** deb aytiladi. Konstruktiv armaturalar hisob yo'li bilan e'tiborga olinmaydigan zo'riqishlarni (betonning cho'kish va temperatura ta'siridan) qabul qilish va bu zo'riqishlarni boshqa armaturalarga tekis taqsimlab berish uchun xizmat qiladi. Montaj armaturalar ishchi armaturalarning loyihaviy holatini ta'minlaydi va ularni birlashtirib sinchlar hosil qiladi.

6.2. Armaturaning turlari

Hisoblash yoki amaliy va texnologik talablar bo'yicha beton tanasiga joylashtiriladigan po'lat sterjenlarga *armatura* deb aytiladi. Konstruksiyalarning tashqi yuklar ta'siridan ishlash xarakteriga qarab armaturalar payvandlangan sinchlar va to'rlar yoki sterjenlari kesishgan joylari bir- biriga sim bilan bog'lanadigan sinchlar va to'rlar sifatida tayyorlanadi.

Temirbeton konstruksiyalarining asosiy elementlarini (to'sin, plita, ustun) armaturalar bilan jihozlash va armaturalarning turlari 6.1-rasmda ko'rsatilgan.

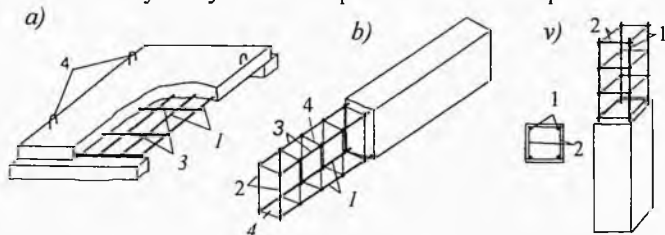
Beton tanasiga joylashtiriladigan armaturalar *ishchi, konstruktiv va montaj armatura* bo'lishi mumkin.

Bo'ylama **ishchi** armaturalar (1) to'sinlarning cho'ziladigan tolalariga yaqin joylashtiriladi va bo'ylama cho'zuvchi zo'riqishlarni qabul qilish uchun xizmat qiladi (6.1,b-rasm). Ustunlarda esa (6.1,v-rasm), bo'ylama armaturalar ustun kesimi yuzasi bo'yicha teng taqsimlanib, siquvchi zo'riqishlarni qabul qiladi.

Ko'ndalang ishchi armaturalar (2) esa, egiladigan elementlarda kesuvchi kuchlardan hosil bo'ladigan cho'zuvchi zo'riqlashlarni qabul qilish uchun, siqiladigan elementlarda esa, bo'ylama armaturalarni qovarib ketishidan saqlash uchun qo'yiladi.

Konstruktiv armaturalar (3) tashqi yuklarni katta maydonlarga taqsimlab beradi yoki harorat va beton cho'kishidan hosil bo'ladigan zo'riqlashlarni qabul qiladi.

Montaj armaturalar (4) konstruksiyalarni tashish jarayonida hosil bo'ladigan zo'riqlashlarni qabul qilish va beton tanasidagi armaturalarni loyihaviy holatda saqlash uchun xizmat qiladi.



6.1-rasm. Temirbeton elementlarni armaturalar bilan jihozlash:

a- plita; b- to'sin; v- ustun; 1 – ishchi armatura; 2 – ko'ndalang armatura; 3- konstruktiv armatura; 4 – montaj armatura

Plitalarda bo'ylama ishchi armaturalar (1) eguvchi moment epyurasiga mos ravishda cho'ziladigan tolalarga yaqin joylashtiriladi. Ko'p ravoqli uzluksiz plitalarda plita uzun tomonining qisqa tomoniga nisbati 2 dan katta bo'lsa, ishchi armaturalar plitaning qisqa tomoni, eni bo'yicha joylashtiriladi.

Chunki bunday plitalarda qisqa tomoni bo'yicha eguvchi momentlarning qiymati plita uzunligi bo'yicha hosil bo'ladigan eguvchi momentlar qiymatidan katta bo'ladi. Taqsimlovchi armaturalar (3) plitaning uzunligi bo'yicha, ya'ni ishchi armaturalarga perpendikulyar ravishda joylashtiriladi. Bunda, taqsimlovchi armaturalar o'z navbatida montaj armaturalar vazifasini ham bajaradi. Plita uzunligining eniga nisbati 2 dan kichik bo'lganda, plita ishchi armaturalar bilan ikki yo'nalishda jihozlanadi.

Ustunlarda bo'ylama ishchi armaturalar (1) ustun ko'ndalang kesim yuzasi bo'yicha teng joylashtiriladi va beton bilan birga

siquvchi zo'riqlashlarni qabul qilish uchun xizmat qiladi. Bo'ylama ishchi armaturalar bir-biri bilan amaliy talablar bo'yicha qabul qilinadigan ko'ndalang armaturalar (2) yordamida birlashtirilib, fazoviy (hajmiy) sinch hosil qilinadi.

6.3. Armaturaning fizik-mexanik xossalari

Armaturaning fizik va mexanik xossalari po'latning kimyoviy tarkibi, ishlab chiqarish usuli va unga ishlov berilishiga bog'liq. Sof metallning (ferritning) cho'zilishdagi chegaraviy mustahkamligi nisbatan yuqori bo'lmaydi. Armatura tayyorlanadigan po'latning cho'zilishdagi mustahkamligini oshirish va nisbiy cho'zilishini kamaytirish maqsadida po'latning tarkibiga uglerod va legirlovchi (bog'lovchi) qo'shimchalar (marganets, kremniy, xrom, titan va hokazo) qo'shiladi. Ammo po'lat tarkibiga qo'shiladigan uglerod uning plastiklik va payvandlanish xossalarini yomonlashtiradi. Shuning uchun po'lat tarkibidagi uglerodning miqdori chegaralangan bo'lib (0,2...0,35)% tashkil qiladi. FRG, Yaponiya va boshqa iqtisodiy jihatdan rivojlangan mamlakatlarda ishlab chiqariladigan armatura tarkibidagi uglerod miqdori 0,26% dan oshmaydi.

Po'lat tarkibiga qo'shiladigan marganets (G) va xrom (X) uning deformatsiyalanish xossasini uncha ko'p kamaytirmagan holda mustahkamligini oshiradi. Kremniy (C) esa, po'latning mustahkamligini oshirib payvandlanish xossasini kamaytiradi.

Qimmat turadigan legirlovchi qo'shimchalarning sarfini kamaytirish maqsadida po'lat mustahkamligi unga termik ishlov berish va cho'zish yo'li bilan oshiriladi.

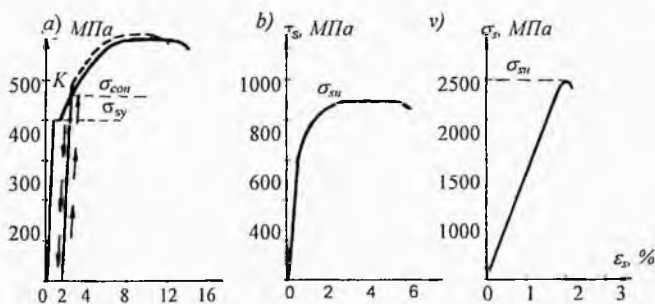
Armaturani qizdirib ishlov berishda, dastlab armatura (800...900)°C temperaturagacha qizdiriladi va keskin sovutiladi. Undan keyin armatura (300...400)°C gacha qizdirilib tabiiy sharoitda sekinlik bilan sovutiladi.

Sobiq SSSRda dunyoda birinchi bo'lib qizdirib ishlov berish yo'li bilan armatura mustahkamligini oshirishning yangi termomexanik usuli bilan mustahkamlikni oshirish texnologiyasi yaratilgan va joriy qilingan edi. Bu texnologiya bo'yicha po'lat maxsus qizdirilmasdan, chig'irlash jarayonida po'latda yig'ilgan issiqlik hisobiga chiniqtiriladi. Bunday texnologiya bilan po'lat

mustahkamligini oshirish tannarxi va unga ketadigan mehnat sarfi GFR va Yaponiyada qo'llaniladigan usul tannarxidan 10 marta kamdir. Bu texnologiya bo'yicha har yili diametrlari (10... 18) mm bo'lgan At800(At-V) va At1000(At-VI) sinfli armaturalardan 0,5 mln. tonnagacha ishlab chiqariladi.

Armatura mustahkamligini mexanik cho'zish yo'li bilan oshirishda unda oquvchanlik chegarasiga mos bo'lgan σ_{sy} kuchlanishdan katta bo'lgan cho'zuvchi kuchlanishlar hosil kilinadi (6.2,a- rasm) va armatura bu kuchlanish ta'siridan bo'shatiladi. Kuchlanish ta'siridan bo'shagan sterjen o'zining dastlabki holatiga «K-L» to'g'ri chiziq bo'yicha qaytadi. Sterjenda «O-L» kesmaga teng bo'lgan qoldiq plastik deformatsiya hosil bo'ladi. Sterjen qayta yuklanganda «L-K» to'g'ri chiziq bo'ylab elastik holatda deformatsiyalanadi. Chunki sterjen plastik deformatsiyalardan birinchi marta yuklanganda holi bo'lgan edi. Bunda armaturaning cho'zilish diagrammasi dastlabki diagrammadan farq qilib oquvchanlik va mustahkamlik chegaralari ancha oshadi.

Armatura uchun ishlatiladigan po'latlarning asosiy mexanik xossalari cho'zilishdagi « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » diagrammasi bilan xarakterlanadi. Po'latlarning cho'zilishdagi « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » diagrammasi standart po'lat namunalarni cho'zishga sinashdan quriladi. « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » diagrammaning xarakteriga qarab armatura uchun ishlatiladigan po'latlar uch guruhga bo'linadi:



6.2-rasm. Po'lat armaturalarning deformatsiyalanish diagrammalari:

a- yumshoq po'lat; b-kam miqdorda legirlangan po'lat
v-yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan sim.

1 - yaqqol ifodalangan oquvchanlik chegarasiga ega bo'lgan yumshoq po'latlar;

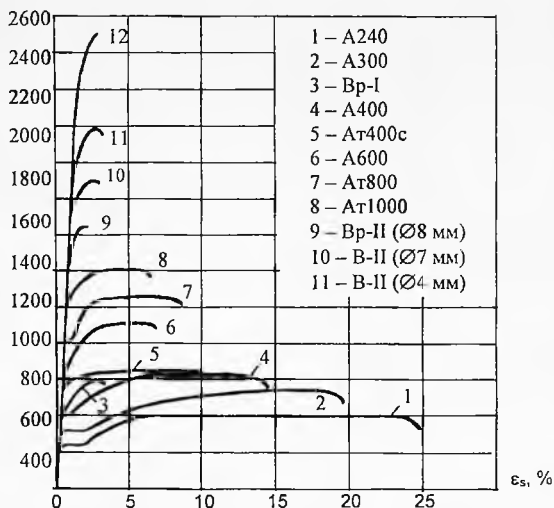
2 - oquvchanlik chegarasi yaqqol ifodalanmagan po'latlar (legirlovchi qo'shimchalar qo'shish va qizdirib ishlov berish yo'li bilan mustahkamligi oshirilgan po'latlar);

3 - buzilish holatigacha elastik holatda chiziqli deformatsiyalanadigan po'latlar (yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan simlar).

Yaqqol ifodalangan oquvchanlik chegarasiga ega bo'lgan po'latlar uchun (sinflari A240, A300 va A400 bo'lgan armaturalar) asosiy mustahkamlik xarakteristikasi sifatida fizik oquvchanlik chegarasiga mos bo'lgan kuchlanish qabul qilinadi. Oquvchanlik chegarasi yaqqol ifodalanmagan po'latlar uchun [A600(A-IV), A800(A-V), A1000 (A-VI), At600(At-IV), At800(At-V), At1000(At-VI) sinfli va boshqa armaturalar] asosiy mustahkamlik xarakteristikasi sifatida shartli elastiklik chegarasi $\sigma_{0,02}$ va shartli oquvchanlik chegarasi $\sigma_{0,2}$ qabul qilinadi; $\sigma_{0,02}$ - armaturada 0,02% qoldiq deformatsiya hosil qiluvchi kuchlanish miqdori; $\sigma_{0,2}$ - armaturada 0,2% qoldiq deformatsiya hosil qiluvchi kuchlanish. Sim armaturalar uchun asosiy mexanik xarakteristika sifatida simning uzilish holatiga mos bo'lgan σ_{su} kuchlanish – vaqtinchalik qarshiligi qabul qilinadi. Bundan tashqari cho'zilish diagrammasini xarakterlashda armaturaning cho'zilishdagi mustahkamlik chegarasi σ_{su} , bir tekisda nisbiy uzayishi ε_{su} , uzilgandan keyingi nisbiy uzayish deformatsiyasi δ ham qo'llaniladi.

Armatura uchun ishlatiladigan po'latlarning mexanik xarakteristikalarini aniq tasavvur qilish maqsadida 6.3- rasmda po'latlarning cho'zilishdagi diagrammalari keltirilgan.

Temirbeton konstruksiyalarni jihozlash uchun payvandlangan sinch va to'rlarni keng ko'lamda ishlatilishi sababli po'latlarning payvandlanish xossasi katta ahamiyatga ega. Payvandlanuvchanlik deb, elektr payvand natijasida armaturalarning payvand choklari zonasida yoriqlar va boshqa xildagi nuqsonlar hosil bo'lmasdan ishonchli birikishi tushuniladi. Tarkibida uglerod miqdori kam bo'lgan va legirlovchi qo'shimchalar qo'shilgan po'latlar yaxshi payvandlanadi.



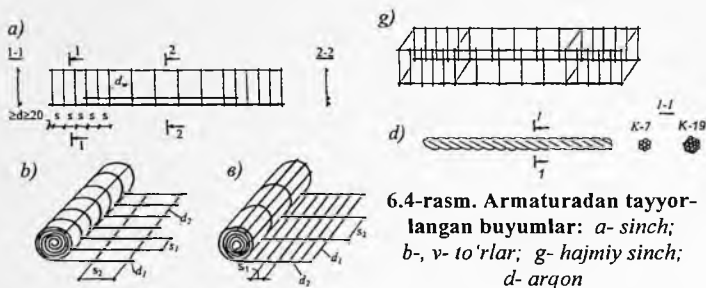
6.3-rasm. Po'lat armaturalarning qiyosiy
« $\sigma_s - \varepsilon_s$ » diagrammalari

Termik va termomexanik usulda tayyorlanadigan armaturalarni [At400S(At-IIIs) va At600S(At-IVs) sinfli armaturalardan tashqari] payvandlash yo'li bilan birlashtirish ruxsat etilmaydi. Mustahkamligi cho'zish yo'li bilan oshirilgan A400v (A-IIIV) sinfli armaturani ham payvandlash ruxsat etilmaydi. Chunki payvandlash natijasida erishilgan samaradorlik yo'qoladi.

Po'lat armaturalar sirpanuvchanlik (ползучесть) va kuchlanishlarning kamayishi (relaksatsiyalanishi) xossalriga ega. Po'lat armaturalarning sirpanuvchanligi katta kuchlanishlar va yuqori temperaturalar ta'siridan ro'y beradi. Kuchlanishlarning relaksatsiyalanishi amaliy ahamiyatga ega bo'lib, oldindan zo'riqtiriladigan konstruksiyalarni hisoblashda e'tiborga olinadi. Kuchlanishlarning relaksatsiyalanishi natijasida taranglashtirilgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlar kamayadi, temirbeton konstruksiyalarning yoriqlar paydo bo'lishga chidamliligi kamayadi, yoriqlarning

ochilish kengligi va deformatsiyalari oshadi.

Payvandlangan sinchlar bo'ylama va ko'ndalang sterjenlardan tashkil topgan bo'lib, bo'ylama armaturalar bir qator yoki ikki qator qilib joylashtiriladi (6.4, *a*- rasm), konstruksiyalarda yassi sinchlar birlashtirilib hajmiy sinch hosil qilinadi (6.4, *g*-rasm).



Payvandlanadigan sinchlarda bo'ylama va ko'ndalang armaturalarning diametrlarini tanlashda payvandlash texnologiyasining shartlari e'tiborga olinishi shart. Bunda, ko'ndalang va bo'ylama armaturalar diametrlari nisbati $d_w/d_b \geq 0,25$ qabul qilish tavsiya etiladi.

Payvandlangan to'rlar sinflari Bp-I va A400(A-III) bo'lgan armaturalardan tayyorlanadi (GOST 8478-81).

Payvandlangan to'rlar sinflari A240(A-I) va A300(A-II) bo'lgan armaturalardan ham tayyorlanishi mumkin. Payvandlangan to'rlar yassi va o'ram holida tayyorlanadi. To'r ishchi armaturalari bo'ylama hamda ko'ndalang yo'nalishda joylashtiriladi. O'ram holida tayyorlanadigan to'rlarda ishchi sterjenlarning diametri 5 mm gacha bo'lsa, ishchi armatura to'rning bo'yi bo'yicha (6.4, *b*-rasm), 5 mm dan katta bo'lgan taqdirda esa (6.4, *v*-rasm), ko'ndalang yo'nalishda joylashtiriladi. Yassi va o'ram holida tayyorlanadigan to'rlarda ko'ndalang armaturaning eng katta diametri 8 mm gacha qabul qilinadi. Yassi to'rlarning eni 2500 mm, uzunligi esa 9000 mm gacha qabul qilinadi. O'ram holida tayyorlanadigan payvandlangan to'rlarning eni 3630 mm gacha, uzunligi esa, og'irligiga qarab 50...100 m qabul qilinadi.

O'ram holida tayyorlanadigan payvandlangan to'rlar quyidagicha markalanadi

$$\frac{d_1, \text{bo'ylama armaturaning sinfi} - S_1}{d_2, \text{ko'ndalang armaturaning sinfi} - S_2} \cdot \frac{B \times L}{K} \cdot \frac{C_1 \times C_2}{K}$$

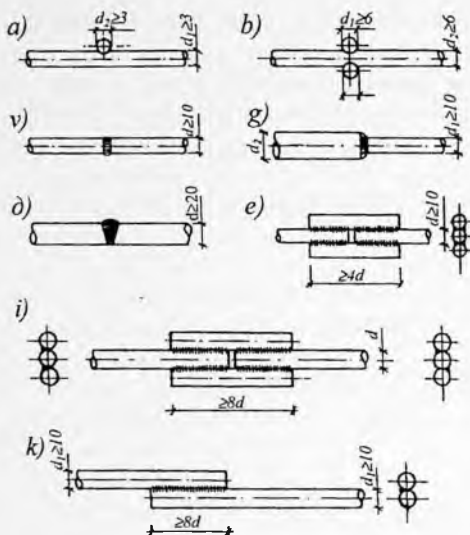
bu yerda: d_1 - bo'ylama armaturaning diametri; d_2 - ko'ndalang armaturaning diametri; S_1 - bo'ylama armaturaning qadami; S_2 - ko'ndalang armaturaning qadami; B - to'rning eni; L - to'rning uzunligi; C_1 va C_2 - bo'ylama armaturalar uchlarining chiqib turadigan uzunliklari; K - ko'ndalang armaturalar uchlarining chiqib turadigan uzunligi. Agar $C_1 = C_2$ bo'lsa, belgilashda faqat C_1 qoldiriladi.

Simdan tayyorlanadigan arqon armaturalar. Temirbeton konstruksiyalarni yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan simlar bilan jihozlashda simlarning soni ko'p bo'lganligi sababli ularni taranglash qiyinlashadi va ayrim hollarda konstruksiya o'lchamlarining kattalashishiga olib keladi. Shuning uchun simlar birlashtirilib o'raladi va arqon armaturalar hosil qilinadi (6.4, d - rasm). Arqonlar odatda bir xil diametrdagi 7 yoki 19 simdan bir yoki bir necha qavat qilib mashinalar yordamida o'raladi.

Temirbeton konstruksiyalarni jihozlash uchun diametri 15 mm gacha bo'lgan K-7 sinfdagi arqon armaturalar keng qo'llanilmoqda. Keyingi vaqtda yuqori samaradorlikka ega bo'lgan K-19 sinfli arqon armaturalar ham keng qo'llanilmoqda.

Armaturalarni bir-biri bilan ulash usullari. Armatura sterjenlari bir-biri bilan asosan uchma-uch holatda kontakt payvandlash usuli bilan ulanadi (6.5, a, b rasm). Zavod sharoitida kontakt payvandlash maxsus payvandlovchi mashinalar bilan amalga oshiriladi. Bunda payvandlanadigan sterjenlarning eng kichik diametri $d_1 = 10$ mm qabul qilinib, sterjenlar diametrlarining nisbati $d_1/d_2 = 0,85$ bo'lishi shart.

Montaj qilish sharoitida armatura sterjenlari bir-biriga uchma-uch holatda elektr yoyi yordamida payvandlab ulanadi. Diametri 20 mm va undan katta bo'lgan sterjenlarni payvandlashda misdan tayyorlangan vanna shaklidagi inventar qoliqlar qo'llaniladi. Diametrlari 20 mm dan kichik bo'lgan sterjenlarni payvandlash 6.5, v, g, e, i, k- rasmlarda ko'rsatilgan.



6.5-rasm. Sterjenli armaturalarni ulash usullari

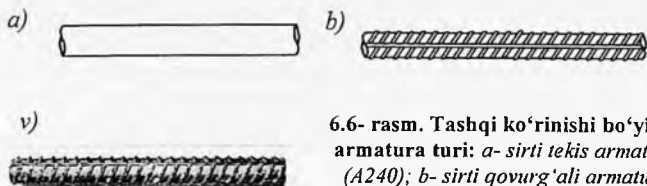
Diametrlari 36 mm dan kichik bo'lgan A240(A-I), A300(A-II) va A400(A-III) sinfli armaturalar sterjenlari mustahkamlik to'liq foydalanilmaydigan joylarda payvandlanmasdan biriktirilishi mumkin. Bunda sterjenlar $l = (20...50)d$ uzunlikda bir-biriga o'tkazib birlashtiriladi. Cho'ziladigan elementlarda armatura sterjenlarini payvandlamasdan bir-biriga o'tkazib biriktirish ruxsat etilmaydi.

6.4. Armatura tasnifi

Po'lat armatura har xil ko'rsatkichlariga binoan quyidagi sinflarga bo'linadi.

1. Tayyorlash texnologiyasi bo'yicha armaturalar issiq holda chig'irlangan, sovuq hoda cho'zilgan va arqonlarga bo'linadi.

2. Tashqi ko'rinishi bo'yicha: sirti tekis va sirtida har xil shakldagi qovurg'alar hosil qilingan armaturaga (6.6-rasm).



6.6- rasm. Tashqi ko‘rinishi bo‘yicha armatura turi: *a- sirti tekis armatura (A240); b- sirti qovurg‘ali armatura (A300); v- sirti qovurg‘ali armatura (A400...A1200).*

3. Ishlash sharoitiga ko‘ra: taranglashtirilmagan oddiy va taranglashtirilgan armaturalarga.

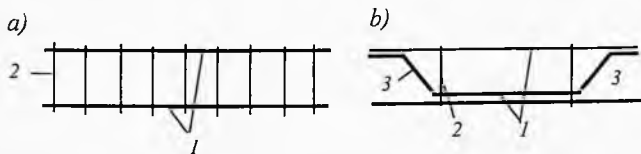
4. Payvandlangan armatura sinchlarida yo‘nalishiga qarab: bo‘ylama va ko‘ndalang armaturalarga (6.7,a-rasm).

5. Bog‘lanadigan armatura sinchlarida yo‘nalishiga qarab: bo‘ylama, ko‘ndalang va qiya armaturalarga (6.7,b-rasm).

Armaturalar mustahkamligi bo‘yicha quyidagi sinflarga bo‘linadi:

1. Issiq holda chig‘irlangan sterjen shaklidagi - A240, A300, A400, A600, A800, A1000, A1200;

2. Termik yo‘l bilan mustahkamligi oshirilgan sterjen shaklidagi - At400, At500, At600, At800, At1000, At1200.



6.7- rasm. Yo‘nalishi bo‘yicha armatura turi: *a- payvandlangan sinch; b- bog‘langan sinch; 1- bo‘ylama armatura; 2- ko‘ndalang armatura; 3- qiya armatura*

3. Cho‘zish yo‘li bilan mustahkamligi oshirilgan sterjen shaklidagi - 400v.

4. Sovuq holda cho‘zilgan simlar -Bp-I, Bp-II, B-II;

5. Simlardan eshilgan arqon armaturalar - K7, K19 (6.4,d - rasm-

ga qarang).

Armaturalar qo'shimcha ravishda quyidagicha markalanadi:

«K» harfi bilan korroziyaga chidamli armatura belgilanadi. Masalan, A400K – A harfi armatura issiq holda chig'irlanganini, 400 oquvchanlik chegarasini, K armatura korroziyaga chidamli ekanligini bildiradi.

«C» harfi bilan payvandlash mumkin bo'lgan armatura belgilanadi. Masalan, A300C – A harfi armatura issiq holda chig'irlanganini, 300 oquvchanlik chegarasini, C armaturani payvandlash mumkinligini bildiradi.

Oxirgi vaqtda temirbeton konstruksiyalarni armaturalash uchun kompozit armaturalar ishlatilmoqda. Kompozit armaturalarni tayyorlashda shisha, bazalt va uglerod tolalari va polimer ishlatiladi. Tolalarning nomiga qarab kompozit armaturalar **shishaplastikli** (стеклопластиковая), **bazalt plastikli** (базальтопластиковая) va **uglerodplastikli** (углепластиковая) deb nomlanadi.

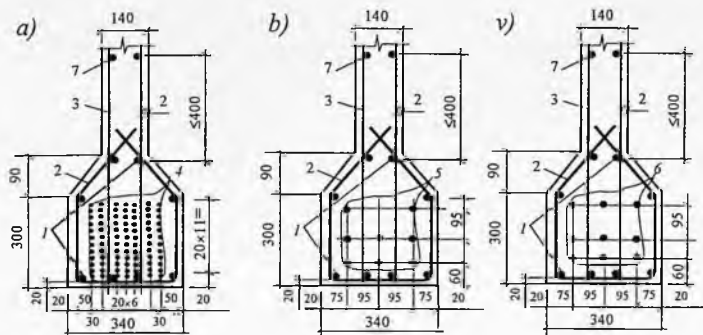
Shishaplastikli armatura boshqa kompozit armaturalarga nisbatan arzon bo'lganligi sababli qurilishda ko'p ishlatiladi.

Kompozit armaturalarning cho'zilishdagi mustahkamligi po'lat armaturalarga nisbatan 2,5 barobar yuqori, solishtirma og'irligi esa, kam. Bazaltplastik va uglerodplastik armaturalar agressiv muhit ta'siriga chidamli hisoblanadi. Kompozit armaturalarning olovbardoshligi past. Plastik +160 °C haroratda eriy boshlaydi. Kompozit armaturalar yuk ko'taradigan konstruksiyalarda kam qo'llaniladi. Ular asosan g'isht terimini va beton pollarni armaturalashda to'r sifatida ko'p qo'llaniladi.

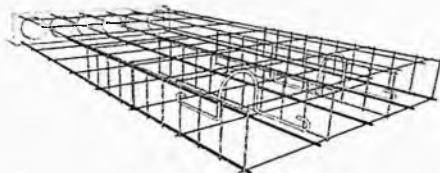
6.5. Armaturalash usullari

Temirbeton konstruksiyalarini jihozlash uchun ishlatiladigan taranglashtirilmaydigan armaturalar payvandlangan sinchlar (6.4, a-rasm) va to'rlar (6.4, b, v- rasmlar) qo'rinishida tayyorlanadi. Ba'zi hollarda armaturalari bir-biri bilan bog'lanib tayyorlanadigan sinchlar va to'rlar ham ishlatiladi.

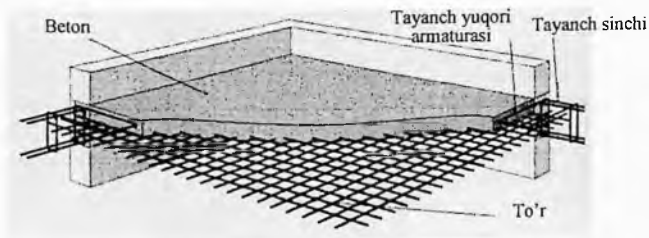
Ba'zi bir temirbeton konstruksiyalarni armaturalar bilan jihozlash 6.8...6.13- rasmlarda keltirilgan.



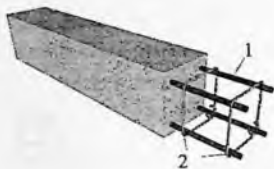
6.8- rasm. Oldindan zo'riqtirilgan to'sin pastki polkasini (tokcha) armaturalash: *a- alohida simlar bilan; b- sterjenlar bilan; v- arqon armaturalar bilan: 1- taranglashtirilmagan bo'ylama montaj armatura; 2 va 3- xomullar; 4- yuqori mustahkamli sim; 5- alohida sterjen; 6- arqon armatura; 7- konstruktiv armatura*



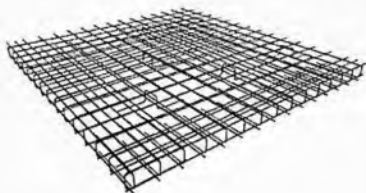
6.9- rasm. Olti bo'shliqli orayopma plitasini payvand sinch bilan armaturalash



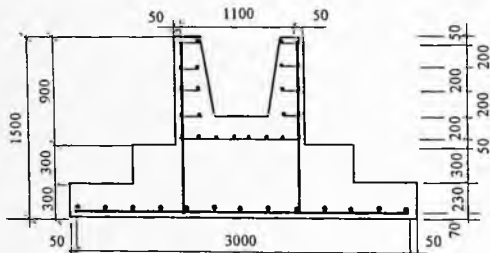
6.10-rasm. Yassi plitani armaturali to'r bilan jihozlash



6.11-rasm. Tasma poydevorni bog'langan armaturali sinch bilan ji-hozlash: 1- bo'ylama armatura; 2 – xomutlar



6.12-rasm. Uzlüksiz plita shaklidagi poydevorning armaturali sinchi



6.13-rasm. Yakka yaxlit poydevorni armaturalash

7. TEMIRBETON

Temirbeton konstruksiyalarda armatura bilan betonning bir-galikda ishlashi ular orasidagi bog'lanish kuchi va armaturani har xil konstruktiv usullar bilan betonga biriktirilishi asosida ta'minlanadi.

Temirbetonning mexanik xossasi armatura va betonning mexan-ik xossalariga bog'liq bo'lib, hamma vaqt ham ularga mos tush-maydi. Masalan, beton elementda paydo bo'ladigan yoriq uni buzilish holatiga olib kelmaydigan bo'lsa, temirbeton elementda yo-riqlarning paydo bo'lishi xavfli hisoblanmaydi. Metall sterjenlar alo-hida ishlaganda undagi cho'zuvchi kuchlanishlarning miqdori oqish

darajasiga yetganda sterjen o'z ustivorligini yo'qotadigan bo'lsa, beton tanasidagi po'lat sterjenlarda kuchlanishning miqdori oqish darajasiga yetganda esa, temirbeton normal holatda ishlaydi. Bu misollardan shu narsa ayon bo'ladiki, temirbetonning mexanik xossasi muhim ahamiyatga ega bo'lib, alohida o'rganilishi talab qilinadi.

7.1. Armatura bilan betonning bog'lanishi

Armatura bilan betonning bog'lanishi temirbetonning asosiy xossasi bo'lib, konstruksiyalarning ishlash sharoitiga katta ta'sir ko'rsatadi. Armatura bilan betonning bog'lanishi betonda plastik deformatsiyalarning rivojlanishi va yoriqlarning paydo bo'lishidan zo'riqlashlarni armatura bilan beton o'rtasida qayta taqsimlanishida ham katta rol o'ynaydi. Undan tashqari armaturaning betonga yaxshi bog'lanishi konstruksiyalarda paydo bo'ladigan yoriqlarning ochilish kengligini cheklaydi va armaturalarni taranglashdan hosil bo'ladigan zo'riqtiruvchi kuchlarni betonga uzatilishini ta'minlaydi.

Armatura bilan betonning bog'lanish mustahkamligi asosan quyidagi omillar asosida ta'minlanadi:

1 - armatura sirtidagi qovurg'alarning betonga tishlashib qolishi natijasida betonning siqilish va kesilishdagi mustahkamligi;

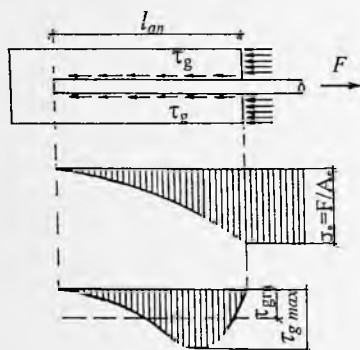
2 - sement gelining yopishqoqligi xossasiga ega bo'lishi natijasida betonning armaturaga yopishishi.

Betonning cho'kish natijasida armatura har tomonlama qisiladi va unda hosil bo'ladigan ishqalanish kuchlari armaturaning betonga bog'lanish mustahkamligini oshiradi degan tushuncha mavjud. Keyingi vaqtlarda o'tkazilgan tajribalardan olingan natijalar shuni ko'rsatadiki, betonning cho'kishidan armatura sirtida ko'pchilik hollarda ishqalanish kuchlari hosil bo'lmas ekan. Aksincha, betonning cho'kish armaturani betonga bog'lanishiga salbiy ta'sir ko'rsatar ekan.

Sirti silliq bo'lgan armatura sterjenlarining betonga bog'lanish (birikish) mustahkamligi sirti tekis (silliq) bo'lmagan sterjenlar bog'lanish mustahkamligiga nisbatan 5 martagacha kam bo'lganligi tajribalar asosida aniqlangan. Sirti tekis bo'lgan armatura sterjenlarining bog'lanish mustahkamligi esa, sirti qovurg'ali bo'lgan armatura sterjenlarining bog'lanish mustahkamligiga nisbatan 2...3 marta kam bo'ladi. Demak, armaturaning beton bilan bog'lanish mus-

tahkamligi asosan armaturaning sirtiga bog'liq bo'lib, armaturaning sirtida har xil shakldagi qovurg'alar hosil qilinishi uning betonga bog'lanish mustahkamligini keskin oshiradi.

Armaturaning betonga bog'lanish mustahkamligi tajribalar asosida aniqlanadi. Bunda beton tanasiga ma'lum uzunlikda joylashtirilgan armaturali sterjen sug'urib olishga sinaladi. Betonga joylashtirilgan sterjenni sug'urishdagi zo'riqishlar armaturadan betonga urinma kuchlanishlar orqali uzatiladi. Bu urinma kuchlanishlar armaturaning betonga joylashtirilgan uzunligi bo'yicha notekis tarqalib (7.1- rasm), armaturaning betonga birikish joyidan ma'lum masofada eng katta



7.1-rasm. Armaturaning betonga bog'lanishi

qiymatga erishadi va armaturaning betonga joylashish uzunligiga bog'liq betonga bog'lanish mustahkamligi urinma katta qiymatga erishadi va armaturaning betonga joylashish uzunligiga bog'liq bo'lmaydi. Armaturaning betonga bog'lanish mustahkamligi urinma kuchlanishlarning o'rtacha qiymati bilan ifodalanadi:

$$\tau_{gm} = \frac{F}{\pi \cdot d \cdot l_{an}}, \dots (7.1).$$

bu yerda: F - bo'ylama sug'uruvchi kuch; d - armatura sterjenining diametri; l_{an} - armatura sterjenining betonga bog'lanish uzunligi

Oddiy betonlar va sirti tekis armaturalar uchun $\tau_{gm} = 2,5 \dots 4$ MPa, sirti qovurg'ali armaturalar uchun esa $\tau_{gm} = 7,0$ MPa ga teng bo'ladi. Beton mustahkamligining oshishi bilan bog'lanish mustahkamligining o'rtacha qiymati oshadi.

Armatura bilan beton bog'lanish mustahkamligining o'rtacha qiymati temirbeton konstruksiyalarni amaliy hisoblashda ishlatiladi.

Armaturalarning betonga nisbatan siljish qarshiligini oshirishning eng ishonchli yo'li, bu sirti tekis bo'lgan armaturalarning uchlarida ilgaklar hosil qilish, payvandlangan sinch va to'rlarni ishlatish hamda maxsus ankerlardan foydalanishdir.

7.2. Armaturalarning betonga ankerlanishi

Beton tanasidagi armatura ma'lum zo'riqlashlarni qabul qila olishi uchun u beton tanasida yoki sirtida betonga mahkamlanishi-an-kerlanishi shart. Armaturalarning betonga ankerlanishi ishqalanish natijasida hosil bo'ladigan bog'lanish kuchlari yoki armaturalarning uchlariga maxsus ankerlar joylashtirish bilan ta'minlanadi. Sirtida har xil shakldagi qovurg'alar hosil qilingan armaturalarning betonga ankerlanishi bog'lanish kuchlari orqali ta'minlanadi. Juda kam hol-larda bunday armaturalarning uchlari maxsus ankerlar bilan jihozla-nadi.

Sirti tekis bo'lgan armaturalarning betonga bog'lanish mustah-kamligi juda kam bo'lganligi sababli bunday armaturalar betonga 7.2 - rasmda ko'rsatilgandek ilgaklar (a), sterjenlarning uchlarini 90° burchak ostida qayirib (b), halqalar (v) hosil qilinib hamda va ko'ndalang sterjenlar payvandlanib (g,d) ankerlanadi.

Sirti qovurg'ali, taranglashtirilmaydigan armaturalar bilan ji-hozlangan temirbeton elementlarda cho'ziladigan sterjenlar armatu-raning hisobiy qarshiligi to'liq hisobga olinadigan va element bo'ylama o'qiga normal bo'lgan kesimdan l_{an} dan kam bo'lmagan masofaga o'tkazilishi shart. Ankerlanish zonasining uzunligi bu holda quyidagi formuladan aniqlanadi

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_t}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d \geq \lambda_{an} \cdot d, \quad (7.2)$$

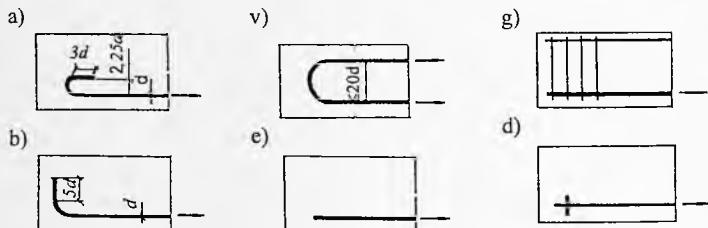
bu yerda: ω_{an} , $\Delta\lambda_{an}$, λ_{an} koeffitsiyentlarning qiymatlari va masofaning eng kichik qiymati 7.1- jadvaldan olinadi.

Yaxlit temirbeton konstruksiyalarni (plitalar, to'sinlar) ar-maturalar bilan jihozlashda armaturaning betonga ankerlanish zon-alari 7.3, a,b,v - rasmlarda ko'rsatilgan.

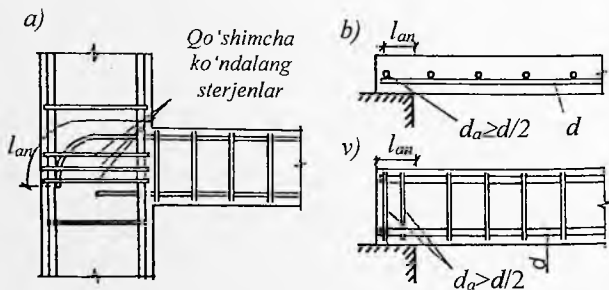
Oldindan zo'riqtiriladigan temirbeton konstruksiyalarni armatu-ralar bilan jihozlashda armaturaning betonga ankerlanishi 10 bobda keltirilgan.

7.1-jadval. ω_{an} , $\Delta\lambda_{an}$, λ_{an} va l_{an} miqdorlari

Taranglashtirilmaydigan armaturalarning ishlash sharoiti	Armaturalarni betonga ankerlanish masofalarini aniqlash uchun koeffitsiyentlar							
	sirti qovurg'ali bo'lgan amaturalar uchun				sirti tekis bo'lgan ama- turalar uchun			
	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an} , mm	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an} , mm
Cho'ziladigan armatura cho'ziladigan betonga ankerlanganda	0,70	11	≥ 20	≥ 250	1,2	11	≥ 20	≥ 250
Siqiladigan va cho'- ziladigan armatura siqila- digan betonga ankerlanganda	0,50	8	≥ 12	≥ 200	0,8	8	≥ 15	≥ 200



7.2-rasm. Taranglashtirilmaydigan armaturalarni
betonga ankerlanishi

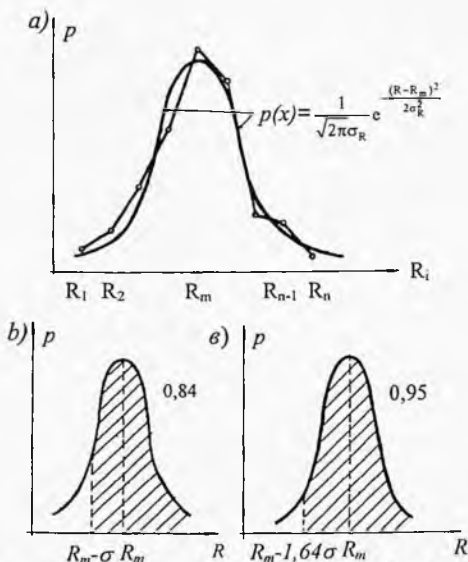


7.3-rasm. Oddiy temirbeton elementlarda
armaturalarni ankerlash zonalari.

8. BETON VA ARMATURANING ME'YORIY VA HISOBIY QARSHILIKLARI

8.1. Beton me'yoriy va hisobiy qarshiliklari

Betonning me'yoriy qarshiligi sifatida shunday bir kichik R_{bn} miqdor qabul qilinishi kerakki, $p(x)$ egri chiziq, absissa va R_{bn} qiymatga mos bo'lgan ordinata o'qlari bilan chegaralangan sathning yuzasi mumkin darajada birga yaqinlashsin (8.1,b -rasm). Minimal qarshilik sifatida $(R_m - \sigma_R)$ qabul qilinadigan bo'lsa, egri chiziq ostidagi yuza $A = 0,84$ ga (8.1,b rasm) teng bo'ladi; $(R_m - 1,64 \times \sigma_R)$ qarshilik qabul qilinadigan bo'lsa $A=0,95$ (8.1,v -rasm) va $R_m - 3\sigma_R$ qarshilik qabul qilinadigan bo'lsa, $A = 0,999$ ga teng bo'ladi.



8.1-rasm. Beton mustahkamligining taqsimot qonuni

Umumiy holda betonning me'yoriy qarshiligini aniqlash uchun quyidagi ifodani yozish mumkin

$$R_{bn} = R_{bm} - \chi \sigma_R \quad (8.1)$$

Beton qarshiligi o'rtacha kvadratik cheklanishining qarshilik o'rtacha miqdoriga nisbati beton qarshiligining o'zgaruvchanligini ifodalaydi, ya'ni $v = \sigma_R / R_m$. U vaqtda

$$R_{bn} = R_m (1 - \chi \cdot v), \quad (8.2)$$

bu yerda, χ - ishonchlilik darajasi.

Beton qarshiligining o'zgaruvchanligini ifodalovchi v koeffitsiyentning miqdori betonning sifatiga va boshqa omillarga bog'liq bo'lib, temirbeton konstruksiyalari tayyorlaydigan hamma zavodlarda bir xil qiymatga ega bo'lmaydi. Shuning uchun hamma zavodlarda betonning me'yoriy qarshiligini ta'minlash shart bo'lib, o'rtacha qarshilik R_m esa, beton qarshiligining o'zgaruvchanligini e'tiborga olgan holda ishlab chiqarishning har bir konkret sharoiti uchun alohida aniqlanadi. Betonning sifati yaxshi bo'lsa v koeffitsiyentning miqdori kam bo'lib, betonning o'rtacha qarshiligi uchun kichik bo'lgan miqdor qabul qilinishi mumkin. Aks holda betonning o'rtacha qarshiligi uchun katta bo'lgan miqdor qabul qilinadi. Bu o'z navbatida sement sarfini oshirishga olib keladi.

Temirbeton konstruksiyalari zavodlarida betonning sifatini nazorat qilish uchun betonning siqilishdagi mustahkamligi bo'yicha sinfi qo'llaniladi.

Betonning mustahkamligi 95% ta'minlanish bilan aniqlanadi. Buning uchun ishonchlilik darajasi $\chi = 1,64$ ga teng bo'lishi kerak. U vaqtda

$$R_{bn} = R_m (1 - 1,64v) \quad (8.3)$$

Qurilish me'yori va qoidalariga [8] binoan beton qarshiligi o'zgaruvchanligini ifodalovchi koeffitsiyentning qiymati $v = 0,135$ ga teng.

Beton prizmalarning markaziy siqilishdagi me'yoriy qarshiligi (prizmatik mustahkamlik) kubik mustahkamlikning me'yoriy qiymatlariga bog'liq bo'lgan holda (8.3) formuladan aniqlanadi. Betonning prizmatik mustahkamligi uning sinfiga mos ravishda ilovada I.1- jadvalda keltirilgan.

Betonning markaziy cho'zilishdagi me'yoriy qarshiligi, betonning cho'zilishdagi mustahkamligi nazorat qilinmaganda, kubik mus-

tahkamlikning me'yoriy qiymatlariga bog'liq bo'lgan holda (5.3)...(5.6) formulalardan aniqlanadi. Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi uning sinfiga mos ravishda ilovada 1.1- jadvalda keltirilgan.

Betonning markaziy cho'zilishdagi mustahkamligi ishlab chiqarishda bevosita namunalarni sinash yo'li bilan nazorat qilinadigan bo'lsa, betonning markaziy cho'zilishdagi me'yoriy qarshiligi quyidagi formuladan aniqlanadi va betonning cho'zilishdagi mustahkamligi bo'yicha sinfini " B_t " ifodalaydi

$$R_{bt} = R_{btm} (1 - 1,64 \cdot v) \quad (8.4)$$

Chegaraviy holatning birinchi guruhi uchun betonning hisobiy R_b va R_{bt} qarshiliklari me'yoriy qarshiliklarni siqilish va cho'zilish holatlariga mos bo'lgan γ_{bc} va γ_{bt} ishonchlilik koeffitsiyentlariga bo'lish yo'li bilan aniqlanadi:

$$R_b = R_{bt} / \gamma_{bc}; R_{bt} = R_{btm} / \gamma_{bt}. \quad (8.5)$$

Og'ir, mayda donali, yengil va g'ovakli betonlar uchun $\gamma_{bc} = 1,3$; $\gamma_{bt} = 1,5$.

Chegaraviy holatning ikkinchi guruhi uchun betonning hisobiy qarshiliklari $R_{b,scr}$ va $R_{bt,scr}$ ishonchlilik koeffitsiyentining qiymati $\gamma_{bc} = \gamma_{bt} = 1,0$ bo'lganda aniqlanadi, ya'ni miqdor jihatdan me'yoriy qiymatlariga teng qilib olinadi. Chunki konstruksiyani birinchi guruh bo'yicha chegaraviy holatga kelib qolishi (salqilik va yoriqlar ochilish kengligining me'yoriy qiymatlaridan oshib ketishi) birinchi guruh bo'yicha chegaraviy holatga (buzilish holatiga) kelib qolishiga nisbatan xavfli bo'lmaydi va konstruksiyani buzilish holatiga olib kelmaydi.

Temirbeton konstruksiyalar chegaraviy holatning birinchi guruhi bo'yicha hisoblanganda betonning hisobiy qarshiliklari R_b va R_{bt} , zarurat tug'ilganda, betonning ishlash sharoitini e'tiborga oladigan γ_{bt} koeffitsiyentlarga ko'paytirilib qiymati kamaytiriladi yoki oshiriladi. Masalan, konstruksiya davomli yuklar ta'sirida bo'lsa, beton mustahkamligining kamayishi $\gamma_{b2} = 0,9$ koeffitsiyenti orqali, davomli bo'lmagan muvaqqat yuklar ta'sirida bo'lsa, beton mustahkamligining oshishi $\gamma_{b2} = 1,1$ koeffitsiyenti orqali e'tiborga olinadi [8].

8.2. Armaturaning me'yoriy va hisobiy qarshiliklari

Armaturaning me'yoriy qarshiligi sifatida nazorat qilinadigan quyidagi qiymatlarning eng kichigi qabul qilinadi:

- fizik oqish chegarasiga ega bo'lgan sterjenli armaturalar uchun - fizik oqish chegarasi;

- shartli oqish chegarasiga ega bo'lgan sterjenli armaturalar, yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan simlar va armaturali arqonlar uchun - 2% qoldiq deformatsiya hosil qiladigan kuchlanish qiymatiga mos bo'lgan shartli oqish chegarasi;

- oddiy simli armaturalar uchun - uzilishdagi vaqtincha qarshiligining 75%, ya'ni $R_{ns}=0,75 \cdot R_{su}$, $R_{su} = N_u / A_s$ simli armaturaning uzilishdagi vaqtinchalik qarshiligi.

Armaturaning nazorat qilinadigan bu xarakteristikallari armatura tayyorlanadigan po'lat uchun davlat standartlari va texnik shartlarga muvofiq qabul qilinadi va 0,95 dan kam bo'lmagan ehtimollik bilan tayinlanadi.

Chegaraviy holatlarning birinchi va ikkinchi guruhlar uchun armaturalarning cho'zilishdagi hisobiy qarshiliklari quyidagi formuladan aniqlanadi

$$R_s = \frac{R_{sm}}{\gamma_s}, \quad (8.6)$$

bu yerda: γ_s - armatura bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti. Bu koeffitsiyentning qiymati quyidagicha qabul qilinadi: sinfi A240(A-I), A300(A-II) bo'lgan armaturalar uchun $\gamma_s = 1,05$; A400(A-III) armatura uchun - 1,07...1,1; A600(A-IV) va A800(A-V) armatura uchun - 1,15; A100(A-VI) armatura uchun - 1,2; Bp-I armatura uchun - 1,1; B-II, Bp-III, K-7 va K-19 sinfli armaturalar uchun - 1,2. Chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi uchun armaturalarning sinflaridan qat'iy nazar $\gamma_s = 1,0$ qabul qilinadi.

Konstruksiyalarni chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo'yicha hisoblashda armaturaning betonga bog'lanishi ta'minlangan bo'lsa, uning siqilishdagi hisobiy qarshiligi quyidagicha qabul qilinadi: armaturaning cho'zilishdagi hisobiy qarshiligi $R_s < 400$ MPa bo'lsa, $R_{sc} = R_s \leq 400$ MPa; $R_s > 400$ MPa bo'lsa, $R_{sc} = 400$ MPa

qabul qilinadi.

Armaturalarning me'yoriy qarshiliklari R_{sn} , hisobiy qarshiliklari $R_{s,ser}$ va R_s , siqilishdagi hisobiy qarshiliklari R_{sc} va elastik modullarining qiymatlari ilovaning I.2- jadvalda keltirilgan.

Chegaraviy holatlarning birinchi guruhi uchun armaturaning hisobiy qarshiliklari armaturani ishlash sharoitini e'tiborga oladigan γ_{st} koeffitsiyentlarga ko'paytirilib oshiriladi yoki kamaytiriladi [8]. Masalan, yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan armatura shartli oqish chegarasidan yuqori bo'lgan kuchlanishlar ta'sirida ishlaganda armatura mustahkamligining oshishi $\gamma_{s\sigma} = 1,1 \dots 1,2$ koeffitsiyenti orqali e'tiborga olinadi.

9. TEMIRBETON KONSTRUKSIYALAR KUCHLANISH-DEFORMATSIYALANISH HOLATINING BOSQICHLARI

Temirbeton to'sin bilan o'tkazilgan tadqiqiy tajribalarda tashqi yuk miqdori to'sinning normal kesimi bo'yicha buzilish darajasiga-cha oshib borganda bu kesimning kuchlanish va deformatsiyalanish holati uchta xarakterli bosqichga ega bo'ladi (9.1- rasm).

9.1. Kuchlanish-deformatsiyalanish holatining birinchi bosqichi

Tashqi yuklarning kichik miqdorlarida egiladigan element siqilgan va cho'zilgan zonalaridagi betonda kuchlanishlarning miqdorlari uncha katta bo'lmaydi. Bu holda beton elastik holatda deformatsiyalanadi deb qaralishi mumkin. Bunda, betondagi siquvchi va cho'zuvchi kuchlanishlar bilan mos bo'lgan deformatsiyalar orasidagi bog'lanish chiziqli bo'lib, kesimning siqilgan va cho'zilgan zonalarida betondagi normal kuchlanishlarning epyuralari uchbur- chak shaklida bo'ladi (9.1, v- rasm).

Tashqi yuk miqdorining oshishi bilan to'sinning siqilish va cho'zilish zonalaridagi normal kuchlanishlarning miqdorlari ham oshib boradi. Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi siqilishdagi mustahkamligiga nisbatan bir necha marta kam bo'lganligi sababli cho'zilgan betonda plastik deformatsiyalar rivojlana boradi va beton-

dagi kuchlanishlar uning cho'zilishdagi mustahkamligiga intiladi ($\sigma_{bt} \rightarrow R_{bt}$). To'sin cho'zilish zonasidagi normal kuchlanishlarning epyurasi to'g'ri chiziqdan egri chiziqqa aylana boradi. Siqilish zonasidagi beton esa, elastik holatda deformatsiyalanib, normal kuchlanishlarning epyurasi uchburchak shakliga yaqin bo'ladi. To'sin cho'zilgan zonasidagi betonning deformatsiyalanish tezligi siqilgan zonadagiga nisbatan katta bo'lganligi sababli neytral o'q siqilgan zonaga qarab ko'tariladi (9.1, v- rasm).

Beton deformatsiyasining to'sin ko'ndalang kesimi balandligi bo'yicha tarqalish xarakteri to'g'ri chiziqqa yaqin bo'ladi.

Tashqi yukning shunday bir qiymatida to'sin cho'zilish zonasidagi kuchlanish betonning cho'zilishdagi mustahkamligiga teng bo'lib qoladi.

Kuchlanish va deformatsiyalanish bu holatiga *Ia bosqich* deb aytiladi.

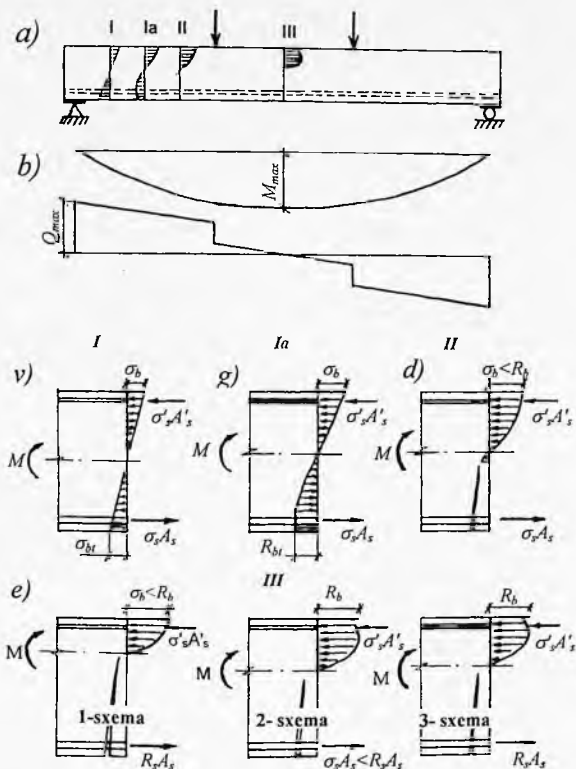
Tashqi yuk miqdorining navbatdagi oshishidan to'sin cho'zilgan zonasida yoriqlar paydo bo'ladi va bu kesim ishdan chiqadi. Shundan keyin to'sinda kuchlanish va deformatsiyalanish holatining II bosqichi boshlanadi.

9.2. Kuchlanish-deformatsiyalanish holatining ikkinchi bosqichi

Yoriqlar paydo bo'lgan kesimlardagi cho'zuvchi zo'riqishlarni armatura va yoriqlar cho'qqisidagi cho'zilgan beton qabul qiladi. Yoriqlar oralig'ida esa, armatura bilan betonning bog'lanishi buzilmaydi va ular birgalikda ishlaydi. Bunda, yoriq paydo bo'lgan kesimdan uzoqlashgan sari armaturadagi zo'riqishlarning miqdori kamayib, betonda esa, zo'riqishlarning qiymati ko'payib boradi. To'sin siqilgan zonasidagi betonda plastik deformatsiyalarning rivojlanishi natijasida normal kuchlanishlarning epyurasi egri chiziqqa aylanadi (9.1, d- rasm).

Tashqi yuk miqdorining yanada oshishi natijasida to'sin cho'zilgan zonasida hosil bo'lgan yoriqlar siqilish zonasiga qarab rivojlanib, neytral o'qqacha etib boradi va yoriqlarning ochilish kengliklari kattalashadi. Bu holatda cho'zilish zonasidagi yoriqlar hosil bo'lgan kesimlarda cho'zuvchi zo'riqishlarning hammasini fa-

qat armatura qabul qiladi. Siqilgan beton va cho‘zilgan armaturalardagi kuchlanishlarning miqdorlari oshadi.



9.1-rasm. Egilishda kuchlanish va deformatsiyalanish holatining bosqichlari

To'sinning yoriqlar hosil bo'lgan kesimlari uchun normal kesimlar farazini qo'llash imkoni bo'lmaydi. Chunki kesimlar yoriqlar hosil bo'lgan joylarda qiyshayadi. Yoriq paydo bo'lgan kesimdagi armaturaning deformatsiyasi esa, tekis kesimlar deformatsiyalanish

qonuni bo'yicha topiladigan qiymatidan farq qiladi. Biroq, o'tkazilgan tadqiqotlar asosida normal kesimlar farazini yoriqlar hosil bo'lgan kesimlar oralig'ida siqilgan zonadagi beton va cho'zilgan armaturaning o'rtacha deformatsiyalari uchun qo'llash mumkinligi aniqlangan.

Kuchlanish va deformatsiyalanish holatining II bosqichi armaturadagi kuchlanishlarning oquvchanlik chegarasiga yetishi yoki siqilgan chetki tolalarda betondagi kuchlanishlar miqdorining kama-ya boshlanishi bilan tugallanadi.

9.3. Kuchlanish-deformatsiyalanish holatining uchinchi bosqichi

Bu bosqichda betondagi plastik deformatsiyalarning rivojlanishi tezlashib siqilish zonasining katta qismiga tarqaladi. Armaturada ham plastik deformatsiyalar rivojlanadi. Element buzilish holatiga kelib qoladi.

To'sinning buzilish xarakteri armaturaning miqdoriga bog'liq bo'lib, uchta hol bo'yicha sodir bo'lishi mumkin:

1 hol - buzilish cho'zilgan armaturadagi kuchlanishlarning fizik yoki shartli oqish chegarasiga yetishi natijasida sodir bo'ladi. Bunda, armaturadagi kuchlanishlar fizik yoki shartli oqish chegarasiga yetgandan keyin armaturadagi plastik deformatsiyalarning rivojlanishi keskinlashadi. Natijada yoriqlarning ochilish kengligi kattalashadi va siqilgan betondagi kuchlanishlar oshadi. Bu to'sinning buzilishiga olib keladi va buzilish *plastik xarakterga* ega bo'ladi (9.1, e- rasm, 1-sxema);

2 hol - buzilish siqilgan betondagi kuchlanishlarning beton mustahkamligiga yetishi natijasida betonning ezilishidan sodir bo'ladi. Bunda armaturadagi cho'zuvchi kuchlanishlarning miqdori oqish chegarasiga yetmasligi ham mumkin. Natijada armaturaning mustahkamligidan to'liq foydalanilmaydi. To'sinning bunday buzilishi armaturaning miqdori katta bo'lgan hollarda sodir bo'lib, buzilish *mo'rt xarakterga* ega bo'ladi (9.1, e rasm, 2-sxema);

3 hol - buzilish siqilgan betondagi kuchlanishlarning beton mustahkamligiga va armaturadagi cho'zuvchi kuchlanishlarning miqdori oqish chegarasiga birdaniga yetishi natijasida betonning ezilishidan

sodir bo'ladi. Natijada beton va armaturaning mustahkamliklaridan to'liq foydalaniladi. To'sinning bunday buzilishi armaturaning miqdori optimal bo'lgan hollarda sodir bo'lib, buzilish *plastik xarakterga* ega bo'ladi (9.1, e -rasm, 3 -sxema).

To'sin ravog'i bo'yicha tashqi yuklardan hosil bo'ladigan zo'riqlarning miqdori o'zgarganligi sababli tayanch zonalarida kuchlanish va deformatsiyalanish holatining uchala bosqichini ham kuzatish mumkin (9.1, a- rasm).

Yuqorida keltirilgan kuchlanish va deformatsiyalanish holatining uch bosqichi nafaqat egiladigan, balki nomarkaziy siqiladigan, nomarkaziy cho'ziladigan va markaziy cho'ziladigan elementlarda ham uchraydi.

10. OLDINDAN ZO'RIQTIRILGAN TEMIRBETON KONSTRUKSIYALAR

10.1. Oldindan zo'riqtirishning mohiyati

Temirbeton konstruksiyalarni tayyorlashda ishlatiladigan beton va armatura mustahkamliklari qancha yuqori bo'lsa, konstruksiya ko'ndalang kesim o'lchamlari shuncha kichik bo'ladi. Bu holatda temirbeton konstruksiyalari mustahkamlik bo'yicha qo'yilgan talablarga javob bergan holda, normal ekspluatatsiya qilish talablariga (darz ketishiga chidamlilik, yoriqlarning ochilish kengligi va deformatsiya bo'yicha) javob bermay qo'yadi. Chunki, betonning cho'zilishdagi qarshiligi hamda cho'ziluvchanligi kam bo'lganligi sababli konstruksiyalarning cho'zilgan zonalarida tashqi yuklar ta'siridan darz ketib yoriqlar paydo bo'ladi. Yoriqlarning paydo bo'lishi va ochilishi konstruksiyalarning bikirligini kamayishiga olib keladi va konstruksiya ekspluatatsiya qilish talablariga javob bermay qo'yadi.

Oddiy temirbeton elementlarda betonning cho'ziluvchanligi o'rta hisobda $\varepsilon_{bt,u}=15 \cdot 10^{-5}$ ga teng. Armatura bilan betonning birgalikda ishlashini e'tiborga olib, elementda darz ketish holatida armaturadagi kuchlanishni aniqlaymiz: $\sigma_s = \varepsilon_{bt,u} \times E_s = 15 \cdot 10^{-5} \times 2 \cdot 10^5 = 30 \text{ MPa}$. Demak, cho'zilgan armaturadagi kuchlanishning miqdori $\sigma_s = 30 \text{ MPa}$ bo'lganda elementda darz ketib, yoriqlar paydo bo'ladi.

Elementga ta'sir qilayotgan tashqi yuk miqdorining oshishi bilan armaturadagi kuchlanishlar ham oshadi va yoriqlarning ochilish kengligi kattalashadi. Eksploatatsiya qilish sharoitida cho'zilgan armaturadagi kuchlanishlarning miqdori (270...340) MPa dan oshmaydi va yoriqlarning ochilish kengligi ham ruxsat etiladigan qiymatidan katta bo'lmaydi, ya'ni $a_{cre} \leq 0,3...0,4$ mm. Oddiy temirbeton elementlarni jihozlash uchun yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan armaturalar ishlatilganda, betonning cho'ziluvchanligi kam bo'lganligi sababli, yoriqlarning erta paydo bo'lishi natijasida yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan armaturaning mustahkamligidan to'liq foydalanish imkoniyati bo'lmaydi. Natijada armaturaning ortiqcha xarajatiga yo'l qo'yiladi.

Yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan armaturaning mustahkamligidan to'liq foydalanishga harakat qilinadigan bo'lsa, elementdagi yoriqlarning ochilish kengligi va salqiligi ruxsat etilgan qiymatlaridan oshib ketadi.

Temirbeton konstruksiyalarini tayyorlashda yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan armatura va betonlardan samarali foydalanishning eng asosiy yo'li, bu temirbeton konstruksiyalarini tayyorlash jarayonida armaturani oldindan taranglashdan iborat. Bunday konstruksiyalar - *oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalari* deb ataladi. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarida yoriqlarning paydo bo'lishi tashqi yuklarning katta qiymatlarida sodir bo'lib, eksploatatsiya qilish sharoitida chegaraviy qiymatlaridan oshib ketmaydi. Shu bilan birga konstruksiyaning salqiligi ham kam bo'lib, katta o'lchamdagi masofalarni yopish uchun imkoniyat yaratiladi.

Temirbeton konstruksiyalarning ishlash sharoitiga qarab armaturalar bir yo'nalish bo'yicha (to'sinlarda, fermalarda va hokazo), ikki yo'nalish bo'yicha (plitalarda, qobiqlarning izoralarida va hokazo) hamda uch yo'nalish bo'yicha (massiv konstruksiyalarda) taranglashtirilishi mumkin.

Temirbeton konstruksiyalarning takomillashini ta'minlovchi omillardan biri, bu oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarni ishlab chiqarishga joriy qilishdan iborat.

10.2. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiylarning afzalliklari

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiylarning afzalliklari quyidagilardan iborat:

- 1) yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan beton va armatura hisobiga beton hamda armatura sarfi kamayadi;
- 2) konstruksiylarning darz ketishiga chidamliligi oshadi;
- 3) konstruksiylarning salqiligi kamayadi;
- 4) ko'p marta qayta takror ta'sir qiladigan yuklarga konstruksiyaning chidamliligi oshadi;
- 5) agressiv muhitda ishlaydigan konstruksiylarning xizmat muddati uzayadi;
- 6) beton hajmining kamayishi hisobiga konstruksiylarning xususiy og'irliklari kamayadi;
- 7) konstruksiylarning ravog'i oshishi hisobiga katta o'lchamdagi binolarni yopish imkoni paydo bo'ladi;
- 8) temirbetonning qo'llanish sohasi kengayadi.

11. OLDINDAN ZO'RIQTIRILGAN TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARNI LOYIHALASH

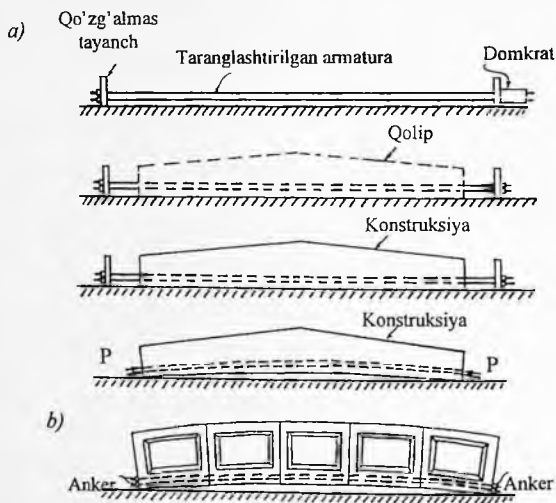
11.1. Oldindan zo'riqtirish usullari

Oldindan zo'riqtiriladigan temirbeton konstruksiylari ikki usulda tayyorlanadi. Birinchisi – tayanchlarga mahkamlab taranglash usuli deb atiladi. Ikkinchisi – betonga mahkamlab taranglash usuli deb atiladi.

Tayanchlarga mahkamlab taranglashda armaturaning bir uchi qo'zg'almas tayanchga mahkamlanib, ikkinchi uchi ikkinchi qo'zg'almas tayanchdan o'tkaziladi va domkrat yoki boshqa uskunalar yordamida ma'lum miqdordagi kuchlanish berib taranglashtiriladi va qo'zg'almas tayanchga mahkamlanadi (11.1-rasm).

Armatura taranglashtirilgandan so'ng qolip beton qorishmasi bilan to'ldiriladi va zichlashtiriladi. Beton ma'lum bir mustahkamlikka erishgandan keyin taranglashtirilgan armatura tayanchlardan

bo'shatiladi. Tayanchlardan bo'shatilgan armatura taranglashtirilguncha bo'lgan holatiga qaytishga (elastik deformatsiyalarning tiklanishi natijasida) harakat qiladi. Ammo, armaturaning beton bilan yaxshi bog'langanligi sababli, armaturadagi elastik deformatsiyalarning tiklanishiga beton qarshilik ko'rsatadi. Natijada taranglashtirilgan armatura betonni qisa boshlaydi va unda siquvchi kuchlanishlarni hosil qiladi.



11.1-rasm. Oldindan zo'riqtiriladigan konstruksiyalarni tayyorlash usullari: a) *armaturasi tayanchlarga mahkamlanib;* b) *armaturasi betonga mahkamlanib taranglashtirilgan konstruksiyalar*

Tayanchlarga mahkamlab taranglash usuli bilan kichik o'lchamdagi temirbeton konstruksiyalari (plita, to'sin va hokazolar) tayyorlanadi. Betonga mahkamlab taranglashda taranglashtiriladigan armatura oldindan tayyorlangan beton yoki kam miqdorda armatura bilan jihozlangan temirbeton konstruksiyasining tanasida hosil qilingan kanallardan o'tkazilib, bir uchi bilan ankerlar yordamida betonga mahkamlanadi. Ikkinchi uchidan domkrat yoki boshqa uskunalar yordamida tortib, armaturaga ma'lum miqdorda kuchlanish berib ta-

ranglashtiriladi va ikkinchi uchi ham betonga mahkamlanadi. Bunda armaturani taranglash vaqtidagi konstruksiya betonining mustahkamligi beton sinfining yarimidan kam bo'lasligi shart, ya'ni $R_{bp} \geq 0,5B$.

Taranglashtirilgan armaturaning betonga mahkam bog'lanishini ta'minlash maqsadida taranglashtirilgan armatura joylashgan kanallar yuqori bosim ostida sement qorishmasi bilan to'ldiriladi. Betonga mahkamlab taranglash usuli bilan katta o'lchamdagi temirbeton konstruksiyalari (fermalar, ko'prik to'sinlari va hokazo) tayyorlanadi.

11.2. Armaturani taranglash usullari

Armaturalar *mexanik*, *elektrotermik*, *elektrotermomexanik* va *kimyoviy* usullar bilan taranglashtiriladi.

Armaturalarni *mexanik* usulda taranglashtirishda domkratlar va boshqa mashina yoki uskunalar qo'llaniladi. Bunda taranglashtiriladigan armaturaning bir uchi tayanchlarga mahkamlanib, ikkinchi uchidan domkrat yoki boshqa mexanizmlar bilan tortiladi. Armaturada ma'lum kuchlanish hosil qilingandan keyin uning ikkinchi uchi ham qo'zg'almas tayanchlarga biriktirib mahkamlanadi.

Elektrotermik usul bilan taranglashtirilganda armaturaning uzunligi konstruksiya tayyorlash uchun mo'ljallangan qolip uzunligidan qisqaroq qilib kesiladi va uning ikki uchida maxsus mashinalar yordamida qalpoqchalar hosil qilinadi. Armaturani elektr toki yordamida $(300...350)^{\circ}\text{C}$ gacha qizdirish natijasida u uzayadi. Qizdirilgan armatura qolipga shunday joylashtirilishi kerakki, armatura uchidagi qalpoqchalar qolip tayanchidan tashqarida joylashsin. Qizdirilgan armaturaning atmosfera sharoitida sovushi natijasida uning uzunligi qisqara boshlaydi. Ammo, armaturaning uchlaridagi qalpoqchalar qolip tayanchlariga mahkamlanib qolganligi sababli tayanchlar armaturaning qisqarishiga qarshilik ko'rsatadi. Natijada armatura taranglashib, unda kerakli bo'lgan kuchlanish hosil bo'ladi.

Armaturalarni *elektrotermomexanik* usulda taranglashtirishda *mexanik* va *elektrotermik* usullar birgalikda qo'llaniladi.

Keyingi vaqtda temirbeton konstruksiyalarni oldindan zo'riqtirishda kengayish xossasiga ega bo'lgan sementlardan (TS) tayyorlanadigan betonlar muvaffaqiyat bilan qo'llanilmoqda. Bunday

sementlardan tayyorlanadigan betonlar qotish jarayonida o'z hajmini oshiradi va armatura bilan mahkam bog'lanishi tufayli unda cho'zuvchi kuchlanishlarni hosil qiladi. Beton bilan yaxshi bog'langan armatura esa, betonning erkin kengayishiga to'sqinlik qiladi. Natijada betonda siquvchi kuchlanishlar hosil bo'ladi. Bunday konstruksiyalarga *o'z-o'zidan zo'riqadigan konstruksiyalar* deb aytiladi.

Bunday usul bilan armaturalarda kuchlanishlarni hosil qilish *kimyoviy* usul deb ataladi.

Kengayuvchi sementlar asosida tayyorlanadigan betonlarni temirbeton konstruksiyalarida ishlatilishi oldindan zo'riqtiriladigan temirbeton konstruksiyalarning tayyorlash texnologiyasini soddalashtiradi va mehnat sarfi hamda konstruksiya tannarxini kamaytiradi.

11.3. Taranglashtirilgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning yo'qolishi

Armaturalarni taranglashtirishda beriladigan dastlabki kuchlanishlarning miqdori po'latning xiliga va armaturani taranglash usuliga bog'liq bo'lib, kuchlanishlarning miqdori qancha katta bo'lsa, konstruksiyaning ishlash sharoitiga uning ijobiy ta'siri shuncha yuqori bo'ladi. Ammo, oldindan beriladigan kuchlanishning miqdori juda ham katta bo'lganda, armaturani taranglash jarayonida uning uzilish xavfi ortadi va unda plastik deformatsiyalar hosil bo'ladi. Shu bilan birga, oldindan beriladigan kuchlanishning miqdori juda ham kam bo'lmazligi darkor. Chunki juda kam kuchlanish berib taranglashtirilgan armatura betonni qisgandan keyin undagi dastlabki kuchlanishlar ma'lum bir omillar ta'siridan kamayadi. Natijada taranglashtirilgan armaturaning konstruksiya ishlashiga ijobiy ta'siri yo'qoladi.

Shuning uchun qurilish me'yori va qoidalari armaturalarni taranglashda beriladigan dastlabki kuchlanishlarning miqdorini tadqiqotlar va oldindan zo'riqtiriladigan konstruksiyalarni tayyorlash va ekspluatatsiya qilish tajribalariga asoslangan holda sterjen va sim shaklidagi armaturalar uchun quyidagicha qabul qilishni tavsiya etadi [8];

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser} \quad \text{va} \quad \sigma_{sp} - p \leq 0,3R_{s,ser} \quad (11.1)$$

bu yerda, r - oldindan beriladigan kuchlanish uchun ruxsat etiladigan cheklanish.

Armaturalar mexanik usulda taranglashtirilganda $p = 0,05 \cdot \sigma_{sp}$, elektrotermik usulda taranglashtirilganda esa, $p = 360 / l + 30$ (MPa) qabul qilinadi; l - taranglashtiriladigan armaturaning uzunligi, m.

Armaturalarni taranglash jarayonida ba'zi bir texnologik sabablarga ko'ra oldindan beriladigan kuchlanishning haqiqiy miqdori hisobiy miqdoridan farq qilishi mumkin. Bu holat taranglashtirishning aniqlik koeffitsiyenti orqali e'tiborga olinadi va quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}. \quad (11.2)$$

Bu ifodani ikkinchi hadi oldidagi «+» ishora oldindan zo'riqtirish konstruksiyaning ishlashiga salbiy ta'sir ko'rsatganda (oldindan zo'riqtirish natijasida mustahkamlik kamaysa va yoriqlar paydo bo'lishiga olib kelsa), «-» ishora esa, ijobiy ta'sir ko'rsatganda olinadi.

Armaturalar mexanik usulda taranglashtirilganda $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$ qabul qilinadi, elektrotermik va elektrotermomexanik usulda taranglashtirilganda esa, quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{\Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right), \quad (11.3)$$

bu yerda, n_p - element ko'ndalang kesimidagi taranglashtirilgan sterjenlar soni.

Armaturalarni taranglash jarayonida beriladigan dastlabki kuchlanishlarning kamayishini hisoblashda hamda elementlarni yoriqlarning ochilishi va deformatsiya bo'yicha hisoblashda $\Delta\gamma_{sp} = 0$ qabul qilish ruxsat etiladi.

Tajribalarning ko'rsatishicha, taranglashtirilgan armaturalar tayanchlardan bo'shatilgandan so'ng undagi dastlab berilgan kuchlanish σ_{sp} doimiy bo'lib qolmasdan vaqt o'tishi bilan kamayib boradi. Bu jarayon nafaqat armaturalari tayanchlarga mahkamlab taranglashtirilganda, balki, armaturalar betonga mahkamlab taranglashtirilganda ham sodir bo'ladi. Taranglashgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning kamayishiga bir necha omillar sabab

bo'ladi. Bu omillarni quyida qarab chiqamiz. Quyida qarab chiqiladigan omillar ta'siridan taranglashtirilgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlar 30% gacha kamayishi mumkin. Umuman olganda, oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarni hisoblashda, jami kuchlanishlarning kamayishi 100 MPa dan kam qabul qilinmaydi.

Endi armaturalari tayanchlarga mahkamlanib taranglashtirilgan oldindan zo'riqtirilgan temir-beton konstruksiyalarning armaturalarida kuchlanishlarning kamayish tartibini qarab chiqaylik.

Armaturalarni taranglash jarayonida taranglashtiruvchi moslamadagi ankerlarning deformatsiyalanishidan dastlabki hisobiy kuchlanishlarning kamayishi sodir bo'ladi. Bu kamaygan kuchlanishning miqdori σ_3 bilan belgilanadi va quyidagi formuladan aniqlanadi [8]:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s, \quad (11.4)$$

bu yerda: $\Delta l = 2 \text{ mm}$ - iskanjaga olingan shaybaning qisilishi va armaturadagi qalpoqchalarning ezilish deformatsiyasi; l - taranglashtiriladigan armaturaning uzunligi.

Armatura taranglashtirilib bo'lingandan so'ng undagi dastlab berilgan kuchlanish vaqt davomida kamayib boradi. Bu kamaygan kuchlanish σ_1 bilan belgilanib, miqdori quyidagi formuladan aniqlanadi [8]:

mexanik usulda taranglashtiriladigan simli armaturalar uchun -

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}; \quad (11.5)$$

mexanik usulda taranglashtiriladigan sterjen shaklidagi armatura uchun -

$$\sigma_1 = 0,1 \cdot \sigma_{sp} - 20, \text{ (MPa)}; \quad (11.6)$$

armaturalar elektrotermik va elektrotermomexanik usulda taranglashtirilganda:

sim shaklidagi armaturalar uchun -

$$\sigma_1 = 0,05 \cdot \sigma_{sp}; \quad (11.7)$$

sterjen shaklidagi armaturalar uchun -

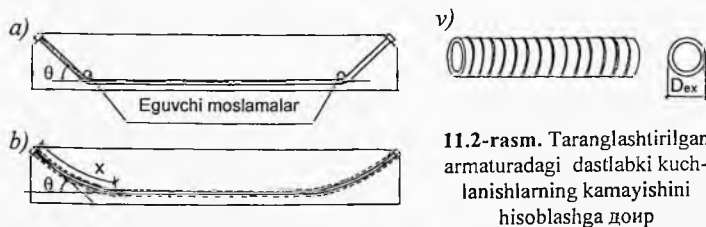
$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp}. \quad (11.8)$$

Ayrim hollarda armaturalar 11.2, a, b- rasmlarda ko'rsatilganidek egib taranglashtiriladigan bo'lsa, armaturalarni egib turuvchi moslamalarga ishqalanishi natijasida dastlabki kuchlanishlarning kamayishi kuzatiladi. Bu kamayadigan kuchlanishni σ_4 bilan belgilab, qiymati quyidagi formuladan aniqlanadi [8]:

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} \left(1 - \frac{l}{e^{\delta\theta}} \right) \quad (11.9)$$

bu yerda: e - natural logarifmning asosi; $\delta=0,25$; θ - armatura o'qi burilish burchaklarining yig'indisi, radian hisobida.

Armaturalar taranglashtirilib bo'lgandan keyin konstruksiya shaklidagi qolip beton qorishma bilan to'ldirilib zichlashtiriladi. Betonning qotishini tezlashtirish maqsadida konstruksiyaga issiqlik ta'sirida ishlov beriladi. Issiqlik ta'siridan taranglashgan armatura cho'ziladi. Armatura mahkamlangan tayanchlar orasidagi masofa o'zgarmaganligi sababli armaturadagi dastlabki kuchlanishlar yanada kamayadi. Bu kuchlanishning kamayishi σ_2 bilan belgilanib, miqdori quyidagicha aniqlanadi [8]:



11.2-rasm. Taranglashtirilgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning kamayishini hisoblashga doir

-konstruksiya sinfi B15...B40 bo'lgan betonlardan tayyorlangan bo'lsa:

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t^0; \quad (11.10)$$

-sinfi B45 va undan yuqori bo'lgan betonlardan tayyorlangan bo'lsa:

$$\sigma_2 = 1,0 \cdot \Delta t^0, \quad (11.11)$$

bu yerda: Δt^0 - isitiladigan armatura bilan zo'rqiqtiruvchi kuchni qabul qiluvchi qo'zg'almas tayanchlar orasidagi temperaturalar farqi. Aniq

ma'lumotlar bo'lmagan taqdirda $\Delta t^0 = 65^\circ\text{C}$ qabul qilinadi.

Konstruksiyağa issiqlik ta'sirida ishlov berilib beton ma'lum bir mustahkamlikka erishgandan so'ng taranglashgan armatura tayanchlardan bo'shatiladi. Tayanchlardan bo'shagan armatura betonni qisa boshlaydi va unda qisuvchi kuchlanishlarni hosil qiladi. Qisuvchi σ_{bp} kuchlanishlar ta'siridan betonda qisqa vaqt ichida sirpanuvchanlik deformatsiyasi hosil bo'ladi, ya'ni taranglashgan armaturaning uzunligi ma'lum bir miqdorga kamayadi. Bu o'z navbatida armaturadagi dastlabki kuchlanishning kamayishiga olib keladi. Betonning qisqa vaqt ichida sirpanuvchanligidan armaturadagi kuchlanishning kamayishi σ_6 bilan belgilanadi va uning miqdori betonning qotish sharoitiga, betonni qisish vaqtidagi uning mustahkamligiga hamda qisilishdan hosil bo'lgan betondagi kuchlanishga bog'liq bo'ladi.

Tabiiy sharoitda qotadigan betonlar uchun [8]:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha \text{ bo'lganda } \sigma_6 = 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}; \quad (11.12)$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \text{bo'lganda esa, } \sigma_6 = 40 \cdot \alpha + 0,85\beta \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - \alpha \right). \quad (11.13)$$

Betonning qotishini tezlashtirish maqsadida unga issiqlik ta'sirida ishlov berilgan bo'lsa, (11.12) va (11.13) formulalardan aniqlanadigan kuchlanishlarning miqdorlari 0,85 koeffitsiyentga ko'paytiriladi.

(11.12) va (11.13) formulalarda α va β koeffitsiyentlarning qiymatlari quyidagi formulalardan topiladi:

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} \leq 0,8;$$

$$\beta = 5,25 - 0,185 \cdot R_{bp} \quad (1,1 \leq \beta \leq 2,5).$$

Hisoblash formulalarida betonning qisilishidan hosil bo'ladigan σ_{bp} kuchlanish taranglashtirilgan armaturaning og'irlik markazida topiladi.

Oldindan zo'riqtiriladigan konstruksiyalarning armaturalari konstruksiya tayyorlash uchun qo'llaniladigan po'lat qoliplarga tortib taranglashtiriladigan bo'lsa, qoliplarning deformatsiyalanishi natijasida armaturadagi dastlabki kuchlanishlar kamayadi. Bu kuchlanishlar σ_5 .

bilan belgilanib quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\sigma_s = \eta \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s. \quad (11.14)$$

Koeffitsiyent η quyidagicha aniqlanadi:

- armatura domkratlar yordamida taranglashtirilganda -

$$\eta = \frac{n-1}{2 \cdot n};$$

- elektrotermomexanik usulda taranglashtirilganda (bunda 50%

zo'riqish yuk osib hosil qilinadi) - $\eta = \frac{n-1}{4 \cdot n}$; n - alohida holda ta-

ranglashtiriladigan sterjenlar guruhining soni; qolip tayanchlarining zo'riqtiruvchi R kuch ta'sir chizig'i bo'yicha yaqinlashishi, qolipning deformatsiylanishini hisoblashdan aniqlanadi; l - qolip tayanchlarining tashqi qirralari orasidagi masofa.

Qolipning shakli va konstruksiyani tayyorlash texnologiyasi to'g'risida ma'lumot berilmagan hollarda, σ_s - 30 MPa qabul qilinadi.

Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalar tayyorlanib bo'lganidan so'ng tashqi yuklar bilan yuklanguncha zo'riqtiruvchi R kuch va muhit ta'siri ostida bo'ladi. Muhit ta'siridan betonda cho'kish (kirishish) deformatsiyalari hosil bo'ladigan bo'lsa, zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan esa, betonda davomli sirpanish deformatsiyalari hosil bo'ladi. Bu deformatsiyalar ta'siridan taranglashgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning miqdori yanada kamayadi.

Betonning cho'kishidan (kirishishidan) kuchlanishlarning kamayishi σ_8 bilan belgilanib, quyidagicha qabul qilinadi [8]:

tabiiy sharoitda qotadigan betonlar uchun:

sinfi B35 va undan past bo'lganda $\sigma_8 = 40$ MPa;

sinfi B40 bo'lganda $\sigma_8 = 50$ MPa;

sinfi B45 va undan yuqori bo'lganda esa, $\sigma_8 = 60$ MPa.

Betonlarga atmosfera bosimi ostida issiqlik ta'sirida ishlov berilganda, sinfi B35 va undan past bo'lgan betonlar uchun $\sigma_8 = 35$ MPa; sinfi B40 bo'lgan betonlar uchun $\sigma_8 = 35$ MPa va sinfi B45 va undan yuqori bo'lgan betonlar uchun esa, $\sigma_8 = 40$ MPa qabul qilinadi.

Zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan betonning davomli sirpanishi natijasida armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning kamayishi quyidagi formulalardan aniqlanadi

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75 \text{ bo'lganda, } \sigma_9 = 150 \cdot \alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}, \quad (11.15)$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75 \text{ bo'lganda esa, } \sigma_9 = 300\alpha \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 75 \right), \quad (11.16)$$

bu yerda, α - betonning qotish sharoitini e'tiborga oladigan koeffitsiyent: tabiiy sharoitda qotadigan betonlar uchun $\alpha = 1,0$; atmosfera bosimi ostida issiqlik ta'sirida ishlov beriladigan betonlar uchun esa, $\alpha = 0,85$.

Betonni zo'riqtiruvchi R kuch bilan davomli qisguncha hosil bo'ladigan kuchlanishlarning kamayishi, **birinchi guruh kamayishlarni** tashkil qiladi, ya'ni

$$\sigma_{loss,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 \quad (11.17)$$

Betonni zo'riqtiruvchi R kuch bilan davomli qisgandan keyin hosil bo'ladigan kuchlanishlarning kamayishi, **ikkinchi guruh kamayishlarni** tashkil qiladi, ya'ni

$$\sigma_{loss,2} = \sigma_8 + \sigma_9. \quad (11.18)$$

Oldindan taranglashtirilgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning jami kamayishi

$$\sigma_{loss} = \sigma_{loss,1} + \sigma_{loss,2}. \quad (11.19)$$

Endi armaturasi betonga mahkamlanib taranglashtirilgan oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyasining armaturasidagi dastlabki kuchlanishlarning kamayishini qarab chiqamiz.

Betonga mahkamlab taranglashtirilgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlar kamayishining birinchi gruppasiga, armatura taranglashtirib bo'lguncha kuchlanishlarning kamayishi kiradi, ya'ni

$$\sigma_{loss,1} = \sigma_3 + \sigma_4. \quad (11.20)$$

Taranglashtiruvchi uskunada joylashgan ankerlarning defor-

matsiyalanishidan kamayadigan kuchlanish σ_3 quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} \cdot E_s, \quad (11.21)$$

bu yerda: $\Delta l_1 = 1$ mm, - anker va beton element orasida joylashadigan shayba va qistirmalarning qisilishidan hosil bo'ladigan deformatsiya;

$\Delta l_2 = 1$ mm, - stakan shaklidagi ankerning deformatsiyasi;

l - taranglashtiriladigan armaturaning uzunligi, mm.

Taranglash jarayonida armaturaning kanal devorlari va konstruksiyaning beton sirti bilan ishqalanishidan kamayadigan kuchlanish σ_4 quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{\omega \cdot x + \delta \cdot \theta}} \right), \quad (11.22)$$

bu yerda: e - natural logarifmning asosi;

ω, δ - 11.2 jadvaldan aniqlanadigan koeffitsiyentlar;

x - taranglashtiruvchi uskunadan hisobiy kesimgacha bo'lgan masofa, m (9.5, b rasmga qarang);

θ - armatura o'qining burilish burchaklari yig'indisi, radian hisobida;

σ_{sp} - taranglashdagi dastlabki kuchlanish, kuchlanishlarning kamayishi hisobga olinmagan holda qabul qilinadi.

Armaturadagi kuchlanishning relaksatsiyalanishdan kamayadigan kuchlanish $\sigma_7 = \sigma_1$ (11.5) ... (11.8) formulalardan aniqlanadi.

Betonning cho'kishidan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning kamayishi, betonning qanday sharoitda qotishidan qat'iy nazar, sinfi B35 va undan past bo'lgan betonlar uchun $\sigma_8 = 30$ MPa, sinfi B40 bo'lgan beton uchun $\sigma_8 = 35$ MPa va sinfi B45 va undan yuqori bo'lgan betonlar uchun esa, $\sigma_8 = 40$ MPa qabul qilinadi.

Betonning davomli sirpanuvchanligidan taranglashgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning kamayishi σ_9 (11.15) va (11.16) formulalardan aniqlanadi.

Kuchlanishlar kamayishining ikkinchi guruhiga armatura taranglashtirilib bo'lgandan keyin kamayadigan kuchlanishlar kiradi,

ya'ni

$$\sigma_{loss,2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}. \quad (11.23)$$

11.2 jadval. ω va δ koeffitsiyentlarning qiymatlari

Kanal yoki sirt	Armaturaning ishqalanishidan kamayadigan kuchlanishlarni aniqlash uchun koeffitsiyentlar		
	arqon armatura, ω	δ	
		Arqon armatura va sim tutamlari uchun	Qovurg'ali sterjenlar uchun
1. Kanalning sirti metall bo'lganda	0,003	0,35	0,4
kanalning sirti beton bo'lib, kanal bikir kanal hosil qiluvchi materialdan yasalgan bo'lsa		0,55	0,65
kanalning sirti beton bo'lib, kanal egiluvchi materialdan hosil qilingan bo'lsa	0,0015	0,55	0,65
2. Beton sirt uchun	0	0,55	0,65

11.4. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiya elementlaridagi kuchlanishlarni aniqlash

Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarda armaturalarni taranglashtirishdan hosil bo'ladigan oldindan zo'riqtiruvchi R kuch taranglashtirilgan va taranglashtirilmagan armaturalarda hosil bo'ladigan zo'riqishlarning yig'indisiga teng bo'ladi (11.6 rasm), ya'ni

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} + \sigma_s A_s + \sigma'_s A'_s, \quad (11.24)$$

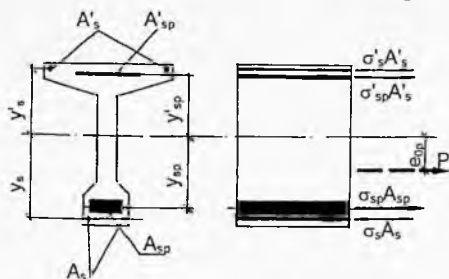
bu yerda: σ_{sp} va σ'_{sp} taranglashtirilgan A_{sp} va A'_{sp} armaturalardagi dastlabki kuchlanishlar; σ_s va σ'_s taranglashtirilmagan A_s va A'_s armaturalardagi betonning cho'kishi (kirishishi) va davomli sirpanuvchanligidan hosil bo'ladigan kuchlanishlar.

Markaziy cho'ziladigan elementlarda oldindan zo'riqtiruvchi R

kuch element ko'ndalang kesimi keltirilgan yuzasining og'irlik markaziga joylashadigan bo'lsa, nomarkaziy siqiladigan va nomarkaziy cho'ziladigan hamda egiladigan elementlarda esa, og'irlik markaziga nisbatan ma'lum yelka bilan qo'yilgan bo'ladi. Bu holatda oldindan zo'riqtiruvchi R kuchning yelkasi quyidagi formuladan aniqlanadi

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_{sp} y'_s - \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma_s A_s y_s}{P}, \quad (11.25)$$

bu yerda: y_{sp} , y'_{sp} , y_s va y'_s - keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markazidan mos ravishda taranglashtirilgan va taranglashtirilmagan armaturalar og'irlik markazlarigacha bo'lgan masofalar (11.6 rasm).



11.6-rasm.
Zo'riqtiruvchi kuch va uning yelkasini aniqlashga doir

Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarni hisoblashda oldindan zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan beton va armaturada hosil bo'ladigan kuchlanishlarni topish talab qilinadi. Beton va armaturadagi kuchlanishlarni aniqlashda beton elastik holatda deformatsiyalanadi deb materiallar qarshiligi formulalaridan foydalaniladi.

Beton va armaturaning fizik va mexanik xossalari har xil bo'lganligi sababli hisoblarda element ko'ndalang kesimining keltirilgan yuzasi qo'llaniladi. Bunda armaturalarning ko'ndalang kesim yuzalari muqobil bo'lgan beton yuzalari bilan almashtiriladi. Armatura bilan betonning bog'lanishi yaxshi ta'minlanganligi sababli armatura bilan beton birga deformatsiyalanadi, ya'ni $\varepsilon_b = \varepsilon_s$. Guk qonunidan foydalanib armatura va betonning nisbiy deformatsiyalarini kuchlanishlar bilan ifodalaydigan bo'lsak, quyidagi tenglikni olamiz

$$\sigma_b / E_b = \sigma_s / E_s. \quad (11.26)$$

Bu ifodadan armaturadagi kuchlanish quyidagiga teng bo'ladi

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_b} \sigma_b = \alpha \cdot \sigma_b. \quad (11.27)$$

Demak, armaturaning har bir birlik ko'ndalang kesim yuzasi betonga nisbatan α marta ko'p kuchlanishni qabul qiladi. Shuning uchun armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi beton bilan almashtiriladi va armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi α koeffitsiyentga ko'paytiriladi.

Keltirilgan ko'ndalang kesim geometrik xarakteristikalar:

-keltirilgan kesim yuzasi

$$A_{red} = A_b + \alpha_{sp}(A_{sp} + A'_{sp}) + \alpha_s(A_s + A'_s); \quad (11.28)$$

-keltirilgan kesim yuzasining cho'ziladigan qirrasiga nisbatan olingan statik momenti

$$S_{red} = S_b + \alpha_{sp}[A_{sp}a_p + A'_{sp}(h_0 - a'_{sp})] + \alpha_s[A_s a_s + A'_s(h_0 - a'_s)]; \quad (11.29)$$

-keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markazidan cho'ziladigan qirragacha bo'lgan masofa:

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}}; \quad (11.30)$$

-siqiladigan qirrasigacha bo'lgan masofa:

$$y' = h_0 - y; \quad (11.31)$$

-keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markaziga nisbatan inersiya momenti

$$J_{red} = J_b + \alpha_{sp}(A_{sp}y_{sp}^2 + A'_{sp}y_{sp}'^2) + \alpha_s(A_s y_s^2 + A'_s y_s'^2). \quad (11.32)$$

Oldindan zo'riqtiruvchi kuch R ta'siridan betonda hosil bo'ladigan zo'riqishlar quyidagi formulalardan aniqlanadi:

-element markaziy qisilganda –

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}}; \quad (11.33)$$

-element nomarkaziy qisilganda-

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P_{lop}}{J_{ped}} \cdot y_i. \quad (11.34)$$

Oldindan zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan hosil bo'ladigan betondagi σ_{bp} kuchlanish elementni tayyorlash jarayonida aniqlanadigan bo'lsa, zo'riqtiruvchi P kuch quyidagi formuladan aniqlanadi

$$P = (\sigma_{sp} - \sigma_{loss,1}) A_{sp} + (\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss,1}) A'_{sp} + \sigma_s A'_s - \sigma'_s A'_s, \quad (11.35)$$

bu yerda, σ_s va σ'_s - qisilish holatida taranglashtirilmagan A_s va A'_s armaturalardagi siquvchi kuchlanishlar, miqdor jihatdan betonning qisqa vaqt ichida sirpanuvchanligidan kamayadigan kuchlanishlarga teng qilib olinadi, ya'ni $\sigma_s = \sigma_6$ va $\sigma'_s = \sigma'_6$,

Betondagi σ_{bp} kuchlanish ekspluatatsiya sharoitida aniqlanadigan bo'lsa

$$P = (\sigma_{sp} - \sigma_{loss}) A_{sp} + (\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss}) A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s, \quad (11.36)$$

bu yerda, $\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$; $\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9$.

Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarni tayyorlash jarayonida armaturani taranglash uchun beriladigan kuchlanish (zo'riqish) o'lchov asboblari orqali nazorat qilinadi. Tayanchlarga mahkamlab taranglashtiriladigan armaturadagi nazorat qilinadigan kuchlanish quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\sigma_{con,1} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4; \quad \sigma'_{con,1} = \sigma'_{sp} - \sigma'_3 - \sigma'_4; \quad (11.37)$$

bu yerda: σ_3 , σ_4 va σ'_3 , σ'_4 - armaturalarni taranglashda ankerlarning deformatsiyalanishi va armaturaning eguvchi moslamaga ishqalanishidan kamayadigan kuchlanishlar.

Betonga mahkamlab taranglashtiriladigan armaturadagi nazorat qilinadigan kuchlanish quyidagi formulalardan aniqlanadi

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \alpha \cdot \sigma_{bp}; \quad \sigma'_{con2} = \sigma'_{sp} - \alpha \cdot \sigma'_{bp}, \quad (11.38)$$

bu yerda, σ_{bp} (σ'_{bp}) - qisuvchi P kuch ta'siridan cho'ziladigan va siqiladigan armaturalarning og'irlik markazlari sathlarida betondagi kuchlanishlar, kuchlanishlarning birinchi guruh kamayishini e'tiborga olib topiladi.

Oldindan zo'riqtiriladigan temirbeton konstruksiyalarni tayyorlash jarayonida zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan betonda hosil

bo'ladigan qisuvchi σ_{bp} kuchlanishlarning miqdori chegaralanadi. Chunki beton juda katta miqdordagi kuchlanish bilan qisilganda, taranglashgan armaturadagi dastlabki σ_{bp} kuchlanishning beton sirpanuvchanligidan kamayishi shuncha ko'p bo'ladi. Shuning uchun tashqi yuklar ta'siridan betondagi qisuvchi kuchlanishning miqdori kamaysa yoki o'zgarmasa, $\sigma_{bp} \leq (0,85 \dots 0,95) R_{bp}$ ko'payganda esa, $\sigma_{bp} \leq (0,6 \dots 0,7) R_{bp}$ qabul qilinadi, R_{bp} - konstruksiyani zo'riqtirish vaqtdagi betonning mustahkamligi, MPa.

Konstruksiyani zo'riqtirish vaqtdagi betonning mustahkamligi $R_{bp} \geq 11$ MPa miqdorda tayinlanadi. Agar konstruksiya sinflari A1000(A-VI) bo'lgan sterjenli armatura, K-7 va K-19 bo'lgan arqon armatura, hamda uchlarida qalpoqchalar hosil qilinmagan simli armaturalar bilan jihozlangan bo'lsa, $R_{bp} \geq 15,5$ MPa qabul qilinadi. Bundan tashqari R_{bp} ning qiymati qabul qilingan beton sinfining 50% dan kam bo'lmasligi shart.

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda taranglashgan armatura joylashgan betonning sinfi, armaturalarning sinflariga mos ravishda 11.3- jadvalda keltirilgan qiymatlardan kam qabul qilinmaydi.

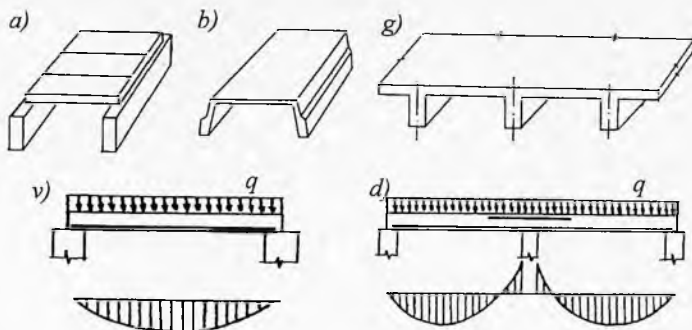
12. EGILADIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI LOYIHALASHNING O'ZIGA XOS XUSUSIYATLARI

Egiladigan elementlarga plitalar va to'sinlarni misol tariqasida keltirish mumkin. Plita deb, qalinligi qolgan ikki o'lchamiga (uzunligi va eni) nisbatan juda kichik yassi uzluksiz konstruksiyaga aytiladi. To'sin deb esa, bir o'lchami (uzunligi) qolgan ikki o'lchamiga (balandligi va eni) nisbatan juda katta bo'lgan konstruksiyaga aytiladi. Plita va to'sinlar alohida ishlaydigan konstruksiyalar sifatida yoki murakkab konstruksiyalarning tarkibida qo'llanilishi mumkin (12.1 rasm).

12.1. Plitalarni loyihalash

Plitalarning qalinliklari mumkin darajada yupqa qabul qilinishi tavsiya qilinadi, chunki plita bino va inshoot orayopmasining asosiy massasini tashkil qilib, ko'p miqdorda beton sarf qilinadi. Natijada plitani ko'tarib turuvchi konstruksiyaga doimiy yuk miqdorini

oshiradi. Plitalarning qalinliklari ularning mustahkamliklarini va bikirliklarini ta'minlashi shart. Yaxlit plitalarning qalinliklari tom uchun 40 mm dan, grajdan va sanoat binolarining qavatlar oralig'idagi shiptom uchun esa, 50...60 mm dan kam qabul qilinmaydi. Yig'ma plitalarning qalinliklari 25...35 mm qabul qilinadi. Plitalarning taqribiy qalinliklari ilovadagi I.4 jadvalda keltirilgan.



12.1-rasm. Egiladigan elementlar (plitalar) va ularni armatura bilan jihozlash

Plitalar armaturali to'rlar bilan jihozlanadi. Armaturali to'rlar eguvchi momentlar epyuralariga mos ravishda plitaning cho'zilgan tolalariga yaqin joylashtiriladi (12.1 rasm). Bir ravoqli plitalarda to'r plitaning pastki qismiga joylashtirilsa (12.1, g- rasm), ko'p ravoqli plitalarda esa, ravoqlarda past tomonga, tayanchlarda esa yuqori tomonga joylashtiriladi (12.1, d- rasm).

Armaturali to'rlarda ishchi sterjenlarning diametri 3...12 mm qabul qilinib, momentlarning eng katta qiymati hosil bo'ladigan joylarda har 100...200 mm dan, qolgan joylarda esa 400 mm dan katta bo'lmagan masofada qo'yiladi.

Taqsimlovchi sterjenlar ishchi sterjenlarga perpendikulyar ravishda joylashgan bo'lib, betonlash jarayonida ishchi sterjenlarning o'z loyihaviy o'rnidan siljimasligini ta'minlaydi. Undan tashqari bu sterjenlar betonning cho'kishi (kirishishi) va temperatura ta'siridan hosil bo'ladigan zo'riqishlarni qabul qiladi hamda mahalliy yuklarni

katta yuzaga taqsimlab beradi. Taqsimlovchi sterjenlarning diametri (3...8) mm qabul qilinib, har (250...350) mm masofada qo'yiladi. Taqsimlovchi sterjenlarning ko'ndalang kesim yuzasi ishchi sterjenlar ko'ndalang kesimi yuzasining 10% dan kam qabul qilinmaydi. Odatda plitalar payvandlangan standart to'rlar bilan jihozlanadi. Ba'zi hollarda, planda murakkab shaklga ega bo'lgan plitalarda teshiklarning soni ko'p bo'lgan taqdirda, plitalar bog'lanib tayyorlanadigan to'rlar bilan ham jihozlanishi mumkin.

11.3- jadval. Taranglashgan armatura xili va sinfiga mos bo'lgan beton sinfi

Taranglashtiriladigan armaturaning xili va sinfi	Shu qiymatdan kam bo'lmagan betonning sinfi
1. Simli armatura:	
B-II sinf uchun (ankerlar bo'lganda)	B20
Bp-II sinf uchun (ankerlar bo'lmaganda) diametri:	
5 mm bo'lganda	B20
6 mm bo'lganda	B30
K-7 va K-19 sinflar uchun	B30
2. Sterjenli armatura (ankerlar bo'lmaganda): diametri 10 mm.dan 18 mm gacha bo'lgan	
A600(A-IV) sinf uchun	B15
A800(A-V) sinf uchun	B20
A1000(A-VI) sinf uchun	B30

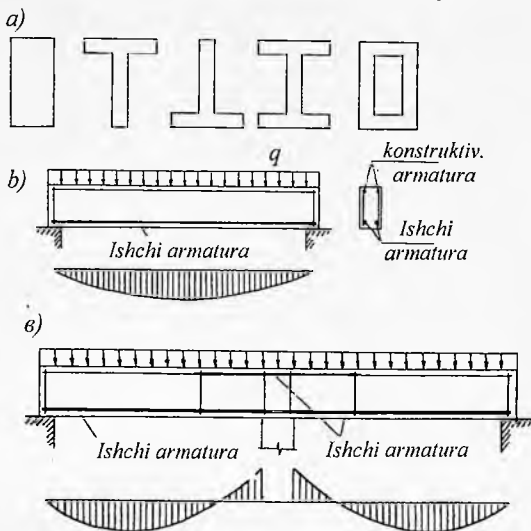
12.2. To'sinlarni loyihalash

To'sinlar eng ko'p qo'llaniladigan temirbeton konstruksiyalari bo'lib, ularning ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak, tavr, qo'shtavr, trapetsiya va quti shaklida bo'lishi mumkin (12.2-rasm).

To'sinlar balandligi h tashqi yuk miqdori va qo'llanish sohasiga qarab keng ko'lamda o'zgaradi va to'sin ravog'ining $1/8...1/12$ qismiga teng qilib olinadi. To'sinlarni bir xil turga keltirish maqsadida ularning balandliklari 600 mm gacha har 50 mm dan, 600 mm dan katta bo'lganda esa, har 100 mm dan oshib boradi. To'sinlar eni balandligining $1/2...1/3$ qismini tashkil qilib, 100, 120, 150, 180, 200 va 250 mm qabul qilinadi. To'sinning eni 250 mm dan katta

bo'lganda har 50 mm dan ortib boradi. Masalan, 300, 350, 400.

To'sinlarni armaturalar bilan jihozlashda payvandlangan yoki bog'langan sinchlar qo'llaniladi. Sinchning bo'ylama armaturasi to'sinning cho'ziladigan tomonlariga eguvchi momentlar epyuralariga mos ravishda joylashtiriladi. Sinchning ko'ndalang sterjenlari kesuvchi zo'riqishlarni qabul qilish uchun xizmat qiladi.



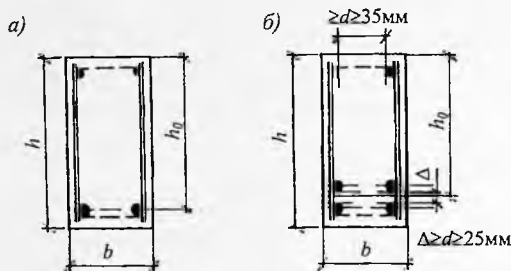
12.2-rasm. To'sinlarni armaturalar bilan jihozlash:

a- to'sin ko'ndalang kesimlari; b- statik aniq to'sin; v- statik noaniq to'sin

Bo'ylama armaturalar sifatida diametrlari 12...32 mm bo'lgan po'lat sterjenlar qo'llaniladi. Diametri 32 mm dan katta bo'lgan sterjenlarni qo'llash ish jarayonida qiyinchiliklarni vujudga keltirishi sababli kam qo'llaniladi.

Talab qilinadigan bo'ylama armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi hisob orqali aniqlanadi. Aniqlangan ko'ndalang kesim yuzasiga qarab sterjenlarning soni va diametri aniqlanadi. Bo'ylama sterjenlar to'sin ko'ndalang kesimida bir yoki ikki qator qilib joylashtirilishi mumkin (12.3 rasm).

Sterjenlarning atrofi beton qorishmasi bilan to'lishi va armaturali sterjenning beton bilan bog'lanishi mustahkamligini ta'minlash shartidan sterjenlar bir-biridan ma'lum masofada himoya qobig'i qoldirilib joylashtirilishi shart (12.3 rasm).

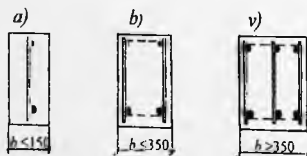


12.3-rasm.

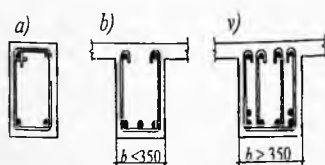
To'sin ko'ndalang kesimida bo'ylama armaturalarni joylashtirish.

To'sinlar enining o'lchamiga qarab ularda bitta, ikkita yoki uchta yassi sinchlar joylashtirilishi mumkin. To'sinning eni 150 mm gacha bo'lganda bitta, 150...350 mm gacha bo'lganda ikkita va 350 mm dan katta bo'lganda esa uchta yassi sinch qo'yiladi (12.4- rasm). Bu yassi sinchlar har 1...1,5 metr masofada diametri 5-6 mm bo'lgan ko'ndalang sterjenlar bilan bir-biriga payvandlanib hajmiy sinchlarga aylantiriladi.

To'sinlar alohida sterjenlardan iborat bo'lgan bog'langan sinchlar bilan ham jihozlanishi mumkin (12.5-rasm). Bunda, to'sin ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklida bo'lsa, bo'ylama sterjenlarni birlashtiruvchi ko'ndalang armatura (xomut) yopiq shaklda (12.5, a- rasm), tavr shaklida bo'lganda esa, ochiq shaklda tayyorlanadi (12.5, b- rasm).



12.4-rasm. To'sin ko'ndalang kesimini payvandlang sinchlar bilan jihozlash



12.5-rasm. To'sin ko'ndalang kesimini to'qilgan sinchlar bilan jihozlash

To'sinlar enining o'lchami 350 mm dan katta bo'lganda, ko'ndalang sterjenlar (xomutlar) 12.5, v- rasmda ko'rsatilgandek qo'yiladi. Bog'langan sinchlarda ko'ndalang sterjenlarning diametri 6-8 mm qabul qilinadi. To'sinlarni armaturalar bilan jihozlaganda ko'ndalang sterjenlar hisob bo'yicha talab qilinmagan hollarda ham albatta qo'yilishi shart.

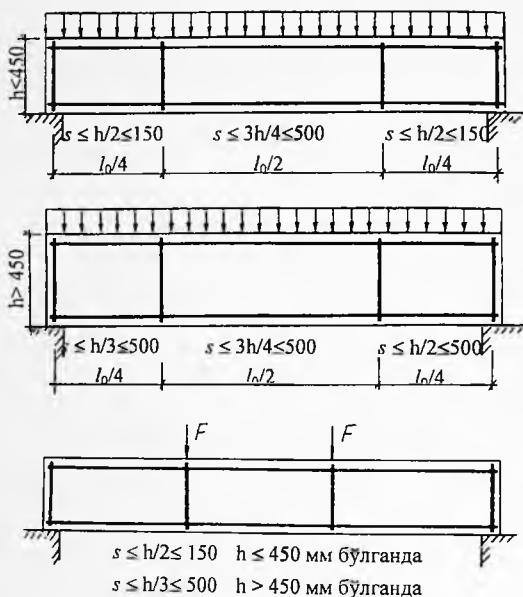
To'sinlarning balandliklari $h > 300$ mm bo'lganda ko'ndalang sterjenlar to'sinning uzunligi bo'yicha, $h = 150 \dots 300$ mm bo'lganda faqat tayanch zonalarida $1/4$ masofada qo'yiladi. To'sinning balandligi $h < 150$ mm bo'lganda esa, ko'ndalang sterjenlar qo'yilmasligi mumkin.

Odatda ko'ndalang sterjenlar hisob orqali qo'yiladi va quyidagi amaliy talablarga javob berishi shart. To'singa ta'sir qilayotgan yuk uning uzunligi bo'yicha teng tarqalgan bo'lsa, ko'ndalang sterjenlar tayanchlardan $1/4$ masofagacha, yuk to'plangan bo'lganda esa, tayanchdan to'plangan yukkacha bo'lgan masofada qo'yiladi. Bunda, to'sinning balandligi $h \leq 450$ mm bo'lganda ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa $S = h/2$ va 150 mm dan katta qabul qilinmaydi; $h > 450$ mm bo'lganda esa $S = h/3$ va 300 mm dan katta qabul qilinmaydi. To'sinlarning o'rta qismida ko'ndalang sterjenlar va xomutlar (ko'chanlar) orasidagi masofa $S = 3h/4$ va 500 mm dan katta qabul qilinmaydi (12.6- rasm).

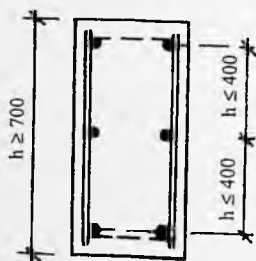
To'sinlar balandliklari $h > 700$ mm bo'lganda balandligi bo'yicha uning yon tomonlariga har 400 mm dan katta bo'lmagan masofada amaliy sterjenlar qo'yiladi (12.7- rasm). Bu sterjenlarning umumiy yuzasi to'sin qirrasi yuzasining 0,1% dan kam qabul qilinmaydi. Bu amaliy bo'ylama sterjenlar ko'ndalang sterjenlar bilan birgalikda betonning cho'kishi (kirishishi) va temperatura ta'siridan hosil bo'ladigan zo'riqishlarni qabul qiladi va qiya yoriqlarning yon tomonlari bo'yicha rivojlanishini cheklaydi

Bo'ylama montaj armaturalar ko'ndalang sterjenlarni biriktirib, konstruksiyalarni tayyorlash jarayonida ustivor sinchlarni hosil qilish uchun qo'yiladi. Yig'ma temirbeton konstruksiyalarda esa, bo'ylama montaj armaturalar ularni tayyorlash, ko'chirish va montaj qilish jarayonlarida hosil bo'ladigan zo'riqishlar hamda betonning cho'kishi (kirishishi) va temperatura ta'siridan hosil bo'ladigan

zo'riqishlarni qabul qilish uchun xizmat qiladi.



12.6-rasm. Egiladigan elementlarni ko'ndalang sterjenlar bilan jihozlashga doir

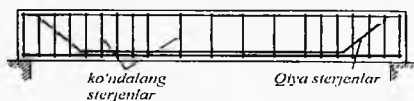


12.7-rasm.

Shuning uchun konstruksiyalarning siqiladigan zonalariga ishchi ar-

maturalarni joylashtirish faqat konstruksiyaning balandligi chegaralangan hollardagina uning siqilish zonasining mustahkamligini oshirish maqsadida tavsiya qilinadi.

To'sinlarda ko'ndalang sterjenlardan tashqari qiya sterjenlar ham qo'yiladi (12.8- rasm). Bu sterjenlar bosh cho'zuvchi kuchlanishlar yo'nalishi bo'yicha qo'yilgan bo'lib, ko'ndalang sterjenlarga nisbatan ancha samaralidir. Biroq ko'ndalang sterjenlarni tayyorlash qiya sterjenlarni tayyorlashga nisbatan osonroq bo'lganli sababli amalda asosan ko'ndalang sterjenlar ko'p qo'llaniladi.



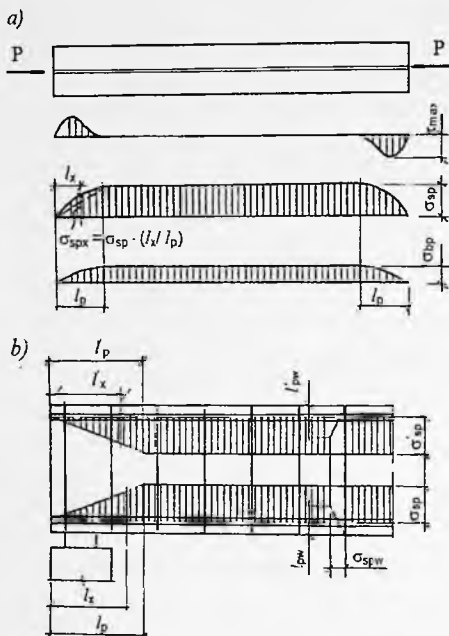
12.8-rasm. To'sinlarni qiya armaturalar bilan jihozlash

Qiya sterjenlar elementning bo'ylama o'qi bilan $\alpha = 45$ burchak tashkil qiladi. Agar to'sin juda baland bo'lsa, $\alpha = 60^\circ$ qabul qilinadi. Qiya sterjenlar odatda alohida sterjenlar bilan jihozlana-

digan to'sinlarda cho'zilgan zonasida joylashgan bo'ylama armaturaning bir qismini (50 % gacha bo'lgan qismini) siqilish zonasiga qayirib o'tkazish yo'li bilan hosil qilinadi.

12.3. Oldindan zo'riqtiriladigan elementlarni loyihalash

Armaturalari tayanchlarga mahkamlab taranglashtirilgan oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarda beton ma'lum bir mustahkamlikka erishgandan so'ng taranglashtirilgan armaturalar tayanchlardan bo'shatiladi. Tayanchlardan bo'shatilgan armatura o'zining taranglashguncha bo'lgan holatiga qaytishga harakat qiladi. Armatura bilan beton bir-biriga yaxshi bog'langanligi sababli beton armaturaning erkin qaytishiga qarshilik ko'rsatadi. Natijada betonda qisuvchi kuchlanishlar hosil bo'lib, uning miqdori konstruksiya uzunligi bo'yicha bir xil bo'lmaydi. Konstruksiyaning ikki chetida qisuvchi kuchlanishlarning miqdori nolga teng bo'lib, ma'lum l_p masofadan keyin qisuvchi kuchlanishlarning miqdori konstruksiya uzunligi bo'yicha o'zgarmas bo'ladi (12.9,a- rasm).



12.9-rasm. Elementning uzunligi bo'yicha taranglashtirilgan armatura va betonda kuchlanishlarning tarqalishi (a); bo'ylama va ko'ndalang armaturalarda oldindan berilgan kuchlanishlarning tarqalishi (b)

Shuning uchun l_p masofa zo'riqlarni uzatish zonasi deb aytiladi. Zo'riqlarni uzatish zonasida beton bilan armaturaning bog'lanishi yaxshi ta'minlanmagan yoki betonning mustahkamligi kam bo'lib, siquvchi zo'riqish katta bo'lganda taranglashtirilgan armatura beton tanasida sirpanib ketishi yoki konstruksiyada bo'ylama yoriqlar paydo bo'lishi mumkin. Bu holatda oldindan zo'riqtirishning samaradorligi yo'qoladi.

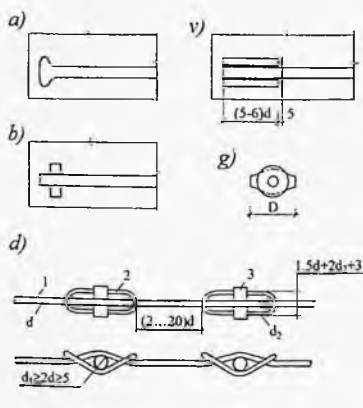
Tajribalarga asoslangan holda shuni aytish mumkinki, armaturalari tayanchlarga mahkamlab taranglashtirilgan qovurg'ali sterjenlar va arqon armaturalar bilan jihozlangan konstruksiyalarda armatura bilan betonning bog'lanishi yaxshi ta'minlangan bo'lib, armaturani betonga mahkamlash uchun maxsus jihoz - anker talab qilinmaydi (12.9, a-rasm).

Sinfi B-II bo'lgan sirti tekis simlar bilan jihozlangan konstruksiyalarda esa, armatura betonga maxsus ankerlar bilan mahkam-

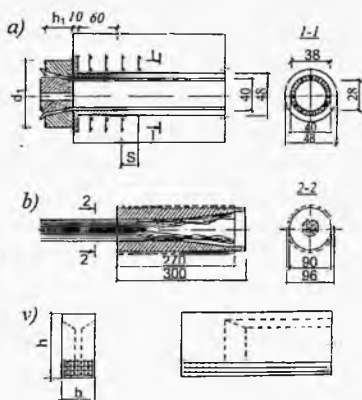
lanadi (12.10, *d*- rasm).

Armaturasi betonga mahkamlanib taranglashtiriladigan konstruksiyalarda armaturani betonga mahkamlash uchun ankerlar doimo qo'llaniladi.

Qo'llaniladigan ankerlarning tuzilishi taranglashtiriladigan armaturaning xiliga va taranglashtiriladigan uskunaga bog'liq bo'ladi. Sterjenli armaturalarning uchlarida «qalpoqchalar» (12.10, *a*-rasm) hosil qilib, gayka (12.10, *b*- rasm), armaturalar parchalarini (12.10, *v*-rasm) va shaybalarini (12.10, *g*- rasm) payvandlab ankerlarni hosil qilish mumkin. Arqon va tutam shaklidagi armaturalarni taranglashtirishda «stakan» shaklidagi (12.11, *a*- rasm) va gilzali ankerlar (12.11, *b*- rasm) qo'llaniladi.



12.10-rasm. Taranglashtiriladigan sterjenli armaturalar uchun vaqtinchalik texnologik ankerlar (*a*, *b*, *v*, *g*) va yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan sim armaturalarni ankerlash (*d*): 1-sirti tekis bo'lgan simli armatura; 2-metall halqa; 3-pona



12.11-rasm. Anker konstruksiyalari (*a*, *b*) va zo'rqiqtiriladigan elementlarning chetlarini armatura (to'r) bilan jihozlab kuchaytirish (*v*)

Taranglashtirilgan armaturalarni tayanchlardan bo'shatish jarayonida konstruksiyalarning tayanch zonalarida bo'ylama

yoriqarning paydo bo'lishi natijasida betonning yorilishi va armatura bilan betonning bog'lanishi buzilishi mumkin. Buning oldini olish maqsadida konstruksiyaning tayanch zonolari ko'ndalang kesimining o'lchamlari kattalashtiriladi yoki tayanch zonalar ko'ndalang va qiya armaturalar bilan jihozlanib, mustahkamligi oshiriladi (12.11, v-rasm).

Kuchlanishlarni (zo'riqishlarni) armaturalardan betonga uzatish zonasining uzunligi l_p , quyidagi formuladan aniqlanadi [8]:

$$l_p = (\omega_p \sigma_{sp} / R_{bp} + \Delta\lambda_p) \cdot d, \quad (12.1)$$

bu yerda: σ_{sp} - armaturani taranglashtirishdagi dastlabki kuchlanish; R_{bp} - taranglashtirilgan armaturalarni tayanchlardan bo'shatish vaqtdagi betonning siqilishdagi mustahkamligi; d - taranglashtiriladigan armaturaning diametri; ω_p va $\Delta\lambda_p$ koeffitsiyentlar, 12.1- jadvaldan olinadi. Qovurg'ali sterjen shaklidagi armaturalar uchun uzatish zonasining uzunligi $l_p \geq 15d$ dan kam qabul qilinmaydi.

Mayda to'ldiruvchilardan tayyorlangan g'ovakli yengil va mayda donali betonning B guruhi uchun 12.1 jadvalda keltirilgan ω_p va $\Delta\lambda_p$ koeffitsiyentlarning qiymatlari 1,25 marta, sinflari B7,5...B12,5 bo'lgan yengil betonlar uchun esa, 1,4 marta ko'paytiriladi. Taranglashtirilgan sterjen shaklidagi armaturalar tayanchlardan birdaniga bo'shatilganda, ω_p va $\Delta\lambda_p$ koeffitsiyentlarning qiymatlari 1,25 marta ko'paytiriladi.

12.1 jadval. ω_p va $\Delta\lambda_p$ koeffitsiyentlarning qiymatlari

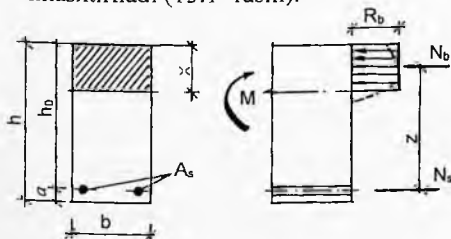
Armaturaning xili	Diametr, mm	ω_p	$\Delta\lambda_p$
Diametri ixtiyoriy bo'lgan qovurg'ali sterjen armaturalar uchun		0,25	10
Sinfi Bp-II armatura uchun	5	1,4	40
	4	1,4	50
	3	1,4	60
Arqon armaturalar uchun:			
sinfi K-7 bo'lganda	15	1,0	25
	12	1,10	25
	9	1,25	30
	6	1,4	40
sinfi K-19 bo'lganda	14	1,0	25

Tayanchlarga mahkamlab taranglashtirilgan armaturani betonga ankerlanish zonasining buzilishi nafaqat armaturani tayanchlardan bo'shatish jarayonida, balki konstruksiyani ekspluatatsiya qilish sharoitida ta'sir qiladigan tashqi yuklardan konstruksiya tayanch zonalarida paydo bo'ladigan qiya yoriqlarning ochilishidan ham sodir bo'lishi mumkin. Chunki kuchlanishlarni uzatish zonasida (l_p masofada) taranglashtirilgan armaturadagi kuchlanishning qiymati noldan σ_{sp} gacha chiziqli ravishda o'zgaradi deb qabul qilinadi, ya'ni $\sigma_{sp} = \sigma_{sp} \cdot l_x / l_p$ (12.9, a - rasm). Konstruksiyaning tayanch zonalarida paydo bo'ladigan qiya yoriqlar armaturaning betonga ankerlanish zonasi l_p ni kesib o'tadigan bo'lsa, u vaqtda armaturaning betonga bog'lanish mustahkamligi ta'minlanmay qoladi. Shuning uchun qurilish me'yorlari va qoidalari bo'yicha konstruksiyalarning tayanch zonalarida mustahkamlik va darz ketishiga chidamlilik bo'yicha ekspluatatsiya qilish sharoitida ham hisoblanishi talab qilinadi.

13. EGILADIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI NORMAL KESIM BO'YICHA MUSTAHKAMLIKKA HISOBLASH

Egiladigan elementlarning mustahkamliklari normal kesim bo'yicha hisoblanganda kuchlanish va deformatsiyalanish holatining III bosqichi asos qilib olinadi.

Mustahkamlikni bikir-plastik jismlar nazariyasi QMQ 2.03.01-96 [8] bo'yicha hisoblashda element siqilgan zonasidagi betonning deformatsiyalanishi bikir jismlarning siqilishdagi deformatsiyalanishi bilan almashtiriladi. Bunda normal kuchlanishlarning egri chiziqli haqiqiy epyurasi ordinatasi R_b ga teng bo'lgan to'g'ri to'rtburchak bilan almashtiriladi (13.1- rasm).



13.1-rasm. Bir tomonlama armaturalangan element normal kesimi mustahkamligini hisoblashga doir.

Bunday almashtirish hisoblash formulalarini juda ham soddalashtiradi. Mustahkamlikni bu uslub bo'yicha hisoblash qurilish me'yori va qoidalari [8] uchun asos qilib olingan.

Bu uslub bo'yicha element siqilish zonasining chegaraviy holatini ifodalovchi nisbiy balandligi ξ_R tajriba asosida olingan quyidagi empirik formuladan aniqlanadi

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (13.1)$$

bu yerda: ω - siqilgan zonadagi betonning xarakteristikasi

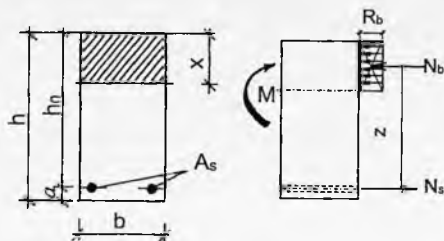
$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b; \quad (13.2)$$

α - betonning xiliga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent; og'ir betonlar uchun $\alpha = 0,85$; mayda donali betonlar uchun $\alpha = 0,75-0,8$; yengil, g'ovakli va kovakli betonlar uchun esa $\alpha = 0,8$; σ_{sR} - armaturadagi kuchlanish MPa hisobida, quyidagicha qabul qilinadi: sinfi A240(A-I), A300(A-II), A400(A-III), A400v (A-IIIv), Bp-I bo'lgan armaturalar uchun $\sigma_{sR} = R_s$; A600(A-IV), A800(A-V), A1000(A-VI) armaturalar uchun esa $\sigma_{sR} = R_s + 400$; siqilish zonasidagi armaturada chegaraviy kuchlanishning miqdori, $\gamma_{b2} \geq 1,0$ qabul qilinganda $\sigma_{sc,u} = 400$ MPa, $\gamma_{b2} < 1,0$ qabul qilinganda esa $\sigma_{sc,u} = 500$ MPa. Elementlar oldindan zo'riqtirish holatida hisoblanganda $\sigma_{sc,u} = 330$ MPa qabul qilinadi.

13.1. Bir tomonlama armaturalangan to'g'ri to'rtburchak kesimli elementlarni hisoblash

Mustahkamlik bo'yicha hisoblash formulalarini olish uchun elementning o'rta kesimidan bir-biriga parallel bo'lgan ikkita tekislik bilan kesib tekisliklar o'rtasidagi qism muvozanatini qaraymiz. Bunda element chap hamda o'ng qismlari ta'sirini ichki zo'riqishlar bilan almashtirib, uning muvozanat holatini tekshiramiz (13.1- rasm). Ajratib olingan qism muvozanat holatida bo'lishi uchun statikaning quyidagi muvozanat tenglamalari $\Sigma X_i = 0$ va $\Sigma M_i = 0$ bajarilishi shart, ya'ni ichki va tashqi zo'riqishlarning element bo'ylama o'qiga proyeksiyalarining yig'indisi hamda ichki va tashqi zo'riqishlarning biror-bir nuqtaga nisbatan olingan momentlar yig'indisi nolga teng

bo'lishi shart.



13.2- rasm Bir tomonlama armaturalangan element normal kesimi mustahkamligini hisoblashga doir

Muvozanat tenglamalarini tuzamiz (13.2-rasmga qarang):

$\sum X_i = 0$ shartidan-

$$R_s A_s - R_b b x = 0; \quad (13.3)$$

$\sum M_i = 0$ shartidan-

$$M \leq M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x); \quad (13.4)$$

$$M \leq M_u = R_s A_s (h_0 - 0,5x); \quad (13.5)$$

bu yerda: R_b - betonning prizmatik mustahkamligi; R_s - armaturaning cho'zilishdagi hisobiy mustahkamligi; b -kesim yuzasining eni; h_0 - kesim yuzasining ishchi balandligi; A_s - cho'ziladigan armatura kesim yuzasi; x -siqilish zonasining balandligi; M - tashqi yuklardan eguvchi moment; M_u - kesim yuzasi qabul qila oladigan eguvchi moment.

(13.3) muvozanat shartidan aniqlanadigan siqilish zonasining balandligi x ni kesim ishchi balandligi h_0 ga bo'lib, siqilish zonasining nisbiy balandligi ξ topamiz:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \mu_s \frac{R_s}{R_b}, \quad (13.6)$$

bu yerda, $\mu_s = \frac{A_s}{b h_0}$ - kesimni armatura bilan jihozlanish koeffitsiyenti deb ataladi.

(13.6) formuladan xisoblanadigan siqilish zonasining nisbiy balandligi ξ ni siqilish zonasining chegaraviy nisbiy balandligi ξ_R bilan taqqoslaymiz. Bu yerda ikki holatni olamiz: 1 holatda $\xi \leq \xi_R$, 2 holatda esa, $\xi > \xi_R$. Temirbeton konstruksiyalar elementlarini loyihalash

bo'yicha me'yoriy hujjat $\xi \leq \xi_R$ shart bajarilishini tavsiya etadi.

Kesimlarni $\xi \leq \xi_R$ bo'lgan hol bo'yicha hisoblash. Bu hol bo'yicha hisoblashda mustahkamlik (13.4) va (13.5) shartlardan tekshiriladi.

Siqilish zonasining balandligi (13.3) shartdan aniqlanadi:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} \quad (13.7)$$

Siqilish zonasining balandligini nisbiy balandlik bilan ifodalab quyidagi hisoblash formulalarini olamiz:

$$M \leq M_u = \alpha_m R_b b h_0^2; \quad (13.8)$$

$$M \leq M_u = R_s A_s \zeta h_0; \quad (13.9)$$

bu yerda: $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$; $\zeta = 1 - 0,5\xi$.

α_m , ζ va ξ koeffitsiyentlar bir-biri bilan bog'langan bo'lib, birining qiymati ma'lum bo'lganda, qolgan ikkitasining qiymati ilovadagi I.3 jadvaldan aniqlanishi mumkin.

Bir xil mustahkamlikka ega bo'lgan elementlarni har xil yo'l bilan loyihalash mumkin. Bunga element kesim yuzasi o'lchamlarini, armatura miqdorini va boshqa xarakteristikalarini o'zgartirish yo'li bilan erishiladi. Tajribalar shuni ko'rsatadiki, to'sin siqilish zonasining nisbiy balandligi $\xi = 0,25 \dots 0,4$, plitalarda esa, $\xi = 0,1 \dots 0,2$ bo'lganda loyihalashtiriladigan to'sin va plitalar iqtisodiy jihatdan eng samarali hisoblanadi.

Elementlar $\xi \leq \xi_R$ hol bo'yicha hisoblanganda armaturaning optimal miqdori $\xi = \xi_R$ qabul qilinib (13.6) formuladan aniqlanadi

$$\mu_{s,opt} = \xi_R R_b / R_s. \quad (13.10)$$

Egiladigan elementlar uchun armatura bilan jihozlanish koeffitsiyentining eng kichik va eng katta miqdorlari ham chegaralangan bo'lib, qurilish me'yori va qoidalari bo'yicha quyidagilarni tashkil qiladi: $\mu_{s,min} = 0,05\%$, $\mu_{s,max} = 3\%$.

Kesimlarni $\xi > \xi_R$ bo'lgan hol bo'yicha hisoblash. Bu hol bo'yicha hisoblashda mustahkamlik (13.7) va (13.8) shartlardan tekshiriladi. Siqilish zonasining balandligi esa, sinfi B30 va undan past bo'lgan beton va sinflari A240(A-I), A300(A-II), A400(A-III) bo'lgan armaturalardan tayyorlangan elementlar uchun quyidagi tenglamalarning birgalikdagi yechimidan aniqlanadi

$$\sigma_s A_s - R_b b x = 0, \quad (13.11)$$

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - x/h_0}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s. \quad (13.12)$$

Temirbeton elementlarni hisoblashda quyidagi uchta asosiy masalani uchratish mumkin:

1) hamma shartlar berilgan bo'lib, elementni jihozlash uchun talab qilinadigan A_s armaturaning ko'ndalang kesim yuzasini topish talab qilinadi;

2) hamma shartlar berilgan bo'lib, element ko'ndalang kesimining o'lchamlari b va h hamda elementni jihozlash uchun talab qilinadigan A_s armaturaning ko'ndalang kesim yuzasini topish talab qilinadi;

3) hamma shartlar berilgan bo'lib, element kesimining mustahkamligini tekshirib ko'rish talab qilinadi.

1 masala. Talab qilinadigan armaturaning ko'ndalang kesim yuzasini topish. Dastlab $M = M_i$ qabul qilinib (13.8) formuladan α_i koeffitsiyentining qiymati aniqlanadi va ilovada keltirilgan I.3 jadvaldan bu koeffitsiyentning qiymatiga mos bo'lgan ξ va ζ , koeffitsiyentlarning qiymatlari aniqlanadi. (13.1) formuladan ξ_R koeffitsiyentining qiymati hisoblanadi va quyidagi $\xi \leq \xi_R$ shart tekshiriladi. Agar shart bajarilsa, armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi (13.9) formuladan aniqlanadi:

$$A_s = M / (R_s \zeta h_0). \quad (13.13)$$

2 masala. Element kesimining o'lchamlari b va h hamda talab qilinadigan armatura ko'ndalang kesim yuzasini aniqlash. Dastlab, plita uchun $\xi = 0,1 \dots 0,2$ va to'sin uchun $\xi = 0,25 \dots 0,4$ qiymatlardan biri qabul qilinib ilovada keltirilgan I.3 jadvaldan shu qiymatga mos bo'lgan α_i koeffitsiyentining qiymati aniqlanadi. Undan keyin (13.8) formuladan element kesimining ishchi balandligi aniqlanadi

$$h_0 = \sqrt{M / (R_b b \alpha_m)} \quad (13.14)$$

va element kesimining to'liq balandligi hisoblanadi $h = h_0 + a$. Bunda to'sin kesimining o'lchamlari orasidagi munosabat $b = (0,3 \dots 0,5)$ h bo'lishi maqsadga muvofiqdir. Topilgan o'lchamlar 12.2 paragrafda keltirilgan talablar, bo'yicha muvofiqlashtiriladi. Armaturaning ko'ndalang kesim yuzasini aniqlash 1 masalada

keltirilgan tartibda bajariladi.

3 masala. Element kesimining mustahkamligini tekshirish. Kesim mustahkamligi (13.4) yoki (13.5) formulalardan tekshiriladi. α_s va ζ koeffitsiyentlarning qiymatlari $\xi = R_s A_s / (R_b b h_0)$ koeffitsiyentning miqdoriga binoan ilovada keltirilgan I.3 jadvaldan aniqlanadi.

Yuqorida **keltirilgan** hisoblash tartibi $\xi \leq \xi_R$ bo'lgan hol uchun o'rinlidir. $\xi > \xi_R$ bo'lgan hol uchun esa, sinfi B30 bo'lgan beton va sinflari A240(A-I), A300(A-II), A400(A-III), Bp-I bo'lgan armaturalardan tayyorlangan elementlarni hisoblashda $\xi = \xi_R$ qabul qilish ruxsat etiladi.

13.2. Ikki tomonlama armaturalangan to'g'ri to'rtburchak kesimli elementlarni hisoblash

Bir tomonlama armatura bilan jihozlangan elementlar siqilish zonasining mustahkamligi yetarli bo'lmagan hollarda siqiladigan zonaga ham armatura joylashtiriladi. Ikki tomonlama armatura bilan jihozlangan elementlar po'lat sarfi jihatidan samarasiz bo'lib, bo'ylama va ko'ndalang armaturalar sarfini oshiradi. Siqilgan zonaga qo'yiladigan bo'ylama armatura siquvchi zo'riqishlar ta'siridan qovari ketmasligi uchun qo'shimcha ko'ndalang sterjenlar qo'yilishi shart. Armaturali sinchlar payvandlanib tayyorlanganda ko'ndalang sterjenlar har 20d masofada, bog'lanib tayyorlanadigan sinchlarda esa, har 15d masofada qo'yiladi. Shuning uchun element kesimining siqiladigan zonasiga armatura faqat muhim hollarda, element ko'ndalang kesimining balandligi chegaralangan, beton sinfini oshirish imkoniyati bo'lmagan hamda tashqi yukning yo'nalishi o'zgarib turadigan hollarda qo'yiladi.

Element kesimining kuchlanish va deformatsiyalanish holatlari 13.3- rasmda ko'rsatilgan. Kesimning mustahkamligi quyidagi formula orqali tekshiriladi:

$$M \leq M_u = R_b b x + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (13.15)$$

Siqilish zonasining balandligi quyidagi tenglamadan aniqlanadi

$$R_b b x + R_{sc} A'_s = R_s A_s. \quad (13.16)$$

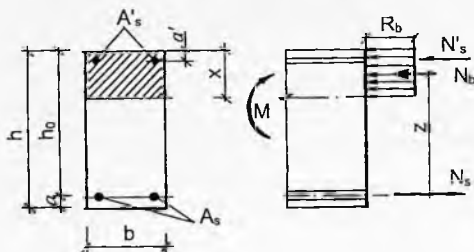
(13.15) formula va (13.16) tenglamada kesim siqilish zonasining

balandligini nisbiy balandlik ξ bilan ifodalab quyidagi ifodalarni olamiz

$$M \leq M_u = \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \quad (13.17)$$

$$\xi \times R_b b h_0 + R_{sc} A'_s = R_s A_s. \quad (13.18)$$

(13.17) tengsizlikda $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$.



13.3-rasm. Ikki tomonlama armatura bilan jihozlangan elementlarni hisoblashga doir

Ikki tomonlama armatura bilan jihozlanadigan elementlarni loyihalashda siqiladigan A'_s armatura quyidagi hollarda qo'yiladi:

- siqilish zonasining mustahkamligini oshirish uchun hisob orqali;

- amaliy talablar bo'yicha.

Birinchi hol bo'yicha masalani yechishda noma'lumlarning (x , A'_s va A_s) soni tenglamalar sonidan bittaga ko'p bo'lib, qo'shimcha uchinchi shart talab qilinadi. Bu qo'shimcha shart tajriba asosida olinadi. Tajribalar asosida olingan natijalar bo'yicha element kesimining siqilgan zonasidagi beton qancha katta miqdordagi zo'riqlashlarni qabul qilsa, kesim iqtisodiy jihatdan shuncha samarali bo'ladi. Bu hol $\xi = \xi_R$ bo'lgandagina bajariladi. Bunda, siqiladigan va cho'ziladigan armaturalarning ko'ndalang kesim yuzalari (13.17) va (13.18) formulalardan $\xi = \xi_R$ qabul qilib topiladi:

(13.17) formuladan -

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}, \quad (13.19)$$

bu yerda, α_R koeffitsiyent quyidagi formuladan aniqlanadi $\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R)$. (13.18) formuladan -

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s}, \quad (13.20)$$

bu yerda, ξ_R ko'effitsiyent qiymati (13.1) formuladan aniqlanadi.

Ikkinchi hol bo'yicha masalani yechishda siqiladigan armaturaning kesim yuzasi A_s amaliy talablar bo'yicha qabul qilinib (13.17) formuladan α_r ko'effitsiyentining qiymati aniqlanadi:

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2}. \quad (13.21)$$

Topilgan α_r ko'effitsiyent qiymatiga binoan ilovadagi 1.3 jadvaldan siqilish zonasining nisbiy balandligi ξ aniqlanadi va cho'ziladigan armaturaning kesim yuzasi A_s (13.18) formuladan hisoblanadi

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s}. \quad (13.22)$$

13.3. Tavr kesimli elementlarni hisoblash

Ko'ndalang kesimi tavr va qo'shtavr shaklida bo'lgan elementlar yakka holda kranosti va tom to'sinlari (13.4, a - rasm) sifatida yoki yaxlit orayopma konstruksiyalarining tarkibida qo'llanishi (13.4, b - rasm) mumkin.

Tavr va qo'shtavr shaklidagi kesimlar qovurg'a va raflardan tashkil topgan bo'ladi. Tavr kesimlarning rafi odatda siqiladigan zonasida joylashgan bo'ladi. Cho'zilish zonasida joylashgan raf tavr va qo'shtavr kesimlarning mustahkamligini oshirmaydi va hisoblarda e'tiborga olinmaydi. Shuning uchun ham qo'shtavr shaklidagi kesimlar tavr kesimlardek hisoblanadi.

Tavr va qo'shtavr kesimlar to'g'ri to'rtburchak shaklidagi kesimlarga nisbatan iqtisodiy jihatdan ancha samarali hisoblanadi. Har xil mustahkamlikka ega bo'lgan elementlar uchun ko'ndalang kesim tavr shaklida qabul qilinganda, to'g'ri to'rtburchak kesimga nisbatan beton sarfi ancha kamayadi.

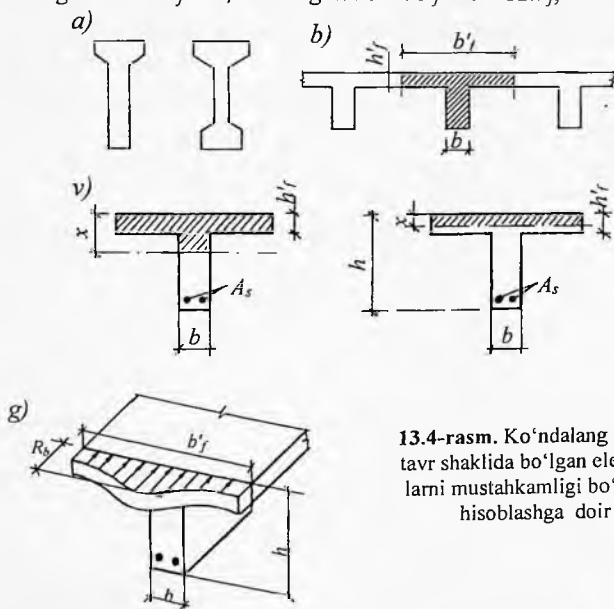
Tavr shaklidagi kesimlar faqat cho'ziladigan armaturalar bilan bir tomonlama jihozlanadi.

Tavr kesim rafida qovurg'a bilan tutashgan kesimdan uzoqlash-

gan sari kuchlanishlarning miqdori kamayib boradi (13.4, g rasm). Shuning uchun hisoblarda rafning eni chegaralanadi $b'_f \leq b_2 + l_0$. Bundan tashqari quyidagi shartlar ham bajarilishi lozim:

a) agar ko'ndalang qovurg'alar mavjud bo'lsa yoki $h'_f \geq 0,1h$ bo'lganda: $b'_f = b + l_f$ qabul qilinadi; l_f – bo'ylama qovurg'alarining qirralari orasidagi masofa;

b) ko'ndalang qovurg'alar bo'lmagan holda yoki mavjud bo'lib, ular orasidagi masofa bo'ylama qovurg'alar orasidagi masofadan katta bo'lganda va $h'_f < 0,1h$ bo'lgan holda $b'_f = b + 12h'_f$;



13.4-rasm. Ko'ndalang kesimi tavr shaklida bo'lgan elementlarni mustahkamligi bo'yicha hisoblashga doir

v) raf konsol shaklida bo'lib $h'_f > 0,1h$ bo'lsa, $b'_f = b + 12h'_f$; $0,05h \leq h'_f \leq 0,1h$ bo'lganda $b'_f = b + 6h'_f$; $h'_f < 0,05h$ bo'lganda esa, raf uzunligi e'tiborga olinmaydi, ya'ni $b'_f = b$ qabul qilinadi.

Tavr shaklidagi kesimga ega bo'lgan elementlarni hisoblashda ikki hol uchraydi:

1) tavr kesimni cho'ziladigan hamda siqiladigan zonalarga

ajratuvchi neytral o'q rafda joylashgan ($x \leq h'_f$);

2) neytral o'q qovurg'ani kesib o'tadi.

1 hol tavr kesim rafining eni katta bo'lganda uchraydi. Bu holda tavr shaklidagi kesimga ega bo'lgan elementlar mustahkamliklari kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklida bo'lgan elementlar hisoblangan-dek hisoblanadi va hisoblash formulalarida $b = b'_f$ qabul qilinadi.

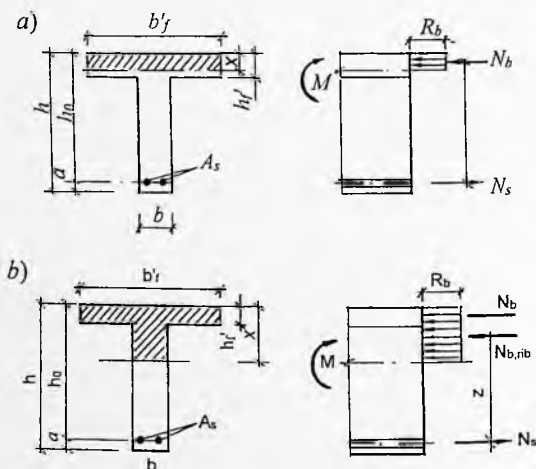
1 hol ($x < h'_f$) bo'yicha kesim mustahkamligi quyidagi shartdan tekshiriladi

$$M \leq M_u = \alpha_m R_b b'_f h_0^2; \quad (13.23)$$

siqilish zonasining balandligi esa, quyidagi tenglamadan topiladi

$$R_b b'_f x = R_s A_s. \quad (13.24)$$

Tavr kesimlarni $x > h'_f$ bo'lgan hol bo'yicha hisoblashda (13.5, b-rasm) hisoblash formulalari quyidagi ko'rinishni oladi:



13.5-rasm. Tavr kesimlarni hisoblashga doir

kesim mustahkamligini tekshirish uchun

$$M_i \leq M_u = R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + R_b b x (h_0 - 0,5 x); \quad (13.25)$$

siqilish zonasining balandligini aniqlash uchun

$$R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b x - R_s A_s = 0. \quad (13.26)$$

Kesimi tavr shaklida bo'lgan elementlarni hisoblashda neytral o'qning holati quyidagi shartlardan aniqlanadi:

- tavr kesimning hamma xarakteristikalarini va cho'ziladigan armaturaning kesim yuzasi A_s ma'lum bo'lganda

$$R_s A_s \leq R_b b' h' f_f \quad (13.27)$$

shart bajarilsa neytral o'q rafdan o'tadi;

$$R_s A_s > R_b b' h' f_f \quad (13.28)$$

bo'lganda esa neytral o'q qovurg'ani kesib o'tadi;

- hisobiy eguvchi moment M berilgan bo'lib kesim o'lchamlari ma'lum bo'lsa va cho'ziladigan armaturaning kesim yuzasi noma'lum bo'lganda

$$M \leq M_u = R_b b' h' f_f (h_0 - 0,5h' f_f) \quad (13.29)$$

shart bajarilsa neytral o'q rafdan o'tadi;

$$M > M_u = R_b b' h' f_f (h_0 - 0,5h' f_f) \quad (13.30)$$

bo'lganda esa, neytral o'q qovurg'ani kesib o'tadi.

Kesimi tavr shaklida bo'lgan elementlarni loyihalashda uning balandligi quyidagi taqribiy formuladan aniqlanishi mumkin

$$h = (7 \dots 9) \sqrt[3]{M}, \quad (13.31)$$

bu yerda, h sm hisobida; M kN·m hisobida. Qovurg'aning eni $b = (0,4 \dots 0,5)h$ qabul qilinadi. Rafning o'lchamlari $b' f_f$ va $h' f_f$ konstruksiyani loyihalashdan aniqlanadi.

14. EGILADIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI QIYA KESIM BO'YICHA MUSTAHKAMLIKKA HISOBLASH

Ko'ndalang holatda egiladigan elementlarning tayanch zonalari-da eguvchi moment M va kesuvchi kuch Q ning birgalikdagi ta'siridan bosh cho'zuvchi σ_{nu} va bosh siquvchi σ_{is} kuchlanishlar hosil bo'ladi (14.1- rasm). Bu kuchlanishlar sizlarga ma'lum bo'lgan materiallar qarshiligi kursida keltirilgan quyidagi formuladan topiladi

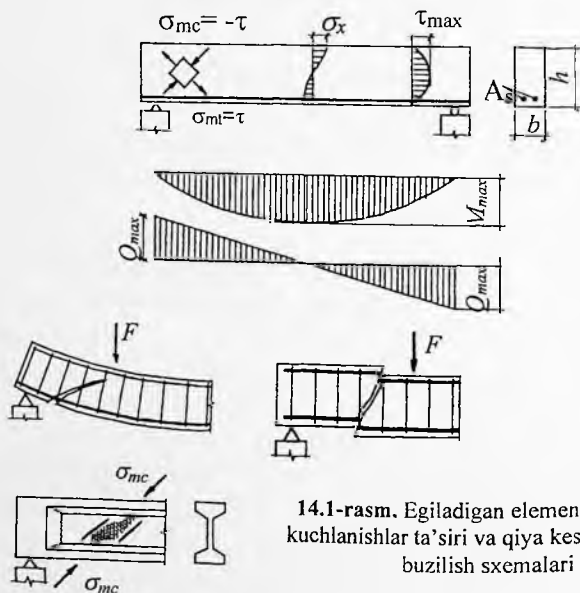
$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \mp \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2}, \quad (14.1)$$

bu yerda: σ_x element ko'ndalang kesimiga normal bo'lgan kuchlanish; σ_y —element bo'ylama o'qiga normal bo'lgan kuchlanish; τ_{xy} - urinma kuchlanish.

Element bo'ylama o'qiga perpendikulyar yo'nalishda hosil bo'ladigan σ_y kuchlanishning miqdori kam bo'lganligi (σ_x kuchlanishga nisbatan) sababli ko'p hollarda e'tiborga olinmaydi. U vaqtda (14.1) formula quyidagi ko'rinishni oladi

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x}{2} \mp \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2}, \quad (14.2)$$

bu yerda: $\sigma_x = \frac{M}{I} y$; $\tau_{xy} = \frac{QS}{bl}$.



14.1-rasm. Egiladigan elementlarda bosh kuchlanishlar ta'siri va qiya kesim bo'yicha buzilish sxemalari

Ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklidagi elementlarning neytral o'qida normal kuchlanishlarning qiymati nolga teng bo'lganligi uchun bosh kuchlanishlarning miqdori urinma kuchlanish miqdoriga teng bo'ladi.

$$\sigma_{mt} = -\sigma_{mc} = \tau_{xy} = \frac{QS}{bI}. \quad (14.3)$$

Bosh cho'zuvchi kuchlanishning miqdori betonning cho'zilishdagi qarshiligidan ($\sigma_{mt} > R_{bt}$) siquvchi kuchlanishning miqdori esa, siqilishdagi qarshiligidan oshib ketganda ($\sigma_{mc} > R_b$) element qiya kesim bo'yicha buziladi.

Bosh kuchlanishlar ta'siridan elementning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi quyidagi

$$Q \leq R_b b \frac{I}{S}; \quad Q \leq R_{bt} b \frac{I}{S} \quad (14.4)$$

shartlar bajarilgan taqdirdagina ta'minlanadi. Bu shartlar elementning qiya kesim bo'yicha mustahkamligining eng katta va eng kichik qiymatlarini aniqlash uchun qo'llaniladi.

Egiladigan elementning qiya kesimi bo'yicha mustahkamligining ta'minlanishi uchun quyidagi hisoblar bajarilishi shart:

1) kesimi qo'shtavr shaklida bo'lgan elementlarning devorida ikkita qiya yoriqlar bilan chegaralangan beton tasmaning siqilishga hisoblanishi;

2) qiya kesimni kesuvchi kuchlar ta'siriga hisoblanishi;

3) qiya kesimni eguvchi moment ta'siriga hisoblanishi;

4) ko'ndalang armaturalar bilan jihozlanmagan qiya kesim hisobi.

Element tayanch zonasida paydo bo'lgan qiya yoriqlar orasidagi beton tasмага bosh siquvchi hamda ko'ndalang armaturalar orqali cho'zuvchi kuchlanishlar ta'sir qiladi (14.1- rasm). Bunda beton tasma ikki yo'nalish bo'yicha kuchlanishlar ta'siriga siqilish-cho'zilish holatida ishlaydi. Tajribalardan olingan natijalardan ma'lumki, bu holatda betonning siqilishdagi mustahkamligi bir yo'nalish bo'yicha siqilishdagi mustahkamligiga nisbatan bir muncha kam bo'ladi. Shuning uchun qiya yoriqlar orasidagi beton tasmaning siqilishdagi mustahkamligi quyidagi shart asosida ta'minlanadi

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b b h_0. \quad (14.5)$$

Bu formula tajribalar asosida olingan natijalarga asoslangan holda (14.4) shartdan kelib chiqadi.

(14.5) formulada ko'ndalang armaturalarning qiya kesim mustahkamligiga ta'sirini e'tiborga oladigan φ_{w1} koeffitsiyentning qiymati quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3, \quad (14.6)$$

bu yerda: $\alpha = E_s / E_b$; $\mu_w = A_{sw} / (b \cdot s)$;

$A_{sw} = A_{sw,i} n$; $A_{sw,i}$ - bitta ko'ndalang sterjenning kesim yuzasi; n - element ko'ndalang kesimidagi ko'ndalang sterjenlar soni; S - element uzunligi bo'yicha ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa.

Beton xilining qiya kesim mustahkamligiga ta'sirini e'tiborga oladigan φ_{b1} koeffitsiyent quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b, \quad (14.7)$$

bu yerda: og'ir, mayda donali va kovakli betonlar uchun $\beta = 0,01$; yengil betonlar uchun esa $\beta = 0,02$; R_b - MPa hisobida.

Agar (14.5) shart bajarilmasa qiya kesimning bosh siquvchi kuchlanishlar ta'siriga mustahkamligi ta'minlanmaydi. Bu holatda element kesimining o'lchamlari b va h kattalashtiriladi yoki betonning sinfi oshiriladi.

Element mustahkamligini qiya kesim bo'yicha hisoblashda ko'ndalang sterjenlarning kesim yuzasi A_{sw} , qadami S va soni n no-ma'lum bo'lganda (14.5) shartda $\varphi_{w1} = 1$ qabul qilinadi.

14.1. Qiya kesim mustahkamligini kesuvchi kuch ta'siriga hisoblash

Kesuvchi kuchlar ta'siridan temirbeton elementlar qiya kesimining mustahkamligi ta'minlanishi uchun quyidagi shart bajarilishi lozim:

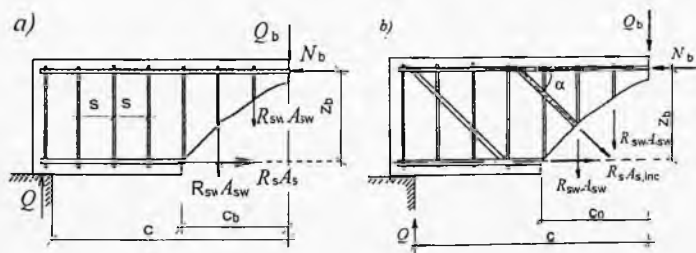
$$Q \leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0. \quad (14.8)$$

Beton xiliga bog'liq bo'lgan φ_{b3} koeffitsiyentning qiymati quyidagicha qabul qilinadi: og'ir va kovakli betonlar uchun - 0,6; mayda donali betonlar uchun - 0,5; yengil betonlar uchun - 0,4...0,5.

(14.8) shart bajarilgan taqdirda elementning qiya kesimi kesu-

vchi kuchlar ta'siriga hisoblanmaydi va ko'ndalang armaturalar bilan 12.2-paragrafda keltirilgan amaliy talablar bo'yicha jihozlanadi. (14.8) shart bajarilmasa elementning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi hisob orqali topiladigan ko'ndalang va qiya armaturalar bilan jihozlanib ta'minlanadi.

Hisobiy formulalarni olish uchun elementning qiya kesimida qiya yoriqlar paydo bo'lgandan keyin ta'sir qiladigan zo'riqishlar sxemasini tuzamiz. Bunda element o'ng qismining ta'sirini ichki zo'riqishlar bilan almashtiramiz (14.2-rasm). Qiya yoriq kesib o'tgan bo'ylama armaturadagi zo'riqish kuchlanishlarning oqish chegarasiga yetishi shartidan $N_s = R_s A_s$ ga teng bo'ladi. Ko'ndalang armaturalarning qiya yoriq cho'qqisiga yaqin joylashgan sterjenlarida kuchlanishlarning miqdori ko'ndalang armaturaning cho'zilishdagi chegaraviy qarshiligidan kam bo'lganligi sababli undagi zo'riqish $\gamma_{sl} = 0,8$ koeffitsiyentga ko'paytirilib kamaytiriladi. Qiya armaturalardagi zo'riqish qiymati $N_{s,ins} = R_{sw} A_{s,ins}$ ga teng qilib olinadi.



14.2-rasm. Qiya kesimdagi hisobiy zo'riqishlar sxemasi: a- ko'ndalang armatura bilan jihozlangan; b- ko'ndalang va qiya armaturalar bilan jihozlangan

Qiya kesimning kesuvchi kuchlar ta'siriga mustahkamligi quyidagi muvozanat tenglamasidan tekshiriladi

$$Q \leq Q_u = Q_b + Q_{sw} = Q_b + \sum R_{sw} A_{sw}, \quad (14.9)$$

bu yerda: Q_{sw} , - qiya yoriq kesib o'tgan ko'ndalang sterjenlar qabul qiladigan kesuvchi kuch; Q_b - element siqilish zonasidagi beton

qabul qiladigan kesuvchi kuch; A_{sw} - ko'ndalang armaturalarning kesim yuzasi.

Qiya yoriq cho'qqisida siqilgan zonadagi beton qabul qiladigan kesuvchi kuchning qiymati tajribalar asosida olingan quyidagi empirik formuladan topiladi:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{c} \quad (14.10)$$

va $\varphi_{b3}(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0$ qiymatdan kam qabul qilinmaydi.

(14.10) formulada: c - eng xavfli qiya kesimning element bo'ylama o'qiga proyeksiyasi uzunligi; betonning xilini e'tiborga oladigan φ_{b2} koeffitsiyent quyidagicha qabul qilinadi: og'ir va g'ovakli betonlar uchun - 2,0; mayda donali betonlar uchun - 1,7; yengil betonlar uchun - 1,5... 1,9.

Kesimi tavr va qo'shtavr shaklida bo'lgan elementlarning qiya kesimi mustahkamligiga siqilgan rafning ta'siri φ_f koeffitsiyenti orqali e'tiborga olinib, quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \leq 0,5. \quad (14.11)$$

Bunda $b'_f \leq b + 3h'_f$ qabul qilinib, ko'ndalang sterjenlar tavr kesim rafiga ankerlanishi lozim.

Hamma hollarda $1 + \varphi_f \leq 1,5$ qabul qilinadi.

Ko'ndalang armatura qabul qiladigan zo'riqishni ular orasidagi masofa S ga bo'lib, qiya yoriq proyeksiyasi bo'yicha teng taqsimlangan birlik zo'riqishni olamiz

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{S}. \quad (14.12)$$

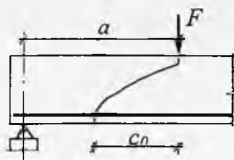
U vaqtda ko'ndalang sterjenlar qabul qiladigan kesuvchi kuch

$$Q_{sw} = q_{sw}c, \quad (14.13)$$

bu yerda: c_0 - qiya yoriqning element bo'ylama o'qiga proyeksiyasi uzunligi.

Q_b va Q_{sw} kesuvchi kuchlarning qiymatlarini (14.10) va (14.13) formulalardan (14.9) muvozanat tenglamasiga qo'yib quyidagini olamiz

$$Q \leq Q_u = q_{sw}c + \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{c} \quad (14.14)$$



14.3-рasm.

Tajribalardan olingan natijalar shuni ko'rsatadiki, elementning qiya kesim bo'yicha mustahkamligiga tayanch bilan kuch qo'yilgan nuqta orasidagi a masofa katta ta'sir ko'rsatadi (14.3- rasm). a masofaning kattalanishi bilan ko'ndalang armaturalar qabul

qiladigan kesuvchi kuch Q_{sw} ning miqdori oshib borib, siqilish zonasidagi beton qabul qiladigan kesuvchi kuch Q_b ning qiymati esa kamayib boradi. Kesuvchi Q_{sw} kuch miqdorining oshishi va kesuvchi Q_b kuch miqdorining kamayishi $a = S_0$ va $Q_{sw} = Q_b$ bo'lguncha davom etadi.

$a > s_0$ bo'lgan taqdirda kesuvchi Q_{sw} kuchning qiymati o'zgarmas bo'lib, $Q_{sw} = g_{sw}C_0$ ga teng bo'ladi va siqilgan beton qabul qiladigan kesuvchi kuchning miqdori kamayib boradi.

$Q_{sw} = Q_b$ shartdan foydalanib va $S = S_0$ qabul qilib, xavfli qiya kesimning element bo'ylama o'qiga proeksiyasining uzunligini topamiz:

$$q_{sw}c = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{c} \quad (14.15)$$

(4.15) formuladan

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}} \quad (14.16)$$

(13.3) formuladan ko'ndalang sterjenlar qabul qiladigan kuchni topamiz

$$Q_{sw} = \sqrt{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2 q_{sw}} \quad (14.17)$$

(14.10) formuladan

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{c_0} = \sqrt{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2 q_{sw}} \quad (14.18)$$

Siqilgan beton bilan ko'ndalang armatura birgalikda qabul qiladigan kesuvchi kuch (14.9) formuladan quyidagiga teng bo'ladi

$$Q_{sw,b} = 2\sqrt{\varphi_{b2}(1+\varphi_f)} R_{bt} b h_0^2 q_{sw}. \quad (14.19)$$

Amalda, egiladigan elementlarning qiya kesim bo'yicha mustahkamligini hisoblash, ularni jihozlash uchun talab qilinadigan ko'ndalang armaturaning qadamini aniqlash bilan xarakterlanadi. Bunda dastlab ko'ndalang sterjenlarning bo'ylama armatura bilan payvandlash shartidan diametri d_{sw} tanlanadi va element kesimida ko'ndalang sterjenlarning soni n aniqlanadi. Undan so'ng $Q_{sw,b} = Q$ qabul qilib (14.19) formuladan qiya kesimining element bo'ylama o'qiga proyeksiyasining uzunligi bo'yicha taqsimlangan birlik zo'riqish topiladi

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2}(1+\varphi_f)R_{bt}bh_0^2}. \quad (14.20)$$

(14.16) formuladan qiya yoriqning bo'ylama o'qqa proyeksiyasi uzunligi S_0 aniqlanib, S_0 , a hamda h_0 miqdorlar o'rtasidagi munosabatlarga qarab qiya kesimning bo'ylama o'qqa proyeksiyasi uzunligi bo'yicha ta'sir qiladigan birlik zo'riqish q_{sw} aniqlanadi.

Hisob bo'yicha qo'yiladigan ko'ndalang sterjenlar uchun quyidagi shart

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_f)R_{bt}b}{2}. \quad (14.21)$$

bajarilishi lozim.

Ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa (ko'ndalang sterjenlarning qadami) S quyidagi formuladan aniqlanadi

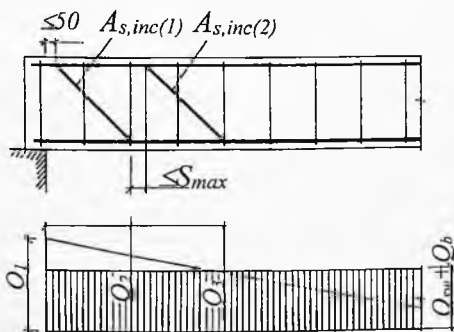
$$S = \frac{R_{sw}A_{sw,j}n}{q_{sw}}. \quad (14.22)$$

Ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa uchun quyidagi $S \leq S_{max}$ shart bajarilishi lozim. Ko'ndalang sterjenlar orasidagi eng katta masofa S_{max} (14.10) formuladan $Q_b = Q$ va $S = S_{max}$ qabul qilinib hamda elementlarni tayyorlash jarayonida ko'ndalang sterjenlarning loyihaviy holatidan cheklanishi 0,75 koeffitsiyent orqali e'tiborga olinib topiladi.

Faqat ko'ndalang sterjenlar bilan jihozlangan elementlarning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi ta'minlanmagan hollarda qiya armaturalar yordamida qiya kesim mustahkamligi oshiriladi. Qiya armaturalar element cho'zilgan zonasida joylashgan bo'ylama armaturaning bir qismini tayanch zonalarida yuqoriga qayirib hosil qilinadi.

Odatda qiya armaturalar element bo'ylama o'qi bilan 45° burchak tashkil qiladi. Statik noaniq konstruksiyalarda tayanch zonalariga qayirib o'tkaziladigan qiya armaturalar tayanchlarda hosil bo'ladigan manfiy eguvchi momentlarni qabul qilish uchun ham xizmat qiladi. Qiya armaturalar odatda bog'lanadigan armaturali sinchlar bilan jihozlanadigan elementlarda qo'llaniladi.

Elementlarning mustahkamliklari qiya kesimlar bo'yicha hisoblanganda $Q \leq Q_{swb}$ shart bajarilsa, qiya armatura hisob bo'yicha talab qilinmaydi. Qiya armaturalar $Q > Q_{sw,b}$ bo'lgandagina hisob bo'yicha talab qilinadi. Qiya armaturalar joylashtiriladigan tekisliklarning soni kesuvchi Q kuch va Q_{swb} zo'riqishga bog'liq bo'lib, quyidagicha aniqlanadi (14.4- rasm): agar $Q_1 > Q_{sw,b}$ bo'lib, $Q_2 < Q_{sw,b}$ bo'lsa, qiya armatura bitta tekislikda joylashtiriladi; $Q_1 > Q_{sw,b}$, $Q_2 > Q_{sw,b}$ va $Q_3 < Q_{sw,b}$ bo'lganda esa, armatura ikkita tekislik bo'yicha joylashtiriladi va hokazo.



14.4-rasm. Qiya armaturalar bilan jihozlangan elementlarni hisoblashga doir

Kesim qiya armatura bilan jihozlanganda qiya armaturaning oxiri bilan tayanch qirrasidan masofa 50 mm dan katta bo'lmasligi

va birinchi tekislikdagi qiya armaturaning oxiri bilan ikkinchi tekislikdagi qiya armaturaning boshlanishi orasidagi masofa S_{max} dan katta bo'lmashligi shart.

Mos bo'lgan qiya tekislikda joylashtiriladigan qiya armaturaning kesim yuzasi quyidagi formuladan aniqlanadi

$$A_{s,inc(i)} = \frac{Q_i - Q_{sw,b}}{R_{sw} \sin \alpha}, \quad (14.23)$$

bu yerda, Q_i mos tekislikdagi kesuvchi kuch.

14.2. Qiya kesim mustahkamligini eguvchi moment ta'siriga hisoblash

Eguvchi moment ta'siridan qiya kesimning mustahkamligi ta'minlanishi uchun quyidagi shart bajarilishi lozim

$$M \leq R_s A_s Z_s + \sum R_{sw} A_{sw} Z_{sw} + \sum R_{sw} A_{s,inc} Z_{s,inc}, \quad (14.24)$$

bu yerda, M - element uzunligi bo'yicha qiya yoriq cho'qqisidan o'tgan normal kesimdagi tashqi yuklardan hosil bo'ladigan eguvchi moment. Masalan, ikki tayanchda erkin yotgan to'sin uchun (14.5, a-rasm):

$$M = Qx - \frac{qx^2}{2} - F_l a_l;$$

konsol uchun:
$$M = q l_1 \left(C + \frac{l_1}{2} \right) + F_l C;$$

$\sum R_{sw} A_{s,inc} Z_{s,inc}$ - qiya yoriq kesib o'tgan ko'ndalang sterjenlardagi zo'riqlashlarning element siqilish zonasidagi N_b zo'riqlash qo'yilgan nuqtadan o'tib moment tekisligiga perpendikulyar bo'lgan o'qqa nisbatan olingan momentlar yig'indisi;

$\sum R_{sw} A_{s,inc} Z_{s,inc}$ - xuddi shunday qiya sterjenlardagi zo'riqlashlardan olingan momentlar yig'indisi;

Z_s, Z_{sw} va $Z_{s,inc}$ - bo'ylama, ko'ndalang va qiya armaturalar joylashgan tekisliklardan moment olingan o'qqacha bo'lgan masofalar.

Ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofalar bir xil bo'lganda.

$$\sum R_{sw} A_{sw} Z_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2, \quad (14.25)$$

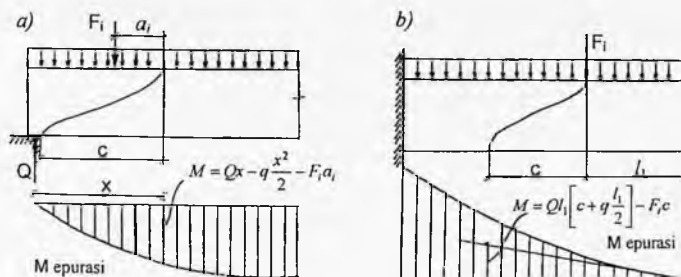
bu yerda: q_{sw} (14.20) formuladan hisoblanadi; c - qiya kesimning element bo'ylama o'qiga proyeksiyasi uzunligi.

Qiya armaturalarning har bir tekisligi uchun $Z_{s,inc}$ miqdor quyidagi formuladan aniqlanadi

$$Z_{inc} = Z_s \cos \Theta + (c - a_i) \sin \Theta. \quad (14.26)$$

Qiya yoriq cho'qqisidagi siqilgan zonaning balandligi quyidagi tenglamadan aniqlanadi

$$R_s A_s + R_{sw} A_{s,inc} \cos \Theta = R_b b x \quad (14.27).$$



14.5-rasm. Qiya kesim bo'yicha mustahkamlikni eguvchi moment ta'siriga hisoblashga doir.

Eguvchi moment ta'siriga qiya kesimning mustahkamligi to'sinlarning chetki erkin tayanchlari qirralarida va konsollarning erkin uchida bo'ylama armaturalar maxsus ankerlar bilan jihozlanmagan hollarda hamda element ravog'ida bo'ylama armaturalarning bir qismi kesib tashlangan yoki qayirib siqilish zonasiga o'tkazilgan joylarda hisoblanadi. Bundan tashqari eguvchi moment ta'siriga qiya kesimning mustahkamligi element uzunligi bo'yicha shakli keskin o'zgaradigan joylarda ham tekshiriladi.

Qiya yoriq ankerlanish zonasi uzunligida mahsus ankerlar bilan jihozlanmagan cho'zilgan armaturani kesib o'tganda, armaturaning hisobiy qarshiligi R_s koeffitsiyent $\gamma_{s5} = l_x / l_{an}$ ga ko'paytirilib, kamaytiriladi, l_{an} - armatura ankerlanish zonasining uzunligi.

Elementning qiya kesimi eguvchi moment ta'siriga quyidagi

hollarda hisoblanmasligi mumkin:

- element balandligi uning uzunligi bo'yicha o'zgarmasa yoki o'zgargan taqdirda ham ravon o'zgarib, bo'ylama armaturaning hammasi tayanchlargacha yetkazilib maxsus ankerlar yordamida betonga mahkam birlashtirilgan taqdirda;

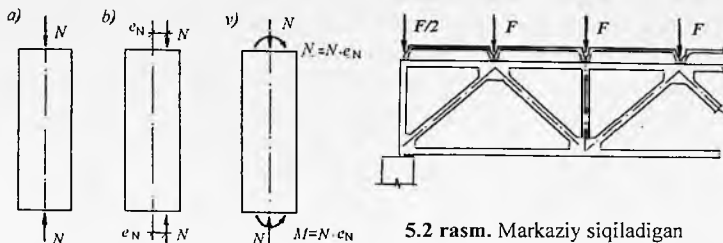
- bo'ylama armaturalar maxsus ankerlar bilan jihozlanmagan bo'lib, qiya yoriq hosil bo'lgan kesim armaturaning ankerlanish zonasini kesib o'tmagan holda, ya'ni $l_i > l_{an}$ bo'lganda. Qolgan hamma hollarda qiya kesim eguvchi moment ta'siriga hisoblanishi shart.

15. SIQILISHGA ISHLAYDIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI LOYIHALASHNING O'ZIGA XOS XUSUSIYATLARI

15.1. Siqiladigan elementlar to'g'risida umumiy ma'lumotlar

Materiallar qarshiligi kursidan ma'lumki, bir xil miqdorga ega bo'lgan ikkita F kuch element ko'ndalang kesimining og'irlik markazidan o'tgan bo'ylama o'q bo'yicha bir-biriga qarab yo'nalgan holda ta'sir qilganda, element markaziy siqilish holatida ishlaydi (15.1-rasm). Agar F kuchlar element ko'ndalang kesimining og'irlik markaziga nisbatan ma'lum yelka bilan qo'yilgan bo'lsa, elementda nomarkaziy siqilish ro'y beradi (15.1,b-rasm). Nomarkaziy qo'yilgan bo'ylama F kuchlar ta'sirini eguvchi moment $M = F \cdot e_{of}$ va element ko'ndalang kesimining og'irlik markaziga qo'yilgan bo'ylama kuch bilan almashtirish mumkin (15.1, v- rasm).

Markaziy siqiladigan elementlarda bo'ylama kuchlar kesim og'irlik markaziga qo'yilishiga qaramasdan ba'zi bir tasodifiy sabablardan (kesim bo'yicha material xossasining bir xil bo'lmasligi, tayyorlash jarayonida hosil bo'ladigan dastlabki egrilik, montaj qilish jarayonida yo'l qo'yilgan cheklanishlar va hokazo) ularda ham yelka hosil bo'ladi. Shuning uchun bunday elementlarni hisoblashda tasodifiy yelka e_a e'tiborga olinishi shart. Tasodifiy yelka uchun element uzunligining $1/600$ qismi, ko'ndalang kesim balandligining $1/30$ qismi va $e_a = 10$ mm qiymatlardan eng kattasi qabul qilinadi.



5.2 rasm. Markaziy siqiladigan elementga misol

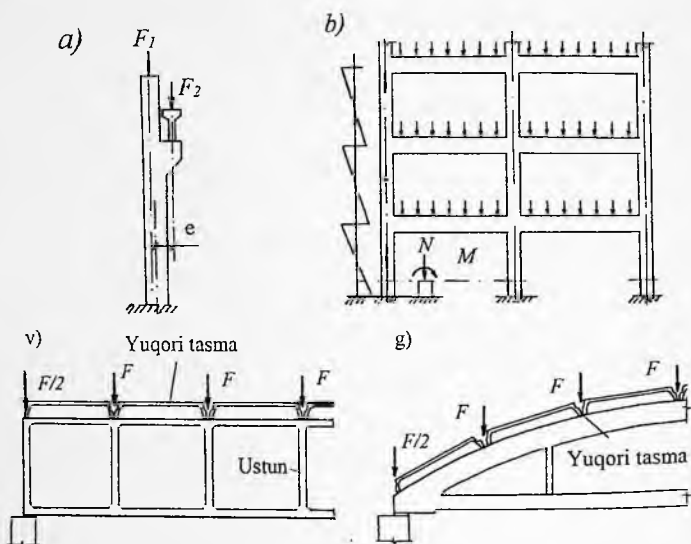
15.1 rasm. Markaziy (a) va nomarkaziy siqiladigan (b,v) elementlar

Statik aniq konstruksiyalarni hisoblashda tasodifiy yelka statik hisoblashdan aniqlangan hisobiy yelka e_{of} bilan qo'shiladi, ya'ni $e_o = e_a + e_{of}$. Statik noaniq konstruksiyalarni hisoblashda esa, zo'riqishlarning qayta taqsimlanishini nazarda tutib, hisobiy yelka uchun statik hisobdan aniqlangan $e_{of} = M/F$ yelka qabul qilinadi. Lekin, hisobiy yelkaning qiymati tasodifiy yelkadan kam qabul qilinmaydi.

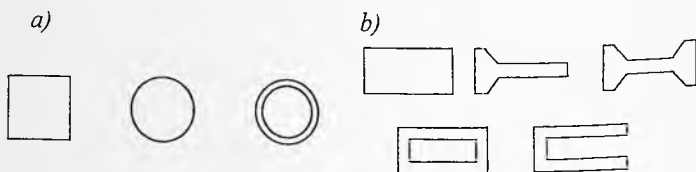
Tasodifiy yelka bilan siqiladigan elementlarga tashqi yuk tugunlariga qo'yilgan havonli fermalarning yuqori tasmalari, ustunlari va ba'zi havonlari (15.2- rasm) va hokazolar misol bo'la oladi. Hisobiy yelka bilan nomarkaziy siqiladigan elementlarga bir qavatli sanoat (15.3, a- rasm) hamda ko'p qavatli sanoat va grajdan binolarining ustunlari (15.3, b- rasm), havonsiz fermalarning yuqori tasmalari va ustunlari (15.3, v- rasm), arkalar (15.3, g- rasm) va hokazo misol bo'ladi.

Kichik yelka bilan siqiladigan elementlarning ko'ndalang kesimi kvadrat, aylana va halqa shaklida (15.4, a- rasm), katta yelka bilan siqilganda esa, to'g'ri to'rtburchak, tavr, qo'shtavr, quti shaklida qabul qilinadi (15.4, b- rasm). Bunda ko'ndalang kesimning eguvchi moment tekisligidagi o'lchami (balandligi h) ikkinchi o'lchamiga (eniga) nisbatan katta qabul qilinadi. Tayyorlash jihatdan oson bo'lganligi sababli ko'pchilik hollarda yig'ma elementlarning ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak va qo'shtavr shaklida, yaxlit temirbetondan tayyorlanadigan elementlarning ko'ndalang kesimi

esa, to'g'ri to'rtburchak shaklida tayyorlanadi. To'g'ri to'rtburchak shaklidagi kesim tomonlarining nisbati $b:h = 1:1,5... 1:3$ qabul qilinadi.



15.3- rasm. Nomarkaziy siqiladigan elementlarga misollar



15.4- rasm. Markaziy (a) va nomarkaziy siqiladigan (b) elementlarning ko'ndalang kesimlari

Siqiladigan elementlar ko'ndalang kesimlarining o'lchamlari ixtiyoriy yo'nalish bo'yicha element egiluvchanligi $\lambda_i \leq 200$ (kesimi to'g'ri to'rtburchak bo'lganda $\lambda_i \leq 57$), ustunlar uchun esa $\lambda_i \leq 120$ ($\lambda_i \leq 35$) bo'lishi shartidan qabul qilinadi.

Qolip va armaturali sinchlarni bir xil me'yor va talablar bo'yicha tayyorlash maqsadida element ko'ndalang kesimining o'lchamlari 500 mm gacha har 50 mm dan, 500 mm dan katta bo'lganda esa, har 100 mm dan oshib boradi. Yaxlit temirbetondan tayyorlanadigan siqiladigan elementlarning ko'ndalang kesimi o'lchamlari 250x250 mm dan kam qabul qilinmaydi.

Siqiladigan elementlarni tayyorlash uchun sinfi B15...B30 bo'lgan betonlar ishlatiladi.

Siqiladigan elementlarni jihozlash uchun ishlatiladigan ishchi armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi hisob orqali aniqlanadi. Bo'ylama ishchi armaturaning umumiy ko'ndalang kesim yuzasi element ko'ndalang kesim yuzasining 3% dan katta qabul qilinmasligi tavsiya etiladi.

15.2. Siqilishga ishlaydigan elementlarni loyihalash va armaturalash

Siqiladigan elementlarni armaturalar bilan jihozlaganda bo'ylama armaturalar element kesimining qisqa tomonlariga yaqin joylashtiriladi. Bunda bo'ylama siquvchi F kuchdan uzoq, joylashgan tomonga qo'yilgan armaturaning kesim yuzasi A_s bilan, yaqin tomonga joylashgan armaturaning kesim yuzasi esa A'_s bilan belgilanadi.

Bo'ylama kuchning kichik yelka bilan ta'sir qilgan hollarida hamda qiymati bir xil bo'lib, ishorasi har xil bo'lgan eguvchi moment ta'siridagi elementlarning kesimi armaturalar bilan simmetrik ravishda jihozlanadi. Bir xil ishorali eguvchi momentlar ta'siridagi hamda bo'ylama kuch katta yelka bilan ta'sir qiladigan elementlarning kesimi esa, armaturalar bilan nosimmetrik ravishda jihozlanadi.

Siqiladigan elementlarni jihozlash uchun A_s va A'_s bo'ylama armaturalar ko'ndalang kesimining minimal yuzalari element egiluvchanligiga bog'liq holatda quyidagicha qabul qilinadi:

-elementning egiluvchanligi-

$$l_0/i < 17, \text{ bo'lganda } A_s = A'_s = \mu_{s,\min} \cdot b \cdot h_0 = 5 \times 10^{-4} \times b \times h_0;$$

$$17 \leq l_0/i \leq 35 \text{ bo'lganda } A_s = A'_s = 1 \times 10^{-3} b \times h_0;$$

$35 < l_0 / i \leq 83$ bo'lganda $A_s = A'_s = 2 \times 10^{-3} b \times h_0$;

$83 < l_0 / i$ bo'lganda $A_s = A'_s = 2,5 \times 10^{-3} b \times h_0$.

Siqiladigan yig'ma elementlarni armaturalar bilan jihozlaganda bo'ylama armaturali sterjenlarning diametri 16...40 mm, yaxlit konstruksiyalar uchun esa 12...40 mm qabul qilinadi.

Bo'ylama sterjenlarning o'qlari orasidagi masofa moment ta'sir qiladigan tekislikda 500 mm dan, moment ta'sir qiladigan tekislikka perpendikulyar bo'lgan tekislikda esa, 400 mm dan katta qabul qilinmaydi. Agar bo'ylama sterjenlar orasidagi masofalar mos ravishda 500 va 400 mm dan katta bo'lsa, har 500 va 400 mm dan diametri 12 mm bo'lgan bo'ylama amaliy sterjenlar qo'yiladi (15.5 rasm).

Bo'ylama ishchi armatura sifatida sinfi A300(A-II), A400 (A-III), A400C (A-IIIC), A600(A-IV), A800(A-V) va A1000(A-VI) bo'lgan armaturali sterjenlar ishlatiladi.

Bo'ylama armatura sterjenlarining siqilishi natijasida qovarishidan saqlash maqsadida qo'yiladigan ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofalar amaliy talablar bo'yicha, hisoblamasdan tayinlanadi. Og'ir, mayda donali va yengil betonlardan tayyorlanadigan konstruksiyalar uchun ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa quyidagicha qabul qilinadi: bo'ylama armaturaning siqilishdagi hisobiy qarshiligi $R_{sc} \leq 400$ MPa bo'lganda, payvandlangan armaturali sinchlar uchun $S=20 \cdot d$, to'qilgan armaturali sinchlar uchun esa, $S=15 \cdot d$ qabul qilinib, 500 mm dan katta qabul qilinmaydi; $R_{sc} \leq 450$ MPa bo'lganda esa, payvandlangan armaturali sinchlar uchun $S=15 \cdot d$, bog'lanadigan armaturali sinchlar uchun esa $S=12 \cdot d$, qabul qilinib, 400 mm dan katta qabul qilinmaydi. Bu yerda, d - siqiladigan bo'ylama sterjenlarning eng kichik diametri.

Seysmik tumanlarda qo'llaniladigan siqiladigan elementlarda armatura bilan jihozlanish foizi 3% bo'lganda ko'ndalang sterjenlar $8d$ dan va 200 mm dan katta bo'lmashligi shart. Bu yerda, d - bo'ylama sterjenlarning eng kichik diametri.

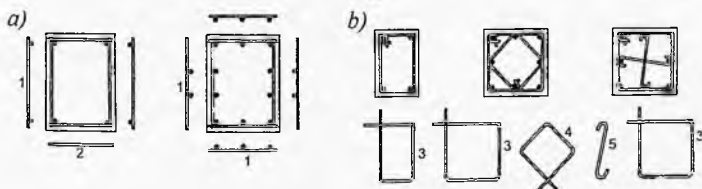
Siqiladigan elementlarning bikir tugunlarga birikadigan $1,5 h$ (h -element kesimi balandligi) uzunligidagi qismida hisob bo'yicha

qo'yiladigan ko'ndalang sterjenlar qadami seysmik maydon 7, 8 ball bo'lganda 150 mm dan, 9 va < 9 ball bo'lganda 100 mm dan, 9* ball bo'lganda 70 mm dan katta bo'lmashligi shart. Ko'ndalang armatura diametri 8 mm dan kichik bo'lmashligi shart. Ko'ndalang sterjenlar uchun sinfi A240(A-I), A300(A-II) va Bp-I bo'lgan armatura qo'llaniladi.

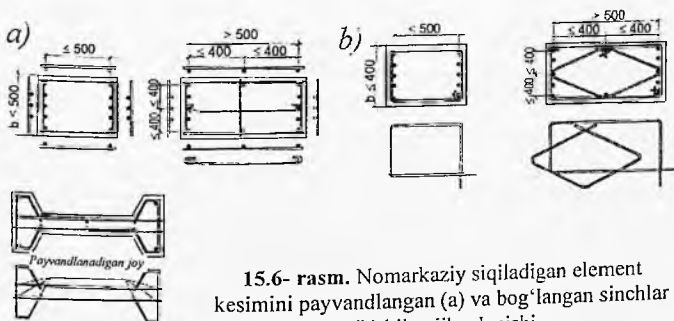
Siqiladigan elementlarning ko'ndalang kesimini payvandlangan armaturali sinchlar bilan jihozlash 15.5, a- rasmda, bog'langan armaturali sinchlar bilan jihozlash esa, 15.6, b- rasmda ko'rsatilgan.

Agar element kesimi o'lchamlari (A_b) va N yuk miqdori ma'lum bo'lib, armatura kesim yuzasi $A_{s,tot}$ ni topish talab qilinganda (16.1) formuladan foydalaniladi:

$$A_{s,tot} = \frac{N / \varphi - R_b A_b}{R_{sc}} \quad (16.3)$$



15.5- rasm. Markaziy siqiladigan element kesimini payvandlangan (a) va bog'langan sinchlar (b) bilan jihozlanishi



15.6- rasm. Nomarkaziy siqiladigan element kesimini payvandlangan (a) va bog'langan sinchlar (b) bilan jihozlanishi

Dastlabki hisobda φ koeffitsiyent miqdori φ_{sb} ga teng qilib olinadi va undan keyin aniqlangan armatura kesim yuzasi bo'yicha (16.2) formuladan aniqlashtiriladi.

Berilgan N yuk, hisobiy uzunlik l_0 va materiallarning mustahkamlik xarakteristikalari bo'yicha element kesim o'lchamlari va armatura kesim yuzasi aniqlanishi talab qilinganda dastlab $\varphi=1$, $\mu_s = A_{s,tot} / A_b = 0,01$ qabul qilinadi. U vaqtda (16.1) formuladan

$$A_b = \frac{N}{\varphi(R_b + \mu_s R_{sc})}. \quad (16.4)$$

Topilgan yuza bo'yicha element kesimi o'lchamlari unifikatsiyalashtiriladi.

Armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi $A_{s,tot}$ yuqorida keltirilgan tartibda aniqlanadi. Bunda $\mu_{s,min} \leq \mu_s \leq \mu_{s,max}$ shart bajarilishi lozim.

16. SIQILISHGA ISHLAYDIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI MUSTAHKAMLIKKA HISOBLASH

16.1. Tasodifiy yelka bilan siqiladigan elementlar

Umumiy holda tasodifiy yelka bilan siqiladigan elementlar hisobi nomarkaziy siqiladigan elementlardek bajariladi. Biroq kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklidagi elementlarning hisobiy uzunligi $l_0 \leq 20h$, eksentritsiteti $e_0 \leq h/30$ bo'lib, A300(A-II) va A400(A-III) sinfli armaturalar bilan jihozlanganda element markaziy siqiladigan elementlardek hisoblanishiga ruxsat beriladi. Bu holatda elementning mustahkamligi quyidagi shartdan tekshiriladi

$$N \leq \varphi [R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot}], \quad (16.1)$$

bu yerda: A_b —ko'ndalang kesimdagi beton yuzasi; φ - element egiluvchanligi, yuklarning ta'sir qilish xarakteri va armatura bilan jihozlash xarakteriga bog'liq bo'lgan bo'ylama egilish koeffitsiyenti

$$\varphi = \varphi_b + \frac{2(\varphi_{sb} - \varphi_b) R_{sc} A_{s,tot}}{R_b A_b} \leq \varphi_{sb}, \quad (16.2)$$

bu yerda: φ_b va φ_{sb} koeffitsiyentlar ilovada keltirilgan I.5- jadvaldan aniqlanadi.

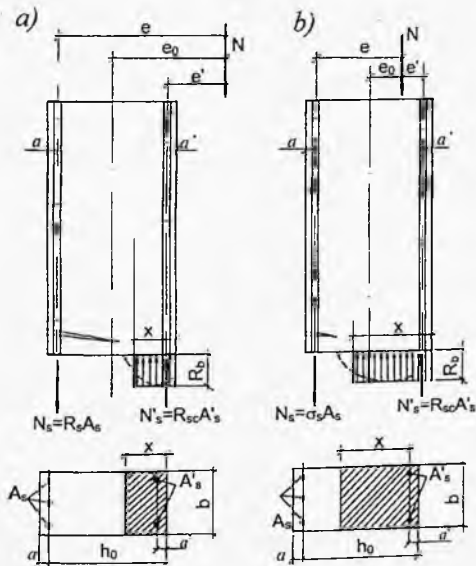
Element ko'ndalang kesimi A_b , armatura kesim yuzasi $A_{s,tot}$ va N

yuk miqdori ma'lum bo'lganda, yuk ko'tarish qobiliyati (16.1) tengsizlikdan tekshiriladi. Koeffitsiyent φ (16.2) formuladan aniqlanadi.

16.2. Hisobiy yelka bilan nomarkaziy sig'iladigan elementlar

Kesimni $\xi \leq \xi_R$ bo'lgan hol bo'yicha hisoblash. Bu hol bo'yicha hisoblash formulalari egiladigan elementlarni hisoblash uchun qabul qilingan shartlar asosida olinadi.

Hisob kuchlanish - deformatsiyalanish holatining III bosqichi bo'yicha bajarilib, chegaraviy holatda $\sigma_s = R_s$, $\sigma_{sc} = R_{sc}$ va $\sigma_b = R_b$ qabul qilinadi. Siqilgan zonada betondagi normal kuchlanishlarning epyurasi to'g'ri to'rtburchak shaklida qabul qilinib, cho'zilgan zonadagi betonning ishlashi e'tiborga olinmaydi (16.1, a- rasm).



16.1- rasm. Nomarkaziy siqiladigan elementlarni hisoblashga doir

Armatura bilan nosimmetrik ravishda jihozlangan kesimning mustahkamligi quyidagi shartdan tekshiriladi

$$N \cdot e \leq M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (16.5)$$

Siqilish zonasining balandligi x quyidagi tenglamadan aniqlanadi

$$R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_s = R_s \cdot A_s + N. \quad (16.6)$$

Olingan ifodalar bo'yicha element kesimining mustahkamligi tekshirib ko'rilishi yoki talab qilinganda armaturaning kesim yuzalari topilishi mumkin. Kesim mustahkamligi tekshirilganda (16.6) tenglamadan siqilish zonasining balandligi x aniqlanadi

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \quad (16.7)$$

Agar $x \leq \xi_R h_0$ shart bajarilsa, aniqlangan x ning qiymati (16.5) ifodaga qo'yilib, kesim mustahkamligi tekshiriladi. Talab qilinadigan armaturalarning yuzalarini topishda $x = \xi_R h_0$ qabul qilinib, (16.5) ifodadan siqiladigan armaturaning yuzasi topiladi -

$$A'_s = \frac{N \cdot e - \xi_R (1 - 0,5 \cdot \xi_R) \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} \quad (16.8)$$

Cho'ziladigan armaturaning yuzasi esa, (16.6) tenglamadan $x = \xi_R h_0$ qabul qilib topiladi:

$$A_s = \frac{\xi_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_{sc} \cdot A'_s - N}{R_s} \quad (16.9)$$

Bu formulalar $A'_s > 0$ va $A'_s > \mu_{smin} b h_0$ bo'lgan hollardagina o'rinni hisoblanadi. Agar $A'_s < 0$ bo'lsa, u vaqtda siqiladigan armatura hisob bo'yicha talab qilinmaydi. Lekin QMQ [8] talabi bo'yicha amaliy jihatdan miqdori $A'_s = \mu_{smin} b h_0$ ga teng bo'lgan siqiladigan armatura qo'yilishi shart. Bu vaqtda (16.5) ifodadan α_m koeffitsiyent hisoblanadi

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e - R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a')}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \quad (16.10)$$

va α_m koeffitsiyentga mos bo'lgan ξ koeffitsiyentning qiymati aniqlanadi. Undan keyin (16.6) tenglamadan cho'ziladigan armaturaning kesim yuzasi topiladi

$$A_s = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_{sc} \cdot A'_s - N}{R_s} \quad (16.11)$$

Nomarkaziy siqiladigan elementning ko'ndalang kesimi armaturalar bilan simmetrik ravishda jihozlanganda, ya'ni $A_s = A'_s$ bo'lganda, sinflari A300(A-II) va A400(A-III) bo'lgan armaturalar uchun $R_s = R_{sc}$ ekanligini e'tiborga olib, siqilish zonasining balandligi quyidagi formuladan aniqlanadi

$$x = \frac{N}{R_b b} \quad (16.12)$$

Siqiladigan hamda cho'ziladigan armaturalarning kesim yuzalari esa, quyidagi formuladan topiladi

$$A_s = A'_s = \frac{N \left(e - h_0 + 0,5 \frac{N}{R_b \cdot b} \right)}{R_{sc} (h_0 - a')} \quad (16.13)$$

Kesimni $\xi > \xi_R$ bo'lgan hol bo'yicha hisoblash. Bu hol bo'yicha element kesimida hosil bo'ladigan kuchlanish va zo'riqishlar sxemasi 16.1, b- rasmda ko'rsatilgan. Kesim mustahkamligini bu hol bo'yicha hisoblashda ham, $\xi \leq \xi_R$ bo'lgan hol uchun foydalanilgan shartlar asos qilib olinadi, lekin bo'ylama kuchdan uzoq joylashgan A_s armaturadagi kuchlanish chegaraviy holatda hisobiy qarshilik R_s ga etmaganligi sababli, hisoblash formulalarida armaturadagi kuchlanish (12.11) formuladan aniqlanadi. Bu holatda ham kesim mustahkamligi (16.5) shartdan tekshirilib, siqilish zonasining balandligi x esa, quyidagi formuladan aniqlanadi

$$x = h_0 \frac{(1 - \xi_R)(N - R_{sc} \cdot A'_s) + (1 + \xi_R) \cdot R_s \cdot A_s}{(1 - \xi_R) \cdot R_b \cdot b h_0 + 2 \cdot R_s \cdot A_s} \quad (16.14)$$

Nomarkaziy siqiladigan elementlarda bo'ylama kuchning hisobiy yelkasi $e_o \neq 0$ bo'lganda (element shartli ravishda markaziy siqilganda), siqilish zonasining balandligi h ga teng bo'lib, siqilish zonasining nisbiy balandligi $\xi = h/h_0 = (1 + a/h_0) \approx 1,1$. Bu holatda A_s armatura siqilgan bo'lib, undagi kuchlanish - R_s ga teng bo'ladi. Siqiladigan va cho'ziladigan armaturalarning kesim yuzalari quyidagi formulalardan topiladi:

$$A'_s = \frac{N \cdot e - 0,5 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^1}{R_{sc}(h_0 - a')}; \quad (16.15)$$

$$A_s = \frac{N - R_b \cdot b \cdot h - R_{sc} \cdot A'_s}{R_s}. \quad (16.16)$$

Agar A_s armaturadagi kuchlanishning miqdori nolga teng bo'lsa, (13.12) formuladan siqilish zonasining nisbiy balandligi $\xi = 0,5(1 + \xi_R)$ ga teng bo'ladi, siqiladigan armaturaning kesim yuzasi esa, quyidagi formuladan topiladi

$$A'_s = \frac{N - 0,5(1 + \xi_R) \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_{sc}}. \quad (16.17)$$

Bu holatda A_s armaturaning kesim yuzasi amaliy talablar bo'yicha $A_s = \mu_{min} \cdot b h_0$ miqdorda qabul qilinadi.

Umuman, $\xi > \xi_R$ bo'lgan holda A_s va A'_s armaturalarning kesim yuzalari bir necha marta takroriy tanlash yo'li bilan topiladi.

16.3. Siqiladigan elementlarning bo'ylama egilishini hisobga olish

16.2 paragrafda nomarkaziy siqiladigan elementlarni hisoblash uchun keltirilgan formulalar egiluvchanligi $l_0/i \leq 14$ (kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklida bo'lgan elementlar uchun esa, $l_0/h \leq 4$) bo'lgan elementlar uchun o'rinli bo'lib, egiluvchanligi $l_0/i > 14$ ($l_0/h > 4$) bo'lgan elementlar uchun bo'ylama kuch ta'siridan egilishi natijasida deformatsiyalanish holatini e'tiborga olmaydi.

Materiallar qarshiligi kursidan ma'lumki, nomarkaziy siqiladigan elementlarning bo'ylama egilishi natijasida (16.2- rasm) bo'ylama kuchning dastlabki yelkasi kattalashib, dastlabki eguvchi momentning qiymati ham oshadi, ya'ni $M = N(e + f)$. Natijada elementning yuk ko'tarish qobiliyati kamayib, buzilishi esa, uning ustivorligini yo'qotishi natijasida sodir bo'ladi. Bunday elementlarning mustahkamligi uning deformatsiyalangan holati bo'yicha hisoblanadi. Biroq, siqiladigan temirbeton elementlarni deformatsiyalangan holati bo'yicha betonning plastik deformatsiyalanishi va element cho'zilgan zonasida yoriqlarning paydo bo'lishini e'tiborga olib hisoblash juda murakkab. Shuning

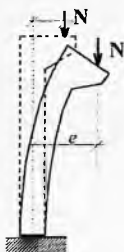
uchun amaliy hisoblarda elementning deformatsiyalanishi e'tiborga olinmasdan uning egilishi natijasida bo'ylama kuchning dastlabki yelkasi e_0 ko'effitsiyentga η ko'paytirilib kattalashtiriladi, ya'ni

$$e = (e_{0N} + e_a) \eta + h/2 - a, \quad (16.18)$$

bu yerda, η - egilishning bo'ylama kuch yelkasiga ta'sirini e'tiborga oladigan ko'effitsiyent, quyidagi formuladan topiladi

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}; \quad (16.19)$$

N_{cr} - Eyler bo'yicha shartli kritik kuch.



16.2-rasm.

Qurilish me'yori va qoidalari bo'yicha shartli kritik kuchning qiymati quyidagi formuladan aniqlanadi [8]:

$$N_{cr} = \frac{6,4}{l_0^2} \left[\frac{J}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha J_s \right], \quad (16.20)$$

bu yerda: J - beton kesimi yuzasining element kesimi og'irlik markaziga nisbatan inersiya momenti; J_s - armatura kesim yuzasining element kesimi og'irlik markaziga nisbatan inersiya momenti; φ_l - chegaraviy holatda davomli yuklarning element salqiligiga ta'sirini e'tiborga oladigan ko'effitsiyent, quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l}{M} \quad (16.21)$$

va $1 + \beta$ dan katta qabul qilinmaydi; β - betonning xiliga bog'liq bo'lgan ko'effitsiyent 16.1- jadvaldan olinadi; M - elementning cho'zilgan yoki kam siqilgan qirrasiga yaqin joylashgan armaturaning ko'ndalang kesimi og'irlik markazidan o'tgan o'qqa nisbatan doimiy, davomli va muvaqqat yuklardan olingan moment; M_l - xuddi shunday, doimiy va davomli yuklardan olingan moment; l_0 - elementning hisobiy uzunligi; φ_r - oldindan taranglashtiriladigan

bo'ylama armaturaning bikirlikka ta'sirini e'tiborga oladigan koef-fitsiyent, armaturasi taranglashtirilmagan elementlar uchun $\varphi_r=1$.

Kritik kuchning qiymatini hisoblashda δ_e koefitsiyentning qiymati e_0/h qabul qilinadi va

$$\delta_{e\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{n} - 0,01 \cdot R_b \quad (16.22)$$

qiymatdan kam qabul qilinmaydi; R_b - MPa hisobida qabul qilinadi.

Nomarkaziy siqiladigan elementni hisoblashda kritik kuchning qiymati elementning hisobiy uzunligi l_0 ga bog'liq, bo'lib, quyidagicha qabul qilinadi: element tayanchlarga ikki tomoni bilan bikir qilib mahkamlangan bo'lsa $l_0 = 0,5 N$; bir tomoni bilan qistirib, ikkinchi tomoni bilan esa, sharnir bilan biriktirilgan bo'lsa $l_0 = 0,7 N$; ikki tomoni bilan ham sharnirli biriktirilgan bo'lsa $l_0 = N$ qabul qilinadi; N -elementning geometrik uzunligi.

16.1- jadval. β koefitsiyentni miqdorlari

Betonning xili	β koefitsiyenti
1. Og'ir beton	1,0
2. Mayda donali beton:	
A guruhi uchun	1,3
B guruhi uchun	1,5
V guruhi uchun	1,0
3. Katta va mayda sun'iy to'ldiruvchilardan tayyorlangan yengil beton:	
zich bo'lganda	1,0
kovakli bo'lganda	1,5
Tabiiy to'ldiruvchilardan tayyorlangan vengil betonlar uchun	2,5
4. Kovakli beton	2,0
5. G'ovakli beton	
avtoklavda tayyorlangan bo'lsa	1,3
avtoklavsiz tayyorlangan bo'lsa	1,5

Ravoqlarining soni ikkitadan kam bo'lmagan ko'p ravoqli binolarning ustunlari uchun rigellar ustunlarga bikir qilib mahkamlangan bo'lib, shiptom konstruksiyasi yig'ma bo'lganda hisobiy uzunlik $l_0 = N$, yaxlit bo'lganda esa, $l_0 = 0,7N$ qabul qilinadi,

N - qavat balandligi (tugunlar markazlari orasidagi masofa).

Ferma va arka elementlarining hisobiy uzunliklari ilovada keltirilgan I.6- jadvaldan qabul qilinadi.

Bir qavatli sanoat binolarining ustunlari o'z tekisligida bikir bo'lgan tom konstruksiyalari bilan sharnir orqali biriktirilganda, ustunlarning hisobiy uzunliklari [8] adabiyotning 31-jadvalidan qabul qilinadi.

16.4. Siqiladigan elementlar armaturalari kesimining yuzalarini aniqlash

$\xi \leq \xi_R$ bo'lgan hol.

1. Siqilish zonasida joylashtiriladigan A'_s armatura konstruktiv talab bo'yicha qabul qilinganda cho'ziladigan A_s armatura kesim yuzasi (16.11) formuladan aniqlanadi. Siqilish zonasining nisbiy balandligi ξ esa, (16.10) formuladan hisoblanadigan α_m koeffitsiyent miqdori bo'yicha ilovada keltirilgan I.3- jadvaldan aniqlanadi.

2. Siqilish zonasida joylashtiriladigan A'_s armatura noma'lum bo'lganda, A'_s armatura (16.8) formuladan aniqlanadi, cho'ziladigan armatura kesim yuzasi A_s esa, (16.9) formuladan hisoblanadi.

3. Nomarkaziy siqiladigan element armaturalar bilan simmetrik ravishda ($A_s = A'_s$) armaturalanganda armaturaning kesim yuzasi (16.13) formuladan hisoblanadi.

$\xi > \xi_R$ bo'lgan hol.

1. Siqilish zonasida joylashtiriladigan A'_s armatura kesim yuzasi (16.15) formuladan hisoblanadi.

Cho'ziladigan armatura kesim yuzasi A_s esa, (16.16) formuladan aniqlanadi.

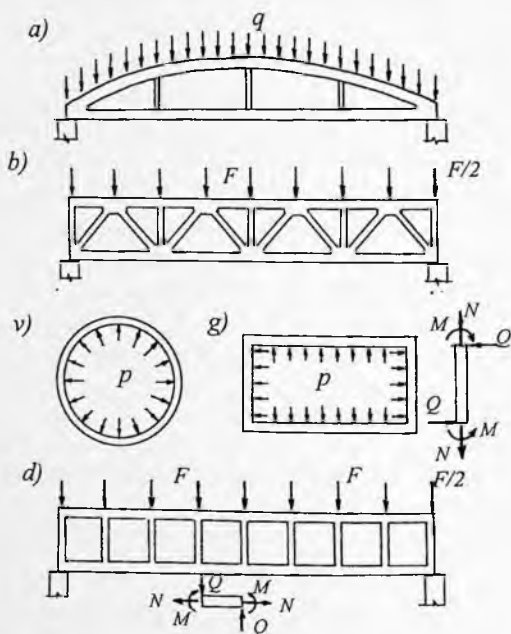
17. CHO'ZILADIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI LOYIHALASH VA HISOBLASH

17.1. Cho'ziladigan temirbeton elementlar to'g'risida umumiy ma'lumotlar

Cho'ziladigan elementlarga suv havzalari (rezervuarlar), sochma materiallar saqlanadigan bunker va siloslarning devorlari, fermalarning pastki tasmalari (17.1- rasm) va boshqa elementlar

misol bo'ldi.

Bo'ylama cho'zuvchi F kuchning holatiga qarab element markaziy yoki nomarkaziy cho'zilgan bo'lishi mumkin. Bo'ylama kuch elementning bo'ylama o'qi bo'yicha ta'sir qilganda markaziy cho'zilish sodir bo'ldi. Markaziy cho'ziladigan elementlarga arkalarining tortmalari (17.1, *a*-rasm), havonli fermalarning pastki tasmalari (17.1, *b*-rasm), planda aylana shaklida bo'lgan suv havzalarining devorlari (17.1, *v*-rasm) va boshqalar misol bo'ldi.



17.1- rasm. Cho'ziladigan elementlarga misollar

Bo'ylama kuch elementning bo'ylama o'qiga nisbatan ma'lum yelka bilan qo'yilgan bo'lsa, element nomarkaziy cho'ziladi. Bunga planda to'g'ri to'rtburchak shakldagi suv havzalarining devorlari (17.1, *g*-rasm), havonsiz fermalarning pastki tasmalari (17.1, *d*-rasm)

va boshqa elementlar misol bo'ladi. Nomarkaziy cho'ziladigan elementlarda bo'ylama F kuchning joylashishiga qarab, ikki holat uchraydi. I holatda bo'ylama F kuch S_s va S'_s armaturalar oralig'ida joylashadigan bo'lsa, II holatda esa, bo'ylama F kuch S_s va S'_s armaturalar oralig'idan tashqarida joylashgan bo'ladi.

Cho'ziladigan elementlarning tashqi yuklar ta'siridan darz ketishiga ko'rsatadigan qarshiligini oshirish uchun armaturalari oldindan taranglashtiriladi.

Markaziy cho'ziladigan elementlar armaturalar bilan simmetrik ravishda jihozlanib, bo'ylama-armatura element ko'ndalang kesimi bo'yicha bir xil taqsimlanadi. I holat bo'yicha ishlaydigan nomarkaziy cho'ziladigan elementlar ham armaturalar bilan markaziy cho'ziladigan elementlardek jihozlanadi. II holat bo'yicha ishlaydigan nomarkaziy cho'ziladigan elementlar esa, armaturalar bilan egiladigan elementlardek jihozlanadi.

Nomarkaziy cho'ziladigan elementlarda, har ikkala holatda ham, ishchi armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi beton ko'ndalang kesim yuzasining 0,05% dan kam bo'lmasligi shart.

17.2. Markaziy va normarkaziy cho'ziladigan elementlarni mustahkamlik bo'yicha hisoblash

Markaziy cho'ziladigan elementlarda ham, egiladigan elementlardagidek kuchlanish - deformatsiyalanish holatining uch bosqichi uchraydi. Bunda mustahkamlik III bosqich bo'yicha tekshiriladi. Kuchlanish deformatsiyalanish holatining III bosqichida elementda paydo bo'lgan yoriqlar bo'ylama armaturalarni kesib o'tadi va beton cho'zilishga qarshilik ko'rsatmaydi. Natijada cho'zuvchi zo'riqlashlarning hammasini bo'ylama armaturalar qabul qilib, armaturadagi kuchlanishlar chegaraviy qarshiliklariga yetishadi.

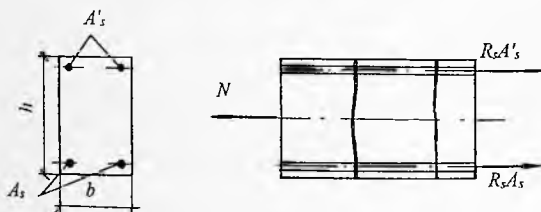
Markaziy cho'ziladigan elementlarning kuchlanish holati 17.2-rasmda keltirilgan.

Markaziy cho'ziladigan elementlarning mustahkamligi quyidagi tengsizlik

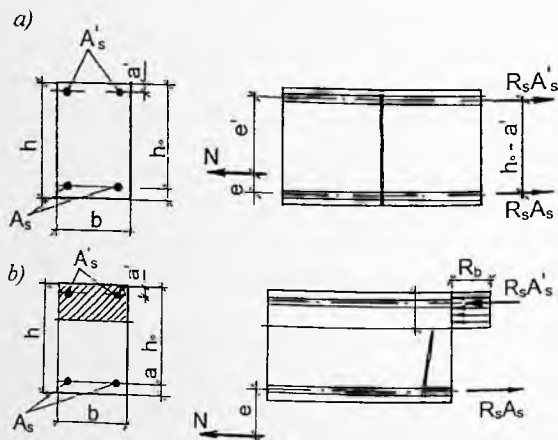
$$N \leq R_s (A_s + A'_s) = R_s \cdot \sum A_{si} \quad (17.1)$$

bajarilgan holdagina ta'minlangan bo'ladi.

Yuqorida aytganimizdek nomarkaziy choʻziladigan elementlarning buzilish xarakteri boʻylama F kuch yelkasining miqdoriga bogʻliq boʻladi. Bunda ikki holat uchraydi. I holat boʻyicha ishlaydigan nomarkaziy choʻziladigan elementlarning kuchlanish holati (17.3, *a*- rasm) markaziy choʻziladigan elementlarning kuchlanish holatiga mos keladi. Elementning koʻndalang kesimi toʻliq choʻzilgan boʻlib, uning uzunligi boʻyicha paydo boʻlgan koʻndalang yoriqlar elementni qismlarga ajratadi. Chegaraviy holatda, yoriqlar paydo boʻlgan kesimlarda, beton choʻzilishga ishlamaydi va zoʻriqishlarning hammasini boʻylama armaturalar qabul qiladi. Elementning buzilishi boʻylama armaturadagi kuchlanishlarning chegaraviy qiymatga yetish natijasida sodir boʻladi.



17.2- rasm. Markaziy choʻziladigan elementlarni hisoblashga doir.



17.3- rasm. Nomarkaziy choʻziladigan elementlarni hisoblashga doir

Elementning mustahkamligini ta'minlovchi shartlar S_s va S'_s bo'ylama armaturalarning og'irlik markazlariga nisbatan tuzilgan momentlar tenglamasidan aniqlanadi, ya'ni

$$N \cdot e' \leq R_s \cdot A_s (h_0 - a') ; \quad (17.2)$$

$$N \cdot e \leq R_s \cdot A'_s (h_0 - a) . \quad (17.3)$$

Bu formulalar elementlarning mustahkamligini tekshirish va armaturalarning yuzalarini aniqlash uchun qo'llaniladi. (17.2) va (17.3) formulalardan A_s va A'_s armaturalarning yuzalarini aniqlash uchun quyidagi ifodalarni olamiz:

$$A'_s = \frac{N \cdot e}{R_s (h_0 - a')} ; \quad (17.4)$$

$$A_s = \frac{N \cdot e'}{R_s (h_0 - a)} . \quad (17.5)$$

II holat bo'yicha ishlaydigan nomarkaziy cho'ziladigan elementlarning kuchlanish holati (17.3, b- rasm) egiladigan elementlarning kuchlanish holatiga mos keladi. Bunda element ko'ndalang kesimi ikki zonaga, siqiladigan hamda cho'ziladigan zonalarga ajraladi. Cho'zilgan zonada yoriqlar paydo bo'lib, beton ishdan chiqadi va cho'zuvchi zo'riqishlarning hammasini faqat bo'ylama armatura qabul qiladi. Elementning siqilgan zonasidagi beton va armaturadagi kuchlanishlar hamda cho'zilish zonasidagi armaturadagi kuchlanishlarning miqdori chegaraviy qiymatlariga yetib, element buzilish holatiga kelib qoladi.

II holat bo'yicha ishlaydigan nomarkaziy cho'ziladigan elementlarning mustahkamligi quyidagi shartdan

$$N \cdot e \leq M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (17.6)$$

tekshiriladi.

Siqilish zonasining balandligi quyidagi formuladan aniqlanadi

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - N}{R_b b} . \quad (17.7)$$

(17.7) formuladan aniqlanadigan siqilish zonasining balandligi $x > \xi_R h_0$ bo'lsa, (17.6) tengsizlikda $x = \xi_R h_0$ qabul qilinadi.

$x < 0$ bo'lgan taqdirda esa, elementning mustahkamligi I holat

bo'yicha ishlaydigan nomarkaziy cho'ziladigan elementlardek (17.2) va (17.3) formulalardan foydalanib tekshiriladi.

Armaturalar bilan nosimmetrik ravishda ($A_s \neq A'_s$) jihozlangan elementlarda ($A_s + A'_s$) ning eng kichik qiymatini ta'minlash shartidan hisoblash formulalarida $x = x_R = \xi_R h_0$ qabul qilinib, (17.6) formuladan siqiladigan armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi aniqlanadi.

$$A'_s = \frac{N \cdot e - \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} \quad (17.8)$$

Cho'ziladigan armaturaning kesim yuzasi (17.7) formuladan aniqlanadi:

$$A_s = \frac{\xi_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_{sc} \cdot A'_s - N}{R_s} \quad (17.9)'$$

Agar, siqiladigan armatura hisob bo'yicha talab qilinmasa, ya'ni $A'_s < 0$ bo'lgan taqdirda yoki uning miqdori amaliy talablarga javob bermasa, ya'ni $A'_s < \mu_{s,min} b \cdot h_0$ bo'lganda, siqiladigan armaturaning kesim yuzasi $A'_s = \mu_{s,min} b \cdot h_0$ qabul qilinadi. Bu holda (17.6) formuladan α_m koeffitsiyentning miqdori hisoblanadi

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e - R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a')}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \quad (17.10)$$

va ilovadagi I.3 jadvaldan ξ koeffitsiyentning qiymati aniqlanadi. Cho'ziladigan armaturaning kesim yuzasi quyidagi formuladan aniqlanadi

$$A_s = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_{sc} \cdot A'_s - N}{R_s} \quad (17.11)$$

Armaturalar bilan simmetrik ravishda jihozlangan elementlarda

$$x = -N / (R_b \cdot b) < 0 \quad (17.12)$$

bo'lganligi uchun cho'ziladigan armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi (17.5) formuladan aniqlanadi.

18. TEMIRBETON ELEMENTLARNI YORIQBARDOSHLIK BO'YICHA HISOBLASH

18.1. Temirbeton elementlar yoriqbardoshligi to'g'risida umumiy ma'lumotlar

Temirbeton konstruksiyalari mustahkamlik bo'yicha qo'yiladigan talablar bilan birga ekspluatatsiya qilish jarayonida unga qo'yiladigan talablarga (darz ketishiga chidamlilik, yoriqlarning ochilish kengligi va elementlarning salqiligini chegaralash) ham javob berishi, ya'ni ekspluatatsiya qilishga yaroqli bo'lishi shart. Tajribalarning ko'rsatishicha, ko'p hollarda mustahkamligi ta'minlangan konstruksiyalarda darz ketib yoriqlarning paydo bo'lishi ularni ekspluatatsiya qilish uchun yaroqsiz holatga olib keladi.

Darz paydo bo'lib, yoriqlar ochilishi ruxsat etiladigan konstruksiyalarda esa, yoriqlarning ochilish kengligi va salqiliklar chegaraviy miqdorlardan katta bo'lmasa ularni ekspluatatsiya qilish mumkin. Shuning uchun ham temirbeton konstruksiyalarining elementlari chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblash, darz ketishiga chidamlilikni ta'minlash, yoriqlarning ochilish kengligini va salqiliklarni chegaralash maqsadida bajariladi.

Temirbeton konstruksiyalarning ***darz ketishiga chidamlilik*** deb, ularning darz ketishi va darz ketishi natijasida yoriqlarning ochilishiga ko'rsatadigan qarshiligiga aytiladi.

Ishlash sharoiti va armaturalash uchun ishlatilgan armaturaning xiliga qarab, temirbeton konstruksiyalar darz ketishiga chidamlilik talabi bo'yicha ***uch toifaga*** bo'linadi.

Birinchi toifaga mansub bo'lgan temirbeton konstruksiyalarda darz ketishi ruxsat etilmaydi. Bunday konstruksiyalarga suyuqlik va gaz bosimi ostida, hamda yer ostida ishlaydigan konstruksiyalar kiradi. Bu toifaga mansub bo'lgan konstruksiyalarning hammasi oldindan zo'riqtirib tayyorlanadi.

Ikkinchi toifaga mansub bo'lgan konstruksiyalarda doimiy, davomli va muvaqqat yuklar ta'siridan darz ketishi va yoriqlarning ochilishi ruxsat etiladi. Lekin muvaqqat yuklarning ta'siri yo'qolganda doimiy va davomli yuklardan yoriqlar mahkam

yopilishi shart. Bu toifaga sochma xom ashyolar (bug'doy, sement va hokazolar) saqlanadigan omborlarning konstruksiyalari, kranosti to'sinlar, ko'prik konstruksiyalari va elektr energiyasini uzatish uchun qo'llaniladigan tayanchlar kiradi. Bu konstruksiyalar ham oldindan zo'riqtirib tayyorlanadi. Qo'llanilgan armaturaning sinfi va diametriga qarab, muvaqqat yuklar ta'siridan ochiladigan yoriqlarning kengligi 0,2 mm gacha ruxsat etiladi.

Uchinchi toifaga mansub bo'lgan konstruksiyalarda ham muvaqqat, davomli va doimiy yuklar ta'siridan darz ketishi va yoriqlarning ochilishi ruxsat etiladi. Lekin yoriqlarning ochilish kengligi armaturaning zanglamaslik shartidan chegaralanadi va yuklarning ta'siri yo'qolganda **yoriqlarning yopilishi shart emas**. Bu toifaga hamma oldindan zo'riqtirilmaydigan hamda sterjenli armatura bilan jihozlangan oldindan zo'riqtiriladigan konstruksiyalar kiradi. Bu konstruksiyalarda doimiy va davomli yuklar ta'siridan yoriqlarning ochilish kengligi 0,3 mm gacha, doimiy, davomli va muvaqqat yuklar ta'siridan esa, 0,4 mm gacha ruxsat etiladi.

Temirbeton konstruksiyalarni darz ketishiga chidamlilik bo'yicha hisoblashda tashqi yuklarning miqdorlari darz ketishga chidamlilikning toifasiga qarab olinadi. Birinchi va ikkinchi toifaga mansub bo'lgan konstruksiyalarni darz ketishiga chidamlilik bo'yicha hisoblashda yuklarning hisobiy qiymati olinadi. Bunda yuk bo'yicha ishonchlilik (puxtalik) koeffitsiyenti xuddi mustahkamlikni hisoblashdagidek birdan katta qabul qilinadi, ya'ni $\gamma_f > 1$. Uchinchi toifaga mansub bo'lgan konstruksiyalarni hisoblashda esa, $\gamma_f = 1$ qabul qilinadi.

Konstruksiyalarni yoriqlarning ochilishi va yopilishi bo'yicha hisoblashda hisobiy yuklar qabul qilinib, yuk bo'yicha ishonchlilik (puxtalik) koeffitsiyenti birga teng qilib olinadi ($\gamma_f = 1$).

18.2. Markaziy cho'ziladigan elementlar yoriqbardoshligini hisoblash

Temirbeton elementlarning darz ketishiga chidamliligi deb, ularning kuchlanish va deformatsiyalanish holatining 1a bosqichida (9 bobning 9.1 paragrafiga qarang) darz ketishiga ko'rsatadigan qarshiligiga aytiladi.

Temirbeton konstruksiyalari elementlarining darz ketishiga chidamliligini hisoblashda quyidagi shartlar qabul qilinadi:

1) elementning ko'ndalang kesimi deformatsiyalanganuncha tekis holatda bo'lsa, deformatsiyalangan keyin ham tekis holatda qoladi, ya'ni Bernulli farazi o'rinli deb qabul qilinadi;

2) egiladigan elementlarning siqilish zonasidagi beton elastik holatda deformatsiyalanadi (oddiy temirbeton elementlar uchun);

3) nomarkaziy siqiladigan va oldindan zo'riqtirilgan egiladigan elementlarning siqilish zonasidagi beton plastik holatda deformatsiyalanadi;

4) elementning cho'zilgan zonasida betondagi kuchlanishlarning epyurasi to'g'ri to'rtburchak shaklida qabul qilinib, kuchlanishning miqdori $R_{bt,ser}$ ga teng qabul qilinadi;

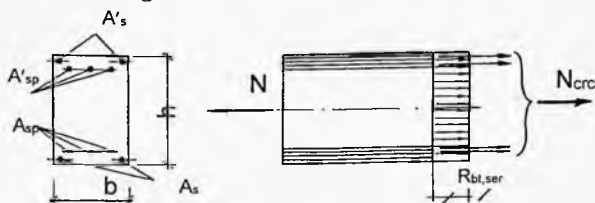
5) taranglashtirilmagan armaturadagi kuchlanishlarning miqdori

$$\sigma_s = -(\sigma_{sh} + \sigma_{sc}) + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser}, \quad (18.1)$$

taranglashtirilgan armaturadagi kuchlanishlarning miqdori esa,

$$\sigma_{sp} = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp} - \sigma_{loss} + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser} \quad (18.2)$$

qabul qilinadi, bu yerda: σ_{sh} - betonning cho'kishi (kirishishi) natijasida hajmiy qisqarishidan hosil bo'ladigan armaturadagi kuchlanish; σ_{sc} - yuklarning davomli va doimiy ta'siridan beton sirpanuvchanligi natijasida hosil bo'ladigan armaturadagi kuchlanish; $2\alpha R_{bt,ser}$ - armaturani qo'rshagan beton deformatsiyasining oshishiga mos bo'lgan armaturadagi cho'zuvchi kuchlanish.



18.1- rasm. Markaziy cho'ziladigan elementlarni darz ketishga chidamlilik bo'yicha hisoblashga doir.

Yuqorida qabul qilingan shartlar asosida oldindan zo'riqtirilgan markaziy cho'ziladigan elementning kuchlanish holati 18.1-rasmda

ko'rsatilgan. Bu element uchun statikaning muvozanat tenglamasini tuzamiz:

$$N - N_{crc} = 0, \quad (18.3)$$

bu yerda: N - tashqi yuklardan hosil bo'lgan zo'riqish; N_{crc} - element bo'ylama o'qiga normal bo'lgan kesimning darz ketish holatida qabul qiladigan zo'riqish, quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\begin{aligned} N_{crc} = & A'_s \left(-\sigma'_{sh} - \sigma_{sc} + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser} \right) + A'_s \left(-\sigma_{sh} - \sigma_{sc} + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser} \right) + \\ & + A_b \cdot R_{bt,ser} + A'_{sp} \left(\gamma_{sp} \cdot \sigma'_{sp} - \sigma'_{loss} + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser} \right) + \\ & + A_{sp} \left(\gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp} - \sigma_{loss} + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser} \right). \end{aligned} \quad (18.4)$$

Markaziy cho'ziladigan elementlarda $A'_s = A_s$ va $A'_{sp} = A_{sp}$ ekanligini e'tiborga oladigan bo'lsak, (18.4) ifoda soddalashtirilgan-dan keyin quyidagi ko'rinishni oladi

$$N_{crc} = R_{bt,ser} (A_b + 2 \cdot \alpha \cdot A_s) + P - (\sigma_{sh} + \sigma_{sc}) \cdot A_s \quad (18.5)$$

bu yerda, R - elementni oldindan zo'riqtiruvchi kuch.

(18.3) muvozanat tenglamadan quyidagi shartni olamiz

$$N \leq N_{crc}. \quad (18.6)$$

Agar (18.6) shart bajarilsa, tashqi yuklar ta'siridan elementda darz ketmaydi. Aks holda darz ketib yoriqlar ochiladi.

Oldindan zo'riqtirilgan elementlar taranglashtirilgan va taranglashtirilmagan armaturalar bilan birga jihozlangan bo'lsa, betonning cho'kishi va sirpanuvchanligidan elementning darz ketishiga chidamliligi kamayadi. (18.5) formulaga e'tibor berib qarang.

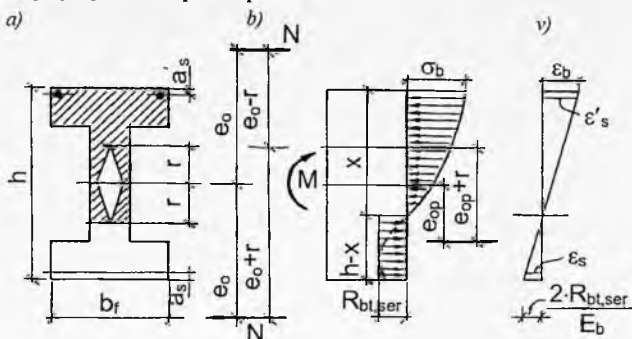
Armaturalari taranglashtirilmagan elementlarni darz ketishiga chidamlilik bo'yicha hisoblaganda zo'riqtiruvchi R kuchning qiymati nolga teng qilib olinadi, ya'ni $R=0$.

18.3. Egiladigan elementlar yoriqbardoshligini normal kesimlar bo'yicha hisoblash

Egiladigan elementda tashqi yuklar ta'siridan darz ketishi holatida kuchlanish va deformatsiyalanish holatlari 18.2-rasmda ko'rsatilgan.

Oldindan zo'riqtirilgan egiladigan elementlarni darz ketishiga chidamlilik bo'yicha hisoblashda armaturalarni taranglashtirishdan

hosil bo'ladigan zo'riqtiruvchi R kuch tashqi kuch sifatida element keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markaziga nisbatan e_0 , yelka bilan qo'yilgan deb qabul qilinadi.



18.2- rasm. Egiladigan, nomarkaziy siqiladigan va nomarkaziy cho'ziladigan elementlarni darz ketishga chidamlilik bo'yicha hisoblashga doir

Egiladigan elementlarning yoriqbardoshligi quyidagi formuladan aniqlanadi

$$M_{erc} = R_{bt,ser} W_{pl} + P(e_{op} + r), \quad (18.7)$$

bu yerda, W_{pl} -keltirilgan kesim yuzasining chetki cho'zilgan tolalari uchun (cho'zilgan betonning plastik deformatsiyalanishini e'tiborga olib) qarshilik momenti. Bu qarshilik moment bo'ylama N kuch va zo'riqtiruvchi R kuchlarni e'tiborga olmasdan quyidagi formuladan aniqlanadi

$$W_{pl} = \frac{2(J_{b0} + \alpha \cdot J_{s0} + \alpha \cdot J'_{s0})}{h - x} + S_{b0}. \quad (18.8)$$

Neytral o'qning holati quyidagi tenglamadan aniqlanadi

$$S'_{b0} + \alpha \cdot S'_{s0} - \alpha \cdot S_{s0} = \frac{(h - x) \cdot A_{bt}}{2}. \quad (18.9)$$

Tashqi yuklar ta'siridan elementda darz ketishi va ketmasligi quyidagi shart asosida tekshiriladi

$$M_r \leq M_{erc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp}, \quad (18.10)$$

bu yerda, M_r - darz ketishiga chidamliligi tekshirilayotgan cho'zilgan zonadan eng uzoq joylashgan yadroviy nuqtadan o'tgan o'qqa nisbatan tashqi yuklardan olingan moment.

Temirbeton elementlarning darz ketishiga chidamliligi ularni tayyorlash jarayonida tekshiriladigan bo'lsa

$$M_{rp} = P(e_{0p} - r); \quad (18.11)$$

ekspluatatsiya qilish sharoitida tekshiriladigan bo'lsa

$$M_{rp} = P(e_{0p} + r) \quad (18.12)$$

qabul qilinadi.

Egiladigan temirbeton elementlarni darz ketishiga chidamliligini hisoblash uchun yuqorida keltirilgan formulalar nomarkaziy siqiladigan va nomarkaziy cho'ziladigan elementlarni hisoblash uchun ham qo'llanilishi mumkin. Bunda M_r momentning qiymati quyidagi formulalar bo'yicha aniqlanadi:

nomarkaziy siqiladigan elementlar uchun-

$$M_r = N(e_0 - r) \quad (18.13)$$

nomarkaziy cho'ziladigan elementlar uchun esa

$$M_r = N(e_0 + r). \quad (18.14)$$

(18.13) va (18.14) formulalarida: r - keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markazidan darz ketishiga chidamliligi tekshirilayotgan cho'zilgan zonadan eng uzoq joylashgan yadro nuqtasigacha bo'lgan masofa.

Nomarkaziy siqiladigan, oldindan zo'riqtirilgan egiladigan hamda nomarkaziy cho'ziladigan elementlar uchun

$$N \leq P \quad (18.15)$$

shart bajarilsa, r miqdori quyidagi formuladan aniqlanadi

$$r = \varphi \cdot \frac{W_{red}}{A_{red}}; \quad (18.16)$$

nomarkaziy cho'ziladigan elementlar uchun (18.15) shart bajarilmasa, r miqdori quyidagi formuladan aniqlanadi

$$r = \frac{W_{pl}}{A + 2 \cdot \alpha \cdot (A_s + A'_s)}; \quad (18.17)$$

armaturalari taranglashtirilmagan egiladigan elementlar uchun

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}. \quad (18.18)$$

(18.16) formulada φ koeffitsiyentning miqdori quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} \quad (18.19)$$

va 0,7 dan kichik, 1 dan esa, katta qabul qilinmaydi.

(18.19) formulada: σ_b -tashqi yuklar va zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan siqiladigan betondagi eng katta kuchlanish. Umumiy hol uchun σ_b kuchlanish elastik jismlardagidek keltirilgan kesim bo'yicha quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\sigma_b = \frac{P+N}{A_{red}} + \frac{M+N \cdot e - P \cdot e_{0p}}{J_{red}} \cdot y. \quad (18.20)$$

Egiladigan elementlarni hisoblashda (18.20) formulada $N = 0$ qabul qilinadigan bo'lsa, nomarkaziy siqiladigan va nomarkaziy cho'ziladigan elementlarni hisoblash uchun $M = 0$ qabul qilinadi. (18.20) formulada N kuch oldidagi «+» ishora element nomarkaziy siqilganda, «-» ishora esa, nomarkaziy cho'zilganda qabul qilinadi.

Temirbeton elementlarni tayyorlash jarayonida tashqi yuklar ta'siridan siqiladigan zonalarida zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan darz ketib yoriqlarning ochilishi ruxsat etiladigan bo'lsa, cho'ziladigan zonalarining darz ketishiga chidamliligi quyidagi formuladan hisoblanadi

$$M_{crc} = (1 - \lambda) (R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp}), \quad (18.21)$$

bu yerda

$$\lambda = \left(1,5 - \frac{0,9}{\delta} \right) (1 - \varphi_m). \quad (18.22)$$

(18.22) formuladan aniqlanadigan λ koeffitsiyentning miqdori noldan kichik bo'lgan taqdirda, $\lambda = 0$ qabul qilinadi; φ_m koeffitsiyentning miqdori (19.56) formuladan aniqlanadi va $\varphi_m \geq 0,45$ qabul qilinadi;

$$\delta = \frac{y}{h - y} \cdot \frac{A_s}{A_s + A_s^I} \leq 1,4. \quad (18.23)$$

18.4. Egiladigan elementlar yoriqbardoshligini qiya kesimlar bo'yicha hisoblash

Materiallar qarshiligi kursidan ma'lumki, ko'ndalang egiladigan to'sinlarning eguvchi moment va kesuvchi kuch birgalikda ta'sir qiladigan tayanch zonalarida bosh siquvchi σ_{mc} va bosh cho'zuvchi σ_{mt} kuchlanishlar hosil bo'ladi (14.1-rasmga qarang). Bosh cho'zuvchi σ_{mt} kuchlanish ta'siridan to'sinning tayanch zonalarida uning bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan kesimlar bo'yicha darz ketib yoriqlar hosil bo'lishi mumkin. Shuning uchun elementlarning bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan kesimlar bo'yicha darz ketishiga chidamliligi bosh cho'zuvchi σ_{mt} kuchlanish ta'sir zonalarida tekshiriladi.

Elementning bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan kesimlar bo'yicha darz ketishi yoki ketmasligi quyidagi shartdan tekshiriladi

$$\delta = \frac{y}{h-y} \cdot \frac{A_s}{A_s + A_s^I} \leq 1,4. \quad (18.24)$$

bu yerda, γ_{b4} - ikki o'q bo'yicha murakkab, "siqilish-cho'zilish" kuchlanish holatining beton mustahkamligiga ta'sirini e'tiborga oladigan koeffitsiyent, quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{bt,ser}}{0,2 + \alpha\beta} \leq 1. \quad (18.25)$$

Bu yerda: α koeffitsiyentning qiymati quyidagicha qabul qilinadi: og'ir betonlar uchun $\alpha = 0,01$; yengil, g'ovakli va mayda donali betonlar uchun $\alpha = 0,02$; B - betonning siqilishdagi mustahkamligi bo'yicha sinfi.

(18.25) formulada $\alpha \cdot B$ ko'paytmaning qiymati 0,3 dan kam qabul qilinmaydi.

Betonda hosil bo'ladigan bosh cho'zuvchi va bosh siquvchi kuchlanishlarning qiymatlari [7] adabiyotda keltirilgan (10.35) formuladan aniqlanadi.

19. TEMIRBETON ELEMENTLARNI YORIQLARNING OCHILISHI BO'YICHA HISOBLASH

19.1. Umumiy holatlar

Temir-beton elementlarning cho'zilgan zonalarida darz ketgandan keyin tashqi yukning miqdori yana bir oz oshirilganda yoriqlar ochiladi va element kuchlanish va deformatsiyalanish holatining II bosqichi bo'yicha ishlaydi.

Yoriqlarning ochilishi bo'yicha hisoblashdan maqsad ochiladigan yoriqlarning kengligini chegaralashdan iborat.

Yoriqbardoshlikning II toifasiga mansub bo'lgan temirbeton elementlar yoriqlarning yopilishi bo'yicha ham hisoblanadi.

19.2. Normal yoriqlar kengligini hisoblash

Qurilish me'yorlari va qoidalari [8] element bo'ylama o'qiga normal bo'lgan yoriqlarning ochilish kengligini hisoblash uchun quyidagi formuladan foydalanishni tavsiya qiladi

$$a_{crs} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \frac{\delta_s}{E_s} 20 \cdot (3,5 - 100\mu_s) \sqrt[3]{d}, \text{ mm}, \quad (19.1)$$

bu yerda: δ - elementning kuchlanish holatini e'tiborga oladigan koeffitsiyent: egiladigan va nomarkaziy siqiladigan elementlar uchun $\delta = 1$; cho'ziladigan elementlar uchun esa, $\delta = 1,2$; φ_l - yuklarning qisqa va uzoq vaqt ta'sir qilishini e'tiborga oladigan koeffitsiyent: doimiy va davomli yuklar qisqa vaqt ta'sir qilganda, hamda qisqa vaqt ta'sir qiladigan yuklar uchun $\varphi_l = 1$; ko'p marta takrorlanadigan, hamda doimiy va davomli yuklar uchun quyidagi formuladan aniqlanadi $\varphi_l = 1,60 - 15\mu_s$; η - armaturaning sirtiga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent: sterjenli armaturalarning sirti qovurg'ali bo'lganda $\eta = 1$; tekis bo'lganda esa, $\eta = 1,3$; sirti qovurg'ali bo'lgan simli armaturalar uchun $\eta = 1,2$; sirti tekis bo'lganda esa, $\eta = 1,4$; μ_s - armatura bilan ji-hozlanish koeffitsiyenti, $\mu_s \leq 0,02$ qabul qilinadi; d - armatura diametri, mm.

Cho'zilgan armaturadagi σ_s kuchlanish (yoki kuchlanishlarning oshishi) quyidagi formulalardan aniqlanadi:

markaziy cho'ziladigan elementlar uchun

$$\sigma_s = \frac{N - P}{A_s}; \quad (19.2)$$

egiladigan elementlar uchun

$$\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{A_s z}; \quad (19.3)$$

nomarkaziy siqiladigan va nomarkaziy cho'ziladigan elementlar uchun $e_{0, \text{tot}} \geq 0,8h_0$ bo'lganda

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z) - P(z - e_{sp})}{A_s z}; \quad (19.4)$$

nomarkaziy cho'ziladigan elementlar uchun $e_{0, \text{tot}} < 0,8h_0$ bo'lganda

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z_s) - P(z - e_{sp})}{A_s z}; \quad (19.5)$$

bu yerda: z_s - cho'zilgan va siqilgan zonalarida joylashgan S_s va S'_s armaturalar og'irlik markazlari orasidagi masofa.

(19.3)...(19.5) formulalarda z ning qiymati (20.21) formuladan aniqlanadi.

19.3. Qiya yoriqlar kengligini hisoblash

Elementlarning bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan yoriqlarning ochilish kengligi a_{crc} quyidagi formuladan aniqlanadi:

ko'ndalang armatura element bo'ylama o'qiga perpendikulyar joylashganda

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,6 \cdot \sigma_{sw} \cdot d_w \cdot \eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15 \cdot E_b (1 + 2 \cdot \alpha \eta_w)}; \quad (19.6)$$

bu yerda: φ_l va η koeffitsiyentlarning qiymatlari normal yoriqlarning ochilish kengligini hisoblagandagidek qabul qilinadi; d_w - ko'ndalang sterjenlarning diametri; $\mu_w = A_{sw} / b \cdot s$.

Ko'ndalang armaturadagi σ_{sw} kuchlanish quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sv} \cdot h_0} \cdot S \quad (19.7)$$

va $R_{s,ser}$ qiymatdan katta qabul qilinmaydi; Q - elementning qaralayotgan kesimidagi tashqi yuklardan hosil bo'lgan ko'ndalang kuch

$$Q_{b1} = \frac{0,8 \cdot \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \quad (19.8)$$

(19.8) formulada $R_{bt,ser}$ qarshilikning miqdori sinfi B30 bo'lgan betonning cho'zilishdagi qarshiligidan katta qabul qilinmaydi.

19.4. Yoriqlarning yopilishi bo'yicha hisoblash

Darz ketishiga chidamlilikning ikkinchi toifasiga mansub bo'lgan oldindan zo'riqtirilgan temir-beton konstruksiyalarida tashqi yuklarning barchasidan (muvaqqat, davomli va doimiy) darz ketib yoriqlarning cheklangan ochilishi ruxsat etiladi. Lekin konstruksiyaga ta'sir qilayotgan yukning muvaqqat qismi yo'qolganda, doimiy va davomli yuklar ta'siridagi konstruksiyadagi yoriqlar mahkam yopilishi shart. Chunki bunday konstruksiyalar uchun yoriqlarning uzoq vaqt davomida ochilib turishi armaturaning zanglash xavfini oshiradi.

Doimiy va davomli yuklar ta'siridan element bo'ylama o'qiga normal bo'lgan yoriqlarning mahkam yopilishini ta'minlash uchun quyidagi talablar bajarilishi shart:

a) muvaqqat, doimiy va davomli yuklar ta'siridan oldindan taranglashtirilgan armaturada plastik (qoldiq) deformatsiyalar hosil bo'lmashligi lozim. Bu quyidagi shart bajarilgan holda ta'minlanadi

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8 \cdot R_{s,ser} \quad (19.9)$$

bu yerda, σ_s - taranglashtirilgan armaturadagi kuchlanishning oshishi, (19.2) - (19.5) formulalardan aniqlanadi;

b) muvaqqat, doimiy va davomli yuklar ta'siridan elementning yoriqlar paydo bo'lgan kesimlari doimiy va davomli yuklar ta'siridan qisilgan bo'lishi shart. Bu holatda qisuvchi σ_b kuchlanishning tashqi yuklar ta'siridan cho'zilgan zona chetki qirrasidagi miqdori 0,5 MPa dan kam bo'lmashligi lozim. Qisuvchi σ_b kuchlanishning miqdori tashqi yuklar va zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan elastik jismlardagi

dek aniqlanadi, ya'ni

$$\sigma_b = \frac{P \cdot (e_{0p} + r) - M_r}{W_{red}} \geq 0,5 \text{ MPa}. \quad (19.10)$$

Elementning siqilgan zonalarida dastlabki yoriqlar paydo bo'lganda (19.9) formuladagi σ_{sp} kuchlanishning miqdori $(1-\lambda)$ koeffitsiyentga ko'paytiriladi, (19.10) formuladagi zo'riqtiruvchi R kuch esa, $1,1(1-\lambda) \leq 1$ koeffitsiyentga ko'paytiriladi. Bu yerda, λ koeffitsiyentning qiymati (20.14) formuladan aniqlanadi.

Elementlarning bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan yoriqlarning mahkam yopilishi uchun doimiy va davomli yuklar ta'siridan element keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markazida (14.1) formuladan aniqlanadigan bosh cho'zuvchi σ_{ml} va bosh siquvchi σ_{mc} kuchlanishlar qisuvchi bo'lib, qiymatlari 0,5 MPa dan kam bo'lmashligi shart. Bu shart bajarilishi uchun ko'ndalang armaturalar-ni oldindan taranglash lozim.

20. EGILADIGAN ELEMENTLARNI DEFORMATSIYA BO'YICHA HISOBLASH

20.1. Cho'zilish zonasida yoriqlar paydo bo'lmagan uchastkalarining egriligini hisoblash

Egiladigan, nomarkaziy siqiladigan va nomarkaziy cho'ziladigan elementlarni ekspluatatsiya qilish holatida cho'ziladigan zonalarida yoriqlar paydo bo'lmasa, egrilik uzluksiz jismlardagidek elastik element kuchlanish va deformatsiyalanish holatining I bosqichida aniqlanadi.

Yoriqlarning paydo bo'lishi yoki bo'lmashligi 18.3 paragrafda keltirilgan formulalardan tekshiriladi.

Egiladigan, nomarkaziy siqiladigan va nomarkaziy cho'ziladigan elementlarning umumiy egriligi quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4, \quad (20.1)$$

bu yerda: $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - qisqa vaqt ta'sir qiladigan (muvaqqat) yuklardan

elementning egriligi; $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ - doimiy va uzoq, vaqt ta'sir qiladigan (davomli) yuklardan elementning egriligi.

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$ ba $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ egriliklar quyidagi formulalardan aniqlanadi

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot J_{red}}; \quad (20.2)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_1 \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot J_{red}}, \quad (20.3)$$

bu yerda: M, M_1 - eguvchi moment ta'sir tekisligiga normal bo'lgan va keltirilgan kesim og'irlik markazidan o'tadigan o'qqa nisbatan mos bo'lgan tashqi yuklardan (muvaqqat yoki davomli) olingan moment; φ_{b1} -betonning qisqa vaqt ichida sirpanuvchanligini e'tiborga oladigan koeffitsiyent, $\varphi_{b1} = 0,85$; φ_{b2} -betonning davomli sirpanuvchanligini e'tiborga oladigan koeffitsiyent: tashqi yuklar qisqa vaqt ta'sir qiladigan bo'lsa, $\varphi_{b2}=1$; doimiy va uzoq vaqt ta'sir qiladigan yuklar uchun atrof muhitning namligi 40% gacha bo'lganda, $\varphi_{b2}=3$; 40...75% bo'lganda esa, $\varphi_{b2} = 2$.

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ - oldindan zo'riqtiruvchi R kuchning qisqa vaqt ta'siridan elementning bukilishdagi egriligi, quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot J_{red}}; \quad (20.4)$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ - betonning cho'kishi va oldindan zo'riqtiruvchi R kuchning davomli ta'siridan betonning sirpanuvchanligi natijasida elementning bukilishdagi egriligi, quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_o}, \quad (20.5)$$

bu yerda: ε_b va ε'_b - betonning cho'kishi va oldindan zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan beton sirpanuvchanligi natijasida bo'ylama cho'zilgan armaturaning og'irlik markazida va siqilgan betonning chetki

tolasida hosil bo'ladigan betonning nisbiy deformatsiyalari:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_{sb}}{E_s}; \quad \varepsilon'_b = \frac{\varepsilon'_{sb}}{E_s}. \quad (20.6)$$

Betondagi σ_{sb} kuchlanishning qiymati miqdor jihatdan cho'zilgan zonada joylashgan armaturada betonning cho'kishi, qisqa va davomli sirpanuvchanligi natijasida dastlabki kuchlanishning kamayishi yig'indisiga teng qilib olinadi,

$$\sigma_{sp} = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9. \quad (20.7)$$

Betondagi σ'_{sb} kuchlanishning qiymati esa, siqiladigan zonaning chetki tolasi sathida taranglashtirilgan armatura joylashtirilgan holda undagi dastlabki kuchlanishning betonning cho'kishi, qisqa vaqt ichida va davomli sirpanuvchanligi natijasida kamayadigan kuchlanishlar yig'indisiga teng qilib olinadi,

$$\sigma'_{sb} = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9. \quad (20.8)$$

Egriliklarni aniqlashda $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$ yig'indi $\varphi_{b2} \left(\frac{1}{r}\right)_3$ dan kam qabul qilinmaydi. Oldindan zo'riqtirilmagan elementlar uchun $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ va $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ egriliklarning qiymati nolga teng qilib qabul qilinadi.

Cho'zilgan zonaning normal yoriqlar hosil bo'lgan uchastkalarida qaralayotgan yuklar ta'siridan ular mahkam yopilgan bo'lsa, $\left(\frac{1}{r}\right)_1$, $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ va $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ egriliklarning qiymatlari 20% ga oshiriladi.

Egriliklarni aniqlashda elementning siqiladigan zonalarida dastlabki yoriqlar paydo bo'lgan bo'lsa, (20.2), (20.3) va (20.4) formulalardan aniqlanadigan $\left(\frac{1}{r}\right)_1$, $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ va $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ egriliklar 15% ga, (20.5) formuladan aniqlanadigan $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ egrilik esa, 25% ga ko'paytiriladi.

20.2. Cho'zilish zonasida yoriqlar paydo bo'lgan uchastkalarining egriligini hisoblash

Elementning umumiy egriligi quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right) - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4, \quad (20.9)$$

bu yerda: $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - muvaqqat, davomli va doimiy yuklarning qisqa vaqt

ta'siridan elementning egriligi; $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ - doimiy va davomli yuklarning

qisqa vaqt ta'siridan elementning egriligi; $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ - doimiy va davomli

yuklarning uzoq vaqt ta'siridan elementning egriligi; $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ betonning

cho'kishi va oldindan zo'riqtiruvchi R kuchning davomli ta'siridan betonning sirpanuvchanligi natijasida elementning bukilishidagi egriligi.

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$, $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ va $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ egriliklar quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M_{tot}}{Z \cdot h_o} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\xi + \phi_f) \cdot b \cdot h_o \cdot \nu \cdot E_b} \right] - \frac{N_{tot}}{E_s A_s} \cdot \frac{\psi_s}{h_o}, \quad (20.10)$$

bu yerda,

$$z = h_o \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_o} \phi_f + \xi^2}{2(\phi_f + \xi)} \right]. \quad (20.11)$$

Element siqilish zonasining nisbiy balandligi ξ quyidagi empirik formuladan aniqlanadi

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu_s \cdot \alpha}} \pm \frac{1,5 + \phi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_o} + 5} \quad (20.12)$$

va 1 dan katta qabul qilinmaydi.

(20.10) formulaning ikkinchi qismi oldidagi «+» ishora N_{tot} siquvchi, «-» ishora esa, N_{tot} cho'zuvchi bo'lganda qabul qilinadi.

(20.12) formulada: β - betonning xiliga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent: og'ir va yengil betonlar uchun $\beta = 1,8$; mayda donali betonlar uchun $\beta = 1,6$; g'ovakli va kovakli betonlar uchun esa, $\beta = 1,4$ qabul qilinadi:

$$\delta = \frac{M_{tot}}{b \cdot h_0^2 \cdot R_{b,scr}}, \quad (20.13)$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2 \cdot h_0} \right), \quad (20.14)$$

$$e_{s,tot} = \frac{M_{tot}}{N_{tot}}. \quad (20.15)$$

$\left(\frac{1}{r} \right)_4$ egrilik (20.5) formuladan aniqlanadi.

Cho'zilgan zonada paydo bo'lgan yoriqlar orasidagi betonning qisman ishlashini e'tiborga oladigan koeffitsiyent ψ_s , quyidagi empirik formuladan aniqlanadi

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \quad (20.16)$$

va 1 dan katta qabul qilinmaydi.

(20.12) formulada $e_{s,tot}/h_0 \geq 1,2/\varphi_{ls}$ qabul qilinadi.

Oldindan zo'riqtirilmagan elementlar uchun ψ_s koeffitsiyenti quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m. \quad (20.17)$$

Bu formulalarda: φ_{ls} - yuklarning davomli ta'sirini e'tiborga oladigan koeffitsiyent, 20.1- jadvaldan aniqlanadi;

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,scr} \cdot W_{pl}}{|\pm M_r \mp M_{rp}|} \leq 1. \quad (20.18)$$

$\left(\frac{1}{r} \right)_1$ va $\left(\frac{1}{r} \right)_2$ egriliklarni aniqlashda $v = 0,45$ qabul qilinib, ψ_s

koeffitsiyentning qiymati esa, (20.16) formuladan $\varphi_{ls} = 1 \dots 1,1$

qiymatlarda aniqlanadi; $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ egrilik esa, $v = 0,1 \dots 0,15$ qiymatlarda

φ_s koefitsiyentning (20.16) formuladan aniqlanadigan qiymatlari bo'yicha hisoblanadi. (20.17) formulada $\varphi_{ls} = 0,8$ qabul qilinadi.

20.1 jadval. φ_{ls} koefitsiyenti miqdorlari

Yukning davomli ta'siri	Betonning sinfiga mos bo'lgan φ_{ls} koefitsiyenti	
	B7,5 dan yuqori bo'lganda	B7,5 dan past bo'lganda
1. Davomli bo'lmagan ta'sirda:		
a) sterjenli armatura uchun	1,0	0,7
qovurg'ali bo'lganda	1,1	0,8
sirti tekis bo'lganda	1,0	0,7
b) simli armatura uchun	1,0	0,7
2. Davomli bo'lgan ta'sirda (armaturaning xilidan qat'iy nazar)	0,8	0,6

20.3. Salqilikni aniqlash

Elementlarning umumiy salqiligi quyidagi formuladan aniqlanadi

$$f_{tot} = f_m + f_a, \quad (20.19)$$

bu yerda, f_m - eguvchi moment ta'siridan elementning salqiligi; quyidagi formuladan aniqlanadi;

$$f_m = \sum_0^l \int \frac{\bar{M} \cdot M \cdot dx}{EJ}. \quad (20.20)$$

Uzunligi bo'yicha bikirligi o'zgarmaydigan statik aniq elementlarning salqiligi quyidagi formuladan ham aniqlanishi mumkin

$$f_m = S \frac{M}{EJ} l_0^2, \quad (20.21)$$

bu yerda: S - elementlarni tayanchlarga birikishi va yuklash sxemalarini e'tiborga oladigan koefitsiyent, qiymati 20.2 jadvalda

keltirilgan; $\frac{M}{EJ}$ - elementning egriligi; l_0 - elementning hisobiy uzunligi.

f_Q - kesuvchi kuch ta'siridan elementning egriligi, quyidagi formuladan aniqlanadi

$$f_Q = \int_0^l \bar{Q}_x \cdot \gamma_x \cdot dx, \quad (20.22)$$

bu yerda: $\bar{Q}_x$ - izlanayotgan salqilik yo'nalishi bo'yicha x kesimga qo'yilgan birlik kuch ta'siridan shu kesimdagi kesuvchi kuch; γ_x - siljish deformatsiyasi, quyidagi formuladan aniqlanadi

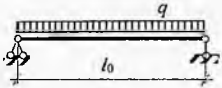
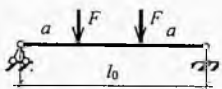
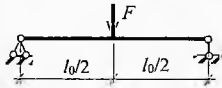
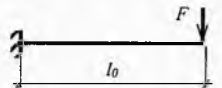
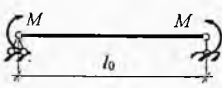
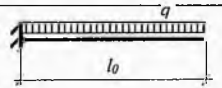
$$\gamma_x = \frac{1,5 \cdot Q \varphi_{b2}}{G \cdot b \cdot h_0} \cdot \varphi_{crc}. \quad (20.23)$$

Q - tashqi yuklar ta'siridan x kesimdagi kesuvchi kuch; G - betonning siljish moduli, $G = 0,4 E_b$; φ_{crc} - yoriqlarning siljish deformatsiyasiga ta'sirini e'tiborga oladigan koeffitsiyent: elementning uzunligi bo'yicha qiya hamda normal yoriqlar paydo bo'lmasa, $\varphi_{crc} = 1,0$; faqat qiya yoriqlar paydo bo'lganda $\varphi_{crc} = 4,8$; qiya va normal yoriqlar paydo bo'lganda esa, quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\varphi_{crc} = \frac{3 \cdot E_b \cdot J_{red}}{M_x} \left(\frac{1}{r} \right)_x; \quad (20.24)$$

$M_x, \left(\frac{1}{r} \right)_x$ - tashqi yuklar ta'siridan eguvchi moment va salqiligi aniqlanayotgan yukdan element x kesimining umumiy egriligi.

20.2 jadval. S_m koeffitsiyenti miqdorlari

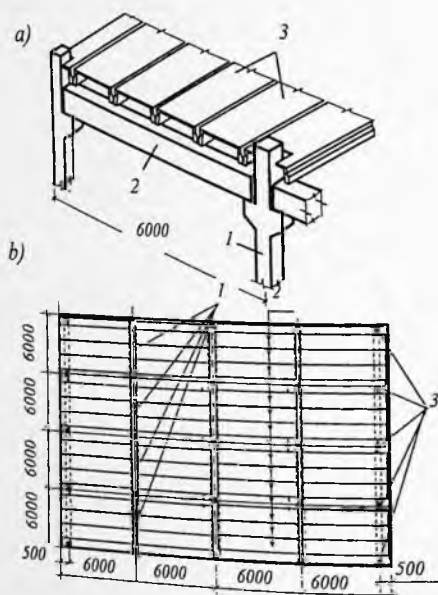
No	Elementlarni yuklash sxemasi	S_m	No	Elementlarni yuklash sxemasi	S_m
1		$\frac{5}{348}$	4		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l_0^2}$
2		$\frac{1}{12}$	5		$\frac{1}{3}$
3		$\frac{1}{8}$	6		$\frac{1}{4}$

II BO'LIM. BINOLARNING KONSTRUKSIYALARINI LOYIHALASH

21. YASSI TEMIRBETON ORAYOPMALAR

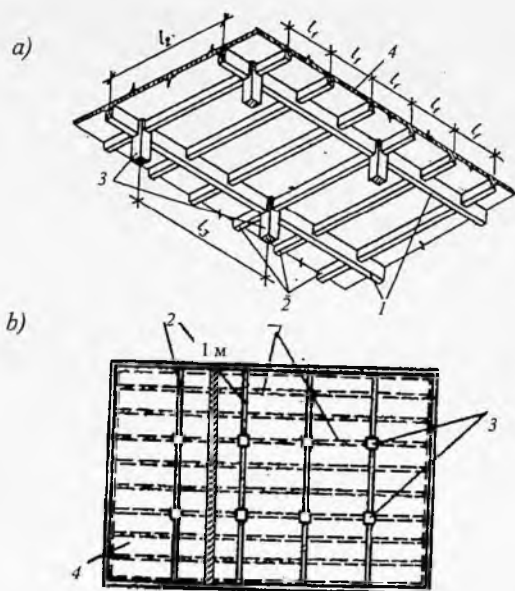
21.1. Umumiy ma'lumotlar

Yassi temirbeton orayopmalar (21.1...21.7 – rasmlar) bino va inshootlar qurilishida keng ko'lamda qo'llaniladi.



21.1 -rasm. To'sinli yig'ma orayopma:
a – umumiy ko'rinishi; b – rejada ko'rinishi:
1 – rigellar; 2 – qovurg'ali yig'ma plitalar; 3 – ustunlar

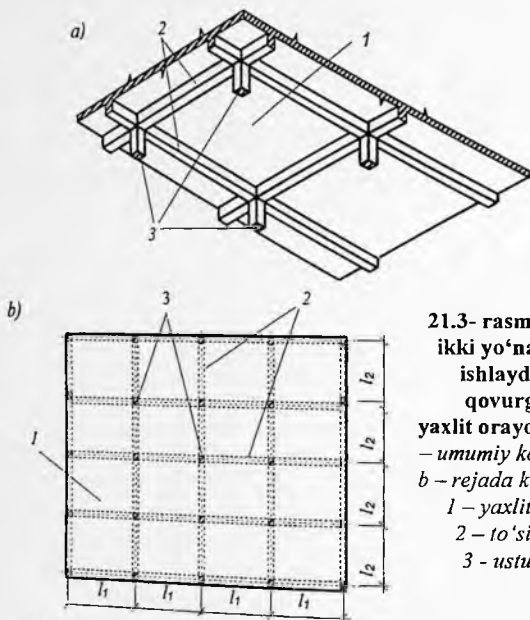
Yassi temirbeton orayopmalar to'sinli (21.1...21.6 – rasmlar) yoki to'sinsiz (21.7- rasm) bo'lishi mumkin. To'sinli orayopmalar



21.2- rasm. To'sinsimon plitali qovurg'ali yaxlit orayopma: *a – umumiy ko'rinishi; b – rejada ko'rinishi;*
1 – bosh to'sinlar; 2 – yordamchi (ikkinchi darajali) to'sinlar;
3 – ustunlar; 4 – plita

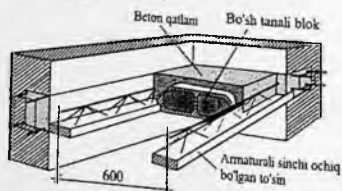
yig'ma (21.1-rasm), yaxlit (21.2 va 21.3-rasm) va yig'ma-yaxlit (21.4-rasm) temirbetondan tiklanadi. Yig'ma va yig'ma-yaxlit orayopmalar to'sinlardan va plitalardan iborat bo'ladi. To'sinlar uzlukli yoki uzluksiz bo'lishi mumkin. Uzlukli to'sinlar ustunlar bilan sharnirli qilib birlashtiriladi (21.5-rasm). Uzluktsiz to'sinlar ustunlar bilan bikir qilib (21.6-rasm) birlashtiriladi.

Yig'ma-yaxlit orayopmalarda to'sinlarning ko'ndalang kesimlari loyihaviy o'lchamlaridan kichik qabul qilinib, tiklash jarayonida yaxlit beton bilan loyihaviy o'lchamlariga yetkaziladi va uzluksiz konstruksiyaga aylantiriladi (21.4- rasm).

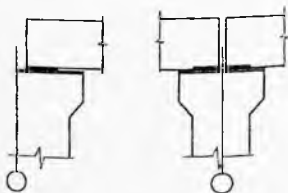


**21.3- rasm. Plitasi
ikki yo'nalishda
ishlaydigan
qovurg'ali
yaxlit orayopma:** *a*
– umumiy ko'rinishi;
b – rejada ko'rinishi:
1 – yaxlit plita;
2 – to'sinlar;
3 – ustunlar

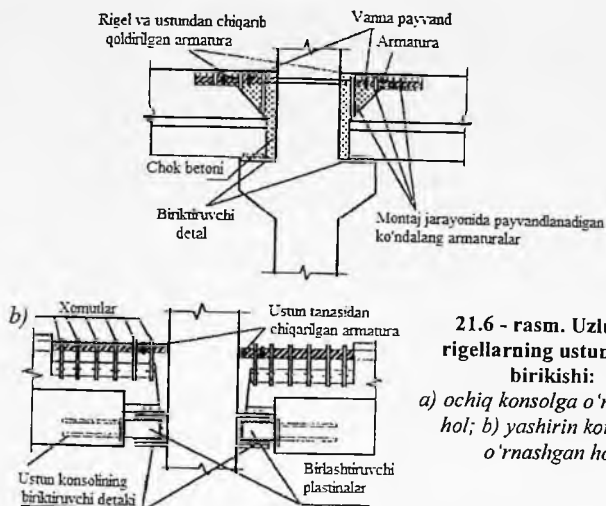
Yaxlit temirbetondan tiklanadigan orayopmalarda plita va to'sinlar qurilish maydonida yaxlit holatda tayyorlanadi (21.2 va 21.3 - rasmlarga qarang).



**21.4- rasm. Yig'ma-yaxlit to'sinli orayopma
konstruksiyasi**

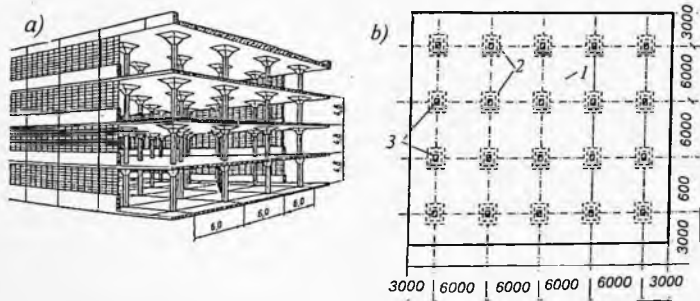


**21.5- rasm. Uzunlikli rigel-
larning (to'sinlarning)
ustun bilan birikishi**



21.6 - rasm. Uzlüksiz rigellarning ustun bilan birikishi:

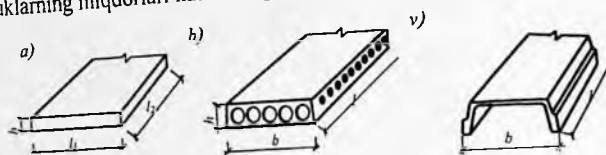
a) ochiq konsolga o'rnashgan hol; b) yashirin konsolga o'rnashgan hol



21.7 – rasm. To'sinsiz yaxlit orayopma:
a – umumiy ko'rinishi; b – rejada ko'rinishi:
1 – yaxlit plita; 2 – kapitellar; 3 – ustunlar

Yig'ma va yig'ma-yaxlit orayopmalarda qo'llaniladigan plitalarning ko'ndalang kesimlari butun tanali, ko'p bo'shliqli yoki qovur-

g'ali bo'lishi mumkin (21.8-rasm). Orayopmaga ta'sir qiladigan yuklarning miqdorlari katta bo'lganda qovurg'ali plitalar qo'llaniladi.



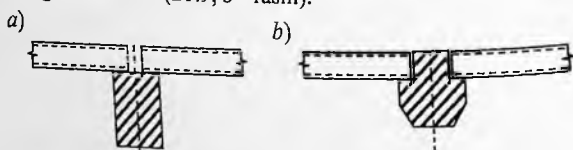
21.8- rasm. Yig'ma temirbeton plitalar turi:
a- yassi butun tanali; b - yassi bo'sh tanali; v - qovurg'ali

To'sinsiz orayopmalar ravoq va tayanch plitalaridan hamda kapitellardan iborat bo'ladi (21.7- rasmga qarang). Plitalar kapitellar orqali ustunlarga o'rnatiladi. To'sinsiz orayopmalar sovuqxonalar, go'sht kombinatlari va boshqa binolar qurilishida qo'llaniladi. To'sinsiz orayopmalar yig'ma, yig'ma-yaxlit va yaxlit temirbetondan tiklanadi.

21.2. To'sinli yig'ma orayopmalar

Yig'ma temirbetondan tayyorlanadigan orayopmalarda orayopma elementlari – rigellar va plitalar alohida-alohida zavod sharoitida tayyorlanib qurilish maydoniga olib kelinadi va loyihaga binoan o'rinlariga joylashtiriladi.

Yig'ma temirbeton orayopma rigellarining ko'ndalang kesimlari ikki xil qabul qilinishi mumkin (21.9-rasm). Rigellarning ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklida qabul qilinadigan bo'lsa, plitalar rigel ustiga o'rnatiladi (21.9, a, - rasm). Rigellarning ko'ndalang kesimida tokchalar uning past qismida joylashganda plitalar tokchalarga o'rnatiladi (21.9, b - rasm).



21.9 – rasm. Plitalarning ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak (a) va tavr(b) shaklida bo'lgan rigellarga o'rnatilishi.

Yig'ma temirbeton plitalarning minimal qalinliklari armaturani joylashtirish va betonning himoya qatlamini ta'minlash talablariga ko'ra belgilanadi va 25...30 mm dan kam qabul qilinmaydi. Plitalarning minimal qalinliklari ravoqlar o'lchamiga (l_1 - qisqa, l_2 - uzun yo'nalishda) bog'liq ravishda ilovada keltirilgan I.4- jadvalga binoan tayinlanishi mumkin.

Plitalarning nominal o'lchamlari quyidagicha qabul qilinadi:

- yassi butun tanali plitalarning eni 1,0 va 1,2 m, uzunliklari esa, 3,0...6,0 m, qalinligi esa, 100- 120 mm qabul qilinadi;

- yassi bo'sh tanali plitalarning eni, odatda, 1,0 va 1,2 m, uzunliklari esa, 4,7, 5,8, 5,9, 6,2, 6,3 va 7,1 m qabul qilinadi. Bunday plitalarning balandliklari esa, 220 mm qabul qilinadi. Plita tanasida uning uzunligi bo'yicha joylashgan diametri 139 yoki 159 mm bo'lgan silindr shaklidagi bo'shliqlar hosil qilinadi.

Hozirgi vaqtda yassi bo'sh tanali plitalar yangi, zamonaviy texnologiya - qolipsiz betonlash texnologiyasi asosida tayyorlanmoqda. Bunday plitalar stendlarda tayyorlanib diametri 5 mm bo'lgan yuqori mustahkamli simlar bilan armaturalanadi. Armaturalari stend tayanchlariga mahkamlanib oldindan taranglashtiriladi. Bunday plitalar ixtiyoriy uzunlikda va shaklda tayyorlanishi mumkin.

Qovurg'ali plitalarning eni 1,5 m, uzunligi esa, 6,0 m qabul qilinadi. Plita bo'ylama qovurg'asining balandligi 400 mm, eni esa, 70 mm qabul qilinadi. Plita rafining qalinligi 50 mm qabul qilinadi. Plitada har 1,0 yoki 1,5 m masofada ko'ndalang qovurg'alar qo'yiladi.

Plitalar oddiy yoki oldindan taranglashtiriladigan armaturalar, payvandlangan yoki bog'langan to'rlar va sinchlar bilan jihozlanishi mumkin.

Oddiy yig'ma plitalar uchun sinfi B15 va B20 bo'lgan, oldindan zo'riqtirilgan yig'ma plitalar uchun esa, B15...B30 sinfli betonlarni qo'llash tavsiya etiladi. Oddiy armaturalar sifatida A300(A-II), A400(A-III), Bp-I sinfli po'lat armaturalar qo'llaniladi. Oldindan taranglashtiriladigan armaturalar sifatida A400v(AIIIv), A600(A-IV), A800 (A-V) sinfli sterjenli va B-II, Bp-II sinfli sim armaturalar qo'llaniladi.

21.3. Orayopmaning yig'ma temirbeton panellarini loyihalash

Yig'ma plitalar ikki tayanchda erkin yotgan elementlardek egilishga hisoblanadi (21.10- rasm). Element kesimidagi M va Q zo'riqlashlar quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$M = ql_0^2 / 8; \quad Q = ql_0 / 2, \quad (21.1)$$

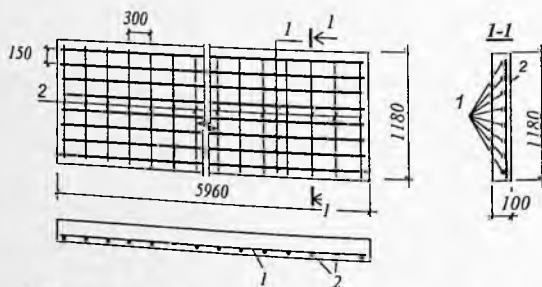
bu yerda: q – plitaning bir metr uzunligiga mos bo'lgan hisobiy yuk;
 l_0 – plitaning hisobiy uzunligi.

Ko'ndalang kesimi butun bo'lgan plitalarda armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklidagi egiladigan elementlardek hisoblanadi.



21.10 – rasm. Yig'ma plitani hisoblashga doir

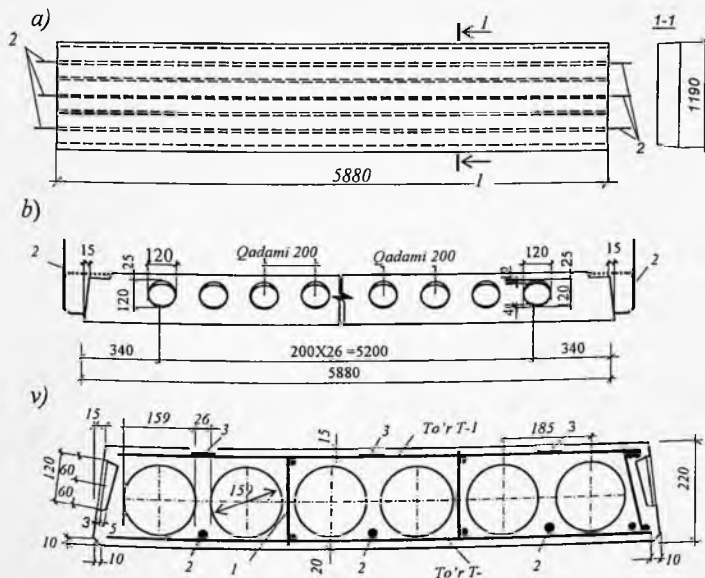
Yassi butun kesimli plitani armaturalash 21.11 - rasmda keltirilgan.



21.11 – rasm. Yassi butun kesimli plitani armaturalanishi:
 1- ishchi ho'ylama armatura; 2- montaj armatura

Ko'p bo'shliqli yig'ma plitalarning ravog'i 4 m gacha bo'lganda ular oddiy armaturalar bilan, ravog'i 6 m va undan katta bo'lganda esa, oldindan taranglashtriladigan armaturalar bilan jihozlanadi (21.12 rasm).

Elektrotermik yoki mexanik usul bilan taranglashtirilgan diametrlari 14...22 mm bo'lgan sterjenlar plita kesimining pastki qismiga joylashtiriladi. Plitaning ustki qismiga diametri 3-4 mm bo'lgan simlardan tayyorlanadigan payvand T-1 to'r to'shaladi. Bo'shliqlar oralariga (har bitta yoki ikkita bo'shliqdan keyin) tayanchlardan plita ravog'i uzunligining 1/4 qismiga teng bo'lgan masofada yassi sinchlar (1) qo'yiladi. Sinch ko'ndalang sterjenlari hisob bo'yicha tanlanadi va ularning qadami 150 mm dan va plita kesimi balandligining yarmidan katta qabul qilinmaydi. Plitaning ostki qismiga taranglashtirilgan armatura va sinchlarning ostidan diametri 3-4 mm bo'lgan simli T-2 to'r to'shaladi.



21.12 – rasmlar. Yassi bo'sh tanali plitani armaturalanishi

Seysmik tumanlarda qo'llaniladigan plitalarda bo'ylama sterjenlar yo'nalishida maxsus armaturalarning (2) uchlari chiqarib qo'yiladi (21.12, a, b - rasmlar). Bu armatura chiqiqlari antiseysmik

belbog' sinchlari qo'yilgandan keyin qayirib plitaning biriktiruvchi detaliga (3) payvandlanadi.

Ko'p bo'shliqli yig'ma plitalarning bir - biriga nisbatan siljishimi cheklash maqsadida ularning yon tomonlarida chuqurchalar hosil qilinadi (21.12,b - rasm). Plitalarning oralari qorishma bilan to'ldirilganda qorishma bilan to'lgan chuqurchalarda "shponkalar" hosil bo'ladi.

Hozirgi vaqtda uzunligi 12,0 metrgacha bo'lgan ko'p bo'shliqli yig'ma plitalar ishlab chiqarilmoqda. Bunday plitalarning balandligi 300 mm qabul qilingan. Bunday plitalar oldindan zo'riqtirilib tayyorlanadi.

Balandligi 220 mm va uzunligi 5,9 m bo'lgan plitani armaturalash 21.12- rasmda keltirilgan.

Balandligi 300 mm dan kichik bo'lgan ko'p bo'shliqli plitalarda ko'ndalang sterjenlarni qo'yilmaslikka ruxsat etiladi. Plitalar sinflari B15...B25 bo'lgan betonlardan tayyorlanadi. Qalinligi 300 mm gacha bo'lgan aylana shaklidagi bo'shliqli oldindan zo'riqtirilgan plitalarning bo'ylama o'qiga normal bo'lgan kesimi uchun darzbardoshlik momenti M_{cr} yuk bo'yicha ishonch koeffitsiyenti $\gamma_f = 1$ bo'lgandagi tashqi yuk momentining 80% dan kam bo'lmasa, tayanchdan o'tkazib qo'yiladigan taranglashtirilgan armatura sterjenlari orasidagi masofani 600 mm gacha oshirishga ruxsat etiladi.

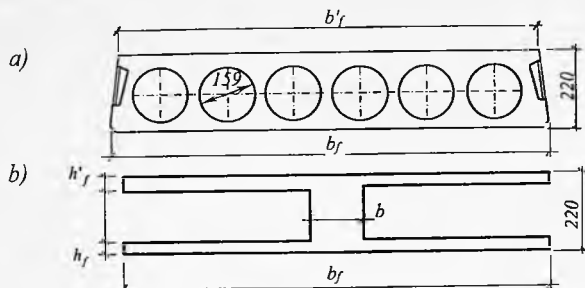
Orayopma plitalarining g'isht devorga o'rnatish uzunligi 120 mm dan, beton bloklardan tiklangan devorga tayanish uzunligi 100 mm dan kam bo'lmasligi va ular antiseysmik kamarlar bilan birlashtirilgan bo'lishi shart. Ko'p bo'shliqli orayopma plitalar yirik panelli binolarning devorlariga o'rnatish uzunligi 70 mm dan kam qabul qilinmaydi.

Ko'p bo'shliqli yig'ma plitalar ikki tayanchda erkin yotgan elementlardek egilishga hisoblanadi. Element kesimidagi M va Q zo'riqishlar (21.1) formulalardan aniqlanadi.

Armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi ko'ndalang kesimi tavr shaklida bo'lgan egiladigan elementlardek hisoblanadi (21.13,b - rasm).

Bunda plitaning eni quyidagicha aniqlanadi $b = b_f - n \times a$, bu

yerda: $a = \sqrt{\frac{\pi d^2}{4}} = d \sqrt{\frac{\pi}{4}} = -0,886d \approx 0,9d$, d - aylana shaklidagi bo'shliq diametri; n - bo'shliqlar soni.



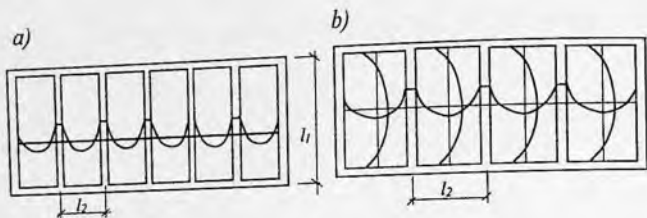
21.13 – rasm. Bo'sh tanali plitani hisoblashga doir:
a – haqiqiy kesimi; b – hisobiy kesimi

Plita rafning (tokchasining) qalinligi $h'_f = h_f$ quyidagi formuladan aniqlanadi $h'_f = 0,5(h - a)$, bu yerda, h – bo'sh tanali plitaning qalinligi.

Yassi bo'sh tanali plitani armaturalash 21.12, v - rasmda keltirilgan.

Qovurg'ali plitaning rafi (plitasi) armaturali to'r bilan, ko'ndalang qovurg'asi esa, armaturali sinch bilan jihozlanadi. Plitaning bo'ylama qovurg'asi oddiy yoki taranglashtiriladigan armatura bilan jihozlanadi.

Plitaning bo'ylama qovurg'asida biriktiruvchi detallar qo'yiladi. Qovurg'ali plitalar rigellar yoki to'sinlarga biriktiruvchi detallari orqali payvandlab biriktiriladi. Qovurg'ali plita rafini hisoblash ko'ndalang qovurg'alarining joylashishiga va ko'ndalang qovurg'a uzunligining ular orasidagi masofalari nisbatiga bog'liq. $l_1/l_2 > 2$ bo'lganda raf to'sin plitalardek qisqa tomoni bo'yicha hisoblanadi (20.14, a – rasm). Aks holda - ikki yo'nalish bo'yicha hisoblanadi (21.14, b - rasm).

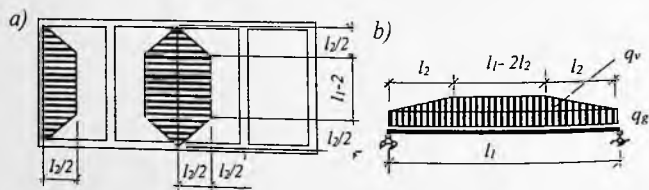


21.14 – rasm. Plita rafini hisoblashga doir:
a – $l_1/l_2 \geq 2$ bo'lgan hol; *b* – $l_1/l_2 < 2$ bo'lgan hol

Ko'ndalang qovurg'alar shartli ravishda ikki tayanchda erkin yotgan to'sinlardek hisoblanadi. Ko'ndalang qovurg'aning hisobiy sxemasi 21.15 – rasmda keltirilgan.

Raflari ikki yo'nalishda ishlaydigan qovurg'ali plitalarning ko'ndalang qovurg'alarini hisoblash sxemasi 21.15, *b* – rasmda keltirilgan. Rafdan ko'ndalang qovurg'alarga uzatiladigan yuklarni aniqlashda yuk ta'sir yuzasi 21.15, *a* – rasmda keltirilgandek qabul qilinadi.

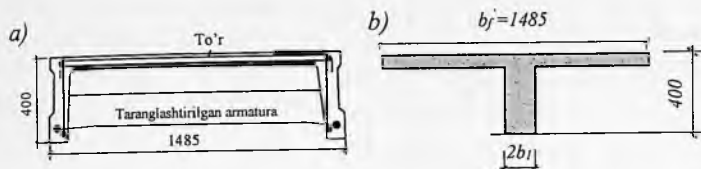
Plita bo'ylama qovurg'asi ham ikki tayanchda erkin yotgan to'sinlardek hisoblanadi (21.16 – rasm.). Bunda to'sinning ko'ndalang kesimi tavr shaklida qabul qilinadi (21.16, *b* – rasm.).



21.15 – rasm. Ko'ndalang qovurg'ani hisoblashga doir:
a – yuk ta'sir yuzalari; *b* – ko'ndalang qovurg'a hisobiy sxemasi;
 q_g – ko'ndalang qovurg'a xususiy og'irligidan yuk; q_v – muvaqqat yuk

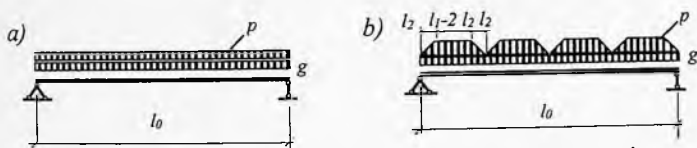
Bo'ylama qovurg'aga ta'sir qiladigan yuk plita rafi (tokchasi) tomonlarining nisbatiga bog'liq (21.17 – rasm). Plita rafi tomonlarining nisbati $l_1/l_2 \geq 2$ bo'lsa, bo'ylama qovurg'aga ta'sir qiladigan yuklar 21.17, *a* – rasmda keltirilgan sxema bo'yicha olinadi. Aks

holda 21.17, *b* – rasmda keltirilgan sxema bo'yicha olinadi.



21.16 – rasm. Bo'ylama qovurg'ani hisoblashga doir:

a – haqiqiy kesim; *b* – hisobiy kesim



21.17 – rasm. Bo'ylama qovurg'aning hisobiy sxemasi:

a) - $l_1/l_2 \geq 2$ bo'lganda; *b*) - $l_1/l_2 < 2$ bo'lganda

Qovurg'ali orayopma plitasini armaturalanishi 21.18 - rasmda keltirilgan.

21.4. To'sinsiz yaxlit orayopmalar

To'sinsiz yaxlit orayopmalar uzluksiz plitadan iborat bo'lib, kapitellar orqali bevosita ustunlarga tayanadi (21.20- rasimga qarang).

Kapitellarning vazifasi quyidagilardan iborat:

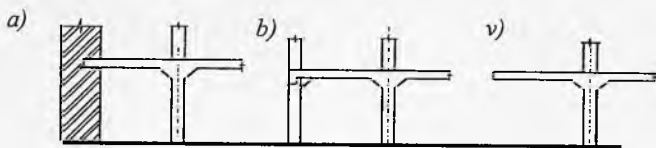
- plitaning ustunlar bilan birikish joylarining bikirligini oshirish;
- ustun tomonidan plitaning bosilishi natijasida buzilishdan saqlash;
- plita hisobiy ravog'ining qisqarishi hisobiga eguvchi momentlar miqdorini kamaytirish.

To'sinsiz orayopma tayanadigan ustunlar to'ri kvadrat yoki to'g'ri to'rtburchak shaklida bo'lishi mumkin. Ustunlar to'ri to'g'ri to'rtburchak shaklida bo'lganda tomonlarining nisbati 1:1,5 ga teng qilib olinadi. Kvadrat shaklidagi ustunlar to'ri 6,0x6,0 m qabul qilinganda samarali hisoblanadi.

linadi. Bu yerda, l_2 - ustunlar orasidagi eng katta masofa.

To'sinsiz orayopmalar chegaraviy muvozanat uslubi [2] bo'yicha hisoblanadi.

To'sinsiz orayopma plitasini planda armaturalanishi 21.20-rasmda keltirilgan. Armaturalarning ravoqlarda joylashishi 21.20, *a*-rasm.



21.19-rasm. Plitalarni binolarning tashqi tomonlari bo'yicha tayanish detallari

To'sinsiz orayopma plitasi o'rama yoki yassi to'rlar bilan armaturalanishi mumkin. Ravoqlarda hosil bo'ladigan eguvchi momentlarni plita pastki zonasiga joylashtiriladigan to'rlar qabul qiladi (21.20, *a*-rasm). Tayanchlarda hosil bo'ladigan eguvchi momentlarni plita yuqori zonasiga joylashtiriladigan to'rlar qabul qiladi (21.20, *b*-rasm).

Ravoqlarda ishchi armaturalar plitaning pastki tomonida ikki yo'nalishda, tayanchlarda esa, plitaning ustki tomonida ikki yo'nalishda joylashtiriladi.

Ustun usti va ravoq plitalari kesishadigan joylarda armatura plitaning ostidan (21.20, *a*-rasm) hamda ustidan (21.20, *b*-rasm) qo'yiladi.

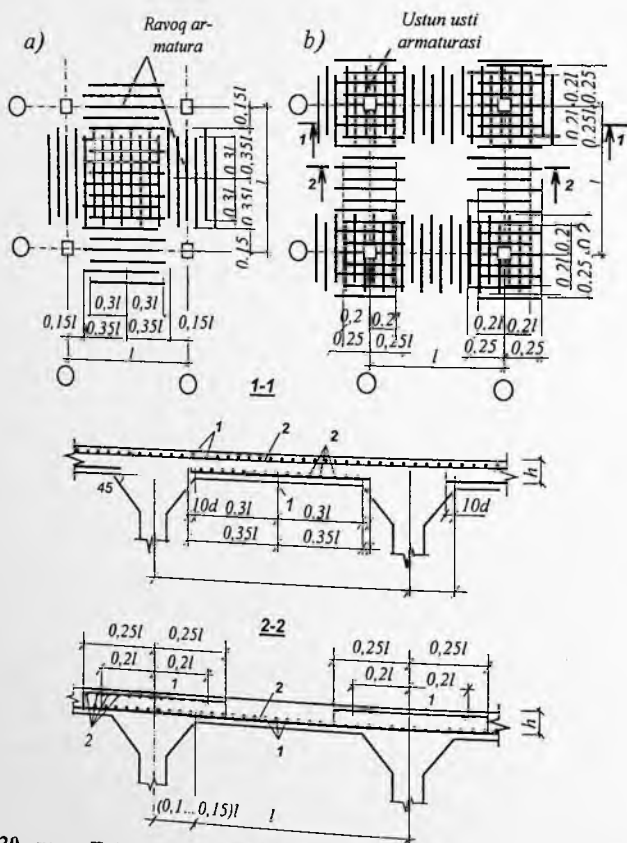
Ustunlar joylashgan joylarda armaturalar kesiladi va kesilgan armaturalarni kompensatsiya qilish uchun o'sha joylarga qo'shimcha armatura qo'yiladi.

Ustun usti armaturasi sterjenlari kapitel tomonlaridan kamida 10 d masofaga o'tkazib qo'yilishi shart, bu yerda, d - ishchi sterjenlar diametri (21.20- rasm).

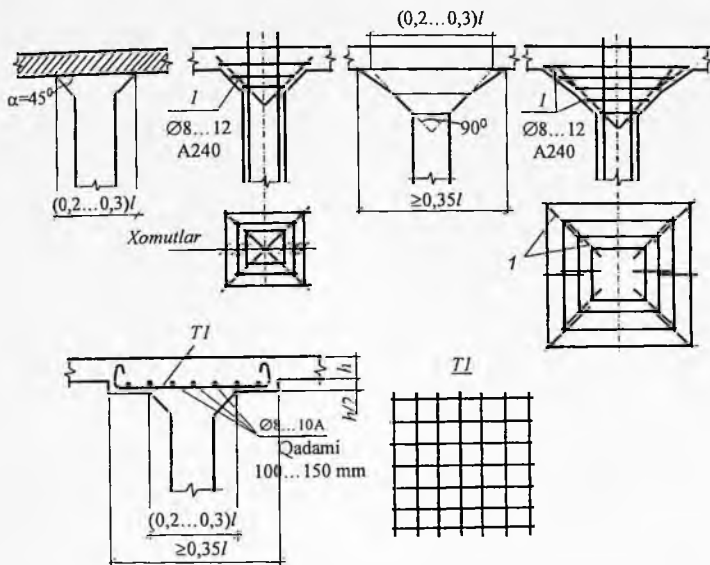
Kapitel konstruktiv talablar bo'yicha armaturalanadi (21.21-rasm). Kapitel burchaklariga 8...10 mm bo'lgan sterjenlar qo'yiladi. Bu sterjenlar balandligi bo'yicha 8...12 mm bo'lgan qadami 100 mm

dan oshmaydigan yopiq xomutlar bilan qamrab olinadi.

To'sinsiz plitalarni jihozlash uchun metall yoki polietilen quvurlarda joylashtiriluvchi oldindan taranglashtiriladigan armaturalar ham qo'llanilishi mumkin.



21.20 - rasm. To'sinsiz yaxlit plitalarni armatura bilan jihozlanishi: a - ravoqlarda; b - tayanch ustlarida; 1 - ishchi armatura; 2 - konstruktiv armatura



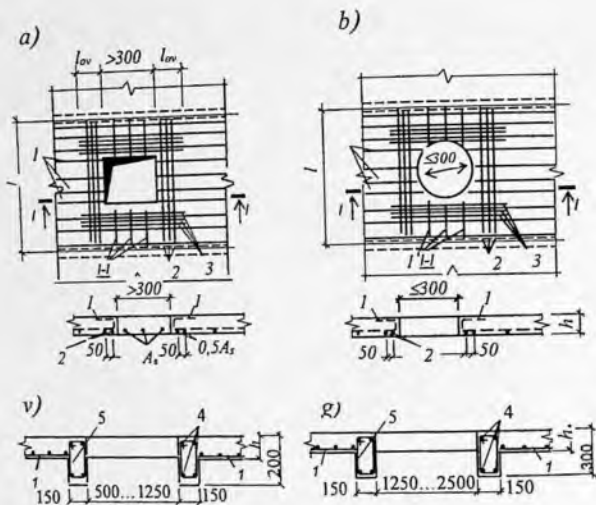
21.21 - rasm. To'sinsiz yaxlit orayopma kapitelin
armatura bilan jihozlanishi

Plitalarning ezilish zonalariga qo'yiladigan ko'ndalang armaturalarning uchlari bo'ylama armaturalarga payvandlab yoki ilgak ko'rinishida ankerlanishi kerak. Ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa $h/3$ (h - plita qalinligi) va 200 mm dan oshib ketmasligi kerak. Ko'ndalang armaturalar qo'yiladigan zonaning kengligi $1,5h$ dan kam bo'lmasligi kerak.

Plitalarda qoldiriladigan teshiklar atrofini armaturalash.

Plitalarda qoldiriladigan teshiklarning atrofi qo'shimcha armaturalar bilan jihozlanadi. Qo'shimcha armaturaning kesim yuzasi o'sha yo'nalishda uzluksiz plita hisobi bo'yicha talab qilinadigan ishchi armatura kesim yuzasidan kam bo'lmasligi shart (21.22, a- rasm).

O'lchami 300 mm gacha bo'lgan teshiklar armatura sterjenlari bilan maxsus qamralmaydi. Plitaning bog'lanadigan va taqsimlovchi sterjenlari bunday teshiklar atrofida zichlashtiriladi, ya'ni orasidagi masofa 50 mm bo'lgan ikkita sterjen qo'yiladi (21.22, b- rasm).



21.22 - rasm. Plitalarda qoldirilgan teshiklar atrofi armatura bilan jihozlash [13]: *a* – teshiklar o'lchami 500 mm dan oshmaganda; *b* – teshiklar o'lchami 300 mm dan oshmaganda; *v, g* – teshiklar o'lchami 500 mm dan katta bo'lganda; 1 – plita armaturasining qirqilgan sterjenlari; 2 – plita armaturalarini siljitish hisobiga vujudga kelgan qamrovchi sterjenlar; 3 – teshikni qamrab turuvchi maxsus armatura sterjenlari; 4 – qovurg'alarining hisobiy bo'ylama armaturalari; 5 – qovurg'a xomutlari ($\varnothing 6$ mm, qadami 200 mm)

Payvand to'rlar bilan jihozlangan plitalarda teshikka to'g'ri keladigan sterjenlarni joyning o'zida kesish tavsiya etiladi.

O'lchamlari 500 mm dan katta bo'lmagan to'g'ri to'rtburchak, kvadrat, aylana shaklidagi teshiklarning girdlari plitalarda qalinlashtirilmaydi (21.22, *b*- rasm).

Armatura chizmalarida teshiklar atrofiga qo'yiladigan maxsus sterjenlar ko'rsatilmaydi, lekin quyidagi eslatma keltiriladi: teshik chegarasida sterjenlar joyning o'zida kesiladi va plitaning ichiga qayirib qo'yiladi. Teshiklarni qamrab turuvchi qo'shimcha armatura teshik tomonlaridan kamida l_{ov} uzunlikda bir-biriga o'tkazib

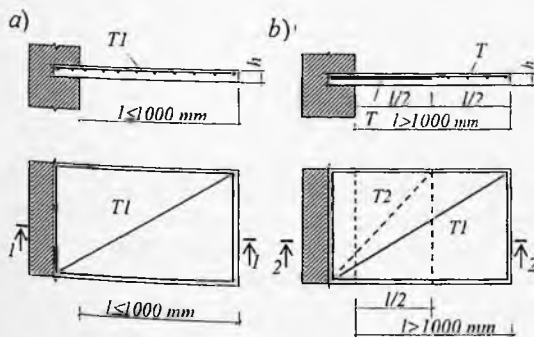
qo'yilishi shart. O'lchamlari 500 mm dan katta bo'lgan teshiklarni perimetri bo'yicha armaturalangan qovurg'alar bilan qamrash maqsadga muvofiqdir (21.22, v,g - rasmlar). Qovurg'alarining o'lchamlari va armatura bilan jihozlanishi teshikning o'lchami, shakli va rejada joylashishiga bog'liq. Teshiklarning o'lchamlari katta bo'lganda to'rlar teshiklarni e'tiborga olib to'shaladi. Teshik tomonlarini alohida sterjenlar bilan jihozlash tavsiya etiladi.

Rafaqli (konsol) plitalarning uzunligi 1 m gacha bo'lganda qalindiligi o'zgarmas qilib olinadi. Uzunligi 1 m dan katta bo'lgan plitalar tayanch qismining qalindiligi hisob bo'yicha aniqlanadi, erkin tarafining qalindiligi esa, 50 mm dan kam olinmaydi. Vaqtinchalik yukning miqdori 4 kPa gacha va rafaq uzunligi 600 mm gacha bo'lganda plitaning devorga kirib turishi kamida 250 mm, 600...1000 mm bo'lganda esa, kamida 380 mm qabul qilinadi.

Rafaq o'lchami va yuk miqdori katta bo'lgan hollarda maxsus tadbirlar ko'riladi. Hisobiy seysmikligi 7 ball bo'lgan, devori g'ishtdan tiklangan binolar uchun rafaq uzunligi 1500 dan, 8 va 9 ball bo'lganda esa 1250 mm dan oshib ketmasligi kerak.

Odatda rafaqli plitalarning armaturasi kesimning yuqori qismida joylashtiriladi (21.23- rasm).

Konsol uzunligi 1000 mm dan katta bo'lganda ishchi sterjenlarning yarmini eguvchi moment epyurasiga mos ravishda rafaqning yarmida kesishga ruxsat etiladi (21.23,b -rasm).

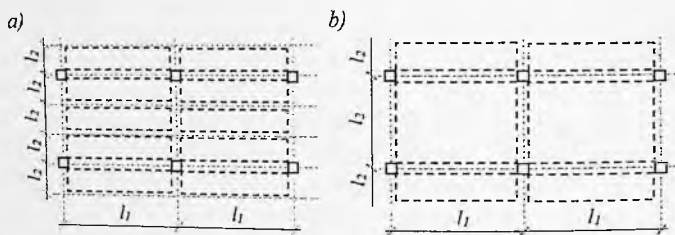


21.23 - rasm. Konsol plitani armatura bilan jihozlash

22. QOVURG'ALI YAXLIT ORAYOPMALAR

22.1. Orayopmaning konstruktiv sxemasi

Qovurg'ali yaxlit orayopmalar plita, yordamchi to'sin va bosh to'sinlardan iborat bo'lib, plitaning o'lchamiga bog'liq ravishda ikki xil bo'ladi. Orayopmaning birinchi xilida plita uzunligining eniga nisbati 2 va undan katta bo'ladi, ya'ni $l_1/l_2 > 2$ (22.1,a-rasm). Orayopmaning ikkinchi xilida plita uzunligining eniga nisbatani taqriban bir-biriga teng bo'ladi, ya'ni $l_1 \approx l_2$ (22.1,b-rasm).



22.1- rasm. Qovurg'ali yaxlit orayopma planlari:
a- to'sin plitali; b- tomonlari bo'yicha qistirilgan plitali

Birinchi tipdagi orayopmalarda tashqi yuklardan plitaning qisqa tomoni bo'yicha salqilanishi va eguvchi moment uzun tomoniga nisbatan katta bo'ladi. Shuning uchun plitaning uzun tomoni bo'yicha egilishi e'tiborga olinmaydi. Ikkinchi tipdagi orayopmalarda tashqi yuklardan plitaning har ikkala tomoni bo'yicha eguvchi momentlar katta bo'lganligi uchun ular e'tiborga olinadi.

Birinchi tipdagi orayopma plitasi qisqa tomoni bo'yicha egilganligi uchun *to'sin plita* deb ataladi. Orayopma esa, *to'sin plitali qovurg'ali yaxlit orayopma* deb ataladi. Ikkinchi tipdagi orayopmalardagi plitalar tomonlari bilan tayangan plitalar deb ataladi. Amaliyotda *to'sin plitali qovurg'ali yaxlit orayopmalar* ko'p uchraydi.

22.2. To'sin plitali qovurg'ali yaxlit orayopma

Orayopmada elementlarni joylashtirishda ustunlar to'ri, bosh to'sin yo'nalishi va yordamchi to'sinlarning qadami tanlanadi. Bunda binoning tayinlanishi e'tiborga olinishi shart. Bosh to'sinlar binoning eni yoki bo'yi bo'yicha joylashishi mumkin. Bosh to'sinning ravog'i (uzunligi) $l_{mb} = 6...9$ m, yordamchi to'sinning ravog'i (uzunligi) $l_{sb} = 5...7$ m, plitaning ravog'i (eni) $l_s = 1...3$ m qabul qilinadi. Orayopma uchun temirbeton hajmining asosiy qismi plitani tayyorlash uchun sarf qilinishi sababli plitaning qalinligi mumkin darajada kichik qabul qilinishi, lekin 40...50 mm dan kam bo'lmasligi shart. Yordamchi to'sin balandligi $h_{sb} = (1/12...1/20)l_{sb}$, bosh to'sin balandligi $h_{mb} = (1/8...1/15)l_{mb}$ qabul qilinadi. Bosh va yordamchi to'sinlarning eni $b = (0,3...0,5)h$ qabul qilinadi.

22.3. Plita, yordamchi to'sin va bosh to'sinni loyihalash

Plita va to'sinlardan iborat bo'lgan orayopmalar yaxlit holda qurilish maydonida tayyorlanadi.

Yaxlit plitalar bir ravoqli yoki ko'p ravoqli bo'lishi mumkin (12.1, *v, d* – rasmlarga qarang). Plita bir ravoqli bo'lsa, armaturali to'r plitaning pastki cho'zilgan zonasiga joylashtiriladi (12.1, *v* - rasm). Plita ko'p ravoqli bo'lgan taqdirda armaturali to'rlar plitaning pastki cho'ziladigan zonasidan tashqari tayanchning yuqori cho'ziladigan zonasiga ham joylashtiriladi (12.1, *d* - rasm). Yaxlit plitalar uchun sinfi B15 va B20 bo'lgan betonlarni qabul qilish tavsiya etiladi. Oddiy armaturalar sifatida A400(A-III), Bp-I sinfli po'lat armaturalar qo'llaniladi.

Yaxlit plitalar ko'p hollarda payvand to'rlar bilan jihozlanadi. Bog'langan to'rlar yig'ma plitalarning yaxlit qismlarida, rejadagi shakli murakkab bo'lgan yaxlit plitalarda, ko'p teshikli plitalarda yoki standart to'rlarni qo'llash imkoni bo'lmagan joylarda qo'llaniladi. Payvand to'r sterjenlarining diametrini kamida 3 mm, bog'langan to'rlarda esa, kamida 6 mm qabul qilish tavsiya etiladi.

Ishchi sterjenlarning diametrlari 3...12 mm bo'lgan to'rlar eguvchi momentning maksimal qiymatlariga ega bo'lgan joylarning cho'zilgan tolalari tomoniga 100...200 mm qadam bilan joylashtirila-

di. Plitaning qalinligi $h_s < 150$ mm bo'lganda ishchi sterjenlarning qadami $S \leq 200$ mm, $h_s \geq 150$ mm bo'lganda esa, $S \leq 1,5h_s$ qabul qilinadi. Plitaning boshqa qismlarida sterjenlarning qadami $S \leq 400$ mm qabul qilinadi. Tayanch qirrasidan ichkariga o'tkaziladigan sterjenlarning qadami ham $S = 400$ mm dan oshib ketmasligi va plitaning 1 m eniga mos keladigan kesim yuzalari oraliqdagi ishchi sterjenlar kesim yuzalarining $1/3$ miqdoridan kam bo'lmashligi kerak.

Ishchi sterjenlar bilan birgalikda armatura to'rlarini tashkil etuvchi taqsimlovchi sterjenlar ishchi sterjenlarning loyihaviy holatini ta'minlaydi. Bundan tashqari hisoblarda e'tiborga olinmaydigan betonning kirishishi va harorat o'zgarishi ta'siridan vujudga keladigan zo'riqishlarni qabul qiladi, mahalliy yuklar ta'sir qilganda esa, yuklarni katta yuzalarga taqsimlab beradi. Taqsimlovchi sterjenlarning diametri 3...8 mm, qadami 250...350 mm, kesim yuzalari esa, ishchi sterjenlar kesim yuzalarining kamida 10% ga teng qabul qilinadi.

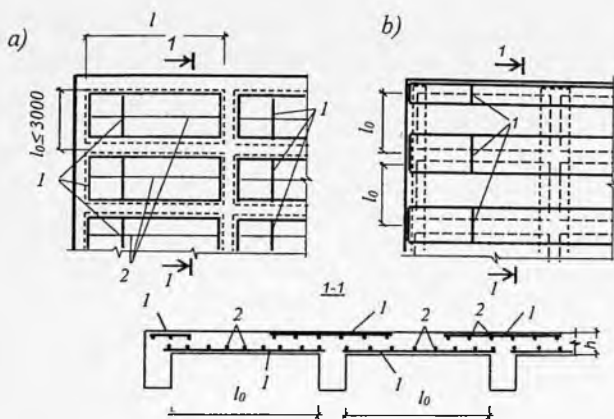
Plita 1 m eniga mos keladigan ishchi sterjenlarning kesim yuzalari ilovadagi I.7- jadvalda keltirilgan miqdorlardan kam bo'lmashligi kerak.

To'sinsimon plitalarda taqsimlovchi armatura sterjenlarining diametri va qadamini ishchi sterjenlarning diametri va qadamiga mos ravishda ilovadagi I.8-jadvaldan qabul qilish mumkin.

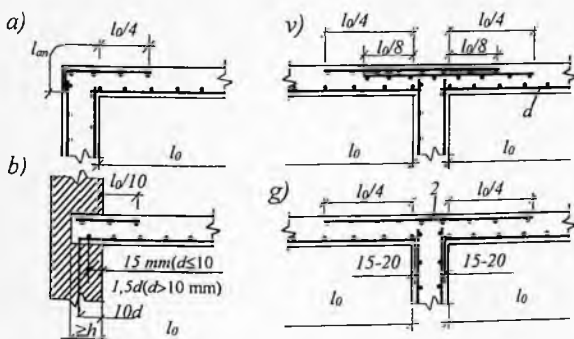
Uzluksiz plitalarda va qalinligi 150 mm dan kichik bo'lgan to'sinsimon plitalarda ko'ndalang armaturani qo'ymaslikka ruxsat etiladi. Shuning uchun uzluksiz to'sinsimon, to'sinsiz va tomonlari bo'yicha tayangan plitalarning balandliklari 40...140 mm qabul qilinadi.

To'sinli yaxlit plitalar ishchi armaturalari ko'ndalang yo'nalishda joylashgan alohida armatura to'rlari bilan jihozlanishi mumkin (22.2- rasm). Uzluksiz plitalar tayanch zonalarining armaturalanishi bitta (22.3- rasm) yoki bir-biriga nisbatan siljitib qo'yiladigan ikkita to'r bilan (22.3,v -rasm) amalga oshirilishi mumkin. Bunday to'rlarning ishchi sterjenlari ham ko'ndalang holatda joylashtiriladi.

To'sinsimon yaxlit plitalar ishchi armaturalari ko'ndalang yo'nalishda joylashgan alohida armatura to'rlari bilan jihozlanishi mumkin (22.4- rasm).



22.2 - rasm. Yaxlit to'sinli plitani ishchi sterjenlari ko'ndalang yo'nalishda joylashgan - alohida payvand to'rlar bilan jihozlanishi: *a* - ravoq armaturasining ostki to'rlari; *b* - tayanch uski armaturasi to'rlari; 1 - ishchi armaturalar yo'nalishi; 2 - taqsimlovchi armatura



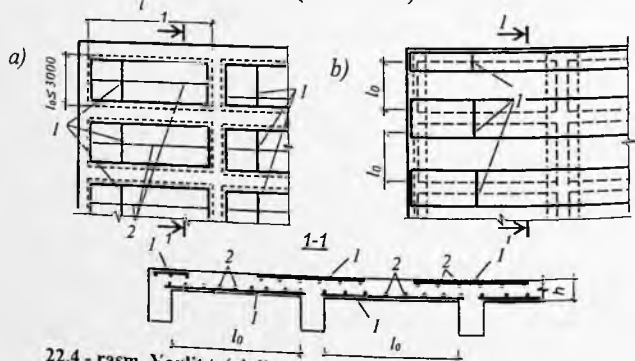
22.3 - rasm. Yaxlit plitalarni tayanch qismlarida alohida to'rlar bilan jihozlash: *a* - chetki tayanchda temirbeton to'singa; *b* - o'rta tayanchda o'zaro siljigan ikkita to'r bilan; *v* - g'isht devorga; *g* - o'rta tayanchda bir to'rdan iborat; 1 - ravoq armaturasining ostki to'ri; 2 - tayanch usti armaturasining yuqori armaturasi

Ishchi armaturalarining diametrlari 6 mm dan katta bo'lmagan ko'p ravoqli to'sinsimon plitalarni ishchi armaturalari bo'ylama joy-

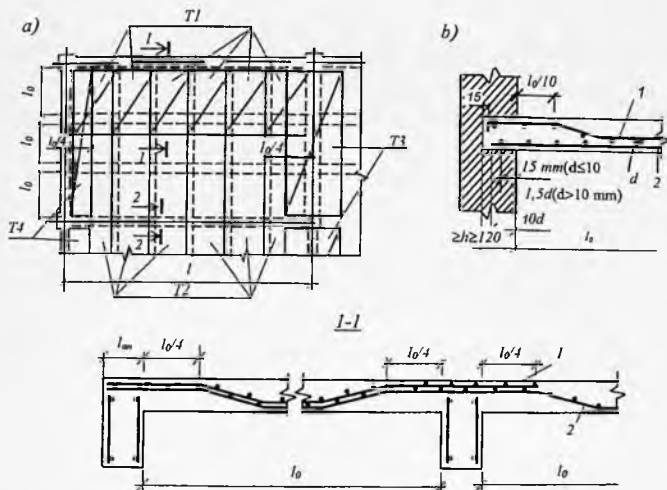
lashgan payvandlangan o'rama to'rlar bilan jihozlash tavsiya qilinadi (22.5- rasm). To'r o'ramlari yordamchi to'sinlarga ko'ndalang yo'nalishda yotqiziladi. To'rlar eni bo'ylab bir-birining ustiga o'tkazilib, payvandsiz biriktiriladi. Birinchi ravoqda va birinchi tayanch ustida momentning to'liq qiymatini qabul qilish uchun qo'shimcha to'rlar yoki sterjenlar qo'yilishi mumkin (22.5,a - rasm).

Plitalarning bog'langan armaturalarini bukilgan sterjenlarsiz konstruksiyalash tavsiya etiladi. Bunda plitaning ostki qismida joylashgan armaturalar tayanchgacha yetkaziladi, tayanch ustki qismlari esa alohida armaturalar bilan jihozlanadi.

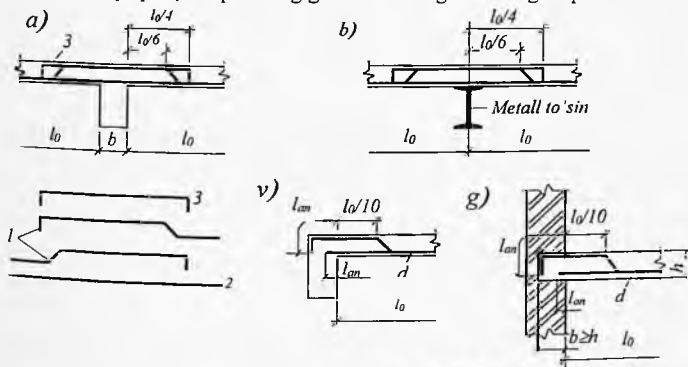
Ko'p ravoqli plitalarda, pastki armaturaning diametri 12 mm va undan kichik bo'lsa, ular bir necha ravoq uzunligi bo'yicha kesilmasdan joylashtirilishi mumkin. Ba'zi hollarda, plitalarning qalinligi 12 sm dan katta bo'lganda ishchi sterjenlarning bir qismini bukib tayanchning yuqorisiga o'tkaziladi (22.6-rasm). Plitaning qalinligi 150 mm gacha bo'lganda sterjenlarning bukilish burchagi 30° , 150 mm va undan katta bo'lganda 45° qabul qilinadi. Odatda sterjenlarning yarmi(orolatib) tayanchning ustki qismiga bukib o'tkaziladi, qolgan yarmi esa, ravoqda qoldirilib tayanchgacha yetkaziladi. Imkoni boricha ustki va ostki armatura sterjenlarining qadamlari bir xil qilib tayinlanadi (22.6- rasm).



22.4 - rasm. Yaxlit to'sinli plitani ishchi sterjenlari ko'ndalang yo'nalishda joylashgan alohida payvand to'rlar bilan jihozlanishi: a - ravoq armaturasining ostki to'rlari; b - tayanch ustki armaturasi to'rlari; 1 - ishchi armaturalar yo'nalishi; 2 - taqsimlovchi armatura



22.5 - rasm. Yaxlit uzluksiz plitalarni bo'yлама ishchi armaturali to'r o'ramlar bilan uzluksiz jihozlash: a – to'sinlarga o'rnatilgan plitaning rejasi va qirqimi; b – plitaning g'ishtin devorga o'rnatilgan qismi



22.6-rasm. Yaxlit plitalarni alohida ishchi sterjenlar bilan uzluksiz jihozlash (bog'langan variant): a – ko'p ravoqli plitaning o'rta tayanchlari temirbeton to'sin bo'lganda; b – ko'p ravoqli plitaning o'rta tayanchlari metall to'sin bo'lganda; v – chetki tayanch temirbeton to'sin bo'lganda; g – chetki tayanch g'ishtin devor bo'lganda; 1 – qayrilgan sterjenlar; 2 – ravoq armaturasi; 3 – qo'shimcha tayanch armaturasi (qayrilgan armatura yetarli bo'lmaganda qo'yiladi)

Plitalarning qalinliklari mumkin darajada yupqa qabul qilinishi tavsiya qilinadi, chunki plita bino va inshoot shiptominiy asosiy massasini tashkil qilib, ko'p miqdorda beton sarf qilinadi. Natijada plitani ko'tarib turuvchi konstruksiyaga doimiy yuk miqdorini oshiradi. Plitalarning qalinliklari ularning mustahkamliklarini va bikirliklarini ta'minlashi shart. Yaxlit plitalarning qalinliklari tom uchun 40 mm dan, grajdan va sanoat binolarining qavatlar oralig'i-dagi shiptom uchun esa 50...60 mm dan kam qabul qilinmaydi. Yig'ma plitalarning qalinliklari 25... 35 mm qabul qilinadi. Armaturali to'rlarda ishchi sterjenlarning diametri 3...12 mm qabul qilinib, momentlarning eng katta qiymati hosil bo'ladigan joylarda har 100...200 mm dan, qolgan joylarda esa 400 mm dan katta bo'lmagan masofada qo'yiladi.

1. To'sin plitalarni hisoblash

To'sin plitalarni hisoblash uchun orayopma planida eni 1 m ga teng bo'lgan tasma ajratiladi (21.2,b- rasmga qarang). Plita chetki ravoqlarida devorlarga, o'rta ravoqlarda esa, yordamchi to'sinlarga tayangan uzluksiz to'sin sifatida qaraladi. Plitaning hisobiy uzunliklari quyidagicha qabul qilinadi: chetki ravoqlar uchun - yordamchi to'sin qirrasidan plitaning devorga o'rtnashgan qismi uzunligi C ning o'rtasigacha bo'lgan masofaga, ya'ni $l_{s1} = l_s - C/2$; o'rta ravoqlar uchun - yordamchi to'sin qirralari orasidagi sof masofaga, ya'ni $l_{s1} = l_s - b_{sb}$. Plita uzunligi bo'yicha xavfli kesimlarida tashqi yuklardan hosil bo'ladigan zo'riqishlar beton va armaturaning plastik deformatsiyalanishini hisobga olib aniqlanadi. Bunda elastik sxema bo'yicha aniqlanadigan zo'riqishlar beton va armaturaning plastik deformatsiyalanishi natijasida qayta taqsimlanadi. Plitaning hisobiy sxemasi va uning xavfli kesimlarida hosil bo'ladigan eguvchi momentlar 22.7- rasmga ko'rsatilgan.

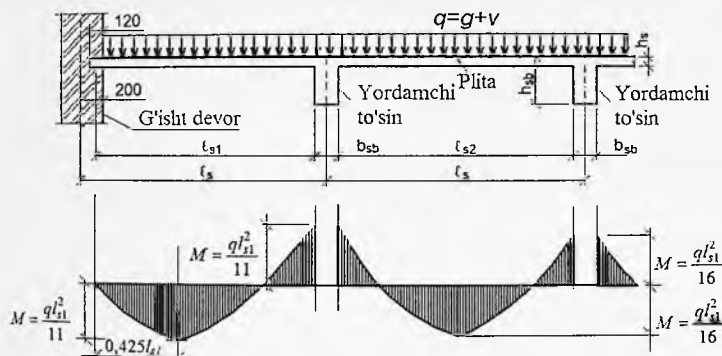
Tomonlari to'sinlarga qistirib mahkamlangan plitalarda gorizontall zo'riqishlar hosil bo'lishi natijasida (22.8-rasm) eguvchi momentlarning qiymatlari plitaning salqiligiga bog'liq ravishda kamayadi, ya'ni

$$M = M - H \times f,$$

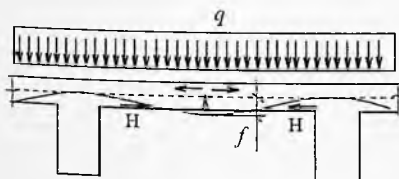
bu yerda: H - gorizontall zo'riqish, F - tashqi yuklar ta'siridan plitaning

salqiligi. Amaliy hisoblarda bunday pitalar uchun eguvchi momentning miqdori o'rta ravoq va o'rta tayanchlar uchun 20% ga kamaytiriladi. Armatura kesim yuzasi eni $b=100$ sm va balandligi h_s bo'lgan to'sinlardek hisoblanadi.

To'sin plitani hisoblash va loyihalash darslikning IV qismida batafsil keltirilgan.



22.7- rasm. To'sin plitaning hisobiy sxemasi



22.8- rasm.

2. Yordamchi to'sinlarni hisoblash

Yordamchi to'sin tashqi devorlarga va bosh to'sinlarga o'rnatilgan uzluksiz konstruksiyadek hisoblanadi. Yordamchi to'singa pol va plita og'irliklaridan hosil bo'ladigan doimiy g_s va muvaqqat yuklar eni yordamchi to'sinlar qadamiga, ya'ni l_s ga teng bo'lgan tasma orqali uzatiladi. Bundan tashqari yordamchi to'sin xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan doimiy yuk g_{sb} ham hisobga

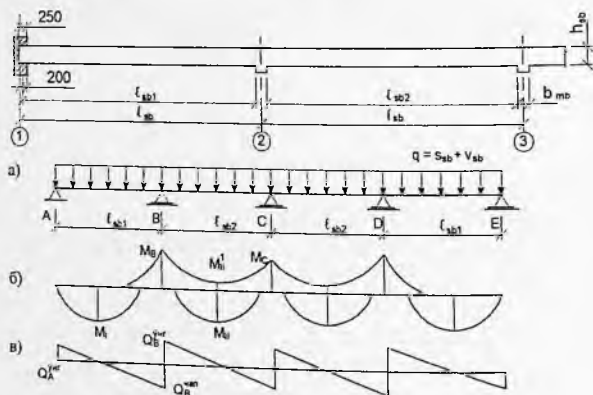
olinadi.

Yordamchi to'singa ta'sir qiladigan jami yuk $q_{sb} = q_s \times l_s + g_{sb}$, bu yerda: $q_s = v_s + g_s$: v_s – plitaga ta'sir qiladigan muvaqqat yuk, kN/m^2 ; g_s – pol va plita og'irligidan yuk, kN/m^2 ; $g_{sb} = (h_{sb} - h_s) b \rho \gamma_f$ γ_f – yordamchi to'sin xususiy og'irligidan hisobiy yuk, kN/m .

Yordamchi to'sin kesimlaridagi hisobiy zo'riqishlar ham beton va armaturaning plastik deformatsiyalanishi natijasida zo'riqishlarning qayta taqsimlanishini e'tiborga olib aniqlanadi. Bundan tashqari zo'riqishlarni aniqlashda yordamchi to'sin bir-necha sxemada yuklanib eguvchi momentlarning bukuvchi epyurasi quriladi.

Yordamchi to'sin hisobiy sxemasi va uning xavfli kesimlarida hosil bo'ladigan eguvchi momentlar 22.9- rasmda ko'rsatilgan.

Yordamchi to'sinni hisoblash va loyihalash darslikning IV qismida batafsil keltirilgan.



22.9- rasm. Yordamchi to'sinni hisoblashga doir

3. Bosh to'sinlarni hisoblash

Bosh to'sin tashqi devorlarga va ustunlarga o'rnatilgan uzluksiz konstruksiyadek hisoblanadi. Hisobiy yuklar sifati pol konstruksiyasi va plita og'irligidan hosil bo'ladigan doimiy yuklar (g_s), yordamchi

to'sin xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan doimiy yuk (g_{sb}) qabul qilinadi. Bu yuklar yordamchi to'sinlar orqali to'plangan yuk sifatida bosh to'singa uzatiladi va quyidagi formuladan aniqlanadi $G_{mb}=(g_s \times l_s + g_{sb}) \times l_{sb}$, l_s – yordamchi to'sinlar qadami; l_{sb} – yordamchi to'sin uzunligi. Bundan tashqari bosh to'sinning l_s ga teng bo'lgan qismi xususiy og'irligi to'plangan yuk sifatida qo'shiladi. U vaqtda bosh to'singa ta'sir qiladigan jami yuk $G=G_{mb}+(h_{mb}-h_s) b_{mb} l_s \gamma_{t.b} \gamma_f$ γ_n ga teng bo'ladi. Bu yerda: h_{mb} – bosh to'sin balandligi; b_{mb} – bosh to'sin eni; h_s – plita qalinligi; $\gamma_{t.b}$ – temirbeton hajmiy og'irligi; γ_f – yuk bo'yicha va γ_n – binoning tayinlanishi bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyentlari.

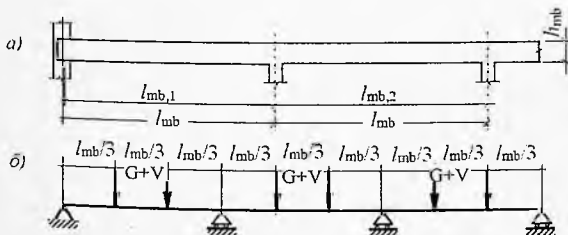
Yordamchi to'sin orqali bosh to'singa uzatiladigan muvaqqat yuk miqdori quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$V=v_n l_s l_{sb} \gamma_f \gamma_n,$$

v_n – plitaning 1 m² yuzasiga ta'sir qiladigan muvaqqat yukning me'yoriy miqdori.

Bosh to'sin ham beton va armaturaning plastik deformatsiyalanishidan zo'riqishlarning qayta taqsimlanishini e'tiborga olib hisoblanadi. Bundan tashqari bosh to'sinni hisoblashda ham har xil yuklanishlar sxemasidan quriladigan bukuvchi momentlar epyurasidan foydalaniladi.

Bosh to'sin hisobiy sxemasi 22.10- rasmda ko'rsatilgan.



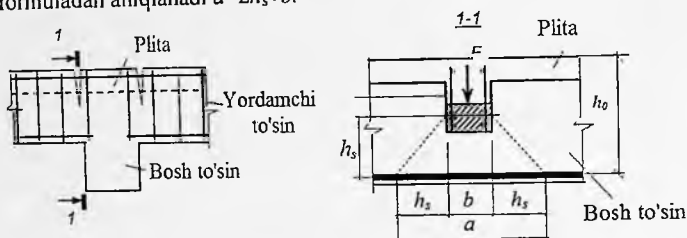
22.10- rasm. Bosh to'sinni hisoblashga doir:

a- bosh to'sin ko'rinishi; b- hisobiy sxemasi

Bosh to'sinni loyihalashda qo'shimcha ravishda bosh to'sinning yordamchi to'sin o'mashgan joyi uzilishga hisoblanadi. Bosh to'singa yuk yordamchi to'sinning siqilgan zonasi orqali uzatiladi

(22.11-rasm). Bu yukni bosh to'sin ko'ndalang armaturasi qabul qiladi. Agar bosh to'sin ko'ndalang armaturasi yetarli bo'lmasa qo'shimcha ko'ndalang armatura qo'yiladi.

Ko'ndalang armatura qo'yiladigan zona uzunligi quyidagi formuladan aniqlanadi $a=2h_s+b$.



22.11- rasm. Bosh to'sinning yordamchi to'sin o'rnatish joyini uzilishga hisoblashga doir

Bosh to'sinni hisoblash va qurilmalash darslikning IV qismida batafsil yoritilgan.

23. TOMONLARI BO'YICHA TAYANGAN PLITALI QOVURG'ALI YAXLIT ORAYOPMALAR

23.1. Orayopmaning konstruktiv sxemasi

Plitasi tomonlari bilan tayangan qovurg'ali yaxlit orayopmalar plita va balandliklari bir xil bo'lgan ikki yo'nalishda joylashgan to'sinlardan iborat. To'sinlarning ravog'i 4...6 m qabul qilinadi. Tomonlari bilan tayanadigan plitalar tomonlarining nisbati $l_1/l_2 \approx 1...1,5$ qabul qilinadi. Ustun to'ri o'lchamlari bir xil bo'lganda tomonlari bilan tayanadigan plitalardan iborat bo'lgan orayopmalar to'sin plitali orayopmalarga nisbatan tejamisiz hisoblanadi. Bunday orayopmalar me'moriy jihatdan ko'rkam bo'lganligi sababli jamoat binolarida ko'p ishlatiladi.

23.2. Tomonlari bilan tayangan plitani loyihalash

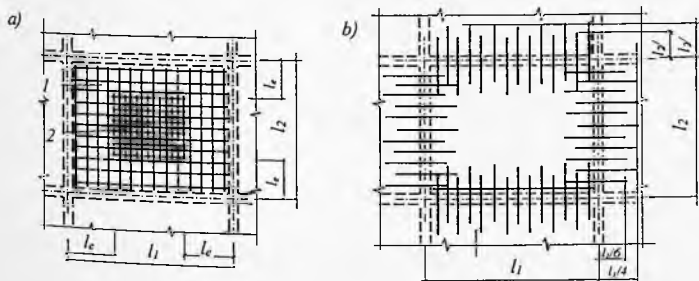
Uzun tomoni o'lchamining qisqa tomoni o'lchamiga nisbati $l_1/l_2 \approx 1...1,5$ bo'lgan va tomonlari bilan tayangan plitalar ikki

yo'nalishda ishlaydi. Odatda ular ishchi sterjenlari ikki yo'nalish bo'yicha joylashgan payvandlangan yoki bog'lanadigan to'rlar bilan jihozlanadi.

Ravoqda to'rlar plitaning ostki, tayanchlarda esa (to'sinlar va ustunlarning ustida) plitaning ustki qismiga joylashtiriladi. Plita oralig'ining uzunligi 2,5 m dan katta bo'lganda ravoqda ikki qavat to'r yotqiziladi. Bu to'rlarda ishchi armaturalarning kesim yuzalari ikkala yo'nalishda ham bir xil qabul qilinadi.

Pastki qavat to'rining ishchi armaturalari tayanchgacha yetkaziladi. Ustki qavat to'rining ishchi armaturalari esa, armaturani tejash maqsadida, tayanchlarga yetkazmasdan quyidagi masofalarda kesiladi: plita to'singa biriktiriladigan bo'lsa $-l_1/4$ masofada; plita erkin tayanganda $-l_1/8$ masofada, bu yerda, l_1 - plita oralig'ining kichik o'lchami (23.1, a - rasm).

Plitaning to'sinlari ustidan joylashtiriladigan armaturasi sifatida ham to'rlar qabul qilinadi. Bu to'rlarning ishchi sterjenlari to'sinlarga perpendikulyar yo'nalishda yotqiziladi va ravoqqa mos ravishda navbat bilan $l_1/4$ va $l_1/6$ masofalarga o'tkazib qo'yiladi (23.1, b - rasm). l_2 masofa hisob bo'yicha aniqlanadi.

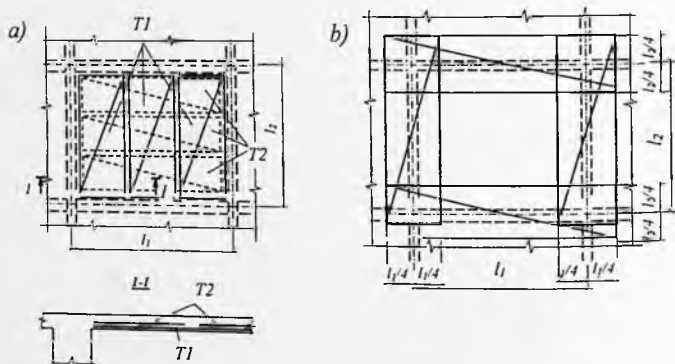


23.1 - rasm. Tomonlari bilan tayangan orayopma plitalarini alohida payvandlangan to'rlar bilan jihozlanishi: a - ravoqda; b - tayanchlar ustida: 1- asosiy to'r; 2- qo'shimcha to'r

Plitalar ishchi armaturasi bo'ylama joylashgan tasmasimon yassi payvand to'rlar bilan ham jihozlanishi mumkin (23.2- rasm). Ravoqlarda bu to'rlar o'zaro perpendikulyar yo'nalishlar bo'yicha ikki

qavat qilib joylashtiriladi. Bunda qisqa l_2 yo'nalish bo'yicha yotqiziladigan to'rlar uzun l_1 yo'nalish bo'yicha yotqiziladigan to'rlarning ostiga joylashtiriladi. Har bir qavat to'rlarning montaj sterjenlari bog'lanmasdan jips qilib qo'yiladi.

Ostki to'ring montaj sterjenlari ishchi sterjenlardan pastda, ustki to'rlarning montaj sterjenlari esa, ishchi sterjenlardan yuqorida joylashtiriladi. Bu holda tayanch ustidagi armaturalar to'sinsimon plitalardagi kabi konstruksiyalanadi (23.2, b-rasm). Rejadagi o'lchami uncha katta bo'lmagan tomonlari bilan tayangan plitalarning o'rta ravoqlari uchun $d \leq 6$ mm bo'lgan ishchi armaturalar qo'llanilganda, plita ishchi armaturasi bo'ylama joylashgan o'rama to'rlar bilan jihozlanishi mumkin. Buning uchun plita (rejada) bo'ylama va ko'ndalang yo'nalishlarda uchta tasmaga ajratiladi (23.3, a - rasm).

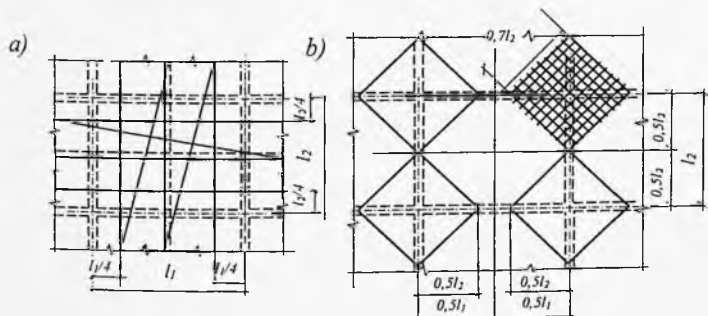


23.2 - rasm. Girdi bilan tayangan plitalarni armatura bilan jihozlanishi:
a - ravoqda o'ram to'rlar bilan; b - tayanchlarda alohida yassi to'rlar bilan

Har birining eni $l_1/4$ ga teng bo'lgan ikkita tasma to'sinlarga yaqin joylashtiriladi. Uchinchi tasma esa, plita o'rtasida joylashtiriladi. O'rama to'rlar faqat o'rta tasmalarda bir-biriga perpendikulyar holatda yotqiziladi (23.3, a- rasm). Bunda plitaning o'rta qismida ikki qavat to'r hosil bo'ladi. Plita burchaklaridagi tayanch usti armaturalari ikkala yo'nalishda ham ishchi sterjenlarga

ega bo'lgan kvadrat shaklidagi to'rt sifatlarda qabul qilinadi. Bu to'rtlar ustunlar ustki qismiga yoki plita yuqori zonasining to'sinlar kesishgan joylariga yotqiziladi. To'rtlarning ishchi sterjenlari to'sinlarga parallel yoki 45^0 burchak ostida joylashtiriladi va uzunligi $0,7l_1$ ni tashkil etadi (23.3, b- rasm).

Tomonlari bilan tayangan plitalar alohida sterjenlar bilan jihozlanganda ham (bog'langan variant) plitalar uchta tasmaga, har birining eni $l_1/4$ bo'lgan ikkita chetki va o'rta tasmalarga bo'linadi. Chetki tasmalardagi plitaning 1 m eniga to'g'ri keladigan ishchi sterjenlarning ko'ndalang kesim yuzalari o'rta tasmadagiga nisbatan ikki barobar kam qabul qilinadi. Lekin plita enining 1 m da kamida uchta sterjen joylashtirilishi kerak. Qisqa yo'nalish bo'yicha yo'naltirilgan sterjenlar plita kesimining pastki qismiga joylashtiriladi. Tayanch ustidagi ishchi armaturalar to'sinlarning (tayanchlarning) qirralariga perpendikulyar ravishda ularning uzunligi bo'yicha har ikkala tomonga teng taqsimlab qo'yiladi.



23.3 - rasm. Tomonlari bilan tayangan plitalarni armatura bilan jihozlanishi: a – ravoqda o'ram to'rtlar bilan; b – tayanchda alohida yassi to'rtlar bilan

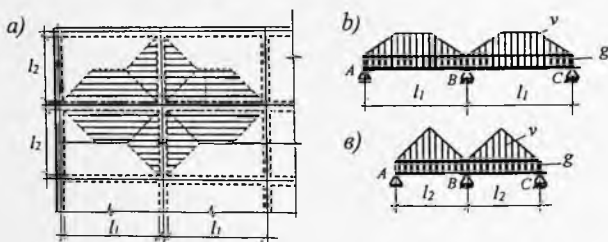
23.3. To'sinlarni loyihalash

To'sinlar uzluksiz tizimlardek zo'riqishlarning qayta taqsimlanishini e'tiborga olib hisoblanadi. To'sinlarni hisoblashda chetki ravoqlar uchun hisobiy uzunlik sifatida to'sin qirrasidan

plitaning devorga o'mashgan qismi yarimigacha bo'lgan masofa qabul qilinadi. O'rta ravoqlar uchun esa, hisobiy uzunlik to'sinlar qirralari orasidagi sof masofaga teng qilib olinadi. To'sinlarga yuk ta'sir yuzasiga mos ravishda uzatiladi (23.4 - rasm).

Tashqi yuklar ta'siridan to'sinlarning xavfli kesimlarida hosil bo'ladigan M va Q zo'riqishlar qurilish mexanikasi usullari yordamida aniqlanadi.

Ravoqlar va tayanchlarda bo'ylama armaturaning kesim yuzalari va ko'ndalang armaturalarning kesim yuzalari va qadami yordamchi to'sinlarni hisoblashdagidek aniqlanadi.



3.4-rasm. To'sinlarni hisoblashga doir: a- yuk ta'sir yuzalari; b- uzun to'sin va v- qisqa to'sin hisobiy sxemalari

24. ZAMIN VA POYDEVORLAR

24.1. Grunt va poydevorlar turlari

Bino va inshootlarning asoslari har xil gruntlardan iborat. Gruntlar tarkibi, strukturasi va joylashishi bo'yicha har xil bo'ladi. Gruntlarning sinflanishi va turi QMQ 2.02.01 -98 [12] bo'yicha aniqlanadi.

Gruntlar ikkita sinfga bo'linadi. Birinchi sinfga strukturasi bikir bog'lanishlarga ega bo'lgan **qoyali gruntlar** kiradi. Ikkinchi sinfga strukturasi bikir bog'lanmagan **cho'kma jinslardan** iborat bo'lgan gruntlar kiradi.

Qoyali gruntlarning strukturasi bog'lanishlar bikir bo'lgan uzluksiz massiv ko'rinishida joylashgan bo'ladi. **Qoyali gruntlarga**

magmatik (granitlar, dioritlar va boshqalar), metamorfik (gneyslar-tog' jinslari, kvarsitlar, slanetslar va boshqalar), jipslashgan cho'kma (qumtosh, konglomeratlar va boshqalar) va sun'iy bo'lishi mumkin. Qoyali gruntlar suv ta'siriga chidamli, siqilmaydi, siqilishdagi mustahkamligi juda yuqori, muzlamaydi, tanasida yoriqlar va bo'shliqlar bo'lmaganda mustahkam va ishonchli asos hisoblanadi.

Qoyali bo'lmagan gruntlarga strukturasida bog'lanishlar bikir bo'lmagan cho'kma jinslar kiradi. Zarrachalarning yirikligi va miqdoriga bog'liq ravishda u yirik zarrali, qumoq, changli-loyli, biogenli va tuproqqa bo'linadi. Bu gruntlarning xarakterli muhim tomoni ularning mayda zarralardan iborat bo'lib, yoyiluvchanligidir.

Yirik zarrali gruntlar bir-biri bilan bog'lanmagan qoyali jinslarning bo'laklaridan tashkil topgan. Bunda o'lchami 2 mm bo'lgan bo'laklar 50% dan ko'p bo'ladi. Granulometrik tarkibi bo'yicha **yirik zarrali** gruntlar diametri $d > 200$ mm bo'lgan **yirik toshli** (dumalok tosh), diametri $d > 10$ mm bo'lgan **qayroq toshli** va diametri $d > 2$ mm bo'lgan **shag'alli** gruntlarga bo'linadi.

Bu gruntlarning ostida zich qatlam mavjud bo'lganda ular yaxshi asos bo'lib xizmat qiladi. Bu gruntlar ko'p siqilmaydi va yaxshi asos bo'lib xizmat qiladi.

Tarkibida qumli to'ldiruvchi 40% dan ko'p bo'lganda yoki changli - loy 30% dan ko'p bo'lganda, faqat mayda to'ldiruvchi hisobga olinadi. Chunki gruntning mustahkamligi mayda to'ldiruvchiga bog'liq bo'ladi.

Qumoq gruntlar kvars zarrachalaridan va yirikligi 0,1 dan 2 mm gacha bo'lgan boshqa minerallardan hamda 3% loydan iborat bo'ladi. Bu grunt plastiklik xossasiga ega bo'lmaydi. Qumoq gruntlar zarrachalar tarkibi va asosiy fraksiyalarining o'lchamlariga bog'liq ravishda $d > 2$ mm bo'lganda - toshloq (**shag'alli**); $d > 0,5$ mm bo'lganda - yirik; $d > 0,25$ mm bo'lganda - o'rta yiriklikdagi; $d > 0,1$ mm bo'lganda - mayda va $d = 0,05 - 0,005$ mm bo'lganda - changli qumlarga bo'linadi.

Qum qancha toza bo'lib zarralari qancha katta bo'lsa, undan tayyorlangan qatlamning mustahkamligi yuqori bo'ladi. Zichlashtirilgan qumning siqilishdagi deformatsiyasi kam bo'lib, yuk ta'siri ostida zichlashish tezligi yuqori bo'ladi. Shuning uchun

bunday asoslarda qurilgan binolarning choʻkishi qisqa vaqt davomida toʻxtaydi.

Changli-loy gruntlar zarrachalarining oʻlchamlari **0,05 – 0,005 mm** boʻlgan chang va oʻlchamlari **0,005 mm dan kam boʻlgan loy** zarrachalardan iborat. Bunday gruntlar namlanganda choʻkish va boʻqish xossalariga ega.

Loyli gruntlar zarrachalarining yirikligi $d < 0,005$ mm boʻlgan bogʻlangan strukturali grunt va kam miqdordagi kum aralashmasidan iborat. Loyli gruntlar **plastiklik soniga** bogʻliq ravishda **loylarga** (loy zarrachalari 30% dan koʻp), suglinokka (loy zarrachalari 10...30%) va supesga (loy zarrachalari 3...10%) boʻlinadi.

Loyli gruntlarning yuk koʻtarish qobiliyati uning namligiga bogʻliq.

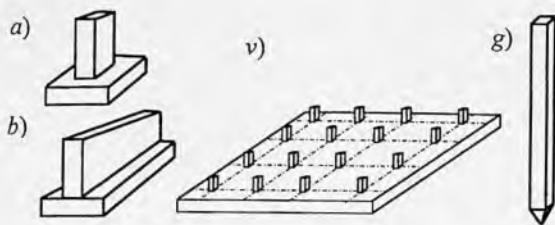
Lyoss va lyossimon gruntlar katta miqdordagi chang zarrachalaridan iborat. Loy va ohak zarrachalarining uncha katta boʻlmagan miqdorlarida chang zarrachalari 50% tashkil qiladi. Lyoss va lyossimon gruntlar katta miqdordagi gʻovakliklarga ega. Bu gruntlar quruq holatda 40% gacha gʻovakliklarga ega boʻlgan holda yetarli mustahkamlikka ega. Lekin, namlanganda tashqi yuklar ostida katta miqdorda choʻkadi. Bu gruntlar choʻkuvchan gruntlar toifasiga kiradi.

Bu gruntlar tabiiy asos sifatida yaroqsiz hisoblanadi. Lyoss asos sifatida foydalaniladigan boʻlsa, namlanishdan saqlash choralari koʻrilishi shart.

Poydevorlar tabiiy yoki sunʼiy asoslarga tiklanishi mumkin (24.1,a,b,v -rasm). Poydevor sifatida temirbeton, metall yoki yogʻochdan tayyorlanadigan qoziq shaklidagi konstruksiya ishlatilishi mumkin (24.1,g-rasm).

Tabiiy yoki sunʼiy asosda tiklanadigan poydevorlar uch xil boʻladi (24.1- rasm):

- 1) ustunlar ostiga tiklanadigan yakka poydevorlar (24.1,a – rasm);
- 2) ustunlar qatori va devorlar ostiga tiklanadigan tasma shaklidagi poydevorlar (24.1,b – rasm);
- 3) bino ostiga yaxlit holda tiklanadigan plita shaklidagi poydevorlar (24.1,v – rasm).



24.1- rasm. Poydevorlarning turlari:

a- v —tabiiy asosda tiklanadigan va *g*-qoziq shaklidagi

Qoziq poydevorlar qoziqlar va «rostverk»dan iborat bo'ladi. «Rostverk» o'z navbatida plita va ustun osti qismlardan tashkil topadi.

24.2. Asos va poydevorlarni loyihalash asoslari

Poydevorlar bino va inshootlarning asosiy qismi bo'lib, ishlashi bilan boshqa konstruksiyalardan tubdan farq qiladi. Poydevorlarning asosiy vazifasi bino va inshootlardan yuklarni asosga uzatishdan iborat.

Bino va inshootlar og'irligidan poydevor ostidagi asos siqilish va siljishga ishlaganligi sababli asos deformatsiyalanadi, ya'ni bino cho'kadi.

Asos va poydevorlarni loyihalashda bino va inshootlarni qurilish maydonining geologik holatiga moslashtirishga va «asos-poydevor-bino» tizimi kompleks qaralishini taqozo etadi.

«Asos-poydevor» tizimini loyihalashning muhim tomoni shundan iboratki, hamma hollarda ham asosning har bir qatlamini xarakterlovchi dastlabki ma'lumotlar yetarli bo'lmaydi. Shuning uchun poydevorlarni loyihalash doimo tavakkalchilik bilan bog'liq. Buning oqibatini har doim ham baholashning imkoniyati yo'q. Shu bilan birga loyihalashda qo'yilgan xato asos ustivorligining yo'qolishiga yoki yo'l qo'yib bo'lmaydigan deformatsiyalarga olib kelishi mumkin.

Asos va poydevorlarni loyihalashda quyidagi prinsiplar qabul qilingan:

1. Asos va poydevorlarni chegaraviy holatlar bo'yicha loyihalash;

2. «Asos-poydevor-bino» tizimini birgalikda ishlashini hisobga olish;

3. Birgalikda muhokama qilish natijasida poydevor turini, asosning yuk ko'taruvchi va to'shov qatlamini tanlashda omillar kompleks tarzda hisobga olinishi, shu jumladan:

a) qurilish maydonining muhandslilik-geologik sharoitini;

b) inshootning o'ziga xosligi va yuk ko'taruvchi konstruksiyalarining notekis deformatsiyalanishga sezgirligini;

v) asosni tayyorlash va poydevorni tiklash bo'yicha ishlarning bajarilish uslubini.

Poydevorlarni loyihalashda quyidagilar ta'minlanishi shart:

1) bino va inshootning mustahkamligi va eksplutatsiya qilishda ishonchliligi (konstruksiyalarning deformatsiyasi ruxsat etilgan miqdordan katta bo'lmasligi);

2) asos gruntlarining mustahkamlik va deformatsiya xarakteristikalaridan hamda poydevorlar materiali mustahkamligidan maksimal darajada foydalanish;

3) poydevorni tiklash narxining, material va mehnat sarfining minimal bo'lishi;

4) qurilish muddatini maksimal darajada qisqartirish.

Poydevorlar quyidagi talablarga javob berishi kerak:

1) mustahkam va umrboqiy bo'lishi, yer osti suvlari va muzlash ta'siriga chidamli bo'lishi;

2) og'nashga va poydevor tagi tekisligida siljishga ustivor bo'lishi;

3) texnik-iqtisodiy talablarga va zamonaviy ishlab chiqarish usullariga javob berishi.

24.3. Asoslarni yuk ko'tarish qobiliyati bo'yicha hisoblash

Poydevor asosini yuk ko'tarish qobiliyati bo'yicha hisoblashdan maqsad asosning mustahkamligi va ustivorligini ta'minlash bilan birga poydevorning tagi bo'yicha siljishi va og'nashga yo'l qo'ymaslikdan iborat.

Poydevor asosining yuk ko'tarish qobiliyati quyidagi shartdan

tekshiriladi:

$$F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} F_u, \quad (24.1)$$

bu yerda: F — asosga ta'sir qiladigan hisobiy yuk; F_u — asosning chegaraviy qarshilik kuchi; γ_s — ishlash sharoitini e'tiborga oladigan koeffitsiyent; γ_n — inshootning tayinlanishi bo'yicha ishonchilik koeffitsiyenti, QMQ 2.02.01-98 [12] bo'yicha aniqlanadi.

Turg'unlashmagan hamda $\text{tg } \delta < \sin \varphi_1$ bo'lgandagi turg'unlashgan holatda bo'lgan gruntlardan iborat asosda yotgan va tagi tekis bo'lgan poydevorni gorizontaal yuk ta'siri ostida siljishi quyidagi shart asosida tekshiriladi:

$$\sum F_{sa} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \sum F_{sr}, \quad (24.2)$$

bu yerda: $\sum F_{sa}$ — siljish tekisligidagi ushlab qoluvchi hisobiy kuchlar proyeksiyalari yig'indisi; $\sum F_{sr}$ — siljish tekisligidagi siljituvchi hisobiy kuchlar proyeksiyalari yig'indisi.

Ushlab qoluvchi hisobiy kuchlari quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\sum F_{sr} = (F_v - U) \text{tg} \varphi_1 + A \times c_1 + E_p, \quad (24.3)$$

bu yerda: F_v — poydevorga ta'sir qiladigan hisobiy yukning siljish tekisligiga perpendikulyar bo'lgan tashkil etuvchisi;

U — bosimga qarshi gidrostatik kuch (yer osti suvlari poydevor tagidan yuqori joylashganda); A — poydevor tagining yuzasi; $S_1 = S_n / \gamma_q$.

Poydevor asosini yuk ko'tarish qobiliyati bo'yicha hisoblashda solishtirma yopishish koeffitsiyenti $\gamma_q = 1,5$ qabul qilinadi.

Poydevor vertikal qirrasiga grunt passiv bosimining teng ta'sir etuvchisi E , quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma'_1 d \lambda_p + \frac{c'_1 d}{\text{tg} \varphi'_1} (\lambda_p - 1), \quad (24.4)$$

d — poydevorning yer sathidan joylashish chuqurligi;

λ_p — passiv bosim koeffitsiyenti:

$$\lambda_p = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'_1}{2} \right). \quad (24.5)$$

Siljituvchi kuch quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\sum F_{sa} = F_h + E_a, \quad (24.6)$$

E_h - poydevorga ta'sir qiluvchi kuchning siljish tekisligiga urinma bo'lgan tashkil etuvchisi;

E_a - grunt aktiv bosimining tashkil etuvchisi

$$E_a = \frac{1}{2} (\gamma'_1 d_1 \lambda_a - 2c'_1 \sqrt{\lambda_a}) (d_1 - h_c), \quad (24.7)$$

d_1 - poydevorning pol sathidan joylashish chuqurligi;

λ_a - grunt aktiv bosimi koeffitsiyenti:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'_1}{2} \right); \quad (24.8)$$

$$h_c = \frac{2c'_1 \sqrt{\lambda_a}}{\gamma'_1 \lambda_a}. \quad (24.9)$$

25. POYDEVORLARNI LOYIHALASH, HISOBLASH VA ARMATURALASH ASOSLARI

25.1. Poydevorlar to'g'risida umumiy ma'lumotlar

Poydevorlar yer osti konstruksiyalari hisoblanib, bino yoki inshootning yuqori qismidan hosil bo'ladigan yuklarni gruntlardan tashkil topgan asosga uzatish uchun xizmat qiladi. Bino ostida yer to'la tiklanadigan bo'lsa, poydevorlar o'z navbatida yer to'la devori vazifasini ham bajaradi.

Bino va inshootlarning mustahkamligi, ustivorligi va ishonchlilik ko'p hollarda poydevorlarning sifatiga bog'liq.

Poydevorlar murakkab sharoitda ishlaydi. Ular har xildagi tashqi kuchlar va ta'sirlar ostida bo'ladi. Bino va inshoot og'irligidan va grunt bosimidan hosil bo'ladigan ta'sirlar, seysmik ta'sir va boshqalar poydevorlarda har xil kuchlanish holatlarini vujudga keltiradi. Bu ta'sirlar ostida poydevorda katta deformatsiyalar hosil bo'lib, uning buzilish ehtimoli yuqori bo'ladi.

Harorat va namlik ham poydevor ishlashiga salbiy ta'sir ko'rsatadi.

Bu holatlar ro'y bermasligi va poydevorlarning normal

eksploatatsiya qilinishi uchun quyidagi talablar qo'yiladi:

- mustahkam bo'lishi;
- umrboqiyliги yuqori bo'lishi;
- og'nash va siljishga ustivor bo'lishi;
- yer osti suvlari ta'siriga chidamli bo'lishi.

Yakka poydevorlar (24.1, *a*-rasmga qarang) plita va ustun osti qismidan iborat bo'lib sinchli binolarning ustunlari ostiga tiklanadi.

Tasma shaklidagi poydevorlar (24.1, *b*-rasmga qarang) barcha kapital devorlar va ustunlar qatori ostiga qo'yiladi.

Uzluksiz poydevorlar plita (24.1, *v*-rasmga qarang) yoki quti shaklida bir necha qavatdan iborat bo'lishi mumin. Bunday poydevorlar yuklarning katta miqdorlarida yoki asos grunti mustahkam bo'lmagan hollarda qo'llaniladi.

Qoziq shaklidagi poydevorlar (24.1, *g*-rasmga qarang) mustahkamligi yuqori bo'lgan grunt qatlami chuqur joylashgan *kuchsiz gruntlarda* va yuklarning katta miqdorlarida yoki asos grunti mustahkam bo'lmagan hollarda qo'llaniladi.

U yoki bu tipdagi poydevorni tanlashda binoning konstruktiv yechimi, yuklarning miqdori, asos turi va mahalliy sharoit e'tiborga olinadi.

25.2. Ustun osti poydevorlari. Markaziy va nomarkaziy yuklangan alohida poydevorlar

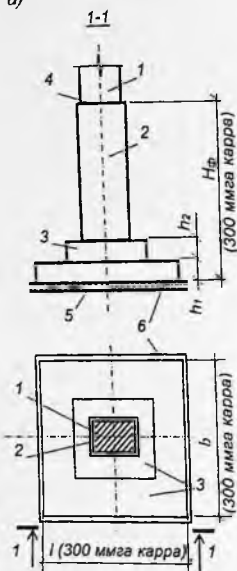
Poydevorlar tabiiy asosga tiklanishi yoki qoziqlardan iborat bo'lishi mumkin (25.1 -rasm). Tabiiy asosda tiklanadigan poydevorlar plita va ustun osti qismlardan iborat bo'ladi.

Poydevor plita qismini pog'onali qilib loyihalash tavsiya etiladi.

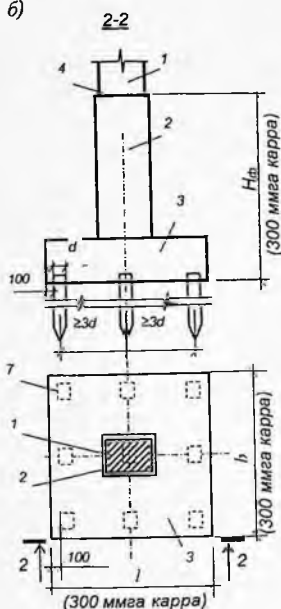
Shu bilan birga poydevorning plita qismini ham 25.2 va 25.3-rasmlarda ko'rsatilgandek piramida shaklida loyihalash tavsiya etiladi.

Poydevorlar yig'ma va yaxlit bo'lishi mumkin. Yig'ma poydevorlarni plita va ustun osti qismlardan tashkil topgan butun blok ko'rinishida loyihalash tavsiya etiladi (25.3 – rasm).

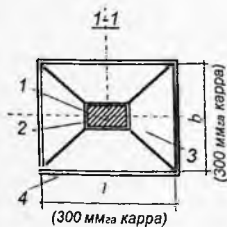
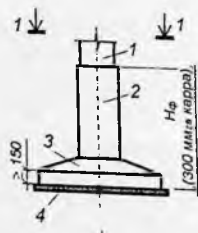
a)



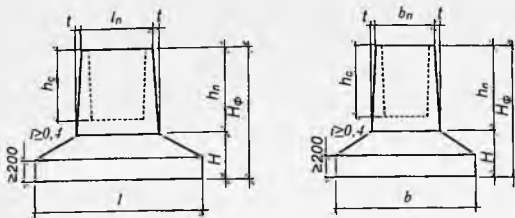
b)



25.1 - rasm. Alohida zinali poydevorlar: a – tabiiy asosda tiklanadigan poydevor; b – qoziqli poydevor; 1- ustun; 2- ustun osti qismi; 3- plita qismi; 4- poydevor yuqorisi; 5- poydevor tagi; 6- beton to'shov; 7- qoziq



25.2 - rasm. Alohida piramida shaklidagi poydevor: 1- ustun; 2- ustun osti qismi; 3- piramida shaklidagi plita qismi; 4- beton to'shov



25.3 – rasm. Yig'ma temirbeton poydevor metall qolipda tayyorlanganda $t = 20 \dots 30$ mm, yog'och qolipda tayyorlanganda $t = 50$ mm qabul qilinadi

Poydevorning yuqori sathi «obrez» deb ataladi. Bu sirtga poydevordan yuqori joylashgan konstruksiya tayanadi. Poydevorning pastki sirti tag yoki tagi deb ataladi. Poydevorning tag sirti uning yuqori sirtidan katta bo'ladi. Shuning uchun poydevorning tag sirti gruntndan iborat asosga yukni kam bosim bilan uzatadi. Qoziq poydevorlarda «rostverk»ning tag qismiga qoziqlarning yuqori uchlari mahkamlanadi.

Poydevor tagidan uning yuqori sirtigacha bo'lgan masofa poydevorning balandligi H_f ni tashkil etadi.

Poydevor yuqori sirtining sathini («obrez») quyidagicha qabul qilish tavsiya etiladi:

- yig'ma temirbeton ustunlar poydevorlari uchun nol sathdan 150 mm pastda, ya'ni $-0,150$ m sathda;
- yaxlit temirbeton ustunlar ostidagi poydevorlari uchun - poydevor to'sinining yuqori sathida, poydevor to'sini bo'lmagan taqdirda - nol sathdan 50 mm pastda, ya'ni $-0,050$ m sathda;
- po'lat ustunlar ostidagi poydevorlari uchun - ustun poyi plitasi-niing sathidan 100 mm pastda. Poydevorlarning joylashish chuqurliklari hisob asosida va QMQ [12] talablariga mos ravishda qabul qilinadi.

Poydevorlarning o'lchamlari hisob bo'yicha qabul qilinib, iqtisodiy talablar, qoliplarni unifikatsiyalash va armaturalash talablari hamda tayyorlash texnologiyasini e'tiborga olib tayinlanadi.

Yig'ma poydevorlarning balandligi H_f uni grunda joylashtirish chuqurligi, yig'ma ustunni poydevorga mahkamlash chuqurligiga

bog'liq. Yaxlit poydevorlarning balandligi H_f esa, uni gruntda joylashtirish chuqurligidan tashqari poydevordan chiqarib qoldiriladigan armaturaning poydevor tanasiga ankerlanish uzunligiga bog'liq. Po'lat ustunlar uchun poydevorning joylashish chuqurligini tayinlashda poydevorga mahkamlanadigan ankerlarning uzunligi ham e'tiborga olinadi.

Poydevor plita qismining balandligi hisob bo'yicha tayinlanadi. Agar poydevorning balandligi plita qismining balandligidan katta bo'lsa, balandliklar farqi bo'yicha ustun osti qismi hosil qilinadi.

Poydevor balandligini 300 mm ga karra etib tayinlash tavsiya etiladi.

Poydevor osti va ustun osti qismining plandagi o'lchamlari 300 mm ga karra etib tayinlanadi.

Poydevor ustun osti qismining ko'ndalang kesimi shakli odatda to'g'ri to'rtburchak shaklida qabul qilinadi.

Poydevor ustun osti qismi va plitasining balandliklari bo'yicha o'lchamlari 150 mm ga karra etib tayinlanadi. Zinalarning balandliklari poydevor plita qismining to'liq balandligiga bog'liq ravishda tayinlanadi va 300, 450 mm qabul qilinadi. Poydevor plita qismining to'liq balandligi 1500 mm va undan katta bo'lganda yuqori zina balandligi 600 mm qabul qilinishi mumkin.

Poydevor zinalarining balandliklarini 25.1 jadvaldan qabul qilish tavsiya etiladi.

25.1- jadval. Poydevor zinalarining balandliklari

Poydevor plita qismining umumiy balandligi, mm	Zinalarning balandliklari, mm		
	h_1	h_2	h_3
300	300	-	-
450	450	-	-
600	300	300	-
750	300	450	-
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Yaxlit poydevorlar ostiga, gruntlarning xossasiga bog'liq bo'lmagan holda (qoyali gruntlar bundan mustasno), sinfi B7,5

bo'lgan betondan 100 mm qalinlikdagi to'shamani, yig'ma poydevorlar ostiga esa, o'rta donali qumdan 100 mm qalinlikdagi to'shama hosil qilinishi tavsiya etiladi.

Yaxlit poydevorlarni tiklash uchun siqilishdagi mustahkamlik bo'yicha sinfi B12,5 va undan yuqori bo'lgan betonlar ishlatilishi tavsiya etiladi.

Yig'ma poydevorlarni tayyorlash uchun siqilishdagi mustahkamlik bo'yicha sinfi B15...25 bo'lgan betonlar ishlatiladi.

Yaxlit temirbeton poydevor tagiga qo'yiladigan ishchi armatura uchun beton himoya qatlami, qalinligi 100 mm beton to'shovni hisobga olib, 35 mm dan kam qabul qilinmaydi. Beton to'shov bo'lmaganda esa, 70 mm qabul qilinadi. Yig'ma temirbeton poydevorlar uchun betonning himoya qatlami 30 mm qabul qilinadi.

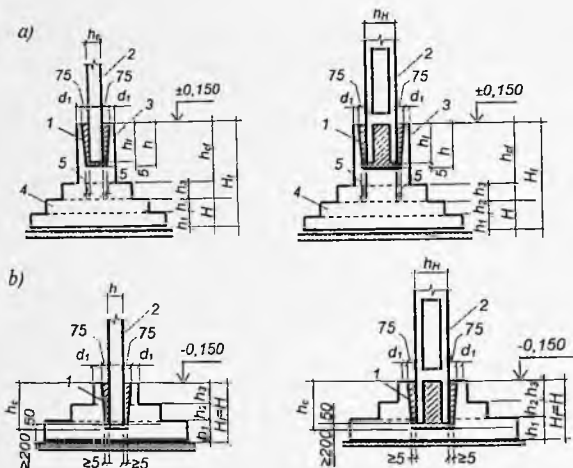
Poydevorlar tagi payvandlangan armaturali to'rlar yoki alohida sterjenlar bilan armaturalanadi. Tomoni 3 m va undan kam bo'lgan poydevorlar har ikki yo'nalishda ishchi armaturasi diametri 10 mm dan kam bo'lmagan payvandlangan yoki bog'langan to'rlar bilan armaturalanadi. Tomoni 3 m va undan katta bo'lgan poydevorlarda har ikki yo'nalishda qo'yiladigan payvandlangan yoki bog'langan to'r ishchi sterjenlarining diametri 12 mm dan kam qabul qilinmaydi.

Poydevorlarning taglari payvandlangan armaturali to'rlar bilan jihozlanganda ishchi armaturaning ishonchli ankerlanishi hisob bilan tekshirib ko'rilishi shart. Chunki payvandlangan tipik armaturali to'rlarda ko'ndalang sterjenlar poydevor zinasi chetidan 150 yoki 300 mm masofada joylashadi.

Poydevorlar tagi alohida sterjenlar bilan jihozlanganda ishchi armaturalar o'zaro perpendikulyar joylashib, qadami 200 mm qabul qilinadi. Armaturalash uchun davriy profilga ega bo'lgan sterjenlar ishlatilganda o'zaro kesishadigan chetki ikki qator sterjenlar perimetr bo'yicha bir-biri bilan payvandlanishi shart. Payvandlashni elektr yoyi yordamida bajarishga ruxsat etiladi. Ichki kesishadigan sterjenlar bir-biri bilan shaxmat tartibida bog'lanishi shart. Armaturalash uchun sirti tekis bo'lgan sterjenlar ishlatilganda sterjenlarning uchlarida ilgaklar hosil qilinadi. Bunda sterjenlarning perimetri bo'yicha kesishgan tugunlarini payvandlash talab etilmaydi.

Poydevorning ustun osti qismi siqiladigan elementlardek hisoblanadi va ustunlar kabi armaturalanadi.

Yig'ma ustun poydevorlarini 25.4 - rasmda ko'rsatilgandek qurilmalash tavsiya etiladi. Poydevorning stakan qismi (1) ustunni (2) poydevorga mahkamlash uchun mo'ljallanadi.



25.4 - rasm. Yig'ma temirbeton ustunlar uchun quyma poydevorlar [13]: a

– ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak va ikki tirakli ustun uchun plita va ustun osti qismdan iborat bo'lgan poydevorlar; b – xuddi shunday, faqat plita qismdan iborat bo'lgan poydevorlar; 1 – stakan; 2 – ustun; 3 – ustun osti qism; 4 – poydevorning plita qismi

Ikki tirakli ustunlar uchun tiraklar tashqi qirralari orasidagi masofa $h_n \geq 2,4$ m bo'lganda har bir tirak ostiga alohida stakan loyihalash tavsiya etiladi. Stakaning chuqurligi h_h ustunning poydevorga mahkamlanish chuqurligidan h_f 50 mm katta qabul qilinadi.

Ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklidagi ustunlarning poydevorga mahkamlanish chuqurligi 25.2 - jadvaldan aniqlanadi.

Ikki tirakli ustunlarning mahkamlanish chuqurligi quyidagi

shartdan qabul qilinadi:

$$h_h > 0,5 + 0,33 h_n, \quad (25.1)$$

bu yerda, h_n - ikki tirakli ustunlar tiraklari tashqi qirralari orasidagi masofa, m.

$h_n \geq 2,41$ m bo'lganda mahkamlanish chuqurligi 1,2 m qabul qilinadi. Bundan tashqari ustunning poydevorga mahkamlanishi ustun bo'yлама armaturasining poydevorga ankerlanishi talabiga javob berishi shart (25.3 - jadval).

25.2 jadval. Ustunlarning poydevorga joylashish chuqurligi

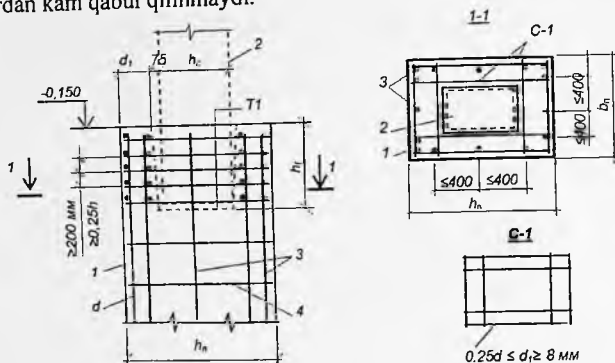
$\frac{d_t}{h_n}$ nisbatning qiymati (25.4 rasmga qarang)	Bo'yлама kuch eksentrisitetining qiymatlariga mos bo'lgan kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklidagi yig'ma ustunlarning poydevorga joylashish chuqurligining minimal qiymati	
	$\leq 2h_c$	$> 2h_c$
$> 0,5$	$\leq h_c$	$\leq h_c$
$\leq 0,5$		$h_c + \frac{1}{3}(h_c - 2d_1)\left(\frac{e_0}{h_c} - 2\right),$ Bunda $h_c \leq h_f \leq 1,4 h_c$

25.3 - jadval. Ustun bo'yлама armaturasining poydevorga ankerlanishi

Armatura sinfi	Ustun ko'ndalang kesimining shakli	Ustun ishchi armaturasini poydevorga joylashtirish minimal qiymati, beton sinfi			
		B15 bo'lganda		B25 bo'lganda	
		cho'zilgan	siqilgan	cho'zilgan	siqilgan
A300s	Kesimi to'g'ri to'rtburchakli	25d	15d	20d	10d
As300	Kesimi qo'sh tirakli	30d	15d	25d	10d
A400	Kesimi to'g'ri to'rtburchakli	30d	18d	25d	15d
At400s					
A400					
At400s	Kesimi qo'sh tirakli	35d	18d	30d	15d

Yuqorida keltirilgan shartlar bajarilmaganda stakan devori bo'yлама va ko'ndalang armaturalar bilan hisob bo'yicha jihozlanadi

(25.5- rasmga qarang). Bunda stakan devorining qalinligi 150 mm dan kam bo'lmashligi shart. Bundan tashqari moment tekisligiga perpendikulyar bo'lgan devor qalinligi 25.4 jadvalda keltirilgan miqdorlardan kam qabul qilinmaydi.



25.5 - rasm. Yig'ma temirbeton ustun poydevori stakan qismining payvand to'r (T-1) bilan armaturalanishi [13]: 1- poydevor; 2 - ustun; 3 - ustun osti qismning bo'ylama armaturasi; 4 - ustun osti qismning ko'ndalang armaturasi

Stakan devorini ko'ndalang ravishda armaturalash uchun qadami unifikatsiyalashtirilgan payvandlangan to'rlar ishlatilishi tavsiya etiladi. Bu to'rlarning sterjenlari stakan devorining ichki va tashqi sirtlariga yaqin joylashtiriladi. To'r sterjenlarining diametri hisob bo'yicha qabul qilinadi. Qabul qilinadigan sterjenlarning diametri poydevor ustun osti qismi bo'ylama armaturasi diametrining $\frac{1}{4}$ qismidan kam va 8 mm dan kam qabul qilinmaydi.

25.4 jadval. Poydevor stakani devorining minimal qalinligi

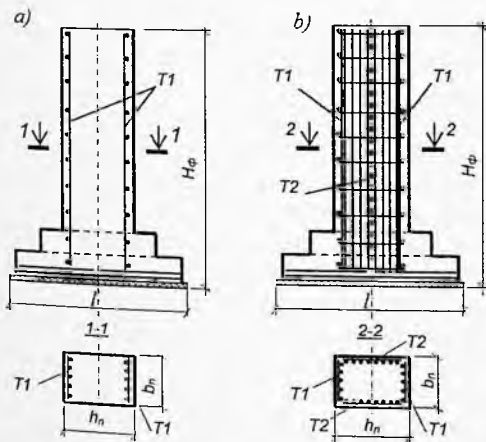
Ustun ko'ndalang kesimi	Moment tekisligiga perpendikulyar bo'lgan devor minimal qalinligi	
	bo'ylama kuch eksentrisiteti $e_0 \leq 2h_c$	bo'ylama kuch eksentrisiteti $e_0 > 2h_c$
To'g'ri to'rburchakli	$0,2h_c$	$0,3h_c$
Ikki tirgakli	$0,2h_n$	

To'rlar orasidagi masofa stakan chuqurligining $\frac{1}{4}$ qismidan va 200 mm dan katta qabul qilinmaydi. Poydevor ustun osti qismining stakan tagidan pastki ustunlarni armaturalagandek jihozlanadi. Poydevor ustun osti qismining bo'ylama armaturalari to'r kataklarining ichida joylashishi shart.

Ustun bilan poydevor stakani devori orasi sinfi B12,5 dan kam bo'lmagan beton bilan to'ldiriladi. Yaxlit poydevor ustun osti qismi uchun bo'ylama armatura sterjenlarining diametri 12 mm dan kam qabul qilinmaydi.

Poydevorning temirbeton ustun osti qismi uchun siqiladigan armatura hisob bo'yicha talab etilmasa, lekin cho'ziladigan armatura miqdori beton kesim yuzasining 0,3% dan oshmasa eguvchi moment tekisligiga parallel bo'lgan qirralarda bo'ylama va ko'ndalang armaturalarni qo'yilmaslikka ruxsat etiladi (25.6, a- rasm).

Joylashish chuqurligi 5 metrgacha bo'lgan poydevorlar sayoz joylashgan poydevorlar deb ataladi. Darslikda asosan sayoz joylashgan poydevorlarni loyihalash qaraladi.

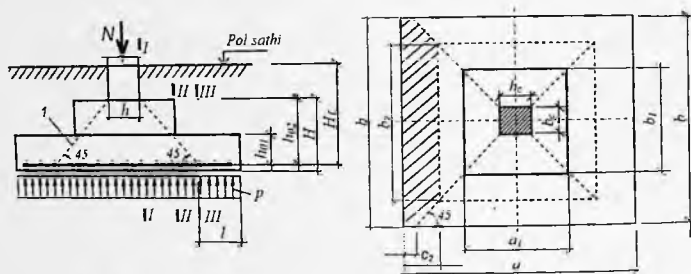


25.6 - rasm. Kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklidagi poydevor osti qismining armaturalanishi [13]: a- hisobiy cho'ziladigan armatura bir tekislikda joylashganda va b - hisobiy cho'ziladigan armatura ikki tekislikda joylashganda

26. TABIIY ZAMINDA SAYOZ JOYLASH TIRILADIGAN POYDEVORLAR

26.1. Markaziy yuklangan yakka poydevorlarni hisoblash

Markaziy yuklangan poydevorlarda hamma tashqi yuklarning teng ta'sir etuvchisi poydevor tagi og'irlik markazidan o'tgan o'q bo'yicha ta'sir qiladi (26.1-rasm).



26.1 – rasm. Markaziy yuklangan poydevorni hisoblashga doir:

1 – bosilish piramidasi; 2- bosilish piramidasining asosi

Poydevorning hisobi ikki qismdan iborat bo'ladi. Birinchi qismda poydevorning tagi o'lchamlari aniqlanadi. Ikkinchi bosqichda poydevor tanasi hisoblanadi. Bunda poydevor plita qismining mustahkamligi normal va qiya kesimlar bo'yicha tekshiriladi. Bundan tashqari poydevorning mustahkamligi bosilishga tekshirib ko'riladi. Bosilishga hisoblashdan poydevor plita qismining balandligi hamda alohida zinalarning balandligi aniqlanadi.

Markaziy yuklangan poydevor tagi plitasining taqribiy yuzasi quyidagi formuladan aniqlanadi

$$A_f = \frac{N}{R_0 - \gamma_m d_f}, \quad (26.1)$$

bu yerda: $N(\gamma_f = 1)$ - ustun orqali poydevorga uzatiladigan yukning me'yoriy qiymati; d_f - poydevorning joylashish chuqurligi; $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$ - poydevor va uning zinalaridagi grunt massasining o'rtacha hajmiy og'irligi; R_0 - gruntning hisobiy qarshiligi.

Hisobiy qarshilik R_0 gruntning xili va holatiga bog'liq bo'lib, qurilish maydonida o'tkaziladigan muhandislik-geologik tadqiqotlar asosida aniqlanadi. Gruntlarning hisobiy qarshiliklari (R_0) QMQ 2.02.01-98 da keltirilgan [12].

Poydevor plitasining uzil-kesil o'lchamlarini tayinlash uchun gruntning hisobiy qarshiligi dastlab aniqlangan poydevor tagi plitasi o'lchamlariga bog'liq ravishda quyidagi formuladan aniqlashtiriladi:

poydevorning joylashish chuqurligi $H_f \leq 2,0$ m bo'lganda

$$R = R_0 \left[1 + k_1 \frac{(b - b_0)}{b_0} \right] \frac{(d + d_0)}{2d_0}; \quad (26.2)$$

poydevorning joylashish chuqurligi $H_f > 2,0$ m bo'lganda

$$R = R_0 \left[1 + k_1 \frac{(b - b_0)}{b_0} \right] + k_2 \gamma (d - d_0), \quad (26.3)$$

bu yerda: b va d - mos ravishda loyihalashtirilayotgan poydevorning eni va joylashish chuqurligi, m; $b_0 = 1,0$ m va $d_0 = 2,0$ m; γ - poydevor tagidan yuqori joylashgan 1 m^3 grunt og'irligidan hosil bo'lgan yuk; k_1 va k_2 - gruntlar xarakteristikasiga bog'liq bo'lgan koeffitsiyentlar: *yirik bo'lakli va qumoq gruntlar uchun* $k_1 = 0,125$; $k_2 = 0,25$; *changli qum, supes, suglinok va loylar uchun* $k_1 = 0,05$; *supes va suglinok uchun* $k_2 = 0,2$; *loy uchun* $k_2 = 0,15$.

Gruntning aniqlashtirilgan hisobiy qarshiligi 26.1 formuladan $R_0 = R$ qabul qilinib, poydevor plitasining aniqlashtirilgan yuzasi topiladi.

Markaziy yuklanadigan poydevorlarning plitasi odatda kvadrat shaklida qabul qilinadi.

Planda kvadrat shaklida bo'lgan poydevor balandligining minimal qiymati uni bosilishga mustahkamligini tekshirishdan aniqlanadi. Poydevorning bosilishidan buzilishi piramida shaklida ro'y beradi, piramidaning yon sirti esa, poydevor asosi bilan 45° burchak tashkil qiladi deb qabul qilinadi. U vaqtda piramida kichik asosining yuzasi ustun ko'ndalang kesim yuzasiga teng bo'ladi (26.1 - rasm.).

Poydevorning bosilishidan buzilmaslik sharti quyidagi tengsizlik orqali tekshiriladi

$$P \leq R_{br} h_0 u_m, \quad (26.4)$$

bu yerda: R_{bt} — betonning cho'zilishdagi hisobiy qarshiligi;
 u_m — poydevorning ishchi balandligi h_o chegarasida bosilish
 piramidasi kichik va katta asoslari perimetrlari yig'indisining arif-
 metik o'rta qiymati, quyidagi formuladan aniqlanadi

$$u_m = 2(h_h + b_h + 2h_o). \quad (26.5)$$

Bosuvchi R kuchning qiymati quyidagi formuladan aniqlanadi

$$R = N - p A_1. \quad (26.6)$$

bu yerda: $N_r = N - \gamma_m H_f$ — poydevorni bosilishga hisoblashda ustun
 orqali poydevorga uzatiladigan yukning hisobiy qiymati; $A_1 = (h_s + 2h_o)(b_s + 2h_o)$; $p = N/A_1$; N — ustun orqali poydevorga uzatiladigan
 yukning hisobiy qiymati.

Poydevorning ishchi balandligi quyidagi formuladan aniqlanishi
 mumkin

$$M_1 = 0,125 p (a - h_c)^2 b. \quad (26.7)$$

Poydevor tagining plitasi to'g'ri to'rtburchak shaklida bo'lgan
 poydevorlarning bosilishga mustahkamligi (26.4) tengsizlikdan tek-
 shiriladi. Bu tengsizlikda $R = p A_2$; $u_m = 0,5(b_1 + b_2)$; $A_2 = 0,5 [(b + b_2)c_2 + (b - b_2)c_1]$; b_1, b_2 — mos ravishda, bosilish piramidasi bir
 yonining yuqori va pastki tomonlari, $b_2 = b_c + 2h_{o2}$; $c_1 = 0,5(a - b - h_c + h_c)$; $c_2 = 0,5(a - b - a_1 + b_1)$.

Poydevorning to'liq balandligi va zinaning o'lchamlari yuqor-
 ida keltirilgan konstruktiv talablar bo'yicha tayinlanadi.

Poydevor plitasi yuqoriga yo'nalgan reaktiv p_f bosim ostida
 egiladigan elementlardek ishlaydi. Bunda plita I-I (ustun qirrasi
 bo'yicha), II-II (ustki zina qirrasi bo'yicha), va III-III (bosilish
 piramidasi pastki chegarasi bo'yicha) kesimlarda poydevor tanasiga
 qistirib mahkamlangan konsol shaklidagi elementlardek egilishga
 hisoblanib loyihalashtiriladi.

Pastki zinaning ishchi balandligi ko'ndalang armatura bilan
 jihozlanmagan elementlarni qiya kesim bo'yicha mustahkamligini
 ta'minlash shartidan aniqlanadi.

Poydevorning bir birlik eni uchun

$$Rl = Q, \quad (26.8)$$

bu yerda, $l = 0,5(a - h_c - 2h_{o2})$.

Bundan tashqari pastki zinaning ishchi balandligi (26.4) formula

bo'yicha bosilish shartidan mustahkamlikka hisoblanishi shart.

Poydevor tagining plitasi I-I (ustun qirrasida bo'yicha) va II-II (ustki zina qirrasida bo'yicha) normal kesimlar bo'yicha mustahkamlikka hisoblash natijalari bo'yicha armaturalanadi.

I-I (ustun qirrasida) kesim bo'yicha eguvchi moment quyidagi formuladan aniqlanadi

$$M_I = 0,125 p (a - h_c)^2 b. \quad (26.9)$$

Bu eguvchi moment qiymatiga mos bo'lgan armatura ko'ndalang kesim yuzasi

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0,9 R_s h_{02}}. \quad (26.10)$$

II - II (yuqori zina qirrasida) kesim bo'yicha eguvchi moment quyidagi formuladan aniqlanadi

$$M_{II} = 0,125 p (a - a_1)^2 b; \quad (26.11)$$

mos bo'lgan armatura ko'ndalang kesim yuzasi

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9 R_s h_{01}}. \quad (26.12)$$

I-I va II-II kesimlar bo'yicha hisoblangan armatura yuzalaridan eng kattasi poydevor plitasini armaturalash uchun qabul qilinadi. Qabul qilinadigan amaturaning minimal miqdori egiladigan elementlardagidek qabul qilinadigan miqdordan kam bo'lmasligi shart.

Plandagi shakli to'g'ri to'rtburchak bo'lgan poydevorlarda armatura kesim yuzasi hisob bo'yicha ikki yo'nalish bo'yicha aniqlanadi.

26.2. Nomarkaziy yuklangan yakka poydevorlarni hisoblash

Nomarkaziy yuklangan poydevorlarda hamma tashqi yuklarning teng ta'sir etuvchisi poydevor tagi og'irlik markazidan o'tgan o'qqa nisbatan yelka bilan ta'sir qiladi (26.2-rasm).

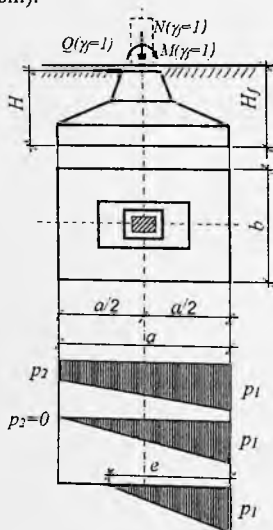
Nomarkaziy yuklangan poydevorlar tagini to'g'ri to'rtburchak shaklida qabul qilish tavsiya etiladi. Unda poydevor tagi moment ta'sir tekisligi yo'nalishida cho'ziqroq qabul qilinadi.

Nomarkaziy yuklangan poydevorlar tagining yuzasi ham (26.1)

formula bo'yicha aniqlanishi mumkin. Poydevor tagining o'lchamlarini tayinlashda poydevor tagi enining uzunligiga nisbati $a/b=1,5$ qabul qilinadi. U vaqtda poydevor tagining uzunligi quyidagi formuladan aniqlanishi mumkin

$$A = 1,2\sqrt{A_f} ; \quad b = 0,8\sqrt{A_f}.$$

Nomarkaziy yuklangan poydevorlar tagi ostidagi gruntida bosim teng taqsimlanmaydi va u chiziqli o'zgaradi deb qabul qilinadi (26.2-rasm).



26.2 – rasm. Nomarkaziy yuklangan poydevorlar hisobiga doir: a – hisobiy sxema; b – gruntidagi bosim epyuralari

Poydevor tagi ostidagi gruntlarda hosil bo'ladigan chetki bosimlar eksentrisitet miqdoriga bog'liq ravishda quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$e = \frac{M_f}{N_f} \leq \frac{a}{6} \quad \text{bo'lganda}$$

$$p_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N_f}{a \times b} + \gamma_m h + \frac{M_f}{W_f} ;$$

$$(26.13) \quad e = \frac{M_f}{N_f} > \frac{a}{6} \quad \text{bo'lganda}$$

$$p_1 = \frac{2N_f}{3b(0,5a - e)} \quad (26.14)$$

Bu formulalarda:

$$N_f = N(\gamma_f=1) + \gamma_m ab H_f$$

$$M_f = M(\gamma_f=1) + Q(\gamma_f=1)$$

bu yerda: $N(\gamma_f=1)$, $M(\gamma_f=1)$ va $Q(\gamma_f=1)$ – mos ravishda poydevor yuqorisida $\gamma_f = 1$ bo'lgandagi hisobiy yuklardan bo'ylama kuch, eguvchi moment va kesuvchi kuchlar; N_f va M_f – mos ravishda poydevor tagi sathida $\gamma_f=1$ bo'lgandagi hisobiy yuklardan bo'ylama kuch, eguvchi moment.

Me'yoriy talablar bo'yicha poydevor tagidagi gruntida hosil

bo'ladigan chetki bosimlarning miqdorlari quyidagi talablarga javob berishi shart: maksimal bosim - $p_1 \leq 1,2R$;

$$\text{o'rtacha bosim } p_m = \frac{N_f(\gamma_f = 1)}{ab} < R.$$

Nomarkaziy yuklangan poydevorlar markaziy yuklangan poydevorlardek loyihalashtiriladi. Poydevor tagi ostidagi grunt da hosil bo'ladigan bosimlar yuqorida keltirilgan (26.13) va (26.14) formulalar bo'yicha $N(\gamma_f > 1)$, $M(\gamma_f > 1)$ va $Q(\gamma_f > 1)$ hisobiy zo'riqishlardan aniqlanadi. $N(\gamma_f > 1)$, $M(\gamma_f > 1)$ va $Q(\gamma_f > 1)$ hisobiy zo'riqishlarni aniqlashda $\gamma_{mab}H_f$ miqdor nolga teng qabul qilinadi, ya'ni poydevorning xususiy og'irligi va poydevor zinalaridagi grunt og'irligidan vujudga keladigan yuklar hisobga olinmaydi.

Poydevorni armatura bilan jihozlanishi yuqorida keltirilgan konstruktiv talablar asosida bajariladi.

27. MAXSUS SHAROITDA TIKLANADIGAN POYDEVORLAR

27.1. Cho'kishga moyil gruntlarda tiklanadigan poydevorlarni loyihalashning o'ziga xos xususiyatlari

Cho'kuvchi gruntlardan iborat bo'lgan asoslarda tiklanadigan binolarning grunt namlanishi natijasida cho'kishini oldini olish uchun ma'lum bir chora tadbirlar ko'rilishi shart. Agar gruntning cho'kishini oldini olish uchun chora-tadbirlar ko'rilmaydigan bo'lsa, bunday gruntlarda tiklanadigan bino va inshootlarda gruntning notekis cho'kishi natijasida yoriqlar hosil bo'ladi va bino yaroqsiz holga kelib qoladi. Hattoki, bino buzilish holatiga kelib qolishi mumkin.

Namlanish xavfi mavjud bo'lgan hollarda quyidagi choralardan biri qo'llanishi mumkin:

- 1) cho'kuvchi grunt qalinligi chegarasida uning cho'kuvchanlik xossasini yo'qotish;
- 2) cho'kuvchi grunt qalinligini chuqur poydevorlar, shu jumladan qoziqlar va kuchaytirilgan grunt massivi bilan kesib o'tish;
- 3) grunt cho'kuvchanligini qisman yo'qotish, suvdan himoya

qilish va konstruktiv tadbirlarni o'zida qamrab olgan kompleks tadbirlarni o'tkazish.

Cho'kuvchanlik xossasi bo'yicha II tipga mansub bo'lgan gruntlarning cho'kuvchanlik xossasini yo'qotish yoki ularni chuqur poydevorlar bilan kesib o'tish bilan birga suvdan himoya qilish bo'yicha tadbirlar o'tkazish hamda bosh rejani mos ravishda kompanovka qilish talab etiladi.

Tadbirlarni tanlash grunt sharoitining tipi, mumkin bo'lgan namlash usuli, hisobiy cho'kish, loyihalanadigan inshootlarning qo'shni ob'ektlar va kommunikatsiyalar bilan bog'lanishi hisobga olinishi kerak [12].

Mumkin bo'ladigan cho'kish va deformatsiyalar yig'indisi hamda ularning notekis ro'y berishi ushbu bino va inshoot uchun ularning mustahkamligi va ekspluatatsiyaga yaroqliligi shartidan ruxsat etilgan miqdorlardan oshmasa, bino va inshootlarning asoslari oddiy, cho'kmaydigan gruntlardagidek loyihalanadi.

Ko'riladigan chora-tadbirlarning qo'llanish sohasi qurilish maydonining muhandislik-geologik sharoitlari, bino va inshootlarning konstruktiv xususiyatlari bilan aniqlanadi.

Gruntlarning cho'kuvchanlik xossasini yo'qotish usuli poydevorlarning zichlashtirilgan yoki kuchaytirilgan gruntlarda cho'kish ruxsat etiladigan miqdorlardan oshmaydigan bino va inshootlar uchun qo'llaniladi.

Gruntlarni kesib o'tish usulini cho'kuvchi grunt ostida yuqori zichlikka ega bo'lgan grunt qatlami mavjud bo'lgan hollarda qo'llash maqsadga muvofiq hisoblanadi.

Gruntlarning cho'kuvchanlik xossasini yo'qotishga quyidagi usullar bilan erishish mumkin:

1) cho'kuvchanlikning yuqori chegarasi yoki qismini og'ir yuk bilan shibbalash, toza gruntdan qatlam hosil qilish, handaklarni shibbalash, gruntlarni kimyoviy yoki termik usulda kuchaytirish bilan;

2) cho'kuvchi grunt qalinligi chegarasida — zichlashtirilgan gruntli qoziqlar, asos gruntini oldindan suvga to'yintirish, shibbalash, gruntlarni kimyoviy yoki termik usulda kuchaytirish bilan.

27.2. Zilzilaviy xududlarda tiklanadigan poydevorlarni loyihalashning o'ziga xos xususiyatlari

Zilzilaviy xududlarda tiklanadigan poydevorlarning dastlabki o'lchamlari va joylashish chuqurligi seysmik ta'sirni hisobga olmasdan [12] me'yoriy hujjatda keltirilgan talablar bo'yicha aniqlanadi. Dastlabki o'lchamlar aniqlangandan keyin poydevorning o'lchamlari asosni yuk ko'tarish qobiliyati bo'yicha seysmik yuklarni hisobga olib hisoblash asosida aniqlashtiriladi.

Seysmik xususiyati bo'yicha I va II toifaga mansub bo'lgan gruntlarda poydevorlarning joylashish chuqurligi seysmik bo'lmagan hududlardagidek qabul qilinadi, lekin 1,0 metrdan kam qabul qilinmaydi.

Seysmik xususiyati bo'yicha III toifaga mansub bo'lgan gruntlarda maxsus choralar ko'rilishi tavsiya etiladi. Maxsus choralar yer osti suv sathini pasaytirish va gruntni sun'iy ravishda kuchaytirishdan iborat.

Ko'p qavatli binolarda poydevorlarning joylashish chuqurligini yerto'lalar hisobiga oshirish mumkin. Yerto'lalarni binoning butun ostiga joylashtirish maqsadga muvofiq hisoblanadi.

Binolarning yoki bino qismlarining poydevorlari bir sathda joylashishi shart.

Bino qismlarining tasmasimon poydevorlari har xil chuqurlikda joylashganda chuqur joylashgan poydevordan sayoz joylashgan poydevorga o'tish zinalar hosil qilish orqali bajariladi. Zinalarning qiyaligi 1:2 bo'lib, zina balandligi 60 smdan katta bo'lmashligi shart. Bir-biriga yaqin joylashgan bino qismlarining tasmasimon poydevorlari chokdan 1 metrdan kam bo'lmagan masofada bir xil chuqurlikda joylashishi shart.

Ustun shaklidagi poydevorlarni har xil sathda yonma-yon joylashtirish talab etilganda quyidagi shart bajarilishi lozim

$$\frac{\Delta H}{a} \leq tg\psi,$$

bu yerda: ΔH - poydevorlar joylashish chuqurligining farqi; a - poydevor chuqur joylashgan handak tagi chegarasidan sayoz joylashgan poydevor chetigacha bo'lgan masofa (27.1-rasm); ψ - siljish

burchagi, quyidagi formuladan aniqlanadi:
 $\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg}(\phi - \Delta \phi) + c / p_{fm}$; ϕ - grunt ichki ishqalanish burchagining hisobiy qiymati; $\Delta \phi$ - ϕ ning hisobiy kamayishi: hisobiy seysmiklik 7 ball bo'lganda $\Delta \phi = 2^\circ$; 8 ball bo'lganda $\Delta \phi = 4^\circ$ va 9 ball bo'lganda $\Delta \phi = 7^\circ$; c - grunt solishtirma yopishishining hisobiy qiymati; p_{fm} - muhim yuklar birikmasidan yuqori joylashgan poydevor ostidagi o'rtacha bosim.



27.1- rasmi.

Cho'kish choklari bilan ajratilgan ustun ostidagi yakka poydevorlar bir sathda joylashishi shart.

Qoyali bo'lmagan gruntlardan (suglinok, supes va boshqalar) tashkil topgan asoslarda tiklanadigan ko'p qavatli (5 dan ortiq) binolarning poydevorlarini o'zaro kesishgan tasma yoki uzluksiz plita shaklida temirbetondan bajarish tavsiya etiladi.

Tasma shaklidagi yig'ma poydevorlar ustidan qalinligi 40 mm dan kam bo'lmagan 100 markali qorishmadan armaturalangan qatlam bajariladi. Bu qatlam quyidagicha armaturalanadi: hisobiy seysmiklik 7 ball bo'lganda diametri 10 mm bo'lgan 3 ta sterjen bilan; 8 ball bo'lganda 4 ta sterjen bilan va 9 ball bo'lganda 6 ta sterjen bilan [9].

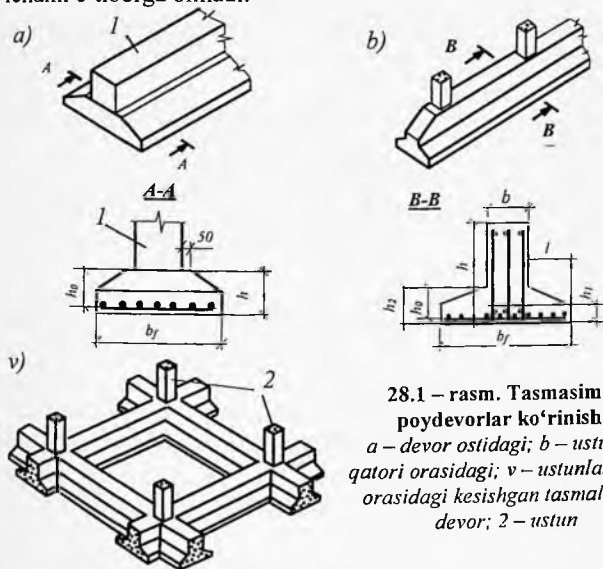
28. YAXLIT POYDEVORLARNI LOYIHALASH, HISOBLASH VA ARMATURALASH ASOSLARI

28.1. Tasmaimon va plita shaklidagi poydevorlar

Tasmaimon poydevorlar ustun qatorlari ostiga tasma shaklida yoki o'zaro kesishgan tasma shaklida tiklanadi (28.1- rasmi). Tasmaimon poydevorlarning ko'ndalang kesimi tavr shaklida bo'lib, rafi - plitasi pastda joylashgan bo'ladi. Poydevor plitasining eni uning uzunligi bo'yicha o'zgarmas qabul qilinadi. Poydevor plitasini qalinligi konsol uchida 200 mm dan kam qabul qilinmaydi. Plitaning qovurg'a bilan birlashadigan joyi qalinligi esa, hisob

bo'yicha aniqlanadi. Bunda beton plitaning qalinligi Q kesuvchi kuchni qabul qilish shartidan tayinlanadi.

Tasmasimon poydevor qovurg'asining eni unga o'rnatiladigan ustunlar o'lchamlariga bog'liq ravishda tayinlanadi. Yaxlit temirbetondan tiklanadigan ustunlar ostidagi tasmasimon poydevor qovurg'asining eni ustun enidan 100 mm ga (har tomonga 50 mm dan) keng qilib tayinlanadi. Ustunlar yig'ma temirbetondan tayyorlanganda tasmasimon poydevor enini tayinlashda «stakan» o'lchami e'tiborga olinadi.



28.1 – rasm. Tasmasimon poydevorlar ko'rinishi:

a – devor ostidagi; b – ustunlar qatori orasidagi; v – ustunlar to'ri orasidagi kesishgan tasmali; 1 – devor; 2 – ustun

Tasmasimon poydevor qovurg'asining balandligi poydevorning joylashish chuqurligi va unga ta'sir qiladigan zo'riqishlar miqdoriga bog'liq ravishda tayinlanadi.

Bundan tashqari poydevor qovurg'asining balandligini tayinlashda uning bikirligini ta'minlash sharti ham e'tiborga olinishi shart. Poydevor shunday bikirlikka ega bo'lishi kerakki, bunda ustunlar ostidagi gruntida keskin reaktiv bosim hosil bo'lmasligi talab

etiladi. Gruntning notekis cho'kishi ustunlar o'qlari orasidagi masofaning $1/1000$ qismidan ko'p bo'lmasligi shart.

Tasmasimon poydevorlarning qovurg'asi vertikal joylashgan payvandlangan yoki bog'langan sinchlar bilan armaturalanadi (28.1-rasm). Vertikal joylashadigan armaturali sinchlarning soni qovurg'a eniga bog'liq ravishda qabul qilinadi. Qovurg'a eni $b \leq 400$ mm bo'lganda ikkita sinch, $400 < b \leq 800$ mm bo'lganda uchta sinchdan kam va $b > 800$ mm bo'lganda esa, to'rta sinchdan kam qabul qilinmaydi. Bu armaturali sinchlar poydevor uzunligi bo'yicha ko'ndalang armaturalar bilan bir-biriga bog'lanib hajmiy sinch hosil qilinadi. Bundan tashqari vertikal sinchlar usti "Π" shaklidagi armaturali to'r bilan yopiladi.

Poydevor bo'ylama armaturasi yuzasi hisob bo'yicha aniqlanadi. Bunda bo'ylama armatura poydevor uzunligi bo'yicha uzluksiz bo'lib, miqdori yuqori va pastki armaturalar uchun $\mu=0,2...0,4\%$ dan kam qabul qilinmaydi. Bo'ylama armatura yuzasining 70% poydevor qovurg'asining tagiga, qolgan 30% esa, poydevor plitasining konsollariga joylashtiriladi.

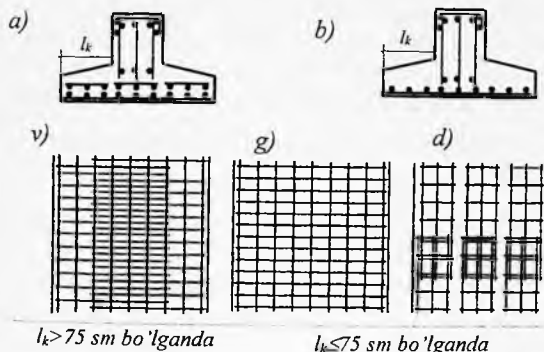
Ko'ndalang armatura kesim yuzasi ham hisob bo'yicha tayinlanadi. Payvandlangan sinchlarda ko'ndalang armaturaning qadami $20d$ dan ko'p qabul qilinmaydi, d – bo'ylama armaturaning diametri. Bog'lanadigan sinchlarda esa yopiq xomutlarning qadami $15d$ dan ko'p qabul qilinmaydi. Ko'ndalang armaturaning diametri 8 mm dan kam qabul qilinmaydi. Bunda xomutlardagi sterjenlarning soni $b \leq 400$ mm bo'lganda uchtadan kam, $400 < b \leq 800$ mm bo'lganda to'rttadan kam va $b > 800$ mm bo'lganda esa, oltitadan kam qabul qilinmaydi.

Tasmasimon poydevorlar ikki yo'nalishda hisoblanadi. Bo'ylama yo'nalishda hisoblashdan qovurg'a loyihalashtiriladi. Ko'ndalang yo'nalishda hisoblashdan poydevor plitasi loyihalashtiriladi.

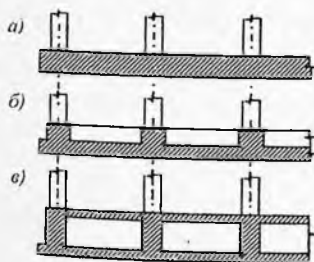
Tasmasimon poydevorlarning plitasi payvandlangan yoki bog'lanadigan armaturali to'rlar bilan armaturalanadi (28.1-rasm). To'rlarning ishchi armaturalari ikki yo'nalishda joylashtiriladi. Bo'ylama armaturalar poydevor qovurg'asi mustahkamligini ta'minlaydi, ko'ndalang armaturalar esa, poydevor plitasi konsolidning mustahkamligini ta'minlaydi.

Tasmasimon poydevorni armaturalash 28.2 rasmda keltirilgan.

Plita shaklidagi poydevorlar asos gruntlarining sifati past bo'lgan zonalarda tiklanadi. Plita poydevorlar temirbetondan yassi yoki qovurg'ali plita va quti shaklida tayyorlanadi (28.3-rasm). Plita shaklidagi poydevorning tipi bino konstruktiv tizimi, ta'sir qiladigan yuklar xarakteri va gruntlarning mustahkamligi va deformatsiyalanuvchanligiga bog'liq ravishda qabul qilinadi.



28.2 – rasm. Ustun qatori ostidagi tasmasimon poydevorni armaturalanishi: a – armatura ikki qator joylashganda; b – armatura bir qator joylashganda; v – $l_k > 75 \text{ sm}$ bo'lganda ostki to'rlarni joylash sxemasi; g – $l_k \leq 75 \text{ sm}$ bo'lganda ostki to'rlarni joylash sxemasi; d – ustki to'rlarni joylash sxemasi



28.3 -- rasm. Plita shaklidagi poydevorlar: a – yassi plita shaklidagi; b – qovurg'ali plita shaklidagi; v – quti shaklidagi

Plita shaklidagi poydevorlar bir yo'nalishda vertikal joylashgan sinchlar bilan, ikkinchi yo'nalishda esa, gorizontal joylashgan to'rlar yoki alohida sterjenlar bilan armaturalanadi. Armaturalarning kesim yuzalari hisobdan aniqlanadi. Ustunlar o'rnatilgan joylarning mustahkamligi bosilishga yetarli bo'lmagan hollarda, bu joylar qo'shimcha ko'ndalang ar-

maturalar bilan jihozlanadi.

Ustunlar qadami 9,0 m dan katta va ustunga ta'sir qiladigan yukning miqdori 10 kN dan ko'p bo'lgan taqdirda *qovurg'ali plita shaklidagi poydevorlar* qabul qilinadi. Poydevor plitasining qalinligi ustunlar o'qlari orasidagi masofaning $1/8 \dots 1/10$ qismini tashkil qiladi. Qovurg'alarning o'lchamlari tasmasimon poydevorlarni loyihalagandagidek qabul qilinadi.

Quti shaklidagi poydevorlar juda katta bikirlikka ega bo'ladi. Biroq bunday poydevorlar ko'p material talab qiladi va tayyorlash jihatdan murakkab hisoblanadi. Shuning uchun bunday poydevorlar iqtisodiy jihatdan asoslangan muhim holatlarda tavsiya qilinadi.

28.2. Ustun osti poydevorlari. Markaziy va nomarkaziy yuklangan alohida poydevorlar

Yaxlit temirbeton ustun ostidagi poydevorni 28.4- rasmda ko'rsatilgandek qurilmalash tavsiya etiladi. Poydevorning ustun osti qismi ko'ndalang kesimi o'lchamlari har bir tomonga 50 mm ga kattalashtiriladi. Bu ustunlarni tayyorlashda qoliplarni o'rnatishni osonlashtiradi.

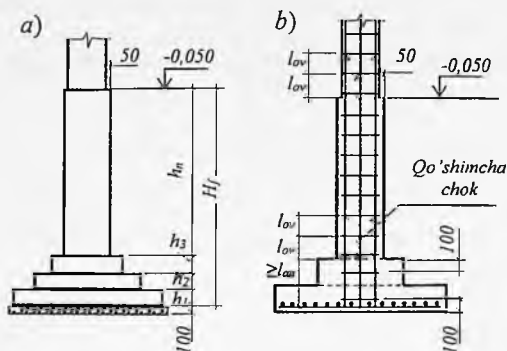
Ustun osti qismning yuqori sathi sof pol sathidan 50 mm pastda joylashtiriladi. Ustunning poydevor bilan birikishi poydevor yuqori sathida amalga oshiriladi.

Yaxlit poydevorlarning yaxlit ustunlar bilan birikishi ustun bo'ylama armaturasining poydevordan chiqarib qoldiriladigan armatura sterjenlari bilan tutashtirish yo'li bilan amalga oshiriladi.

Poydevorning ustun osti qismidan chiqarib qoldiriladigan armatura sterjenlarining soni, diametri va joylashishi ustunning poydevorga birikadigan joyidagidek bo'lishi shart. Poydevordan chiqarib qoldiriladigan armatura sterjenlarining mahkamlanish uzunligi l_{an} miqdordan kam bo'lmasligi shart. l_{an} miqdori QMQ 2.03.01-96 [8] (186) formulasi bo'yicha hisoblanadi. Odatda poydevordan chiqarilib qoldiriladigan armatura sterjenlari poydevor tagigacha yetkaziladi. Bu sterjenlar poydevor ustun osti qismining armaturasi bo'lib, bir-biri bilan ko'ndalang sterjenlar yoki xomutlar bilan birlashtiriladi.

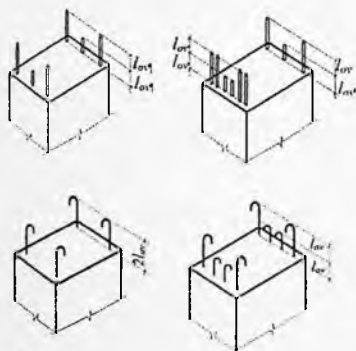
Poydevorning ustun osti qismi juda baland bo'lganda bo'ylama armaturalar bir-biri bilan 28.4, b – rasmda ko'rsatilgandek

qo'shimcha chok hosil qilinib birlashtiriladi.



28.4 - rasm. Yaxlit temirbeton ustun poydevori:
a - poydevorning ko'rinishi; b - poydevorning armaturalanishi

Bog'langan armatura bilan jihozlangan ustunlar ko'ndalang kesimining cho'zilgan qirrasidagi davriy profilli sterjenlarning soni ikkitadan ko'p bo'lganda ularning tutashtirilishi ikki sathda amalga oshiriladi (28.5 - rasm).



28.5 - rasm. Ustun armaturasi
bilan ustma-ust payvandsiz
biriktirish uchun poydevordan
chiqarib qoldiriladigan davriy
profilli armatura sterjenlarining
joylashishi

28.6 - rasm. Ustun armaturasi bilan ustma-ust payvandsiz biriktirish uchun
poydevordan chiqarib qoldiriladigan sirti tekis armatura sterjenlarining
joylashishi

Sirti tekis bo'lgan sterjenlarning tutashishi ularning ustun osti qismi kesimining cho'zilgan qirrasida joylashishiga qarab ikki yoki uch sathda amalga oshiriladi (28.6- rasm).

Chokda birlashadigan sterjenlarning bir-birining ustiga o'tkazilish uzunligi l_{0v} quyidagi formuladan aniqlanadi

$$l_{0v} = \left(m_{0v} \frac{\sigma_s}{R_b} + \Delta_{0v} \right) d, \quad (28.1)$$

bu yerda, σ_s - armaturalari bir-birining ustiga o'tkazilib hosil qilingan chokda eng kuchlangan armaturadagi kuchlanish miqdori; m_{0v} , Δ_{0v} , λ_{0v} va l_{0v} miqdorlar 28.1- jadvaldan aniqlanadi.

Poydevordan chiqarib qoldiriladigan armatura sterjenlarining eng uzunlari va diametri kattalari ustun osti qism kesimining burchaklarida joylashtirilishi tavsiya etiladi.

Sterjenlarning birikish uzunligida ko'ndalang sterjenlar yoki xomutlar o'rnatiladi. Ko'ndalang sterjenlarning (xomutlarning) qadami $10d_{\min}$ dan katta qabul qilinmaydi. Bu yerda, $d_{\min}$ - bo'ylama sterjenlarning eng kichik diametri.

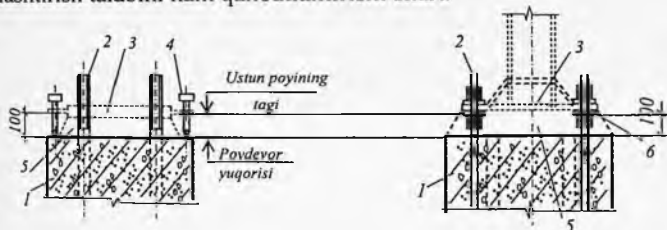
28.1 jadval. m_{0v} , Δ_{0v} , λ_{0v} va l_{0v} koeffitsiyentlarning miqdorlari

Chokning ishlash sharoiti	Armatura uchun m_{0v} , $\Delta\lambda_{0v}$, λ_{0v} va l_{0v} miqdorlar							
	sirti qovurg'ali armatura uchun				sirti tekis armatura uchun			
	m_{0v}	$\Delta\lambda_{0v}$	λ_{0v}	l_{0v}	m_{0v}	$\Delta\lambda_{0v}$	λ_{0v}	l_{0v}
			dan kam bo'lmagan				dan kam bo'lmagan	
Cho'zilgan betondagi chok	0,9	11	20	250	1,55	11	20	250
Siqilgan betondagi chok	0,65	8	15	200	1	8	15	200

Poydevordan chiqarib qoldiriladigan sterjenlarning ustun bo'ylama armaturasi bilan tutashtirilishi payvandlash bilan amalga oshiriladigan bo'lsa choklar bir sathda bajariladi. Bunda chiqarib qoldiriladigan sterjenlarning uzunligi $4d$ dan va 160 mm dan kam bo'lmashligi shart. Bu yerda d - tutashtiriladigan sterjen diametri. Poydevordan chiqarib qoldiriladigan armatura sterjenlari orasidagi

masofa 50 mmdan kam bo'lmashligi shart.

Po'lat ustunlar poydevorlarini qurilmalash. Poydevor yuqori qismini qurilmalash va sathini belgilash metall konstruksiyalari loyihasida qabul qilingan po'lat ustun poyining poydevorga tayanishi va montaj qilish usuliga bog'liq (28.7 - rasm). Ustun osti qismining plandagi o'lchamlari po'lat ustun poyining o'lchamlariga bog'liq. Bundan tashqari ustun osti qismining plandagi o'lchamlari ustun poyini mahkamlash uchun va ustundan zo'riqishlarni poydevorga uzatish uchun xizmat qiladigan poydevor boltlarini (28.8 - rasm) joylashtirish talabini ham qanoatlantirishi shart.



28.7 – rasm. Po'lat ustun konstruksiyasining temirbeton poydevorga tayanishi [13]: 1 – poydevor; 2 – anker boltlar; 3 – po'lat ustun konstruksiyasining poyi; 4 – tekislovchi boltlar; 5 – sement qorishmasi yoki beton to'shov; 6 – tekislangandan keyin mahkamlangan shayba

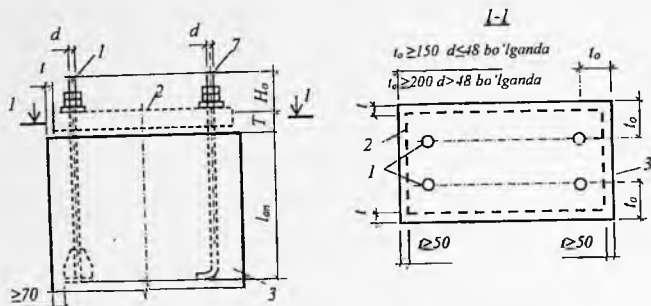
Poydevor boltlari poydevorga l_{an} chuqurlikda mahkamlanishi shart. l_{an} miqdorlari boltlarning tipiga (28.8 - rasm) bog'liq ravishda 21 jadvalda [13] keltirilgan. Mahkamlanish chuqurligi 1 tipdagi boltlar uchun $25d$ dan, 2 va 3 tipdagi boltlar uchun $15d$ dan kam bo'lmashligi shart.

Boltlar orasidagi masofalar plita o'lchamidan kichik yoki teng bo'lganda 2 va 3 tipdagi boltlarning anker plitalari bir guruh boltlar uchun bitta plitaga payvandlab birlashtiriladi.

Poydevor boltlarini uglerodli va kam legirlangan po'latlardan tayyorlash tavsiya etiladi.

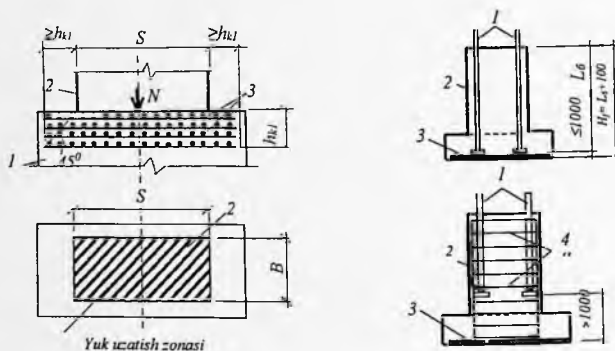
Ezilishga hisoblash natijalari bo'yicha po'lat ustunlarning tayanch qismlari ostidagi poydevor ustun osti qismlari yuqorisi armatura bilan jihozlanishi talab etilganda, ustun osti qismlar to'rt donadan kam bo'lmagan armaturali to'rlar bilan zich armaturalanadi

(28.9 - rasm). To'rlar orasidagi masofa 50-150 mm qabul qilinadi.



28.8 – rasm. Po‘lat ustun poydevorining ustun osti qism o‘lchamlari [13]:

1 – anker boltlar; 2 – ustun poyi; 3 – poydevor



28.9 – rasm. Po‘lat ustun poydevori ustun osti qismini armaturali to‘rlar bilan zich jihozlash [13]: 1 – poydevor; 2 – ustun poyi; 3 – armaturali to‘rlar

28.10 – rasm. Boltlarning poydevor balandligi bo‘yicha joylashishi [13]: 1 – poydevor boltlari; 2 – poydevor; 3 – poydevor tagi armaturasi; 4 – ustun osti armaturasi

Birinchi armaturali to‘r talab etiladigan beton himoya qatlamidan uzoq bo‘lmagan masofada qo‘yiladi. To‘rlar paketi quyidagi uzunlikda joylashishi shart:

- ustun osti qismining bo'ylama siqiladigan armaturasi davriy profilli sterjenlardan iborat bo'lib hisobda e'tiborga olinadigan bo'lsa – 10d dan kam bo'lmagan masofada;

- ustun osti qismining bo'ylama siqiladigan armaturasi sirti tekis sterjenlardan iborat bo'lib hisobda e'tiborga olinadigan bo'lsa – 20d dan kam bo'lmagan masofada.

Bunda masofa ustun osti qism yuqorisidan boshlab hisoblanadi.

Bo'ylama siqiladigan armatura hisob bo'yicha talab qilinmasa va qo'yilmasa armaturali to'rlar paketi ustun osti qism yuqorisidan h_{kl} masofada, ya'ni hisob bo'yicha to'rlar talab qilinmaydigan joygacha qo'yiladi (28.10 - rasm).

Poydevor boltlari talab bo'yicha mahkamlanganda ularning tagidan poydevor tagigacha bo'lgan masofa bir metrdan kam bo'lsa, boltlarni poydevor tagigacha yetkazish maqsadga muvofiqdir (28.10 - rasm). Lekin bu o'sha ob'yekt fundamenti uchun boltlarni unifikatsiyalash talabiga zid bo'lmashligi shart. Bu holatda ustun osti qism uchun bo'ylama armatura qo'yilmasligi mumkin. Poydevor boltlari loyihaviy o'rinlariga qo'yilishi va poydevor bilan birga betonlanishi shart.

h_{kl} masofa quyidagi formuladan aniqlanadi

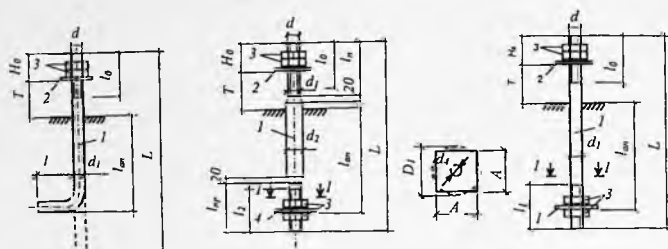
$$h_{kl} \geq 0,5 \left(\frac{N}{B \cdot R_b} - S \right), \quad (28.2)$$

bu yerda: N – bo'ylama siquvchi kuch; R_b – betonning siqilishdagi hisobiy qarshiligi, $\gamma_{b9} = 0,9$ koeffitsiyentni e'tiborga olib aniqlanadi; B va S – ustun poyi plitasining o'lchamlari (28.9 - rasm).

Armaturali to'rlarni diametri 14 mm gacha bo'lgan A240(A-I), A300 (A-II), A400(A-III), B-I va Bp-I sinflarga mansub armaturalardan tayyorlash tavsiya etiladi. To'r kataklarining o'lchamlari 50-100 mm qabul qilinadi. Bir yo'nalishdagi armatura sterjenlari yuzasining ikkinchi yo'nalishdagi armatura sterjenlari yuzasiga nisbati 1,5 dan katta qabul qilinmaydi.

Poydevor ustun osti qismi bo'ylama armaturasi sterjenlari to'r ichiga joylashtirilishi shart.

Po'lat ustunlar ostida tiklanadigan temirbeton poydevor ankerlarining ko'rinishlari 28.11-rasmda ko'rsatilgan [13].



28.11 – rasm. Po‘lat ustunlarni mahkamlash uchun poydevor boltlari:
a – uchi qayrilgan rezbasining diametri M20 dan M48 gacha bo‘lgan (1 tip);
b – anker plitali rezbasining diametri M20 dan M48 gacha bo‘lgan (2 tip);
v – anker plitali rezbasining diametri M56 dan M90 gacha bo‘lgan (3 tip):
1 – shpilka; 2- shayba; 3 - gayka; 4 – anker plita

29. TOSH-G‘ISHT KONSTRUKSIYALARI

29.1. Tosh-g‘isht konstruksiyalarining rivojlanish tarixi

Tosh eng qadimgi tabiiy qurilish ashyolaridan biri bo‘lib hisoblanadi. Toshning siqilishdagi qarshiligi juda yuqori bo‘lib, uzoq vaqt xizmat qiladi va yuqori olovbardoshlikka ega.

G‘isht va tosh qurilish ashyosi sifatida bir necha asrlardan buyon ishlatilib kelinmoqda.

Dastlab loydan tayyorlangan xom g‘ishtlar turarjoy binolarini tiklash uchun ishlatilgan. Chunki tabiiy xom-ashyodan tayyorlangan xom g‘ishtdan tiklangan turarjoy binolari inson hayotiga ijobiy ta’sir ko‘rsatib, binolar xonalari ichidagi muhit mo‘tadil bo‘lgan.

Xom g‘ishtdan asosan bir qavatli turarjoy va yordamchi binolar tiklangan. Xom g‘ishtdan tiklangan binolar ichidagi muhit insonning yashashi uchun qulay bo‘lishiga qaramasdan bunday binolarning xizmat muddati uncha uzoq bo‘lmagan. Chunki xom g‘ishtdan tiklangan binolar tashqi muhit ta’siridan (qor, yomg‘ir va hokazo) yaxshi himoya qilinmagan. Bino devorlari va tomi asosan somonli

joy bilan suvalgan. Qor va yomg'ir hamda yer osti suvlarining ko'tarilishi natijasida devorlar namlanib emirila boshlagan. Natijada xom g'ishtdan tiklangan binolarni har yili ta'mirlash talab qilingan.

Tom yopmalari sifatida asbest-sementli varaqlardan (shiferlardan) foydalanish va devorlarning tashqi suvog'i sifatida sementli qorishmalarning ishlatilishi xom g'ishtdan tiklangan binolarni tashqi muhit ta'siridan himoyalash uchun yaxshi imkoniyatlar yaratdi. Natijada turarjoy binolarini tiklashda xom g'ishtdan foydalanish uchun keng imkoniyatlar ochib berildi. Xom g'ishtdan tiklangan binolarning xizmat muddati ancha uzaytirildi. Shuning uchun ham O'zbekiston Respublikasining er osti suvlari chuqur joylashgan xududlarida qurilayotgan turarjoy binolarining asosiy salmog'ini xom g'ishtdan tiklangan binolar tashkil etadi.

Qurilish ashyolari ichida tabiiy tosh siqilishdagi mustahkamligi, xizmat muddatining uzoqligi va boshqa tavsiflari bilan ajralib turadi. Tabiiy toshdan tiklangan dastlabki inshootlar sifatida odamlarni tashqi muhit ta'siridan himoya qilish uchun xizmat qilgan binolarni misol tariqasida ko'rsatish mumkin. Ovchilik va dehqonchilik bilan shug'ullangan odamlarda o'z hududini himoya qilish uchun tabiiy toshdan tiklangan devorlar vujudga kela boshlagan. Undan keyin esa tashqi muhit ta'siri va boshqa qabilalar hujumidan himoyalaniş hamda diniy marosimlarni o'tkazishga mo'ljallangan inshootlar tiklana boshlagan. Diniy marosimlarda foydalanilgan inshootlar sifatida toshdan tiklangan qabrlar, qurbonlik marosimini o'tkazish uchun foydalanilgan tosh ustunlar (mengirlar) tiklangan. Mengirlar hozirgi kungacha Farangistonda, Kavkazda va Sibirda saqlanib qolingan.

Miloddan avval 3 minginchi yillarning boshida qadimiy misrliklar tomonidan Gizada kvadrat shaklidagi asosining o'lchami 233 m, balandligi 146 m bo'lgan Xufa (Xeops) piramidasi tiklangan. Piramidadagi tosh terimining hajmi 2 521 000 m³ ga teng bo'lib, har birining og'irligi 2, 5 t bo'lgan 2,5 million yo'nilgan tosh bloklari ishlatilgan.

Atmosfera ta'siriga chidamliligi va uzoq vaqt davomida mustahkamligini yo'qotmasligi sababli tabiiy tosh asosan diniy marosimlarni o'tkazish uchun mo'ljallangan binolar (cherkovlar, masjidlar va

hokazo) hamda inshootlarni (maqbaralar, minoralar va hokazo) qurish uchun ishlatilgan.

Tabiiy toshlar bilan birga sun'iy toshlar (olovda pishirilgan g'ishtlar) ham qadimiy Rimda ko'p ishlatilgan.

Ishlab chiqarilishi arzon bo'lgan xumdonda pishirilgan g'ishtlar tabiiy toshlar o'rmini jadal ravishda egallay boshladi. Tabiiy tosh zahiralari bo'lmagan Ovro'pa mamlakatlarida (Shimoliy Olmoniya, Gollandiya va Sharqiy Angliya), Osiyoda (Chin, Markaziy Osiyo) o'rta asrda pishirilgan g'ishtlar bino va inshootlar qurilishida keng ko'lamda ishlatilgan.

Temuriylar davrida O'rta Osiyoda pishirilgan g'ishtdan asosan abadiy xizmat qilish uchun mo'ljallangan maqbaralar, masjidlar va madrasalar tiklangan. Bu inshootlar hozirgi davrgacha ham saqlanib qolingan va o'sha davr quruvchilarining yuqori darajadagi mahoratidan darak beradi. Bu inshootlarga Samarqand shahridagi Registon maydonida barpo etilgan Ulug'bek (1417 – 1420 yillar), Sherdor (1619 – 1636 yillar) madrasalari, Shohi Zinda (1420 – 1435 yillar) va Guri Amir (1403 – 1424 yillar) maqbaralari, Bibixonim masjidini (1399 – 1404 yillar), Toshkent shahridagi Ko'kaldosh madrasasini (1451 yillar), Shahrisabz shahridagi Oq Saroy masjidini (1380 – 1404 yillar), Buxoro shahridagi Ulug'bek madrasasini (1404 – 1417 yillar), Minori Kalonni (1227 – 1234 yillar), Xiva shahridagi Qutlug'- Murod Inoq madrasasi, Juma masjidi, Said imom Sholikorboy masjidi va boshqa me'moriy obidalarni misol keltirish mumkin.

Ovro'pada pishirilgan g'isht ishlab chiqarish XV asrdan boshlab takomillasha bordi. Keng ko'lamdagi g'ishtin binolar Londonda tiklana boshlandi. G'ishtin binolarga toshdan tiklangan binolardek ko'rinish berish uchun XVIII asrda Londondagi g'ishtin binolar suvalib bo'yalgan.

XIX asrning oxirida pishirilgan g'isht badavlat shaharliklarning turarjoy binolarini tiklash uchun keng ko'lamda ishlatila boshlandi. Angliya va Avstraliyada g'isht bilan qoplangan binolar bilan birga tashqi tomoni suvalib bo'yalgan g'ishtin binolar ham tiklana boshlandi. Olmoniyada tashqi tomoni suvalgan g'ishtin binolar mamlakatning faqat janubida, suvalmagan g'ishtin binolar esa

mamlakat shimolida keng ko'lamda barpo etilgan. O'rta Osiyoda aksincha, turarjoy binolari asosan xom g'ishtdan, paxsadan va ichi xom g'isht bilan to'ldirilgan zilzilabardosh yog'och sinchdan tiklangan.

G'ishtin binolar devorlarining mustahkamligini ta'minlashda g'isht terimi tabiiy tosh terimiga nisbatan texnik jihatdan kam qiyinchilik tug'diradi. G'isht sun'iy ashyo bo'lganligi sababli uning texnik tavsiflari karerlardan olinadigan tabiiy toshga nisbatan oson tartibga solinishi mumkin.

G'ishtdan tiklangan g'ovak tanali devorlar butun tanali devorlarga nisbatan ancha qulayliklarga ega. G'ovak tanali devorlar issiqlikni yaxshi saqlaydi, nisbatan yengil bo'ladi, devorning tashqi qatidan sizib o'tadigan namlik g'ovaklar orqali bug'lanib ketadi va hokazo. Shuning uchun g'ovak tanali devorlar XIX asr o'rtalarida juda ham keng qo'llanilgan. Biroq, bunday devorlarni iqlimi sovuq bo'lgan hududlarda qo'llash maqsadga muvofiq emas. Chunki g'ovaklardagi namlik manfiy temperaturada muzga aylanishi mumkin.

XIX asr ohiriga kelib bo'sh tanali keramik bloklarga bo'lgan talab katta bo'lgan. Bunday bloklar rimliklar tomonidan qo'llanilgan bo'lib, XVIII asrda Parijda qayta ishlab chiqarila boshlangan edi. Bo'sh tanali keramik bloklar 1783 yilda Angliya banki binosinig yangi qurilishida Jon Soun tomonidan qo'llanilgan. Bo'sh tanali bloklardan tayyorlangan konstruksiyalar ayniqsa Shimoliy Amerika va Ovro'pada keng tarqalgan.

Tosh-g'isht konstruksiyalarning rivojlanishida Angliya va Farangistonda o'tkazilgan tadqiqotlar muhim rol o'ynaydi. Shu vaqtgacha devor mustahkamligi faqat g'isht mustahkamligi bilan ifodalangan. G'isht terimi va g'ishtlar orasidagi choklar e'tiborga olinmagan. G'isht terimini sinash usuli birinchi marta 1915 yilda Rossiyada muhandis N.A. Aristov tomonidan amalga oshirilgan.

G'isht terimining mustahkamligini armaturalash yo'li bilan oshirish betonni armaturalashga nisbatan ancha oldin amalga oshirilgan. Birinchi armaturalangan g'isht terimini 1925 yilda Temze yaqinidagi aylana shaklida bo'lgan tunnel qurilishida M. N. Brunel tomonidan amalga oshirilgan. Armaturalangan g'isht terimi elastiklik

xarakteristikasining yuqori bo'lishi 1933 yilda Kaliforniyadagi Long Bich shahrida bo'lgan zilzilada aniqlangan. Shundan keyin ko'p qavatli g'ishtin binolarni tiklashda ularni armaturalash samarali ekanligi tan olingan.

G'ishtdan tiklangan eng baland bino 1890 yilda Chikagoda qurilgan bo'lib 16 qavatdan iborat bo'lgan. Balandligi 65 m bo'lgan bu binoning yuk ko'taruvchi devorlarining qalinligi 1,83 metrni tashkil etgan.

G'ishtin binolarni hisoblash uslublarining takomillasha borishi yuk ko'taruvchi devorlar qalinligining kamayishiga olib keldi. Pittsburgda g'isht va betondan qurilgan 21 qavatli Liberti Park Ist Tauets egizak minoralar devorlarining qalinligi atigi 0,38 metrni tashkil etgan.

Silikat g'ishtlar XX asrning boshlarida paydo bo'lib, asosan binolarning tashqi tomonini bezash uchun ishlatilgan.

Tosh-g'isht va armaturalangan tosh-g'isht konstruksiyalar hozirgi davrda ham o'z ahamiyatini yo'qotgani yo'q. Tosh-g'isht va armaturalangan tosh-g'isht konstruksiyalarni amaliy va nazariy tadqiq etish natijasida ularni hisoblash uslublari takomillashdi va samarali konstruksiyalar yaratildi. Bu o'z navbatida tosh-g'isht va armaturalangan tosh-g'isht konstruksiyalarni turarjoy, jamoat va sanoat binolari hamda qishloq xo'jaligi qurilishida ishlatilishiga keng imkoniyatlar ochib berdi.

29.2. Tosh-g'isht konstruksiyalar uchun ishlatiladigan materiallarning fizik-mexanik xarakteristikalari

29.2.1. Umumiy ma'lumotlar

Tosh-g'isht konstruksiyalari uchun ishlatiladigan ashyolar va buyumlar tayyorlanishiga qarab **tabiiy** yoki **sun'iy** bo'lishi mumkin. Tabiiy tosh ashyolari tog' jinslariga ishlov berish natijasida olinadi. Sun'iy tosh ashyolari bo'lsa, loydan tayyorlangan xom g'ishtlarni xumdonda pishirish (pishiq g'ishtlar) yoki shag'al, qum va bog'lovchilarni suv bilan aralashtirib qotirish natijasida (beton, silikat g'ishtlar) olinadi.

O'lchamiga qarab tosh buyumlar qo'lda teriladigan va

mexanizmlar yordamida montaj qilinadigan buyumlarga bo'linadi.

Tosh buyumlar strukturasiga (tuzilishiga) qarab tanasi to'liq, bo'sh tanali, yirik g'ovakli, mayda donali va g'ovakli – bo'sh tanali bo'lishi mumkin.

Tosh ashyolari siqilishdagi, g'ishtlar esa siqilish va egilishdagi chegaraviy mustahkamliklari bo'yicha yuqori, o'rta va kam mustahkamli tosh va g'ishtlarga bo'linadi [11].

Yuqori mustahkamli tabiiy va beton toshlar quyidagi markalarga bo'linadi: 250, 300, 400, 500, 600, 700, 800 va 1000.

O'rta mustahkamli tabiiy va beton toshlar, g'ishtlar va sopol toshlar quyidagi markalarga bo'linadi: 75, 100, 125, 150, va 200.

Mustahkamligi kam bo'lgan g'ishtlar quyidagi markalarga bo'linadi: 4, 7, 10, 15, 25, 35, va 50.

Beton toshlar siqilishdagi chegaraviy mustahkamligiga qarab:

M50, M75, M100, M150, M200, M250, M300, M350 va M400 markali og'ir beton toshlarga;

M20, M35, M50, M75, M100, M150, M200, M250, M300, M350 va M400 markali, g'ovakli to'ldiruvchilar asosida tayyorlangan, g'ovakli beton toshlarga;

M15, M25, M35, M50, M75, M100 va M150 markali kovakli (ячеистый) beton toshlarga;

M15, M25, M35, M50, M75 va M100 markali yirik g'ovakli beton toshlarga;

M35, M50, M75 va M100 markali g'ovaklashtirilgan beton toshlarga;

M150, M200, M250, M300 va M400 markali silikat beton toshlarga bo'linadi.

Issiqlik saqlovchi ashyo sifatida siqilishdagi chegaraviy mustahkamligi 0,7 MPa va 1,0 MPa bo'lgan, plitalarning ichiga qo'yiladigan qatlam sifatida esa, 1,0 MPa dan kam bo'lmagan yengil betonlar ishlatiladi.

Sovuq ta'siriga chidamligi (**sovuqbardoshligi**) bo'yicha tosh ashyolari G'10, G'15, G'25, G'35, G'50, G'75, G'100, G'150, G'200 va G'300 markalarga bo'linadi.

Beton toshlar uchun ham yuqorida keltirilgan sovuqbardoshlik markalari (G'10 dan tashqari) tayinlangan.

Tosh va g'ishtlarni terishda quruq holdagi zichligi 1500 kg/m^3 va undan katta bo'lgan **og'ir** qorishmalar va zichligi 1500 kg/m^3 gacha bo'lgan **yengil** qorishmalar ishlatiladi. Qorishmalarining siqilishdagi chegaraviy mustahkamligi bo'yicha markalari M4, M10, M25, M50, M75, M100, M150 va M200 qabul qilinadi.

29.2.2. Qo'lda teriladigan tosh-g'isht ashyolar

G'isht deb, qalinligi 130 mm gacha bo'lgan parallelepiped shaklidagi sun'iy tosh ashyosiga aytiladi. Devorlarni tiklash jarayonida g'isht teruvchi g'ishtni bir qo'li bilan bemaol ko'tarishi uchun g'ishtning og'irligi 4,5 kg dan ko'p qabul qilinmaydi.

G'ishtning tanasi butun yoki bo'shliqli bo'lishi mumkin. Butun tanali g'ishtlarga oddiy loydan plastik va tuproqni nimquruq holatda zichlashtirib tayyorlangan hamda silikat g'ishtlar kiradi.

Plastik holatda zichlashtirib tayyorlangan pishiq g'ishtlar tuproqni nimquruq holatda zichlashtirib tayyorlangan pishiq va silikat g'ishtlarga nisbatan puxta bo'lib, xizmat muddati uzoq hisoblanadi. Bunday g'ishtlarning deformatsiya moduli katta bo'lib, sirpanuvchanlik deformatsiyasi kam bo'ladi. Bundan tashqari silikat g'ishtlarning massasi oddiy g'ishtlarga nisbatan katta bo'lib, issiqlikni yomon saqlaydi.

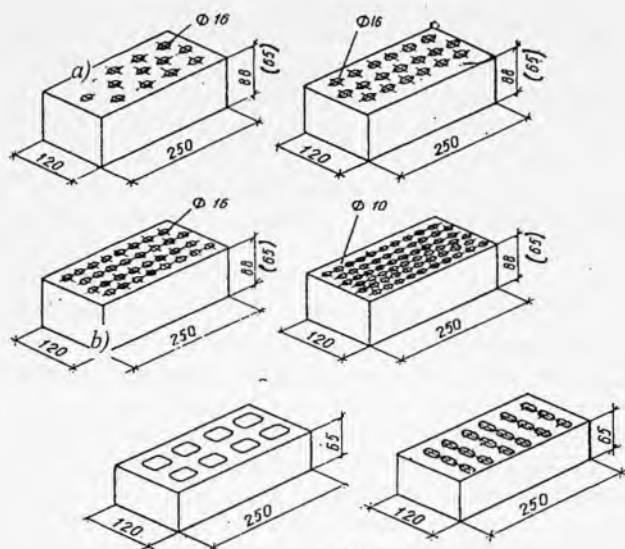
Bino va inshootlarni tiklashda bo'sh tanali yengillashtirilgan g'ishtlar keng qo'llaniladi (29.1-rasm). Bunday g'ishtlar silikat va butun tanali g'ishtlarga nisbatan issiqlikni yaxshi saqlaydi va yengil bo'ladi.

Shu jihatidan bunday g'ishtlardan tiklangan devorlarning qalinligi kam bo'ladi.

G'ishtning siqilishdagi chegaraviy qarshiligi R_1 bitta butun g'ishtni teng ikkiga bo'lib tayyorlangan kubga yaqin bo'lgan shakldagi namunalarni sinash yo'li bilan aniqlanadi (29.2, a rasm)

$$R_1 = \frac{P}{A}, \quad (29.1)$$

bu yerda: A - namunaning kuch yo'nalishiga perpendikulyar bo'lgan kesim yuzasi; R - siquvchi kuch.



29.1-rasm. Bo'sh tanali g'ishtlar:

a – plastik holda; b – nimquruq xolda presslangan g'ishtlar

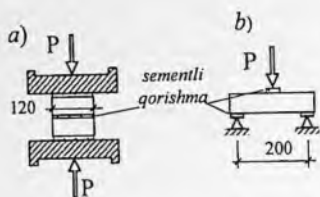
G'ishtning egilish holatida cho'zilishdagi muvaqqat qarshiligi butun g'ishtni 29.2, b rasmda ko'rsatilgandek sinash yo'li bilan aniqlanadi

$$R_{ub} = \frac{M}{W} = \frac{1,5P_u}{bh^2}, \quad (29.2)$$

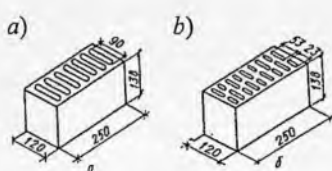
bu yerda: M - eguvchi moment; W - g'isht ko'ndalang kesimining qarshilik momenti; P_u - buzuvchi kuch, b , h - g'ishtning eni va qal'nligi.

G'ishtning markasi uni siqilish va egilishga sinash natijalariga qarab aniqlanadi.

G'ishtning o'lchamlaridan katta bo'lib, qo'lda terish imkoni bo'lgan ashyolar oddiy toshlar deyiladi. Qurilishda massasi 32- 40 kg gacha bo'lgan sopol, beton va tabiiy toshlar ishlatiladi.



29.2- rasm. G'ishtni sinash sxemasi:
a- siqilishga; b- egilishga

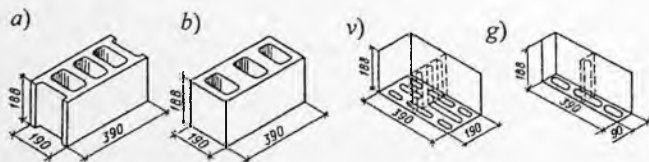


29.3-rasm. Bo'sh tanali sopol toshlar: a - etti bo'shliqli;
b - o'n sakkiz bo'shliqli

Sopol toshlar plastik holda presslash usuli bilan tirqish shaklidagi bo'shliqlar hosil qilinib tayyorlanadi (29.3-rasm). Tirqishlarning soni g'isht terimining xiliga (devor, pardevor, panel va hokazo) bog'liq bo'ladi.

Toshlarning o'lchamlari 250×120×138 mm, markalari 50, 75, 100, 125, 150, hajmiy og'irligi 1400 kg/m³ gacha, sovuqbardoshligi esa, 15 davrdan kam qabul qilinmaydi.

Beton toshlar (29.4-rasm) devorlar, pardevor yoki orayopmalar uchun ishlatiladi. Bu toshlar hajmiy og'irligi 1800 kg/m³ dan ziyod bo'lgan og'ir betonlardan, hajmiy og'irligi 900-1800 kg/m³ gacha bo'lgan yengil betonlardan va hajmiy og'irligi 500-1000 kg/m³ gacha bo'lgan kovakli betonlardan tayyorlanadi. Beton toshlarning asosiy o'lchamlari 390×190×188 mm va 390×90×188 mm qabul qilingan. O'lchamlari 490×240×188 mm va 490×290×188 mm bo'lgan yengil betondan tayyorlangan toshlarni qo'llash ham ruxsat etiladi.



29.4-rasm. Bo'sh tanali beton toshlar: a - bo'ylama teriladigan uch bo'shliqli; b - ko'ndalang teriladigan uch bo'shliqli; v - bo'shliqlar tosh tanasini kesib o'tmaydigan butun; g - xuddi shunday, bo'ylama yarimta

Markasi M25 bo'lgan beton toshlarning sovuqbardoshlik bo'yicha markasi G'10 dan, markasi M35 va undan yuqori bo'lgan beton toshlar uchun esa, G'15 dan past qabul qilinmaydi.

Kovakli betonlardan tayyorlangan toshlar quruq xonalarda qo'llaniladigan bo'lsa, ularning sovuqbardoshligi G'25 dan, nam xonalarda qo'llaniladigan bo'lsa, G'35 dan kam qabul qilinmaydi.

Og'ir jinslardan olinadigan tabiiy toshlar (marmar, granit va hokazo) juda ham qimmat bo'lganligi uchun asosan muhim ahamiyatga ega bo'lgan binolarning (muzeylar, teatrlar va hokazo) devorlarini pardozlash uchun ishlatiladi.

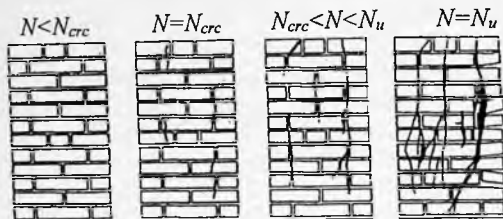
29.2.3. G'isht terimining siqilishdagi kuchlanganlik holati

G'ishtlar va qorishma bilan to'ldirilgan choklardan iborat bo'lgan g'isht terimi qotgandan keyin bir jinsli bo'lmagan yaxlit elastik - plastik jismni tashkil qiladi. G'isht terimi ishlashining muhim tomoni shundan iboratki, qotgan qorishmaning notekis yoyilganligi va har xil zichlikka ega bo'lishi natijasida siqilgan g'isht terimida zo'riqishlar notekis tarqaladi. Natijada g'ishtda nafaqat siquvchi, balkim eguvchi va kesuvchi zo'riqishlar paydo bo'ladi. Oddiy g'isht terimining siqilishi natijasida buzilishi vertikal yoriqlarning paydo bo'lishidan boshlanadi (29.5-rasm). Odatda vertikal yoriqlar vertikal choklarning pasti va ustidan boshlanadi. Bu g'ishtning egilishi va kesilishidan hamda choklarning pasti va ustida cho'zuvchi kuchlanishlarning to'planganligidan dalolat beradi.

G'isht terimidagi birinchi yoriqlar buzuvchi kuchlardan kam bo'lgan yuklar ta'sirida hosil bo'ladi. Odatda qorishmaning mustahkamligi qancha past bo'lsa N_{crc}/N_u nisbat shuncha kam bo'ladi. Bu yerda: N_{crc} – yoriqlar paydo bo'lishiga mos bo'lgan yuklardan hosil bo'ladigan zo'riqish; N_u – buzuvchi zo'riqish. Misol: markasi 50 va undan yuqori bo'lgan qorishma uchun $N_{crc}/N_u = 0,7...0,8$; markasi 10 va 25 bo'lganda – $N_{crc}/N_u = 0, 6... 0,7$ va markasi 0, 2, 4 bo'lganda – $N_{crc}/N_u = 0, 4...0, 6$.

Birinchi yoriqlarning paydo bo'lish vaqti gorizontal choklarning bajarilish sifatiga va ishlatilgan qorishmaning zichligiga bog'liq. Choklar notekis va qorishmaning hajmiy massasi kam bo'lsa, N_{crc}/N_u nisbat miqdori yuqorida keltirilgan qiymatlardan ham kam bo'lishi

mumkin.



29.5-rasm. G'isht terimining markaziy siqilishda ishlash bosqichlari

G'isht terimining mustahkamligiga quyidagi omillar ta'sir ko'rsatadi:

- tosh-g'ishtning mustahkamligi va o'lchami;
- tosh-g'isht shaklining to'g'riligi;
- tosh va g'ishtda bo'shliqlarning mavjudligi;
- qorishmaning mustahkamligi, qorishmaning yoyiluvchanligi;
- qotgan qorishmaning elastik-plastik xossasi;
- g'isht terimining sifati;
- g'ishtlarni terishda ularni bir-biriga bog'lanishi;
- qorishma bilan g'ishtning yopishishi;
- g'isht terimidagi vertikal choklarning qorishma bilan to'ldirilishi va hokazo.

G'isht terimida murakkab kuchlanish holati vujudga kelishi sababli uning siqilishdagi mustahkamligi nisbatan ancha past bo'ladi. Mustahkamligi past bo'lgan qorishma bilan terilgan g'isht terimining mustahkamligi g'isht mustahkamligining 10-14%, qorishmaning mustahkamligi yuqori bo'lsa - 30-40% tashkil etadi.

Shakli noto'g'ri bo'lgan toshlardan terilgan tosh terimining mustahkamligi shakli to'g'ri bo'lgan tosh terimi mustahkamligidan bir necha barobar kam bo'ladi. G'isht terimining sifati zichlashtirish yo'li bilan oshirish mumkin. Zichlashtirilgan g'isht terimining mustahkamligi sifati o'rtacha bo'lgan oddiy g'isht terimi mustahkamligidan 1,5-2 marta yuqoridir.

G'isht terimidagi choklarning qorishma bilan to'lishi qorishmaning plastikligiga bog'liq. Plastik qorishma bilan terilgan g'isht de-

vorning mustahkamligi noplastik qorishma bilan terilgandagiga nisbatan yuqori bo'ladi. Shuning uchun qorishmaga namlikni saqlovchi qo'shimchalar (ohak, loy va boshqa) qo'shiladi.

Qorishmaning mustahkamligi g'isht terimining mustahkamligiga uncha katta ta'sir ko'rsatmaydi. G'ishtlar mustahkamligi yuqori bo'lgan qorishmada terilganda ham devorning mustahkamligi g'ishtning mustahkamligidan kam bo'ladi. Ammo qish mavsumida hamda seysmik tumanlarda tiklanadigan devorlarga ta'sir qiladigan siquvchi kuchlar katta yelka bilan qo'yilganda va mahalliy yuklarning miqdori katta bo'lganda g'ishtlar bir-biri bilan «zanjir» shaklida bog'lanib terilishi tavsia etiladi.

29.3. Tosh-g'isht konstruksiyalarni hisoblash

29.3.1. Markaziy siqiladigan elementlar

Siqilishga ishlaydigan tosh-g'isht elementlar armaturalanmagan va armaturalanib mustahkamligi oshirilgan bo'lishi mumkin.

Markaziy siqiladigan armaturalanmagan tosh-g'isht elementlarning mustahkamligi quyidagi formuladan tekshiriladi

$$N \leq m_g \varphi R A, \quad (29.3)$$

bu yerda: N – hisobiy bo'ylama kuch; R – tosh-g'isht terimining siqilishdagi mustahkamligi ilovada keltirilgan I.11-jadvaldan yoki [11] me'yoriy hujjatdan olinadi; φ – bo'ylama egilish koeffitsiyenti ilovada keltirilgan I.12 jadvaldan olinadi; A – element kesimining yuzasi; m_g – yuklarning davomli ta'siri e'tiborga oladigan koeffitsiyent, quyidagi formuladan aniqlanadi

$$m_g = 1 - \eta N_g / N, \quad (29.4)$$

bu yerda: N_g – yuklarning davomli ta'sir qiladigan qismidan bo'ylama kuch; η – ilovada keltirilgan I.16-jadvaldan qabul qilinadigan koeffitsiyent.

Ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklida bo'lgan element kesim balandligi $h > 30$ sm (ixtiyoriy kesimga ega bo'lgan elementlar uchun inersiya radiusi $i > 8,7$ sm bo'lganda) bo'lganda $m_g = 1$ qabul qilinadi.

Uzunligi bo'yicha o'zgarmas kesimga ega bo'lgan elementlar

uchun bo'ylama egilish koeffitsiyenti φ ilovada keltirilgan I.11-jadvaldan elementning egiluvchanligi va g'isht terimining elastiklik karakteristikasiga qarab olinadi.

Element egiluvchanligi quyidagi formuladan aniqlanadi:

- ixtiyoriy kesim uchun

$$\lambda_i = l_0 / i, \quad (29.5)$$

- to'g'ri to'rtburchakli kesim uchun

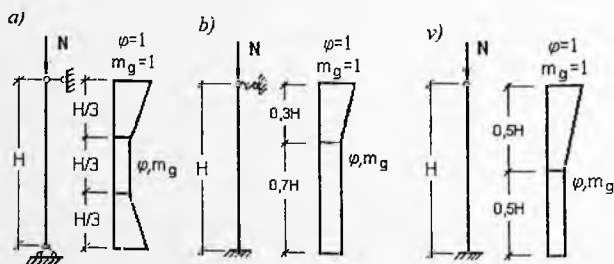
$$\lambda_h = l_0 / h, \quad (29.6)$$

bu yerda: l_0 – element hisobiy uzunligi; i – element kesimining minimal inersiya radiusi; h – to'g'ri to'rtburchak kesimning kichik o'lchami.

Element hisobiy uzunligi. Bo'ylama egilish koeffitsiyentini aniqlashda devor va ustunlarning hisobiy balandliklari ularni goriizontal tayanchlarga (orayopmalarga) bog'lanish shartiga qarab quyidagi formuladan aniqlanadi

$$l_0 = k \cdot H \quad (29.7)$$

bu yerda: H – qavat balandligi (tayanchlar orasidagi masofa); k – elementlarning tayanchlarga bog'lanish shartini e'tiborga oladigan koeffitsiyent (29.6-rasm).



29.6-rasm. Siqilgan devor va ustun balandligi bo'yicha φ va m_g koeffitsiyentlar: *a* – qo'zg'almas sharnirli tayanchlarga mahkamlangan; *b* – pasti qistirib, yuqorisi esa elastik tayanchda mahkamlangan; *v* – erkin turadigan

29.3.2. Nomarkaziy siqiladigan elementlar

Nomarkaziy siqiladigan tosh-g'isht elementlarning mustahkamligi quyidagi shartdan tekshiriladi (29.7-rasm)

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega, \quad (29.8)$$

bu yerda, A_c – kuchlanishlarning epyurasi to'g'ri to'rtburchak shaklda bo'lgandagi kesim siqilgan qismining yuzasi (29.7-rasm). Yuza og'irlik markazi bilan bo'ylama N kuch qo'yilgan nuqta bir-biriga mos tushishi shartidan aniqlanadi. Kesimi to'g'ri to'rtburchak bo'lgan elementlar uchun

$$A_c = A(1 - 2e_0/h), \quad (29.9)$$

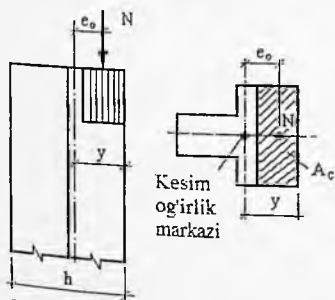
bu yerda: A – element kesim yuzasi; e_0 – kesim og'irlik markaziga nisbatan N hisobiy kuch yelkasi; h – eguvchi moment tekisligi bo'yicha kesim balandligi.

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2, \quad (29.10)$$

bu yerda: A – element kesim yuzasi; e_0 – kesim og'irlik markaziga nisbatan N hisobiy kuch yelkasi; h – eguvchi moment tekisligi bo'yicha kesim balandligi.

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2, \quad (29.10)$$

bu yerda: φ – eguvchi moment tekisligi bo'yicha hamma kesim uchun bo'ylama egilish koefitsiyenti (ilovadagi I.1-jadvaldan aniqlanadi); φ_c – elementning haqiqiy balandligi N va eguvchi moment tekisligi bo'yicha aniqlanadigan λ_{hc}



29.7-rasm. G'isht terimining siqilish zonasini aniqlashga doir

H/h_c yoki $h_{ic} = H/i_c$ egiluvchanliklar asosida kesimning siqilgan qismi uchun bo'ylama egilish koefitsiyentlari (ilovadagi I.12-jadvaldan aniqlanadi); h_c va i_c – eguvchi moment tekisligi bo'yicha ko'ndalang kesim siqilgan qismining balandligi va inersiya radiusi. To'g'ri to'rtburchak kesim uchun $h_c = h - 2e_0$.

30. ARMATURALANGAN TOSH-G'ISHT KONSTRUKSIYALARI

30.1. Umumiy ma'lumotlar

Bino va inshootlar alohida qismlarining yuk ko'tarish qobiliyatini oshirish, yaxlitligi va birgalikda ishlashini ta'minlash hamda bino va inshootlar tosh-g'isht konstruksiyalarining zilzilabardoshligini oshirish maqsadida tosh-g'isht konstruksiyalari armaturalanib kuchaytiriladi.

Qurilishda tosh-g'isht konstruksiyalarini armaturalab kuchaytirishning quyidagi xili qo'llaniladi:

- g'isht terimining gorizontall choklariga joylashtiriladigan to'rlar bilan ko'ndalang ravishda armaturalash (30.1-rasm);

- g'isht terimining ichiga yoki tashqi tomoniga, maxsus joylarga qo'yiladigan sterjenlar bilan bo'ylama armaturalash (30.2-rasm);

- g'isht terimi tanasiga temir-beton elementni joylashtirib (kuchaytirish) kompleks qurilma hosil qilish (30.3-rasm);

- g'isht terimini temir-beton yoki metall iskanja ichiga olib kuchaytirish (30.4-rasm).

30.2. To'r bilan ko'ndalang ravishda armaturalangan elementlar

To'r bilan ko'ndalang ravishda armaturalangan elementlar (30.1-rasm) markaziy siqilishga quyidagi formula bo'yicha hisoblanadi

$$N \leq m_g \varphi R_{sk} \cdot A, \quad (30.1)$$

bu yerda: N – hisobiy bo'ylama kuch; m_g – (29.4) formuladan aniqlanadigan koeffitsiyent; φ – bo'ylama egilish koeffitsiyenti, (1.10) jadvaldan aniqlanadi; R_{sk} – armaturalangan g'isht terimining qarshiligi.

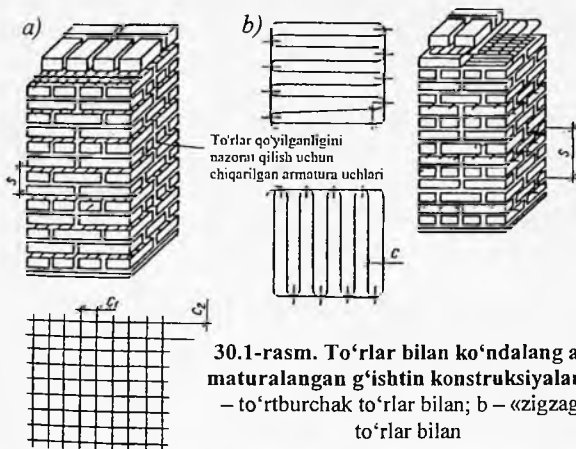
Hamma xildagi g'ishtlar va tirqish shaklidagi bo'shliqlardan iborat bo'lgan sopol toshlar markasi M25 va undan yuqori bo'lgan qorishma bilan terilganda (qator balandligi 150 mm gacha bo'lganda)

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \leq 2R, \quad (30.2)$$

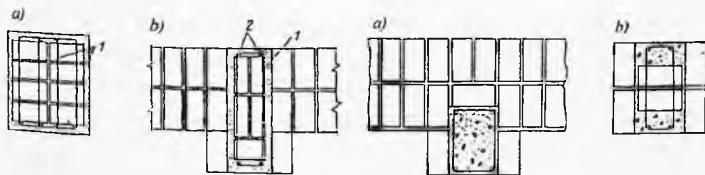
qorishmaning markasi M25dan past bo'lganda

$$R_{sn} = R_t + \frac{2\mu R_s}{100} \cdot \frac{R_t}{R_{25}}, \quad (30.3)$$

bu yerda: R_t – qorishmaning qotishi ko‘rilayotgan muddatdagi armaturalanmagan g‘isht terimining siqilishdagi hisobiy qarshiligi; R_{25} – M25 markali qorishma bilan terilgan g‘isht terimining hisobiy qarshiligi.

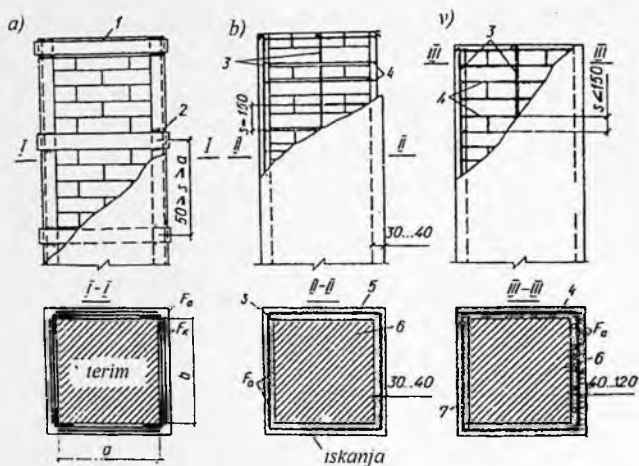


30.1-rasm. To‘rlar bilan ko‘ndalang armaturalangan g‘ishtin konstruksiyalar: a – to‘rtburchak to‘rlar bilan; b – «zigzag» to‘rlar bilan



30.2- rasm. G‘ishtin konstruksiyalarni (ustunlar, devorlar va hokazo) bo‘ylama armaturalash: a – armatura tashqi tomonidan joylashgan hol; b – armatura g‘isht terimi ichiga joylashgan hol; 1 – ko‘ndalang armatura; 2 – bo‘ylama armatura

30.3- rasm. Temirbeton bilan kuchaytirilgan elementlar (kompleks elementlar) kesimlari: a – temirbeton bir tomondan joylashgan hol; b – temirbeton g‘isht terimi ichida joylashgan hol



30.4 rasm. G'ishtin ustunlarni iskanjaga olib kuchaytirish:

- a - metall iskanjaga olib; b- temir-betonli iskanjaga olib;
 v- armaturalangan qorishma ichiga olib; 1-planka; 2- payvand;
 3- diametri 5-12 mm bo'lgan sterjenlar; 4- diametri 4-10 mm bo'lgan
 ko'ndalang sterjenlar; 5- sinfi B7,5-B15 bo'lgan beton;
 6- suvoq (qorishma markasi 50-100)

To'r bilan ko'ndalang ravishda armaturalangan elementlar nomarkaziy siqilishga quyidagi formula bo'yicha hisoblanadi

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A_s \cdot \omega. \quad (30.4)$$

Kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklida bo'lgan elementlar uchun

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right) \omega, \quad (30.5)$$

bu yerda, $R_{skb} \leq 2 \cdot R$ - qorishmaning markasi 50 va undan yuqori bo'lganda nomarkaziy siqiladigan armaturalangan g'isht terimi hisobiy qarshiligi

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_l}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y} \right). \quad (30.6)$$

Qorishmaning markasi 25 dan past bo'lganda

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_1}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{\gamma} \right) \frac{R_1}{R_{25}}. \quad (30.7)$$

Kuch eksentrisiteti kesim yadrosi chegarasidan tashqariga chiqqanda (to'g'ri to'rtburchak kesim uchun $e_0 > 0,17h$) hamda $\lambda_h > 15$ yoki $\lambda_s > 53$ bo'lganda g'ishtin konstruksiyani to'r bilan armaturalab kuchaytirish tavsiya etilmaydi.

31. BIR QAVATLI SINCHLI BINOLAR KONSTRUKSIYALARINI LOYIHALASH

31.1. Umumiy ma'lumotlar

Bir qavatli sanoat binolari tayinlanishiga qarab har xil bo'lishi mumkin. Texnologik jarayon bo'yicha binoda ishlab chiqariladigan mahsulot maxsus ko'prik kranlar, osma kranlar yoki polda harakatlanadigan mashinalar yordamida binoning istalgan nuqtasiga yetkazib beriladi.

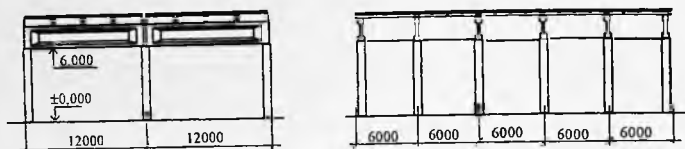
Binoni qanday kranlar bilan jihozlanishi binoda ishlab chiqariladigan mahsulot og'irligiga bog'liq. Binoda ishlab chiqariladigan mahsulotning og'irligi 5,0 tonnagacha bo'lsa, bino stropila konstruksiyalariga osiladigan osma kranlar bilan jihozlanadi. Ishlab chiqariladigan mahsulot og'irligi 5,0 tonnadan oshadigan bo'lsa, bino ko'prik kranlar bilan jihozlanadi.

Yengil sanoatda foydalaniladigan binolarda kranlar umuman ishlatilmaydi. Ishlab chiqariladigan mahsulot polda harakatlanadigan mashinalar yordamida tashiladi.

Agar bino osma kranlar bilan jihozlanadigan bo'lsa, osma kran binoning stropila konstruksiyasiga (to'sin, ferma va hokazo) maxsus moslamalar yordamida osiladi.

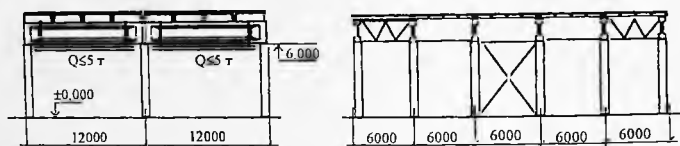
Bino ko'prik kranlar bilan jihozlanadigan bo'lsa, u vaqtda ustunlarda maxsus konsollar hosil qilinadi. Ustunlarning maxsus konsoliga ko'prik kran harakatlanishi uchun kranosti to'sinlar o'rnatiladi. Kranosti to'sinlarga esa, maxsus moslamalar yordamida rels mahkamlanadi. Ko'prik kran rels bo'yicha harakatlanadi.

Yengil sanoatda ishlatiladigan bir qavatli binolarning ko'ndalang va bo'ylama qirg'irlari 31.1- rasmda keltirilgan [1].



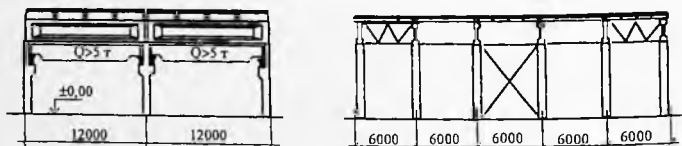
31.1- rasm. Kransiz binolar

Osma kranlar bilan jihozlangan binolarning ko'ndalang va bo'ylama qirqimlari 31.2- rasmda keltirilgan.



31.2- rasm. Osma kran bilan jihozlangan binolar

Ko'prik kranlar bilan jihozlangan binolarning ko'ndalang va bo'ylama qirqimlari 31.3- rasmda keltirilgan.



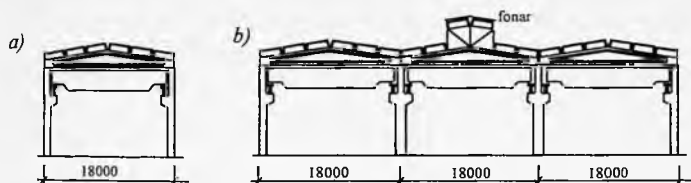
31.3- rasm. Ko'prik kran bilan jihozlangan binolar

Bino bir ravoqli yoki ko'p ravoqli bo'lishi mumkin (31.4- rasm). Ko'p ravoqli binolarda tabiiy yoritilganlikni ta'minlash va binoni shamollatish maqsadida o'rta ravoq tomi ustiga fonarlar o'rnatiladi.

Sanoat binolarining tomlari yassi konstruksiyalardan (to'sinli) yoki yupqa devorli fazoviy konstruksiyalardan (qobiqli) iborat bo'lishi mumkin.

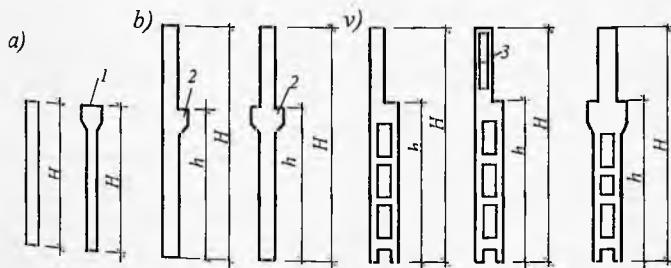
Tomi to'sinli bo'lgan bir qavatli sanoat binolari konstruktiv

elementlariga ustunlar, bu ustunlar ustidan qo'yiladigan rigellar (to'sin, ferma va boshqa stropila konstruksiyalari), rigellar ustidan qo'yiladigan tom plitalari, yoritish va aeratsiya fonarlari hamda kranosti to'sinlar kiradi. Ustunlarning ko'ndalang kesimlari kvadrat, to'g'ri to'rtburchak yoki ikki tirakli bo'lishi mumkin. Bundan tashqari ustunlarning ko'ndalang kesimi balandligi bo'yicha o'zgaraydigan yoki o'zgaradigan bo'lishi mumkin (31.5 - rasm).



31.4 – rasm. Ko'prik kranlar bilan jihozlangan bir qavatli sanoat binolarining ko'ndalang qirg'irlari: *a* – bir ravoqli; *b* – ko'p ravoqli

Binoning asosiy konstruksiyasi ustun bilan rigelning birlashishidan hosil bo'ladigan ko'ndalang rama hisoblanadi. Binoga ta'sir qiladigan hamma yuklarni mana shu rama qabul qiladi. Bino ustuni poydevorga bikir qilib mahkamlanadi. Ustun bilan stropila konstruksiyasi esa, bir-biri bilan sharnirli qilib biriktiriladi.



31.5 - rasm. Bir qavatli ishlab chiqarish binolarining temirbeton ustunlari: *a* – kransiz binolar uchun; *b, v* – kranli binolar uchun

Bir qavatli sanoat binosining bikirligini va ustivorligini ustunlari poydevorlarga bikir mahkamlangan ramalar ta'minlaydi.

Binoning ko'ndalang yo'nalishi bo'yicha bikirligini ko'ndalang ramalar ta'minlasa, bo'ylama yo'nalishdagi bikirligini bo'ylama ramalar, kranosti to'sinlari, tom plitalari va vertikal bog'lanishlar ta'minlaydi (31.2 va 31.3 – rasmlarga qarang). Binolarning hajmiy bikirliklarini ko'ndalang va bo'ylama ramalar hamda tom plitalaridan hosil bo'lgan gorizontal disk va vertikal bog'lanishlar ta'minlaydi.

Binolarda ishlab chiqariladigan mahsulotlarni tashish uchun ishlatiladigan ko'prik kranlar yuk ko'tarish qobiliyati va ish tartibiga bog'liq ravishda yengil, o'rta va og'ir bo'lishi mumkin. Yengil tartibda ishlaydigan kranlar (1K...3K guruhlar) ahyon-ahyon ishlatiladi va bunda kran harakatining tezligi past ($v \leq 60$ m/min) bo'ladi. Bunday tartibda ishlaydigan kranlar bilan issiqlik elektrostansiyalarning mashina zallari, nasos stansiyalari binolari, ta'mirlash sexlari jihozlanadi.

O'rta tartibda ishlaydigan kranlar (4K...6K guruhlar) intensiv ishlatiladi va kran harakatining tezligi o'rtacha ($v \leq 100$ m/min) bo'ladi. Bunday tartibda ishlaydigan kranlar bilan zavodlarning mexanik va yig'uv sexlari, temirbeton zavodlarning qoliplashsexlari jihozlanadi.

Og'ir tartibda ishlaydigan kranlar (7K, 8K guruhlar) juda ham intensiv, uch smenada ishlatiladi va kran harakatining tezligi yuqori ($v > 100$ m/min) bo'ladi. Bunday tartibda ishlaydigan kranlar bilan zavodlarning qo'yish va chig'irlash sexlari jihozlanadi.

Ko'prik kranlarning yuk qutarish qobiliyati 5, 10, 15, 20, 30, 50 t va undan yuqori bo'lishi mumkin. Ko'prik kranlari harakatidan bino sinchiga vertikal va gorizontal kuchlar ta'sir qiladi. Bu kuchlar ko'ndalang rama hisobida e'tiborga olinadi.

Ko'prik kranlar bilan jihozlangan sanoat binolarida ishlab chiqarish texnologiyasiga bog'liq ravishda ustun to'rlari o'lchamlari 6x18, 6x24, 6x30 m yoki 12x18, 12x24, 12x30 m bo'lishi mumkin.

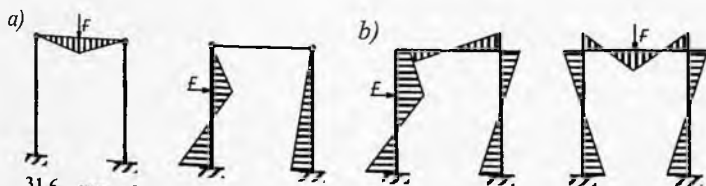
Ustunlar qadami 12,0 m qabul qilingan binolar uchun uzunligi 6,0 m bo'lgan devor panellari ishlatilganda yuk ko'taruvchi ustunlar o'rtalariga qo'shimcha ustun qo'yiladi. Bu ustunlar «*faxverkli*» ustunlar deb ataladi va ularga devor panellari osiladi.

Tashqi qator ustunlari qadami 6,0 m va ichki qator ustunlari qadami 12,0 m bo'lgan binolarda stropila osti konstruksiyalari (to'sin

va ferma) ishlatiladi. Bunda stropila konstruksiyalari qadami 6,0 m qabul qilinib, ular stropilaosti konstruksiyasiga o'rnatiladi. Seysmik tumanlarda ichki va tashqi ustunlar qadamlari har xil bo'lgan sanoat binolarini loyihalash tavsiya etilmaydi. Bir qavatli sanoat binolari ustunlarini bo'luvchi o'qlarga bog'lanishi [14] adabiyotda keltirilgan.

Bir qavatli sanoat binolari temperatura choklari orasidagi chegaraviy masofalar darslikning ilovasida, I.9 va I.10- jadvallarda keltirilgan. Bir qavatli sanoat binolari ustunlari poydevorga bikir qilib mahkamlanadi. Ustunlar bilan rigellar esa, sharnirli qilib biriktiriladi (31.6, a- rasm). Bir qavatli sanoat binolarining bunday konstruktiv tizim bo'yicha loyihalanishi rama ustunlari va rigellarini alohida-alohida loyihalash imkonini beradi. Ramaning ustunlari rigelga bog'liq bo'lmagan holda vertikal va gorizontal yuklar ta'siriga hisoblanib loyihalashtiriladi. Xuddi shunday rama rigeli ham gorizontal yuklarga bog'liq bo'lmagan holda loyihalashtiriladi.

Rama tugunlari bikir bo'lgan yaxlit ramalarda (31.6, b-rasm) ustun va rigelni loyihalash bir-biriga bog'liq bo'lib qoladi. Bu bir qavatli sanoat binolari elementlarini unifikatsiyalash imkonini bermaydi.



31.6 - rasm. Tugunlari sharnirli (a) va bikir (b) bo'lgan ramalarda tashqi yuklardan eguvchi momentlar epyuralari

Binoni tashqi muhit ta'siridan saqlash uchun bino gorizontal va vertikal elementlar bilan himoyalanaadi. Gorizontal himoyalovchi elementlar sifatida temirbeton plitalardan foydalaniladi. Temirbeton plitalarning massasini yengillashtirish uchun ular qovurg'ali qilib tayyorlanadi. Tom plitalari stropila konstruksiyalar ustidan o'rnatilib ularga biriktiruvchi detallari orqali payvandlanib mahkamlanadi. Vertikal himoyalovchi elementlar sifatida temirbeton devor panellaridan foydalaniladi. Temirbeton panellarning massasini

yengillashtirish maqsadida ularni tayyorlash uchun yengil betonlar ishlatiladi. Devor panellari ustunlarga biriktiruvchi detallar orqali mahkamlanadi.

Seysmik tumanlarda tiklanadigan sanoat binolarining devor panellari bino sinchining gorizontaal siljishiga qarshilik qilmasligi ta'minlanishi shart.

Bino osma kranlar bilan jihozlanadigan bo'lsa, ustunlarining ko'ndalang kesimi kvadrat yoki to'g'ri to'rtburchak shaklida qabul qilinib, ko'ndalang kesimi uning balandligi bo'yicha o'zgaraydi. Stropila konstruksiyalar sifatida ustun ustidan qo'yiladigan to'sin, ferma va boshqa konstruksiyalar ishlatiladi.

Bino ko'prik kranlar bilan jihozlanadigan bo'lsa, ustunlarining ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklida qabul qilinib, ko'ndalang kesim ustun balandligi bo'yicha o'zgaradi. Ustunda kranosti to'sinni o'rnatish uchun konsol hosil qilinadi (31.5, b-v-rasm). Ustunning konsoldan yuqori qismi kranusti qism, konsoldan pastki qismi esa, kranosti qism deb aytiladi. Ustun kranosti qismi ko'ndalang kesimining balandligi hamma vaqtda kranusti qismiga nisbatan katta qabul qilinadi.

Fonarlar. Bir qavatli sanoat binolarida qo'yiladigan fonarlar ferma va ustunlardan iborat bo'lib, bino ko'ndalang ramasiga o'rnatiladi. Fonarning balandligi va eni binoning tabiiy yoritilishi shartidan tayinlanadi. Binoning ravog'i 24,0 m gacha bo'lganda fonar eni 6,0 m qabul qilinadi. Binoning ravog'i 24,0 va 30 m bo'lganda fonar eni 12,0 m qabul qilinadi.

Bog'lanishlar. Binolarga qo'yiladigan bog'lanishlarning asosiy vazifasi quyidagilardan iborat:

- 1 - bino tomining bikirligini ta'minlash;
- 2 - bino chetiga ta'sir qiladigan shamol bosimidan hosil bo'ladigan kuchlarni qabul qilish;
- 3 - kranlar harakatidan hosil bo'ladigan kuchlarni qabul qilish.

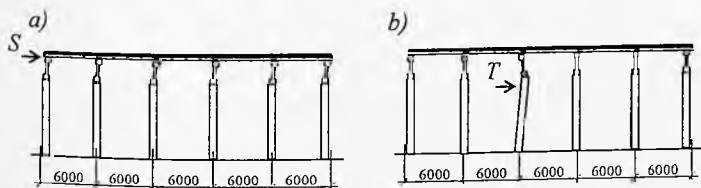
Bog'lanishlar vertikal va gorizontaal holatlarda qo'yiladi va binoning asosiy konstruksiyalari bilan birga uning fazoviy bikirligini ta'minlaydi.

Vertikal bog'lanishlar. Vertikal bog'lanishlar ikki xil bo'ladi. Birinchi xil vertikal bog'lanishlar ustunlar orasiga qo'yiladi. Ikkinchi

xil vertikal bog‘lanishlar esa, stropila konstruksiyalari orasiga qo‘yiladi.

Stropila konstruksiyalari ustun bilan sharnirli bog‘lanadi. Stropila konstruksiyalari orasiga vertikal bog‘lanishlar qo‘yilmagan taqdirda tom sathiga qo‘yilgan gorizontal kuch ta‘siridan tom konstruksiyasining siljishi katta bo‘lishi mumkin (31.7, *a* - rasm). Xuddi shunday, kran tormozlanishidan hosil bo‘ladigan gorizontal kuch ustunga ta‘sir qilganda ustun yuqori qismining ko‘chishi katta bo‘lib, zo‘riqishlar boshqa ustunlarga uzatilmaydi (31.7, *b* - rasm). Shuning uchun binoning hajmiy bikirligini ta‘minlash maqsadida vertikal bog‘lanishlar qo‘yiladi.

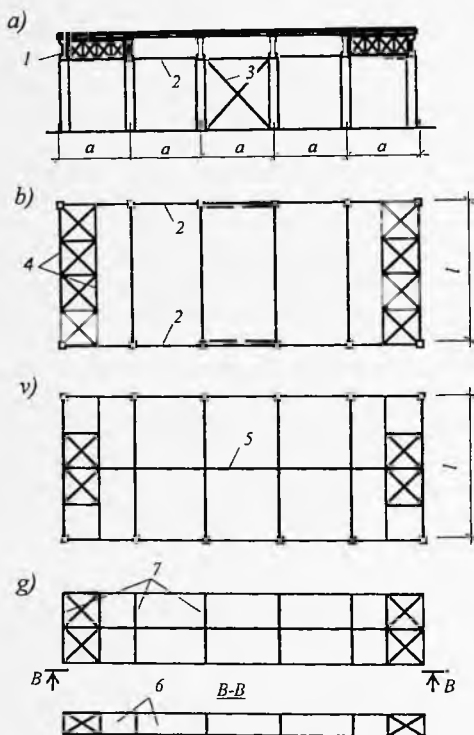
Stropila konstruksiyalari orasiga qo‘yiladigan vertikal bog‘lanishlar (1) temperatura blokining chetki ravoqlariga qo‘yiladi (31.8, *a* - rasm). O‘rta ravoqlarda esa, ustunlar yuqori qismlarini birlashtiruvchi gorizontal bog‘lanishlar - «rasporkalar» (2) qo‘yiladi (31.8, *a* - rasm). Bog‘lanishlar ferma ko‘rinishida metall dan tayyorlanadi. Rasporkalar bo‘lsa, temirbetondan yoki metall burchakliklardan tayyorlanadi. Stropila konstruksiyasining tayanchlarga o‘rnashadigan qismi balandligi 800 mm gacha bo‘lganda va bu qism gorizontal kuchlarni qabul qilish qobiliyatiga ega bo‘lgan qovurg‘alar bilan jihozlanganda, rasporkalar ustunlar yuqorisiga qo‘yiladi (31.8 - rasm).



31.7 – rasm. Vertikal bog‘lanishlar qo‘yilmagan sanoat binosi bo‘ylama ramasining gorizontal kuchlar ta‘siridan deformatsiyanishi

Stropila konstruksiyalari orasiga qo‘yiladigan vertikal bog‘lanishlar (1) temperatura blokining chetki ravoqlariga qo‘yiladi (31.8, *a* - rasm). O‘rta ravoqlarda esa, ustunlar yuqori qismlarini birlash-

tiruvchi gorizontaal bog'lanishlar - «rasporkalar» (2) qo'yiladi (31.8,a - rasm).



31.8 – rasm. Bino tomiga qo'yiladigan bog'lanishlar sxemasi: *a* – vertikal bog'lanishlar; *b* – pastki tasma bo'yicha gorizontaal bog'lanishlar; *v* – yuqori tasma bo'yicha gorizontaal bog'lanishlar; *g* – fonarga qo'yiladigan bog'lanishlar; 1 – vertikal bog'lanish fermalari; 2 – ustun yuqorisiga qo'yiladigan rasporka; 3 – ustunlar o'rtasiga qo'yiladigan vertikal bog'lanish; 4 – ko'ndalang rama rigeli; 5 – ferma yuqori tasmasi bo'yicha qo'yiladigan rasporka; 6 – fonar derazalari tekisligi; 7 – fonar fermalari

Bog'lanishlar ferma ko'rinishida metallardan tayyorlanadi. Rasporakalar bo'lsa, temirbetondan yoki metall burchakliklardan tayyorlanadi. Stropila konstruksiyasining tayanchlarga o'mashadigan ustunlar o'rtasiga qo'yiladigan vertikal bog'lanishlar temperatura blokining o'rtasiga qo'yiladi. Vertikal bog'lanishlar xoch ko'rinishida po'latdan tayyorlanadi (31.2, 31.3 va 31.8- rasmlar).

Gorizontal bog'lanishlar. Bino chetiga shamol bosimidan ta'sir qiladigan yuklar ustunlar orqali stropila konstruksiyasini o'z tekisligidan egilishiga olib keladi. Stropila konstruksiyalarining yuqori tasmalari tom plitalari bilan mahkamlanganligi sababli gorizontal ko'chishi chegaralangan bo'ladi. Stropila konstruksiyalarining pastki tasmalari erkin bo'lganligi uchun gorizontal ko'chishi chegaralanmagan. Shuning uchun stropila konstruksiyalari pastki tasmalari sathida metall ferma ko'rinishida gorizontal bog'lanishlar qo'yiladi (31.8,b - rasm).

Fonarlar bilan jihozlangan sanoat binolarida fonar eni kengligida tom panellari mavjud bo'lmaganligi sababli stropila konstruksiyalarining siqilgan yuqori tasmalarining o'z tekisligidan hisobiy uzunliklari fonar eniga teng bo'ladi.

Bu uzunliklarni kamaytirish maqsadida stropila konstruksiyalari yuqori tasmalari orasiga «rasporakalar» (5) qo'yiladi (31.8,v - rasm). Fonarlarning hajmiy bikirligini ta'minlash uchun ularda ham metallardan tayyorlangan bog'lanishlar qo'yiladi (31.8,g - rasm).

31.2. Ko'ndalang rama hisobi

Ko'prik kranlar bilan jihozlangan bir qavatli uch ravoqli sanoat binosi ko'ndalang qirgimi 31.4,b- rasmda keltirilgan. Ko'ndalang qirqimga mos bo'lgan ko'ndalang ramaning hisobiy sxemasi 31.10 - rasmda ko'rsatilgan.

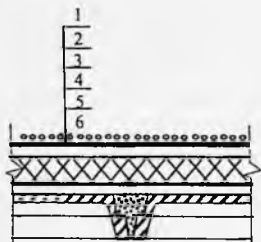
Hisobiy sxemada ustunlar poydevorlarga bikir qilib mahkamlangan deb hisoblanadi. Stropila konstruksiyalari bilan ustunlarning birikishi sharnirli qilib olinadi.

Binoning o'lchamlari va yuk ko'tarish qobiliyatiga binoan tanasi butun yoki ikki tirakli ustunlar ishlatiladi. Ustunlarning nomenklaturasi [15] da keltirilgan.

Bino ko'prik kranlar bilan jihozlanganligi sababli ustunlarda

konsollar hosil qilinadi. Bu konsollarga kranosti to'sinlari o'rnatiladi. Binoning tashqi to'siq devorlari sifatida yengil betondan tayyorlangan temirbeton panellari ishlatiladi. Stropila konstruksiyalari sifatida to'sin, ferma va boshqa konstruksiyalar ishlatiladi. Stropila konstruksiyalari nomenklaturasi [16] da keltirilgan. Stropila konstruksiyalariga tom panellari o'rnatiladi. Tom panellari nomenklaturasi [16] da keltirilgan.

Sanoat binosi isitiladigan bo'lgan taqdirda tom konstruksiyasi 31.9- rasmda ko'rsatilgandek qabul qilinadi.



31.9-rasm. Isitiladigan bino tomining konstruksiyasi:

1-himoya qatlami; 2- yomg'ir va qordan himoya qiladigan qatlam; 3-tekislovchi qatlam; 4-issqlikni himoya qiluvchi qatlam; 5-bug'dan himoya qiluvchi qatlam; 6-temirbeton plita

Ko'ndalang ramaga ta'sir qiladigan yuklarni aniqlash

Bir qavatli sanoat binolarining ko'ndalang ramasi quyidagi yuklar ta'sirlariga hisoblanadi:

1. Bino konstruksiyalari xususiy og'irliklaridan (tom va devor konstruksiyalari elementlari og'irligidan, kranosti to'sini va ustun og'irligidan) hosil bo'ladigan doimiy yuklar ta'siriga;

2. Atmosfera ta'siridan, shamol va qor qoplami og'irligidan hosil bo'ladigan muvaqqat yuklar ta'siriga;

3. Kranlar harakatidan hosil bo'ladigan muvaqqat yuklar ta'siriga;

4. Favqulotda, zilzila ta'siridan hosil bo'ladigan yuklar ta'siriga.

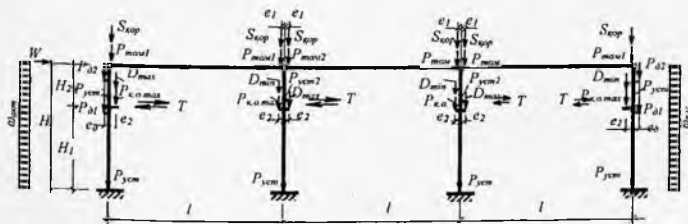
Hamma muvaqqat yuklar qisqa vaqt ta'sir qiladigan yuklar deb hisoblanadi.

Ustun kesimlarida hosil bo'ladigan eng katta zo'riqishlarni aniqlash uchun ko'ndalang rama har bir yuklanishlarga alohida-alohida hisoblanadi.

Ko'ndalang rama quyidagi yuklanishlar ta'siriga hisoblanadi:

- 1 – doimiy yuk;
 - 2 – qor yuki «A–B» ravoq tomiga ta'sir qilganda;
 - 3 – qor yuki «B–V» ravoq tomiga ta'sir qilganda;
 - 4 – kran yuki D_{maks} , «A» o'q bo'yicha joylashgan ustunga ta'sir qilganda;
 - 5 – kran yuki D_{maks} , «A–B» ravoq tomonidan «B» o'q bo'yicha joylashgan ustunga ta'sir qilganda;
 - 6 – kran yuki D_{maks} , «B–V» ravoq tomonidan «B» o'q bo'yicha joylashgan ustunga ta'sir qilganda;
 - 7 – kranning tormoz yuki T «A» o'q bo'yicha joylashgan ustunga chapdan o'ngga va o'ngdan chapga ta'sir qilganda;
 - 8 – kranning tormoz yuki T «B» o'q bo'yicha joylashgan ustunga chapdan o'ngga va o'ngdan chapga ta'sir qilganda;
- Bir qavatli ko'p ravoqli sanoat binolari kran yuklari ta'siriga hisoblanganda sinchning fazoviy ishlashi e'tiborga olinmasligi mumkin.
- 9 – shamol yuki chapdan o'ngga ta'sir qilganda;
 - 10 – shamol yuki o'ngdan chapga ta'sir qilganda;
 - 11 – seysmik yuk chapdan o'ngga va o'ngdan chapga ta'sir qilganda.

Bir qavatli ko'p ravoqli sanoat binosi sinchining hisobiy sxemasi 31.10-rasmda keltirilgan.



31.10- rasm. Ko'ndalang ramaning hisobiy sxemasi va yuklar

a) doimiy yuk

Tom og'irligidan hisobiy yuk. 1 m^2 tom xususiy og'irligidan doimiy yuk 31.1 jadval shaklida keltirilgandek hisoblanishi mumkin. Bunda stropila konstruksiyasining og'irligi $G_{stropila}$ stropila konstruk-

siyasi uchun keltiriladigan ishchi chizmalar yoki [16] dan aniqlanishi mumkin.

O'rta ravoq stropila konstruksiyasiga fonar konstruksiyasidan (fonar ramasidan, bog'lanishlaridan, yon devorlaridan, oynalash progonlari va oynalangan tabaqalardan) qo'shimcha hosil bo'ladigan G_{fonar} yuk ishchi chizmalar asosida aniqlanadi.

Stropila konstruksiyasidan ustunga ta'sir qiladigan hisobiy yuklar quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$\text{chetki ravoq uchun} - P_1 = \frac{gaL}{2} + \frac{G_{\text{стروпила}}}{2} \cdot \gamma_f; \quad (31.1)$$

$$\text{o'rta ravoq uchun} - P_2 = P_1 + \frac{G_{\text{фонарь}}}{2}. \quad (31.2)$$

Tomdan uzatiladigan yuk vertikal bo'yicha tayanch tuguni markazidan o'tadigan stropila konstruksiyasi sathida qo'yilgan deb hisoblanadi (31.10- rasm).

Yuk ta'sir chizig'idan ustun kran usti qismi geometrik o'qigacha bo'lgan masofa:

31.1 – jadval. Tom og'irligidan doimiy yuklarni aniqlash

Konstruksiya elementlari	Me'yoriy, kN/m^2	Yuk bo'yicha ishonchlik koef-fitsiyenti, γ_f	Hisobiy yuk, kN/m^2
Yomg'ir o'tkazmaydigan qatlam	g_1	1,1	$1,1g_1$
Sementli suvoq ($\rho \times \delta$)	g_2	1,3	$1,3g_2$
Issiq saqllovchi qatlam ($\rho \times \delta$)	g_3	1,3	$1,3g_3$
Bug' o'tkazmaydigan qatlam	g_4	1,3	$1,3g_4$
3,0x6,0 m o'lchamli yirik panelli temirbeton plita	g_5	1,1	$1,1g_5$
Jami	g_n		g

«A» o'q bo'yicha joylashgan ustun uchun –

$$e_1 = e - \frac{h_a}{2}; \quad (31.3)$$

«B» o'q bo'yicha joylashgan ustun uchun - $e_1 = e$.

Yuk qo'yilgan nuqtadan ustun yuqorisigacha bo'lgan masofa

$u_v = 0$.

Kranosti to'sinning xususiy og'irligidan va kranosti yo'li og'irligidan ($\approx 70 \text{ kg/m}$) ustunga uzatiladigan hisobiy yuk (30.10-rasm):

$$F_{k.o.mycun} = (G_{k.o.mycun} + 0,7 \times a) \gamma_f, \quad (31.4)$$

bu yerda, $a = 6,0 \text{ m}$ ustun qadami (kranosti to'sini ravog'i).

Kranosti to'sinning xususiy og'irligidan yuk vertikal bo'yicha kranosti yo'li o'qidan o'tgan to'sin tayangan sathda qo'yilgan deb hisoblanadi.

Yuk ta'sir chizig'idan ustun kranosti qismi geometrik o'qigacha bo'lgan masofa:

«A» o'q bo'yicha joylashgan ustun uchun (31.10 rasm) –

$$e_2 = \lambda - \frac{h_n}{2}; \quad (31.5)$$

«B» o'q bo'yicha joylashgan ustun uchun (30.10 rasm) – $e_2 = \lambda$.

Vertikal bo'yicha yuk qo'yilgan nuqtadan ustun pastigacha bo'lgan masofa $u_1 = 1,0 \text{ N}_1$.

Devor xususiy og'irligidan hisobiy yuk (31.11- rasm).

Devor xususiy og'irligi va derazalar og'irligidan hosil bo'ladigan hisobiy yukning $7,800 \text{ m}$ sathgacha bo'lgan qismi poydevorga uzatiladi va ustunga ta'sir ko'rsatmaydi.

$7,8 \text{ m}$ sathdan yuqori $10,2 \text{ m}$ sathgacha bo'lgan devor xususiy og'irligi va deraza og'irligidan hosil bo'ladigan hisobiy yuk:

$$P_{\text{devor},1} = h_{\text{devor},1} \times l_{\text{devor}} \times \delta_{\text{devor}} \rho_{\text{devor}} + h_{\text{deraza}} \times l_{\text{deraza}} \times \delta_{\text{deraza}} \rho_{\text{deraza}} \quad (31.6)$$

$10,2 \text{ m}$ sathdan yuqori $12,6 \text{ m}$ sathgacha bo'lgan devor xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan hisobiy yuk:

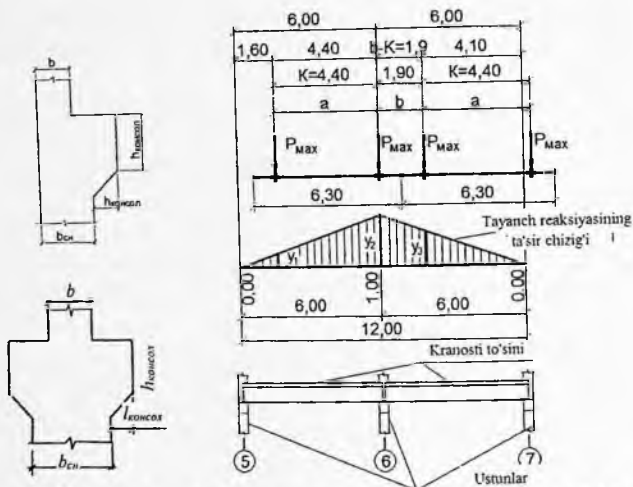
$$P_{\text{devor},2} = h_{\text{devor},2} \times l_{\text{devor}} \times \delta_{\text{devor}} \rho_{\text{devor}}. \quad (31.7)$$

Devorlardan uzatiladigan yuklar vertikal bo'yicha devor geometrik o'qidan o'tib devorlar tayangan sathlarida qo'yilgan deb hisoblanadi.

Yuk ta'sir chizig'idan ustun o'qigacha bo'lgan masofa (ikkala yuk ham ustun kranusti qismida joylashgan):

$$e_1 = -\frac{\delta_{desop}}{2} - \frac{h_{c,2}}{2}, \quad (31.8)$$

bu yerda: δ_{desop} – devor paneli qalinligi; $h_{c,2}$ – ustun kranusti qismi kesimining balandligi.



31.11 - rasm.

31.12 - rasm. Ustunda hosil bo'ladigan bosim ta'sir chizig'i va kran yuklari joylashishining noqulay holati

Minus ishora yukning boshqa yuklarga nisbatan teskari tomonga qo'yilganligini bildiradi.

Ustun yuqorisidan yuklar qo'yilgan nuqtalargacha bo'lgan masofalar:

$$7,800 \text{ m sathda} - y_{e1} = \frac{H - H_{desop,1}}{H_2} H_2, \quad (31.9)$$

bu yerda: H – bino balandligi; $H_{desop,1}$ – pol sathidan birinchi devor paneli tayangan nuqttagacha bo'lgan masofa; H_2 – ustun kranusti qismining balandligi;

$$10,200 \text{ m sathda} - y_{e1} = \frac{H - H_{\text{devop},2}}{H_2} H_2, \quad (31.10)$$

bu yerda, $H_{\text{devop},2}$ - pol sathidan ikkinchi devor paneli tayangan nuqtagacha bo'lgan masofa. Ustun xususiy og'irligidan hisobiy yuk (31.10 rasm).

«A» o'q bo'yicha ustun kranusti qismi og'irligidan -

$$P_2 = h_{c2} \times b_c \times H_2 \rho \gamma_f; \quad (31.11)$$

kranosti qismi (4.9 rasmga qarang) og'irligidan -

$$P_1 = \left[h_{c1} \times b_c \times H_1 + \left(h_{\text{konsol}} l_{\text{konsol}} + \frac{l_{\text{konsol}}^2}{2} \right) b_c \right] \rho \gamma_f. \quad (31.12)$$

«B» o'q bo'yicha ustun kranusti qism og'irligidan -

$$P_2 = h_{c2} \times b_c \times H_2 \rho \gamma_f; \quad (31.13)$$

kranosti qismi (4.7 - rasm) og'irligidan -

$$P_1 = \left[h_{c1} \times b_c \times H_1 + \left(h_{\text{konsol}} l_{\text{konsol}} + \frac{l_{\text{konsol}}^2}{2} \right) b_c \right] \rho \gamma_f. \quad (31.15)$$

b) muvaqqat yuklar

Qor yuki. Chetki ustunga ta'sir qiladigan hisobiy yuk («A» o'q bo'yicha):

$$S_{\text{chetki}} = s_n \times a \times l_2 \times 0,5 \gamma_f$$

Xuddi shunday, o'rta ustunga ta'sir qiladigan yuk,

$$S_{\text{o'rta}} = 2 S_{\text{chetki}}.$$

Ustunlarga uzatiladigan qor yuklari doimiy yuklar uzatiladigan nuqtalarga qo'yiladi. **Krandan vertikal yuk hisobi.** Krandan ustunga ta'sir qiladigan maksimal hisobiy bosim ustunda hosil bo'ladigan bosim ta'sir chizig'i bo'yicha aniqlanadi.

Kran yuki sxemasi va ustunda hosil bo'ladigan bosim ta'sir chizig'i 31.12- rasmida keltirilgan.

Ikkita kranning bir-biriga yaqinlashishi natijasidan hosil bo'ladigan maksimal bosim D_{maks} kran g'ildiragidan uzatiladigan R_{maks} maksimal bosimni mos bo'lgan ta'sir chiziq ordinatasi « y » ga ko'paytmasi yig'indisidan aniqlanadi

$$D_{\text{maks}} = P_{\text{maks}} \sum y_i \times \gamma_f. \quad (31.16)$$

Krandan hosil bo'ladigan vertikal yuk ustunning konsoliga kranosti to'sini og'irligidan uzatiladigan yuk qo'yilgan nuqtaga qo'yiladi.

Kranning ko'ndalang yo'nalishda tormozlanishidan hosil bo'ladigan gorizontal yuk. Bitta kranning to'singa o'rnashgan ikkita g'ildiragining har biridan hosil bo'ladigan ko'ndalang tormozlanish kuchi qiymati T_1 quyidagicha aniqlanadi:

kranning yuk ko'taradigan osmasi egiluvchan bo'lganda-

$$T_1 = \frac{Q + G_T}{40} = . \quad (31.17)$$

Kranosti to'singa ta'sir qiluvchi tormozlovchi T_1 kuchdan ustunga uzatiladigan tormozlovchi gorizontal xisobiy ko'ndalang T kuch miqdori vertikal yukni aniqlashda olingan yuklanishdan aniqlanadi:

$$T_{\max} = T_1 \sum y_i \times \gamma_f. \quad (31.18)$$

Ko'ndalang tormozlanishdan hosil bo'lgan gorizontal kuch ustunning kranosti to'sin yuqorisi sathiga qo'yilgan deb hisoblanadi (8,010 m sathda).

Vertikal bo'yicha ustun yuqorisidan kuch qo'yilgan nuqtagacha bo'lgan masofa:

$$y_{s1} = \frac{H - (h_{cs} + h_{n.b.}) H_{desop,2}}{h_{cs}}. \quad (31.19)$$

Shamol yuki. Shamol yuki ustun balandligi bo'yicha teng taqsimlangan yuk ko'rinishida ta'sir qiladi deb qaraladi. Ustun yuqorisidan baland joylashgan konstruksiyaga ta'sir qiladigan shamol yuki ustun yuqorisiga qo'yilgan to'plangan W kuch bilan almashtiriladi. Shamol bosimidan ustunga ta'sir qiladigan yuk eni ustunlar qadamiga teng bo'lgan vertikal tasma yuzasi bo'yicha yig'iladi.

Ko'ndalang ramaga shamol bosimidan ta'sir qiladigan yuk:
shamol yo'nalishida -

$$r_{akt} = s_{akt} \omega_0 \alpha \cdot \gamma_f; \quad (31.20)$$

shamol yo'nalishiga teskari tomonida

$$r_{pas} = s_{ols} \omega_0 \alpha \cdot \gamma_f. \quad (31.21)$$

To'plangan shamol yuki

$$W = [(s_{akt.} + s_{pas.})(h_{pokr.} - h_{zdaniya}) + (s_{akt.} + s_{pas.})(h_{fon} - h_{fon.osn.})] \omega_{0m} = a \cdot \gamma_f \quad (31.22)$$

bu yerda, $\omega_{0m} = 10,0$ m dan yuqori bo'lgan balandlikda shamol bosimi tezligining o'rtacha intensivligi.

Aerodinamik koeffitsiyentlar «C» [10] adabiyotning 4 - ilovasidan qabul qilinadi.

Ko'ndalang ramaning hisobiy sxemasi va yuklar ta'sir sxemasi 31.13 - rasmda keltirilgan.

Yig'ma temirbetondan tiklanadigan bir qavatli sanoat binolarining ko'ndalang ramalari qurilish mexanikasining kuchlar yoki ko'chishlar usuli bilan hisoblanadi.

Rama kuchlar usuli bo'yicha hisoblanganda rama rigelidagi zo'riqishlar noma'lum deb hisoblanadi.

Rama ko'chish usuli bo'yicha hisoblanganda ramaning gorizontall ko'chishi noma'lum deb hisoblanadi.

Ustunlari pog'onali bo'lgan bir qavatli sanoat binolarining ko'ndalang ramalari jadvallar yordamida [15] ham hisoblanishi mumkin.

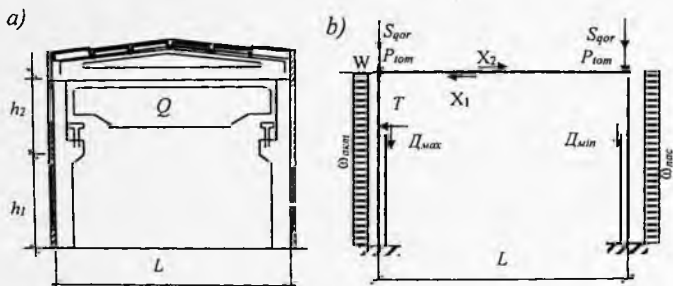
Ustun kesimini tanlash uchun mumkin bo'lgan eng katta zo'riqishlar (eguvchi moment va kesuvchi kuch) ustunning to'rtta kesimida aniqlanadi: ustun kranusti qismining yuqori va pastki kesimlarida, ustun kranosti qismining yuqori va pastki kesimlarida. Ustun kranosti qismining pastki kesimida, bundan tashqari, poydevorni hisoblash uchun kesuvchi kuch ham aniqlanadi.

Bir qavatli bir ravoqli sanoat binolarini hisoblashda ko'ndalang rama ustuni kesimlaridagi zo'riqishlar qurilish mexanikasining kuchlar usuli bo'yicha aniqlanadi. Bunda rama simmetrik bo'lganligi va u simmetrik yuklar (doimiy va qor yuklari) bilan yuklanganligi sababli ustun yuqori qismining siljishi ro'y bermaydi. Shu sababli ustun kesimidagi simmetrik yuklar (doimiy va qor yuklari) ta'siridan hosil bo'ladigan zo'riqishlar yuqorida, ko'p ravoqli rama hisobida keltirilgan tartibda aniqlanadi.

Kran va shamol yuklari ta'siridan ustun kesimlaridagi zo'riqishlar ustunning yuqori qismi siljishini hisobga olib aniqlanadi. Kran yuklari mahalliy ta'sir qilganligi sababli ustun kesimlaridagi

zo'riqishlar temperatura blokining fazoviy ishlashini e'tiborga olib aniqlanadi.

Ko'prik kran bilan jihozlangan bir qavatli bir ravog'li sanoat binosining ko'ndalang qirkimi va hisobiy sxemasi 31.13 rasmda keltirilgan.



31.13- rasm. Bir ravog'li sanoat binosining ko'ndalang qirkimi (a) va hisobiy sxemasi (b)

Binoga ta'sir qiladigan doimiy yuklar va qor bosimidan hosil bo'ladigan yuklardan ustun kesimlaridagi zo'riqishlar ustun yuqorisining siljishini e'tiborga olmasdan yuqorida uch ravog'li rama hisobida keltirilgandek aniqlanadi.

Kran yuklari D_{max} va D_{min} ta'siridan rama rigelidagi noma'lum zo'riqishlar quyidagi formuladan aniqlanadi (31.13, b - rasm):

$$X_1 = k_2 \frac{e_n}{H} \left[D_{max} \left(1 - \frac{1}{2c_\phi} \right) + D_{min} \frac{1}{2c_\phi} \right]; \quad (31.23)$$

$$X_2 = -k_2 \frac{e_n}{H} \left[D_{min} \left(1 - \frac{1}{2c_\phi} \right) + D_{max} \frac{1}{2c_\phi} \right]. \quad (31.24)$$

Kran yuki T_{max} ta'siridan rama ustunlari yuqori qismidagi zo'riqishlar quyidagi formuladan aniqlanadi (31.13, b - rasm):

$$X_1 = k_3 T \left(1 - \frac{1}{2c_\phi} \right); \quad (31.25)$$

$$X_2 = -k_3 T \frac{1}{2c_\phi}. \quad (31.26)$$

Bu formulalarda k_2 va k_3 koeffitsiyentlar mos ravishda [15] adabiyotning 16.2 va 16.3- jadvallaridan aniqlanadi. Mahalliy yuklar ta'siridan binoning fazoviy ishlashini e'tiborga oladigan s_f koeffitsiyenti quyidagi formuladan aniqlanadi:

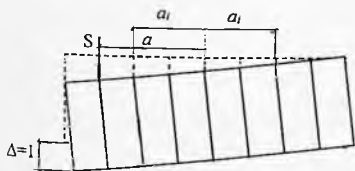
$$c_\phi = \frac{1}{\frac{1}{n} + \frac{a^2}{\sum_{i=1}^n a_i^2}}. \quad (31.27)$$

bu yerda: a – kuch qo'yilgan nuqtadan simmetriya o'qigacha bo'lgan bo'lgan masofa (31.14- rasm); a_i – simmetriya o'qidan mos bo'lgan chap va o'ng ustun o'qigacha bo'lgan masofalar; n – ramalar soni.

Shamol bosimi ta'siridan rama rigelidagi zo'riqish quyidagi formuladan aniqlanadi

$$X = \frac{1}{2} [W + k_7 H (p_{akm} + p_{nac})], \quad (31.28)$$

bu yerda, k_7 koeffitsiyentning qiymati [5] adabiyotning 16.7 jadvalidan aniqlanadi.



31.14- rasm. C_f koeffitsiyentni aniqlashga doir

Ustun balandligi bo'yicha kesimlardagi zo'riqishlar konsol sterjenlardagidek rigelda hosil bo'ladigan zo'riqish va tashqi yuk ta'siridan aniqlanadi. Ustun kesimlaridagi zo'riqishlar har bir yuklanishlardan alohida-alohida aniqlanib, zo'riqishlar birikmasi tuziladi.

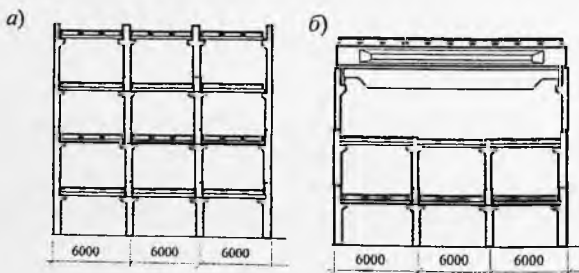
32. KO'P QAVATLI SINCHLI BINOLAR KONSTRUKSIYALARINI LOYIHALASH

Ko'p qavatli binolar tayinlanishiga qarab ikki xil – sanoat va grajdan binolariga bo'linadi. Sanoat binolarining balandligi 4-6 qavat bilan chegaralanadigan bo'lsa, grajdan binolarining balandligi chegaralanmagan. Sanoat binolarining balandligini tayinlashda unda amalga oshiriladigan texnologik jarayon va ta'sir qiladigan yuklarning miqdori muhim rol o'ynaydi. Ko'p qavatli sanoat binolari asosan sinchli konstruktiv tizim bo'yicha tiklanadi. Bunda binoning devorlari osma panellardan iborat bo'ladi. Ko'p qavatli sanoat binolarining tipik konstruksiyalari to'sinli va to'sinsiz orayopmalar tarzida ishlab chiqilgan.

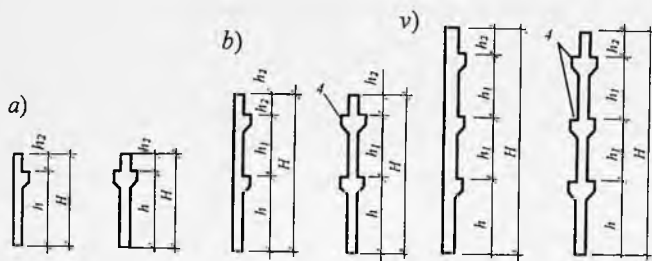
Grajdan binolari qavatlar soniga bog'liq ravishda kam qavatli, ko'p qavatli, yuqori qavatli va baland binolarga bo'linadi. Grajdan binolari sinchli va sinchsiz konstruktiv tizimlar bo'yicha tiklanadi. Ko'p qavatli grajdan binolarining tipik konstruksiyalari to'sinli va yirik panelli orayopmalar tarzida ishlab chiqilgan.

32.1. Ko'p qavatli sanoat binolar

Ko'p qavatli sanoat binolarining orayopmalari to'sinli tizimda loyihalashtirilganda ustunlar qadami 6x6 va 9x9 m, binoning balandligi esa 4,8; 6 va 7,2 m qabul qilinadi (32.1,a- rasm).



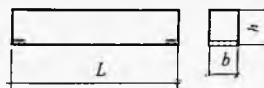
32.1-rasm. To'sinli orayopmali ko'p qavatli sanoat binosining ko'ndalang qirgimi: a – ko'prik kran bo'lmagan hol; b – yuqori qavatli ko'prik kran bilan jihozlangan hol



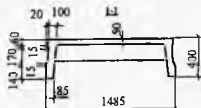
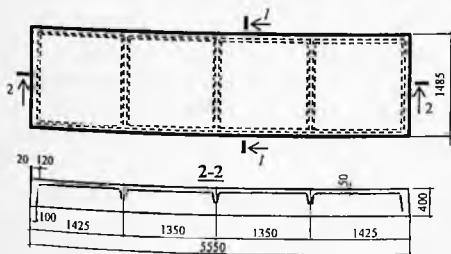
32.2 - rasm. Ko'p qavatli binolarning temirbeton ustunlari:
a- bir qavatga; *b*- ikki qavatga va *v*- uch qavatga mo'ljallangan
yig'ma ustunlar



32.3 - rasm. Kesimi tavr
shaklidagi rigel



32.4- rasm. Kesimi to'rtburchak
shaklidagi rigel



32.5- rasm.
Qovurg'ali orayopma
plitasi

Texnologik jihatdan bino yuqori qavatining ravog'i 12 yoki 18 m qabul qilinib, yuk ko'tarish qobiliyati 10 t gacha bo'lgan ko'priklar yoki osma kranlar bilan jihozlanishi mumkin (32.1, *b*- rasm). Ko'priklar bilan jihozlangan ko'p qavatli sanoat binolar yuqori qavatining balandligi 10,8 m, osma kranlar bilan jihozlanganda esa 7,2 m qabul qilinadi.

32.2. Ko'p qavatli grajdan binolari

Ko'p qavatli grajdan binolari (turarjoy binolar, yotoqxonalar, mehmonxonalar va hokazolar) sinchli-panelli va yirik panelli konstruktiv tizim bo'yicha loyihalashtiriladi. Sinchli-panelli konstruktiv tizim bo'yicha loyihalashtiriladigan binolar ustun va rigeldan tashkil topadigan ramalar, binoning gorizontaal yuklar ta'siriga bikirligini oshiradigan diafragmalar yoki yadrolar, orayopma plitalari va devor panellaridan iborat bo'ladi (32.6 - rasm). Sinchli-panelli konstruktiv tizimda asosiy yuklarni ustun, rigel va diafragmalardan tashkil topadigan sinch qabul qiladi. Devor panellari sinchlarga osiladi va shamol ta'siridan hosil bo'ladigan yuklarni sinchga uzatadi.

Yirik panelli konstruktiv tizim bo'yicha loyihalashtiriladigan binolar o'zaro biriktiriladan vertikal va gorizontaal panellardan tashkil topadi. Vertikal va gorizontaal yuklarni vertikal joylashadigan panellar qabul qiladi. Gorizontaal panellar binoning bikirligini ta'minlash bilan birga vertikal yuklarni qabul qiladi. Yirik panellar odatda zavod sharoitida yig'ma temirbetondan tayyorlanib qurilish maydonida yig'iladi.

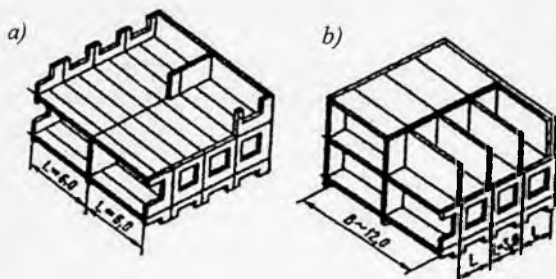
Sinchli-panelli binolar to'liq sinchli yoki to'liqsiz sinchli bo'lishi mumkin. To'liq sinchli konstruktiv tizim bo'yicha loyihalashtiriladigan binolarda orayopma panellari burchaklari bilan bevosita ustunlarga o'rnatiladi. Ustunlar va panellarning qovurg'alari birgalikda binoning fazoviy sinchini hosil qiladi. Devor panellari va ichki pardevorlar o'z yukini o'zi ko'taradi va sinchlarning ustunlariga mahkamlanadi.

To'liqsiz sinchli binolarda chetki ustunlar bo'lmaydi va tashqi yuklarni devor panellari qabul qiladi. Orayopma panellari yuk ko'taruvchi tashqi devor panellariga va ichki ustunlarga o'rnatiladi.

Turarjoy qurilishida yirik panelli (sinchsiz) binolar keng tarqalgan. Sinchning yo'qligi va elementlarning zavod sharoitida tayyorlanishi yirik panelli binolarni tiklashda mehnat sarfini kamaytiradi va narxini arzonlashtiradi.

Yirik panelli binolar ikki guruhga bo'linadi (32.6- rasm). Birinchi guruhga mansub bo'lgan binolarda yuklarni bo'yлама

devorlar qabul qiladi; ikkinchi guruhga mansub bo'lgan binolarda esa, yuklarni ko'ndalang devorlar qabul qiladi. Yuk ko'taruvchi devorlari ko'ndalang joylashgan konstruktiv tizimli binolar samarali hisoblanadi. Bunday binolarda orayopma panellari ko'ndalang devorlarga o'rnatiladi va yuklarning hammasini ko'ndalang devorlar qabul qiladi.



32.6 – rasm. Panelli bino konstruktiv sxemasi

Bo'ylama devorlar esa, faqat o'z yukini va shamol ta'siridan hosil bo'ladigan yuklarni qabul qiladi. Bu holat bo'ylama devorlarni mumkin darajada yiriklashtirib, samarali yengil ashyolardan (keramzitobeton, g'ovakli beton va boshqalar) tayyorlashga imkon beradi. Yirik panelli binolarda orayopma va devor panellari xona o'lchamiga mos qilib tayyorlanadi.

Seysmiklik yuqori bo'lmagan tumanlarda (7 ball) tiklanadigan yirik panelli binolarning balandligi 20 qavat va undan yuqori bo'lishi mumkin.

Yirik panelli binolar qurilishining keyingi rivoji sifatida qurilish amaliyotiga joriy qilingan temirbeton hajmiy elementlar – blok – xona va blok – kvartiralarini misol keltirish mumkin. Hajmiy elementlar alohida tayyorlanadigan devor va orayopma panellarini zavod sharoitida yig'ib hosil qilinadi. Hajmiy elementlar yaxlit temirbetondan «stakan» yoki «qalpoq» ko'rinishida tayyorlanishi mumkin. Bunda orayopma (ship yoki pol panellari) paneli alohida tayyorlanadi. Blok – xona yoki blok – kvartiralarning ichki pardoz

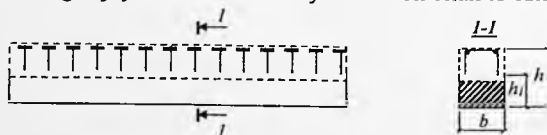
ishlari zavod sharoitida amalga oshirilgani sababli qurilish maydonida bajariladigan ishlarning hajmi keskin kamayadi.

Yirik panelli binolarning elementlari zavod sharoitida mexanizmlar yordamida yirik o'lchamli qilib tayyorlanganligi va ularni montaj qilishda kam mehnat sarf qilinishi tufayli ular iqtisodiy jihatdan samarali hisoblanadi. Bunday binolarning 1 m^2 maydoni narxi g'ishtdan va yirik bloklardan tiklanadigan binolarga nisbatan ancha arzon hisoblanadi.

Yaxlit va yig'ma-yaxlit temirbetondan tiklanadigan turarjoy binolarining kelajagi porloq hisoblanadi. Yaxlit va yig'ma-yaxlit temirbetondan 16...20 qavatli binolar ko'pgina davlatlarda qurilgan.

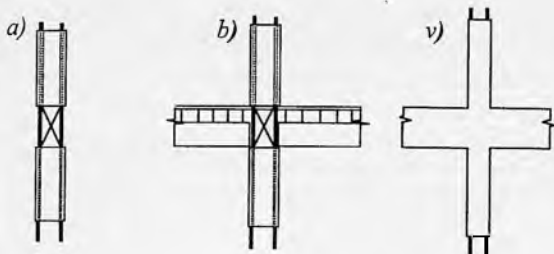
Yaxlit temirbetondan binolar siljuvchi yoki hajmiy-ko'chma qoliplarda betonlash yo'li bilan tiklanishi mumkin. Qavatlarini ko'tarish yo'li bilan tiklanadigan binolar ham keng qurilgan. Qavatlarini ko'tarish yo'li bilan tiklanadigan binolarda orayopma plitalari nol sathida (yer ustida) betonlab tayyorlangandan keyin quvvatli domkratlar bilan yo'naltiruvchi ustunlar bo'yicha loyihaviy sathlarga ko'tariladi.

Yig'ma-yaxlit temirbetondan tiklanadigan turarjoy binolarda ustunlar va rigellarning o'lchamlari loyihaviy o'lchamlaridan kam qilib tayyorlanadi (32.7 - rasm). Ustunlar ikki-uch qavat balandligida tayyorlanadi. Ustunlarning rigellar bilan kesishadigan joylari betonlamasdan ochiq qoldiriladi (32.8 - rasm) [18]. Montaj qilish jarayonida rigellarning bo'ylama armaturalari ustunlarning betonlanmagan joylaridan o'tkazilib yaxlit beton bilan to'ldiriladi.



32.7 – rasm. Yig'ma-yaxlit rigelning ko'rinishi: h_1 – yig'ma element balandligi; h – rigelning loyihaviy balandligi; b – rigelning loyihaviy eni

Yig'ma-yaxlit temirbetondan tiklanadigan turarjoy binolarda orayopmalar ko'p bo'shliqli yig'ma temirbeton plitalardan yoki yaxlit temirbetondan qurilish maydonida bajariladi.



32.8 – rasm. Ustunning rigel bilan birlashgan tuguni:

a – ustunning ko‘rinishi; *b* – ustunning rigel bilan birikishi (tugun betonlanguncha); *v* – ustunning rigel bilan birikishi (tugun betonlangandan keyin)

Baland grajdan binolari qurilishida yaxlit temirbetondan tiklanadigan har xil shakldagi markaziy bikirlik yadrosi ishlatiladi. Bikirlik yadrosida yordamchi xonalar, lift va ventilyasiya shaxtalari, zinapoyalar va hokazolar joylashtirilishi mumkin. Baland binolarda bitta yoki bir nechta yopiq yoki ochiq shakldagi bikirlik yadrolari bo‘lishi mumkin. Misol tariqasida Olma-ota shahrida qurilgan 1000 o‘rinli mehmonxona binosini keltirish mumkin (32.9 - rasm). Mehmonxonaning baland qismi planda ellips shaklida bo‘lib, uning asosiy yuk ko‘taruvchi elementi yaxlit temirbeton yadrodan iborat. Yadrodan har ikkala tomonga ko‘ndalang bikirlik diafragmalari joylashgan. Devorlari osma yengil panellardan iborat. Mehmonxona baland qismining yaxlit konstruksiyalari siljuvchi va hajmiy-ko‘chma qoliplarda bajarilgan.

Rama-yadroli konstruktiv tizim bo‘yicha tiklangan baland binolarga Toshkent shahrida tiklangan mehmonxona binosini ham misol tariqasida keltirish mumkin (32.10 - rasm).

Yuqorida qaralgan baland binolar konstruktiv tizimlarining har biri ma‘lum kamchiliklarga va qulayliklarga ega.

Masalan, 1923 yili Tokio shahrida sodir bo‘lgan zilzilada metall sinchdan tiklangan va osma devor panellaridan iborat bo‘lgan bino diafragma va boshqa bog‘lanishlar bilan kuchaytirilgan binoga nisbatan ko‘proq talofat ko‘rgan [17]. Bu ikki konstruktiv tizimni taqqoslashda quyidagiga e‘tibor berish kerak. Sinchli tizimlar

egiluvchan bo'lganligi sababli yuqori chastotali zilzilalar unga ko'p ta'sir qilmaydi. Aksincha, diafragmali binolarning bikirligi yuqori bo'lganligi sababli unga past chastotali zilzilalar ko'p ta'sir qilmaydi.



32.9 – rasm. Olma ota shahridagi baland mehmonxona



32.10 – rasm. Toshkent shahridagi mehmonxona binosi

Shuning uchun seysmik tumanlarda tiklanadigan binolarning konstruktiv tizimini tanlashda yuqorida keltirilgan e'tirofni e'tiborga olish foydadan xoli bo'lmaydi.

Zilzilabardosh binolar tizimida temirbeton devorlardan (diafragmalardan) foydalanilsa quyidagi qulayliklarga ega bo'linadi [2]:

1. Temirbeton devorlar qo'llanilganda devorlarning bikirligi yuqori bo'lganligi sababli binolar yuk ko'taruvchi elementlarining shikastlanish darajasi kamayadi. Bu yerda shuni ta'kidlash lozimki, bu elementlarning narxi bino narxining $\frac{2}{3}$ qismidan oshib ketishi mumkin.

2. Rama-diafragmali tizimlarning bikirliklari yuqori bo'lganligi uchun mumkin bo'ladigan gorizontal deformatsiyalar kam bo'ladi. Natijada vertikal kuch yelkasining kamayishidan ustunlarda hosil

bo'ladigan qo'shimcha eguvchi momentlar keskin kamayadi va ustunlarning bo'ylama egilishidan buzilish ehtimoli kamayadi.

3. Rama-diafragmali tizimlar ramalarining tugunlarida ishorasi o'zgaradigan momentlarning kamayishi bino zilzilabardoshligini ta'minlashda bunday tugunlar rolini keskin pasaytiradi. Bunda bazi bir nuqsonlarning, ya'ni tugunlarni betonlashdagi, ustun bilan rigelning birikish joylarini armaturalashdagi, ankerlash zonasi uzunligini ta'minlashdagi va hokazo nuqsonlarning bino zilzilabardoshligini ta'minlashdagi ahamiyati pasayadi.

4. Har xil seysmik ta'sirlardan devorlar tizimidagi ko'chish deformatsiyasining kamayishi noqulay ruhiy holat ta'sirini pasaytiradi.

5. Yuk ko'taruvchi devorlar (diafragmalar) qo'llanilgan binolarda sinch oralari to'ldirilgan binolardagiga nisbatan elementlarning mahalliy buzilish xavfi kamayadi.

Keyingi vaqtlarda yaxlit temirbetondan keng ko'lamda tiklanayotgan binolar texnik-iqtisodiy ko'rsatgichlari bo'yicha g'ishtin va yirik blokli binolardan samarali hisoblanadi. Bir qator ko'rsatgichlari bo'yicha esa, yirik panelli binolarga nisbatan ham samarali hisoblanadi. Yaxlit temirbetondan tiklanadigan binolar quyidagi afzalliklarga ega:

1. Binolarning zilzila ta'siriga qarshiligi yuqori bo'ladi;
2. Kam metall sarflanadi.

32.3. Ramali konstruktiv sxemaga ega bo'lgan binolar hisobi

Ramali konstruktiv sxemaga ega bo'lgan binolarda asosiy yuk ko'taruvchi konstruksiya sifatida ko'ndalang, bo'ylama yoki ham ko'ndalang ham bo'ylama joylashgan ramalar qabul qilinadi. Rama vertikal va gorizontal elementlardan tashkil topadi. Vertikal elementlar — ustunlarning o'lchamlari loyihalash amaliyotidan kelib chiqqan holda tayinlanadi.

Birinchi qavat ustunining ko'ndalang kesim yuzasi quyidagi taqribiy formuladan aniqlanishi mumkin

$$A_{col} = \frac{(1,2 \dots 1,5)N}{R_b}, \quad (32.2)$$

bu yerda: N – yuk ta'sir yuzasi bo'yicha aniqlangan mos qavatlar sonidan hosil bo'ladigan bo'ylama kuch; R_b – betonning siqilishdagi mustahkamligi.

Bino balandligi bo'yicha rama ustunlaridagi zo'riqlashlarning miqdori kamayib boradi. Bu holatda rama balandligi bo'yicha ustunlarning ko'ndalang kesimi o'lchamlarini ham kichraytirib borish samarali ramalarni loyihalashga imkon berar edi. Ammo bino balandligi bo'yicha har xil o'lchamdagi ustunlarni loyihalash ham konstruktiv va ham texnologik qiyinchiliklarga olib keladi. Shuning uchun rama barcha ustunlarining ko'ndalang kesim o'lchamlarini bir xil qabul qilish maqsadga muvofiq hisoblanadi. Ustunlarning mustahkamligini ta'minlash esa, armaturaning miqdori bilan tartibga solinadi.

Rigel ko'ndalang kesimi eni b loyihalash amaliyotidan kelib chiqqan holda tayinlanadi. Rigel ko'ndalang kesimi balandligi esa, quyidagi ifodadan aniqlanadi $h=h_0+a$, bu yerda: h_0 – rigel ko'ndalang kesimi ishchi balandligi; a – rigel ko'ndalang kesimi pastki cho'zilgan zonasidan cho'zilgan bo'ylama armatura og'irlik markazigacha bo'lgan masofa. Bo'ylama armatura bir qator joylashganda $a=\Delta+d/2$, $\Delta \geq 20$ mm – beton himoya qatlami; d – bo'ylama armatura diametri.

Rigel ko'ndalang kesimi ishchi balandligi quyidagi formuladan aniqlanishi mumkin

$$h_{r0} = \sqrt{\frac{(0,6 \dots 0,7)M_0}{\alpha_m R_b b}}, \quad (32.3)$$

bu yerda, M_0 – oddiy ikki tayanchda erkin yotgan to'sin ravog'idagi eguvchi moment, quyidagi formuladan aniqlanadi

$$M_0 = \frac{q \times l_0^2}{8}; \quad (32.4)$$

$\alpha_m=0,289$ - nisbiy moment koeffitsiyenti; R_b – betonning siqilishdagi hisobiy qarshiligi; b - rigelning loyihalash amaliyotidan qabul qilinadigan eni, $b \approx (0,3 \dots 0,5)h_r$.

Rama elementlari ko'ndalang kesimi o'lchamlari aniqlangandan keyin unifikatsiyalashtiriladi va ustun hamda rigellarning birlik uzunlikdagi bikirliklari aniqlanadi:

ustun uchun $i_{col} = B/h_c = E_b I_c / h_c$;

rigel uchun $i_{rig} = B/h_{rig} = E_b I_{rig} / h_{rig}$.

Rama elementlaridagi zo'riqishlar taqribiy usulda jadvallardan [5] foydalanib, yoki aniq EHM yordamida aniqlanishi mumkin.

Rama elementlaridagi zo'riqishlarni vertikal yuklar ta'siridan taqribiy usulda aniqlash 32.6-bobda, gorizontaal yuklar ta'sirida aniqlash esa, 32.7- bobda keltirilgan.

Zo'riqishlar aniqlangandan keyin ustun M , N va Q ta'siriga siqiladigan elementlardek, rigel esa egiladigan elementlardek loyihalashtiriladi.

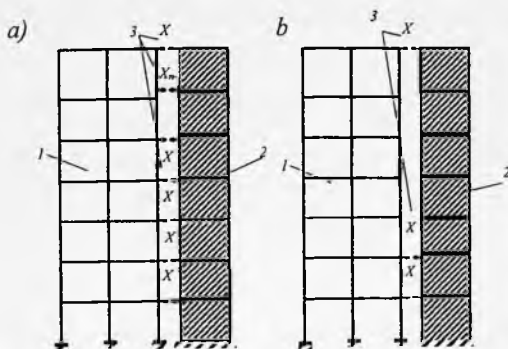
Rama EHM da hisoblangan taqdirda ustun va rigellardagi zo'riqishlar, zo'riqishlarning birikmalari va ustunlar hamda rigellarning mustahkamligini taxminlash shartidan armatura ko'ndalang kesim yuzalari pechatga chiqariladi.

Ko'p qavatli binolarni loyihalashda, ayniqsa yaxlit temirbetondan tiklanadigan binolarni loyihalashda, ularni bosqichma-bosqich tiklash jarayonida hisobiy sxemalarining o'zgarishini e'tiborga olib hisoblash binolarning ekspluatatsiya qilishdagi ishonchligini ta'minlashda muhim rol o'ynaydi.

32.4. Rama-diafragmali konstruktiv sxemaga ega bo'lgan binolar hisobi

Rama-diafragmali konstruktiv sxemaga ega bo'lgan binolarda asosiy yuk ko'taruvchi konstruksiya sifatida ko'ndalang joylashgan ramalar va diafragmalar (devorlar) qabul qilinadi. Ramalar asosan vertikal, qisman esa, gorizontaal yuklarni qabul qiladi. Gorizontaal yuklarning asosiy qismini diafragmalar qabul qiladi. Vertikal va gorizontaal elementlar – ustunlar va rigellarning o'lchamlari loyihalash amaliyotidan kelib chiqqan holda yoki yuqorida ramali tizim uchun keltirilgan formulardan aniqlanadigan miqdorlarda tayinlanishi mumkin. Vertikal diafragmalarning o'lchamlari esa, odatda, 160 mm qabul qilinadi.

Rama-diafragmali konstruktiv tizimga ega bo'lgan binoning

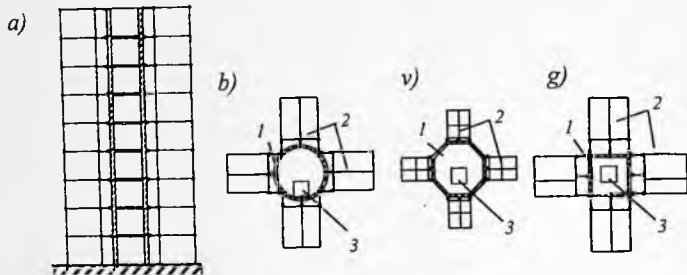


32.12 – rasm. Rama-diafragmali konstruktiv sxemaga ega bo‘lgan binolarni hisoblashga doir: *a* - binoning hisobiy sxemasi; *b* - binoning soddalashtirilgan hisobiy sxemasi; *1* - rama; *2* - bikirlik diafragmasi; *3* - bog‘lanishlardagi noma‘lum zo‘riqlishlar

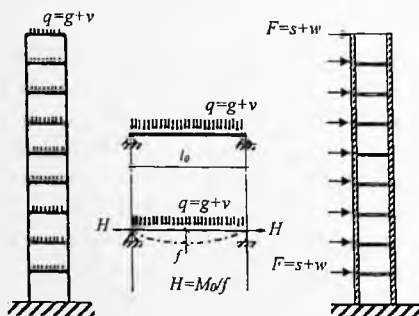
32.5. Rama-yadroli konstruktiv sxemaga ega bo‘lgan binolar hisobi

Rama-yadroli konstruktiv sxemaga ega bo‘lgan binolarning asosini ramalar va ko‘ndalang kesimi har xil shaklda bo‘lgan bikir o‘zaklar tashkil qiladi (32.13 - rasm). O‘zaklar sifatida ko‘ndalang kesimi aylana, ko‘pburchak, to‘rtburchak va hokazo shaklda bo‘lgan vertikal sterjenlar qabul qilinadi (32.13, *b-g* - rasm).

Rama-yadroli konstruktiv sxemaga ega bo‘lgan binolarda gorizontaal yuklarni (shamol, seysmika va hokazo) asosan ochiq yoki yopiq shakldagi bikirlik diafragmasi (bikirlik yadrosi) qabul qiladi. Ramalar esa, asosan vertikal (konstruksiyalarning xususiy og‘irligi, muvaqqat yuklar, qor yuki va hokazo) yuklarni qabul qiladi. Shuning uchun rama-yadroli konstruktiv sxemaga ega bo‘lgan binolarda rama elementlarining bir-biri bilan birikishi sharnirli qabul qilinadi. Bu esa, rama elementlarini (ustun va rigellarni) bir-biridan bog‘liq bo‘lmagan holda faqat vertikal yuklar ta’siriga hisoblab loyihalash imkonini beradi (32.14 - rasm).



32.13 – rasm. Rama-yadroli konstruktiv sxemaga ega bo'lgan binolarni hisoblashga doir: a – hisobiy sxema; b, v va g – ko'ndalang kesimi aylana, ko'pburchak va to'rtburchak shaklidagi bikirlik yadrolari; 1- bikirlik yadrosi; 2- rama; 3 – lift shaxtasi



32.14 – rasm. Rama-yadroli konstruktiv sxemaga ega bo'lgan binolarni hisoblashga doir

Bikirlik yadrosi murakkab konstruktiv echimga ega bo'lganligi sababli qo'lda hisoblash ma'lum bir qiyinchiliklarni tug'diradi. Shuning uchun bikirlik yadrolari hisobi, asosan, elektron hisoblash mashinalar yordamida ma'lum bir dastur asosida bajariladi.

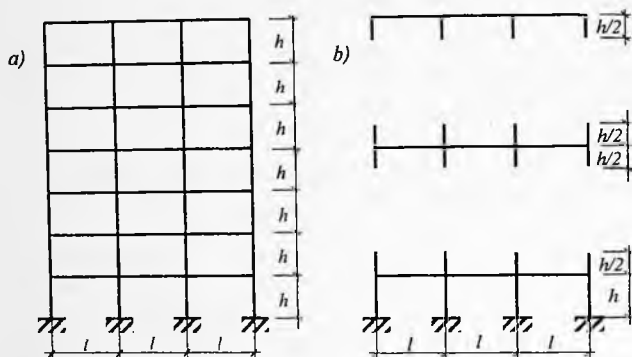
32.6. Ramalarni vertikal yuklar ta'siriga hisoblash

Ko'p qavatli zamonaviy binolar o'zida fazoviy murakkab tizimlarni mujassamlashtirgan bo'lib, har xil elementlar va birikmalardan iborat. Bu elementlarning bikirliklari tizimni yuklash jarayonida o'zgaradi. Barcha konstruktiv xususiyatlarini e'tiborga olib bunday binolarni hisoblash juda ham murakkab hisoblanadi. Shuning uchun real binolarni hisoblashda ularning haqiqiy ishlashini u yoki bu darajada e'tiborga oladigan soddalashtirilgan sxemalar qo'llaniladi. Soddalashtirish darajasi hisoblash maqsadi, hisoblash uchun dastlabki ma'lumotlarning to'laligi va boshqa omillarga bog'liq.

Ko'pgina konkret binolar va ta'sirlar uchun bundan ham ko'proq soddalashtirilgan sxemalardan foydalanish mumkin. Masalan, binoning fazoviy tizimi qismlarga ajratilib, har bir qism bir-biriga bog'liq bo'lmagan holda mos bo'lgan yuklar ta'siriga yassi tizim sifatida hisoblanadi. Bunday holatda hisoblashning muhandislik usulidan yoki yordamchi jadvallardan foydalanish mumkin. Masalaga bunday yondashish bino elementlarida vujudga keladigan zo'riqishlarni taqriban aniqlash zarur bo'lgan hollarda bajariladi. Ayrim hollarda bunday usulda hisoblangan zo'riqishlarning aniqligi yetarli darajada bo'ladi.

Ko'p qavatli ko'p ravoqli ramalar odatda teng ravoqli (32.15, a-rasm) yoki o'rta ravog'i chetki ravoqlardan kichik qilib loyihalashtiriladi. Bundan tashqari har bir qavatda ta'sir qiladigan vertikal yuklar miqdori teng bo'ladi. Bunday holatda ravoqlar sonidan qat'iy nazar ko'p qavatli ko'p ravoqli ramalar uch ravoqli ramalarga ajratiladi. O'rta ravoqlardagi eguvchi momentlarning qiymatlari bir xil bo'ladi. Vertikal chiziqda yotgan rama tugunlarining buralish burchaklari bir xil bo'ladi. Ustunlardagi tayanch momentlarining qiymatlari bir xil bo'lib, moment nolga teng bo'lgan nuqta ustun balandligining o'rtasida joylashgan bo'ladi.

Ko'p qavatli ko'p ravoqli ramalarni ustunlarining uchlari sharnirli bo'lgan bir qavatli uchta ramaga ajratish mumkin (32.15, b-rasm). Hisob uchta-yuqori, o'rta va pastki ramalar uchun bajariladi. Yuqori va o'rta hamda o'rta va pastdagi ramalar orasidagi rama elementlaridagi zo'riqishlar o'rta ramalardagidek qabul qilinadi.



32.15- rasm. Ko'p qavatli va ko'p ravoqli ramani vertikal yuklar ta'siriga hisoblashga doir: a- yassi rama; b- bir qavatli ajratilgan ramalar

Rama elementlarini o'lchamlari (32.3-bobga qarang) ma'lum bo'lgandan keyin rigel va ustun uchun birlik bikirliklar aniqlanadi:

rigel uchun:

$$i_r = \frac{E_b J_r}{l_{r0}};$$

rama tuguniga yuqoridan birikadigan ustun uchun:

$$i_c(\text{yuqori}) = \frac{B_{\text{yuqori}}}{h_c(\text{yuqori})} = \frac{E_b J_b(\text{yuqori})}{h_c(\text{yuqori})};$$

rama tuguniga pastdan birikadigan ustun uchun:

$$i_c(\text{pastki}) = \frac{B_{\text{pastki}}}{h_c(\text{pastki})} = \frac{E_b J_b(\text{pastki})}{h_c(\text{pastki})}.$$

Ustunlarning bikirliklari va uzunliklari bir xil bo'lganda rama tuguniga yuqoridan va pastdan birikadigan ustunlarning nisbiy

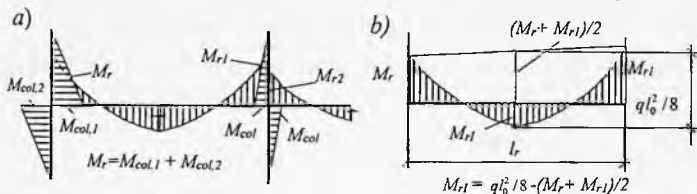
bikirliklari bir xil bo'ladi, ya'ni $i_r = \frac{E_b J_{col}}{h_{col}}$.

Uch ravoqli rigel tayanchlaridagi eguvchi momentlarning qiymatlari quyidagi formuladan hisoblanadi:

$$M_r = (\alpha g + \beta v) l_0^2, \quad (32.6)$$

bu yerda: α va β koeffitsiyentlarning qiymatlari rigellarni doimiy g va muvaqqat v yuklar bilan yuklash hamda rama tuguniga pastdan $i_c(\text{pastki})$ va yuqoridan $i_c(\text{yuqori})$ birikadigan ustunlar birlik bikirliklari va rigelning birlik bikirligi i_r ga bog'liq.

Tugunga birikadigan ustunlardagi eguvchi momentlar har bir yuklanishdan alohida-alohida aniqlanadigan rigel tayanchlaridagi momentlar farqidan aniqlanib bikirliklariga mos ravishda tarqatiladi.



32.16- rasm. Eguvchi momentlarni aniqlash: a- rama ustunlarida;
b- rama rigelida/

32.7. Ramalarni gorizontal yuklar ta'siriga hisoblash

Yassi ramani gorizontal yuklar (shamol bosimiga, seysmik kuchlar) ta'siriga hisoblash ham taqribiy usulda bajarilishi mumkin. Rama balandligi bo'yicha taqsimlangan yuk har qavat balandligi bo'yicha yig'ilib to'plangan kuch sifatida tugunlarga qo'yiladi. Bunda yassi rama birinchi qavatdan tashqari hamma yuqori qavatlarining ustunlari o'rtasida eguvchi momentlar nolga teng deb qabul qilinadi va sharnir joylashtiriladi. Birinchi qavat ustunlari poydevorga qistirib mahkamlanganligi sababli momentlarning nol qiymati poydevor sathidan $2h/3$ masofada joylashgan deb qabul qilinadi. Ramaning har bir yarusi uchun kesuvchi kuch quyidagi formulalardan aniqlanadi

$$Q_1 = W_1 + W_2 + W_3 + \dots + W_n;$$

$$Q_2 = W_2 + W_3 + \dots + W_n;$$

$$\dots\dots\dots$$

$$Q_n = W_n.$$

(32.7)

Bu kesuvchi kuchlar ustunlar orasiga ularning bikirliklariga mos ravishda taqsimlanadi

$$Q = Q_k \frac{B}{\sum_{i=1}^m B_i}, \quad (32.9)$$

bu yerda: B -ustun ko'ndalang kesimining bikirligi; m - yarusdagi ustunlar soni. Uch ravoqli rama uchun $m=4$.

32.1- jadval. β koeffitsiyenti miqdorlari

Koeffit siyent	Birinci qavatdan tashqari hamma qavatlar uchun $i_r/i_{co}(pastki)$						Birinci qavat uchun
	0,25	0,5	1	2	3	4	
β	0,54	0,56	0,62	0,7	0,75	0,79	0,9

Ramaning chetki tugunlariga birikadigan ustunlari rigellar bilan bir tomondan qistirilganligi sababli yarus uchun topilgan kesuvchi kuchni o'rta ustunlarga nisbatan kam qabul qiladi. Bu holat chetki ustunlarning bikirligini birdan kichik bo'lgan β koeffitsiyentga ko'paytirish bilan hisobga olinadi.

Birinci qavatdan yuqorida joylashgan qavat ustunlarining tugunga birikadigan joylaridagi eguvchi momentlar quyidagi formuladan aniqlanadi

$$M = Q \times \frac{h}{2}. \quad (32.10)$$

Birinci qavat ustunining tugunga birikadigan kesimidagi eguvchi moment

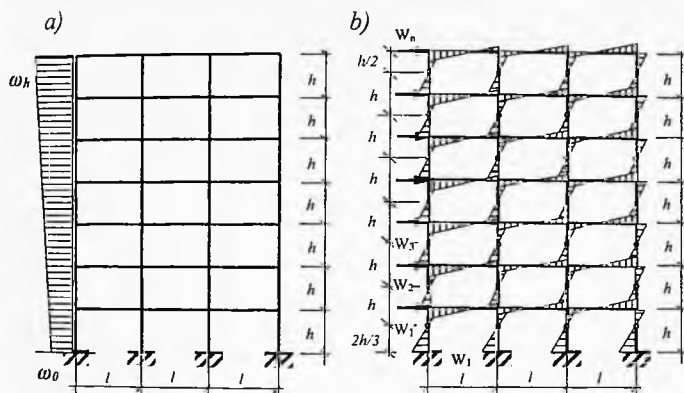
$$M = Q \times \frac{h}{3}, \quad (32.11)$$

Poydevorga birikadigan kesimidagi eguvchi moment

$$M = Q \times \frac{2h}{3}. \quad (32.12)$$

Rama tugunlariga birikadigan rigellarning tayanchlaridagi momentlar tugundan yuqori va pastki tomonlarida joylashgan ustunlardagi momentlar yig'indisini rigellarning bikirliklariga mos ravishda taqsimlash yo'li bilan aniqlanadi. Ramaning chetki tugunlariga birikadigan rigellardagi tayanch momentlar tugundan yuqori va pastki

tomonlarida joylashgan ustunlardagi momentlar yig'indisiga teng bo'ladi.



32.17- rasm. Yassi ramani gorizontall yuklarga hisoblashga doir: a – yassi ramaning hisobiy sxemasi; b- yassi ramaning soddalashtirilgan hisobiy sxemasi

II BO'LIM.

TEMIRBETON VA TOSH-KONSTRUKSIYALARNI AMALIY HISOBLASH

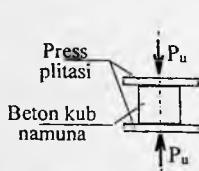
1. TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARI UCHUN MATERIALLAR

Temirbeton konstruksiyalari ikkita materialdan tashkil topgan bo'lib, birinchi material sifatida siqilishga yaxshi qarshilik ko'rsatadigan **beton** ishlatiladigan bo'lsa, ikkinchi material sifatida cho'zilish va siqilishga yaxshi qarshilik ko'rsatadigan **po'lat** ishlatiladi.

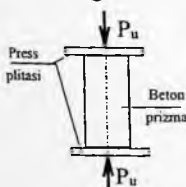
Beton va po'latning qarshiliklari ulardan tayyorlangan namunalarni sinash orqali aniqlanadi (II.1- rasm).

Betonning sifatini karakterlovchi ko'rsatgich sifatida beton sinfi degan tushuncha kiritilgan bo'lib, beton sinfi «B» harfi bilan belgilanadi va hisoblarda ishlatilmaydi. Beton sinfini aniqlash 1 misolda keltirilgan

Misol 1. Beton qorishmasidan qirralarining o'lchami $150 \times 150 \times 150$ mm bo'lgan 10 dona kub tayyorlangan. Beton kublar normal sharoitda 28 sutka saqlangandan keyin press ostida siqilishga sinalgan. Sinov natijalari II.1 jadvalda keltirilgan.



II.1 – rasm. 1- misolga doir



II.2 – rasm. 2- misolga doir

II.1- jadval. Misol I ga doir ma'lumotlar

Namuna nomeri	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Beton mustahkamligi R , MPa	18,2	19,1	21,4	18,3	19,1	21,4	20,0	20,1	22,0	21,6

II.1 jadvalda keltirilgan ma'lumotlar bo'yicha betonning siqilish-

dagi mustahkamligi bo'yicha sinfi aniqlansin.

Yechimi. 1. Beton kublarning siqilishdagi o'rtacha mustahkamligi quyidagi formuladan aniqlanadi

$$R_m = \frac{\sum R_i}{n}. \quad (\text{II.1})$$

2. Beton kublarning siqilishdagi mustahkamligining o'rt kvadrat cheklanishi quyidagi formuladan hisoblanadi

$$\sigma = \sqrt{\frac{(R_m - R_i)^2}{n - 1}}, \quad (\text{II.2})$$

bu yerda: R_m - beton kublarning siqilishdagi o'rtacha mustahkamligi; R_i - «i» nomerdagi beton namunaning mustahkamligi; n - namunalar soni.

3. Beton mustahkamligining o'zgaruvchanligi koeffitsiyenti quyidagi formuladan hisoblanadi

$$C_v = \frac{\sigma}{R_m}. \quad (\text{II.3})$$

4. Beton sinfi quyidagi formuladan hisoblanadi

$$B = R_m (1 - 1,64 C_v). \quad (\text{II.4})$$

Beton kublarning siqilishdagi o'rtacha mustahkamligi mustahkamlikning o'rt kvadrat cheklanishi, o'zgaruvchanligi koeffitsiyenti va beton sinfini hisoblash II.2 jadvalda keltirilgan.

Beton mustahkamligi o'zgaruvchanligining me'yoriy qiymati QMQ [8] da $C_v=0,135$ qabul qilingan. Demak, beton qorishmasidan tayyorlangan beton kublar mustahkamligining o'zgaruvchanligi koeffitsiyenti me'yoriy qiymatiga nisbatan kam.

Betonning siqilishdagi mustahkamligi bo'yicha sinfi $B=17,81$ MPa B15 va B20 oralig'ida joylashganligi uchun beton sinfi kam tomonga, ya'ni B15 qabul qilinadi.

Hisoblarda betonning prizmatik qarshiligi ishlatiladi. Betonning prizmatik qarshiligi prizma shaklidagi beton namunalarni siqilishga sinashdan aniqlanadi (II.2- rasm).

Beton prizmatik mustahkamligini aniqlash 2 misolda keltirilgan.

Hisoblarda betonning prizmatik qarshiligi ishlatiladi. Betonning prizmatik qarshiligi prizma shaklidagi beton namunalarni siqilishga

sinashdan aniqlanadi (II.2- rasm).

Beton prizmatik mustahkamligini aniqlash 2 misolda keltirilgan.

II.2 - jadval. Beton sinfini aniqlash

Beton kubning o'rtacha mustahkamligi, R_m MPa	$R_m - R_i$	$(R_m - R_i)^2$	σ	$C_v = \frac{\sigma}{R_m}$	Beton sinfi $B = R_m (1 - 1,64 C_v)$
20,12	1,92	3,6864	1,418	0,07	17,81
	1,02	1,0404			
	-1,28	1,6384			
	1,82	3,3124			
	1,02	1,0404			
	-1,28	1,6384			
	0,12	0,0144			
	0,02	0,0004			
	-1,88	3,5344			
	-1,48	2,1904			
		18,096			

Misol 2. Beton qorishmasidan asosining o'lchami 150x150 mm va balandligi 600 mm bo'lgan 9 dona standart prizma tayyorlangan. Beton prizma 28 sutka normal sharoitda saqlangandan keyin press ostida siqilishga sinalgan. Sinov natijasida olingan betonning prizmatik mustahkamliklari II.3 jadvalda keltirilgan.

II.3 -jadval. Misol 2 ga doir ma'lumotlar

Namunalar nomeri	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Prizmatik mustahkamlik R_{bi} , MPa	34,1	32,1	29,4	28,6	29,7	28,0	34,4	32,0	26,8

Betonning me'yoriy va hisobiy mustahkamliklari aniqlansin.

Yechimi.

1. Beton prizmatik mustahkamligining o'rtacha miqdori

$$R_{bm} = \frac{\sum R_{bi}}{n} = \frac{34,1 + 32,1 + 29,4 + 28,6}{9} + \frac{29,7 + 28,0 + 34,4 + 32,0 + 26,8}{9} = 30,56 \text{ МПа}$$

2. Beton prizmatik mustahkamligining o'rta kvadratik cheklan-

ishi (hisoblash tartibi 2 jadvalda keltirilgandek amalga oshiriladi)

$$\sigma = \sqrt{\frac{(R_{bm} - R_{bi})}{n-1}} = 2,7 \text{ MPa.}$$

3. Betonning siqilishdagi mustahkamligi bo'yicha o'zgaruvchanligi koeffitsiyenti

$$C_v = \sigma/R_{bm} = 2,7/30,56 = 0,088.$$

4. 95% ishonchlilik bilan ta'minlangan betonning siqilishdagi me'yoriy qarshiligi

$$R_{bn} = R_{bm} (1 - 1,64 C_v) = 30,56(1 - 1,64 \cdot 0,088) = 26,15 \text{ MPa.}$$

Betonning siqilishdagi hisobiy qarshiligi

$$R_b = R_{bn} / \gamma_{bc} = 26,15/1,3 = 20 \text{ MPa.}$$

bu yerda, $\gamma_{bc} = 1,3$ – siqilishda beton bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti.

Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi temirbeton konstruksiyalarni darz ketishga hisoblashda ishlatiladi. Betonning cho'zilishdagi qarshiligi ham beton namunani sinash yo'li bilan aniqlanadi. Beton namuna sifatida «8» raqamiga o'xshagan shakldagi beton namuna markaziy cho'zilishga sinaladi (5.3,a-rasm), beton to'sincha shaklidagi namuna egilishga sinaladi (5.3,b - rasm) va silindr shaklidagi namuna yorilishga sinaladi (5.3,v - rasm).

Beton to'sincha shaklidagi namunani egilishga sinash yo'li bilan betonning cho'zilishdagi mustahkamligini aniqlash 3 misolda keltirilgan.

Misol 3. Beton qorishmasidan o'lchami 150x150x600 mm bo'lgan 9 dona standart prizma tayyorlangan. Beton prizma 28 sutka normal sharoitda saqlangandan keyin press ostida egilishga sinalgan. Sinov natijasida olingan betonning cho'zilishdagi mustahkamliklari II.4 jadvalda keltirilgan.

II.4 -jadval. Misol 3 ga doir ma'lumotlar

Namuna nomeri	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Betonning cho'zilishdagi qarshiligi R_{bi} , MPa	1,4	1,15	1,17	1,44	1,13	1,42	1,18	1,0	1,4	1,45

Betonning cho'zilishdagi me'yoriy va hisobiy mustahkamliklari aniqlansin.

Yechimi.

1. Quyidagi formuladan betonning cho‘zilishdagi mustahkamligining o‘rtacha miqdori aniqlanadi

$$R_{bt,n} = \frac{\sum R_{bt,i}}{n} = \frac{1,4 + 1,15 + 1,17 + 1,14 + 1,13}{10} + \frac{1,4 + 1,15 + 1,17 + 1,14}{10} = 1,274 \text{ MPa.}$$

2. Betonning cho‘zilishdagi mustahkamligining o‘rta kvadratik cheklanishi

$$\sigma = \sqrt{\frac{(R_{bt,m} - R_{bt,i})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,24244}{9}} = 0,164 \text{ MPa.}$$

3. Betonning cho‘zilishdagi mustahkamligi bo‘yicha o‘zgaruvchanligi koeffitsiyenti

$$C_v = \sigma / R_{bt,m} = 0,164 / 1,274 = 0,1287.$$

Beton mustahkamligi o‘zgaruvchanligi koeffitsiyenti QMQ [8] bo‘yicha $C_v = 0,135$ qabul qilingan. Demak, beton qorishmasidan tayyorlangan namunalar mustahkamligining o‘zgaruvchanlik koeffitsiyenti me‘yoriy qiymatiga nisbatan kam.

4. 95% ishonchlik bilan ta‘minlangan betonning me‘yoriy va hisobiy qarshiliklari:

$$R_{bt,n} = R_{bt,m} (1 - 1,64 \cdot C_v) = 1,274 (1 - 1,64 \cdot 0,1287) = 1,0 \text{ MPa.}$$

$$R_{bt} = R_{bt,n} / \gamma_{bt} = 1,0 / 1,5 = 0,67 \text{ MPa.}$$

Betonlarning sinflariga bog‘liq bo‘lgan siqilish va cho‘zilishdagi me‘yoriy va hisobiy qarshiliklari ilovaning I.1 - jadvalida keltirilgan.

Temirbeton konstruksiyalarni armaturalash uchun po‘latdan tayyorlangan sterjenlar, simlar va ular asosida tayyorlangan to‘rlar va sinchlar ishlatiladi (6.2-paragrafqa qarang).

Misol 4. Armaturaning me‘yoriy va hisobiy mustahkamliklari aniqlansin.

Armatura sterjenlaridan olingan 5 namuna cho‘zilishga sinalgan. Sinov natijasida olingan armaturaning mustahkamliklari II.5-jadvalda keltirilgan.

II.5 jadval. Misol 4 ga oid ma'lumotlar

Namunalar nomeri	1	2	3	4	5
Oqish chegarasidagi mustahkamlik R_{si} , MPa	403	407	394	386	397

Yechimi.

1. Armatura mustahkamligining o'rtacha miqdori

$$R_{sm} = \frac{\sum R_{si}}{n} = \frac{403 + 407 + 394 + 386 + 397}{5} = 397,4 \text{ MPa.}$$

2. Armatura mustahkamligining o'rtacha kvadratik cheklanishi

$$\sigma = \sqrt{\sum \frac{(R_{sm} - R_{si})^2}{n - 1}} = 8,14 \text{ MPa.}$$

3. Armaturaning cho'zilishdagi mustahkamligi o'zgaruvchanligi koeffitsiyenti

$$C_v = \sigma / R_{bm} = 8,14 / 397,4 = 0,02.$$

4. 95% ishonchlilik bilan ta'minlangan armaturaning cho'zilishdagi me'yoriy qarshiligi

$$R_{sn} = R_{sm} (1 - 1,64 C_v) = 397,4 (1 - 1,64 \cdot 0,02) = 384,4 \text{ MPa.}$$

Armaturaning cho'zilishdagi hisobiy qarshiligi

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s = 384,4 / 1,1 = 349 \text{ MPa.}$$

bu yerda, $\gamma_s = 1,1$ – armatura bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti.

Cho'zilishdagi mustahkamliklariga binoan sinalgan armatura A400(A-III) sinfli armaturaga mos keladi.

Armaturalarning sinflariga mos keladigan me'yoriy va hisobiy qarshiliklari hamda elastik modullarining miqdorlari ilovadagi I.2-jadvalda keltirilgan.

2. ARMATURANING BETONGA ANKERLANISH ZONASINI ANIQLASH

Temirbeton konstruksiyalarni armaturalashda bo'ylama cho'zilgan va siqilgan armaturalar hisobiy qarshiligi to'liq hisobga olinadigan element bo'ylama o'qiga normal bo'lgan kesimdan l_{an} masofaga o'tkazilishi shart (7 bobda keltirilgan 7.1- rasmga qarang). l_{an} masofa (7.2) formuladan aniq-lanadi .

Misol 5. Cho'zilgan temirbeton konstruksiyasi bo'ylama

armaturasining ankerlanish zonasi uzunligi l_{an} aniqlansin. Bo'ylama armatura sifatida diametri 18 mm bo'lgan A400(A-III) sinfli armatura ishlatilgan. Beton sinfi B20.

Yechimi. Temirbeton konstruksiya cho'zilishga ishlaganligi uchun uning bo'ylama armaturasi cho'zilgan bo'ladi va u cho'ziladigan betonga ankerlangan bo'ladi.

Darslik 7 bobi 7.1 jadvalning 1, a bandidan sirti qovurg'ali bo'lgan A400(A-III) sinfli armatura uchun quyidagi koeffitsiyentlar aniqlanadi $\omega_{an}=0,7$, $\Delta\lambda_{an}=11$, $\lambda_{an}=20$ va $l_{an}=250$ mm.

$$(7.2) \text{ formuladan } l_{an} = \left(0,7 \frac{365}{11,5} + 11 \right) 18 = 598 \text{ mm.}$$

Ankerlanish zonasining eng kam miqdorlari: $l_{an}=20 \times 18=360$ mm va $l_{an}=250$ mm.

Armaturaning ankerlanish zonasi uzunligi $l_{an}=360$ mm qabul qilinadi.

II.6-jadvalda keltirilgan ma'lumotlar bo'yicha bo'ylama cho'zilgan armaturaning ankerlanish zonasi uzunligi aniqlansin.

3. BETON KIRISHISHINING TEMIRBETONGA TA'SIRI

Betonning kirishishi temirbetonning ishlashiga salbiy ta'sir ko'rsatadi. Beton kirishishidan temirbetonda ichki zo'riqishlar hosil bo'ladi va bu zo'riqishlar betonda yoriqlar paydo bo'lishiga olib kelishi mumkin.

Bundan tashqari betonning kirishishi egiladigan temirbeton elementlarning salqiligini oshiradi.

Beton kirishishidan temirbeton elementning betonida hosil bo'ladigan cho'zuvchi kuchlanish quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\sigma_{bt} = \frac{\varepsilon_{sh} \cdot E_s}{\nu_t + \alpha \cdot \mu_s} \nu_t \cdot \mu_s, \quad (II.6)$$

bu yerda: E_s – armatura elastik modullari; ε_{sh} - beton kirishish deformatsiyasi; μ_s – armaturalanish koeffitsiyenti; d - armatura diametri; ν_t – betonning cho'zilishdagi elastiklik koeffitsiyenti.

Beton kirishishining temirbetonga ta'siri 6 va 7 misollarda keltirilgan.

II.6 -jadval. Armaturaning ankerlanish zonasini
aniqlashga doir ma'lumotlar

Vari- ant	Bo'ylama armatura		Beton sinfi	Vari- ant	Bo'ylama armatura		Beton sinfi
	sinfi	dia- metri			sinfi	dia- metri	
1	A400	12	B20	10	A400	10	A400
2	A-1000	20	B25	11	A240	12	AII
3	A300	16	B25	12	A400v	14	A400v
4	A600	18	B30	13	A1000	20	B30
5	A400	14	B15	14	A1200	18	B40
6	A300	22	B10	15	At800	12	B35
7	A1000	14	AVI	16	A400	14	B20

Misol 6. Betonning kirishishidan (cho'kishidan) temirbeton elementda hosil bo'ladigan kuchlanish aniqlansin.

Berilgan: element ko'ndalang kesimi o'lchamlari: $b = 40$ sm;
 $h = 40$ sm; Element 4Ø16A400 armatura bilan armaturalangan;
Beton sinfi B20; Beton kirishish deformatsiyasi miqdori
 $\epsilon_{\text{kr}} \approx 1,5 \times 10^{-4}$.

Yechimi. B20 beton uchun ilovada keltirilgan I.1- jadvaldan beton elastik moduli aniqlanadi $E_b = 27 \times 10^3$ MPa. (beton tabiiy sharoitda qotadi); A400 armatura uchun ilovada keltirilgan I.2 jadvaldan $E_s = 20 \times 10^4$ MPa. Armatura va beton elastiklik modullari nisbati $\alpha = E_s / E_b = 20 \times 10^4 / 27 \times 10^3 = 7,4$.

Element ko'ndalang kesimini armatura bilan jihozlanish koeffitsiyenti $\mu = A_s / bh_0 = 8,04 / (40 \times 37) = 0,0054$, bu yerda $8,04 \text{ sm}^2$ -4Ø A400 armatura yuzasi. $\nu_1 = 0,5$. $h_0 = h - a = 40 - 3 = 37$ sm.

Betondagi cho'zuvchi kuchlanish (1.43) formuladan [7]

$$\sigma_{bt} = \frac{1,5 \cdot 10^{-4} \cdot 20 \cdot 10^4}{1/0,0054 + 7,4/0,5} = 0,15 \text{ MPa.}$$

B20 sinfi beton uchun $R_{bt} = 0,9$ MPa.

$\sigma_{bt} = 0,15 < R_{bt} = 0,9$ MPa bo'lganligi uchun temirbeton elementda beton cho'kish σ_{bt} idan yoriqlar paydo bo'lmaydi.

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.7- jadvalda keltirilgan.

Misol 7. 6 - misolda berilgan ma'lumotlardan foydalanib armaturaning qancha miqdorida temirbeton elementda yoriqlar paydo bo'lishi aniqlansin.

II.7- jadval. Betonning kirishishidan (cho'kishidan) temirbeton elementning betonida hosil bo'ladigan kuchlanishlarni aniqlashga doir ma'lumotlar

Variant	Temirbeton elementning		Bo'ylama armatura soni, diametri va sinfi	Beton sinfi	$\epsilon_{ts} \times 10^4$
	eni b, mm	baland- ligi h, mm			
1	150	250	2Ø16A400	B30	1,5
2	200	300	4Ø16A300	B40	1,3
3	250	350	3Ø16A400v	B35	1,9
4	300	450	5Ø16At600	B20	1,4
5	350	500	4Ø16A800	B15	1,7
6	400	550	3Ø16A1000	B20	1,8
7	450	600	2Ø25A400	B20	1,4
8	150	350	6Ø12A400	B15	1,5
9	200	450	2Ø28A600	B25	1,3
10	250	500	5Ø14A400	B30	1,9
11	300	550	8Ø10A800	B15	1,6
12	350	600	4Ø16A400	B10	1,5

Chegaralangan armaturalanish koeffitsiyenti quyidagi formula-dan aniqlanadi [7]:

$$\mu_{s,lim} = \frac{v_t \cdot R_{bt}}{v_t \cdot \epsilon_{sh} \cdot E_s - \alpha \cdot R_{bt}} \quad (II.7)$$

bu yerda, R_{bt} — betonning cho'zilishdagi qarshiligi.

Yechimi. (1.44) formuladan [7] armaturalanish koeffitsiyenti aniqlanadi

$$\mu_{s,lim} = \frac{0,5 \cdot 0,9}{1,5 \cdot 10^{-4} \cdot 20 \cdot 10^4 \cdot 0,5 - 7,4 \cdot 0,9} = 0,054.$$

Temirbetonning armaturalanish koeffitsiyenti $\mu > 0,054$ bo'lganda temirbeton elementda yoriqlar paydo bo'ladi.

4. BETON SIRPANUVCHANLIGINING TEMIRBETONGA TA'SIRI

Beton sirpanuvchanligi (пользуемость бетона) temirbeton konstruksiyalarning ishlashiga ma'lum bir sharoitda ijobiy va ma'lum bir sharoitda esa, salbiy ta'sir ko'rsatadi.

Statik noaniq temirbeton konstruksiyalarning ishlashiga betonning sirpanuvchanligi ijobiy ta'sir ko'rsatadi. Bunda betonning noelastik deformatsiyalanishi natijasida konstruksiya kesimidagi zo'riqishlar qayta taqsimlanib, betondagi kuchlanishlar kamayib, armaturadagi kuchlanishlar ko'payadi.

Betonning sirpanuvchanligi statik aniq temirbeton konstruksiyalarning ishlashiga salbiy ta'sir ko'rsatadi. Bunda konstruksiyaning salqiligi oshadi.

Beton sirpanuvchanligining temirbeton konstruksiya ishiga ijobiy ta'siri 8 misolda ko'rsatilgan.

Misol 8. Markaziy yuklangan temirbeton ustunning beton va armaturasidagi kuchlanishlar 180 sutkadan keyin aniqlansin.

Berilgan: ustun ko'ndalang kesimi o'lchami $b \times h = 40 \times 40$ sm; beton sinfi B25 ($E_b = 30 \times 10^3$ MPa). Armatura 4Ø16 A400 ($E_s = 20 \times 10^4$ MPa). Bo'ylama siquvchi kuch $N = 4500$ kN.

Yechimi. Quyidagi formuladan betondagi boshlang'ich kuchlanish ($t=0$ bo'lganda) aniqlanadi

$$\sigma_b = \frac{N}{\left(1 + \mu_1 \frac{\alpha}{\nu}\right) A} = \frac{4500 \cdot 10^3}{\left(1 + 0,005 \frac{6,67}{1}\right) 1600 \cdot 10^2} =$$

$$= 27,2 \frac{\text{H}}{\text{мм}^2} = 27,2 \text{ МПа},$$

bu yerda: $\mu_1 = \frac{A_s}{A} = \frac{8,04}{1600} = 0,005$; $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 6,67$.

Armaturadagi kuchlanish

$$\sigma_s = \frac{\alpha}{\nu} \cdot \sigma_b = \frac{6,67}{1} \cdot 27,2 = 181,4 \text{ МПа}.$$

$t=180$ sutkadan keyin $\nu=0,6$ bo'lganda:

betondagi kuchlanish:

$$\sigma_b = \frac{4500,0 \times 10^3}{\left(1 + 0,005 \cdot \frac{6,67}{0,6}\right) \cdot 1600 \cdot 10^2} = 26,64 \text{ MPa};$$

armaturadagi kuchlanish: $\sigma_s = \frac{6,67}{0,6} \cdot 26,64 = 296 \text{ MPa}.$

Betondagi kuchlanish vaqt davomida $\frac{27,2 - 26,64}{27,2} \cdot 100 = 2\%$ ga

kamaygan, armaturadagi kuchlanish esa, $\frac{27,2 - 26,64}{27,2} \cdot 100 = 63\%$ ga

ko'paygan.

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.8- jadvalda keltirilgan.

5. TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARNI HISOBLASH USHLUBLARI

Temirbeton konstruksiyalari paydo bo'lgandan buyon konstruktsiyalarni hisoblashning quyidagi uchta uslubidan foydalanilgan:

- 1) ruxsat etilgan kuchlanishlar uslubi;
- 2) buzuvchi zo'riqishlar uslubi;
- 3) chegaraviy holatlar uslubi.

Hozirgi vaqtda ruxsat etilgan kuchlanishlar va buzuvchi zo'riqishlar uslubi temirbeton konstruksiyalarni loyihalashda qo'llanilmaydi.

II.8 -jadval. Beton sirpanuvchanligidan (polzuchestv) elementning beton va armaturasidagi kuchlanishlarni aniqlashga doir

ma'lumotlar

Variant	Temirbeton elementning		Bo'ylama armatura soni, diametri va sinfi	Beton sinfi	$\varepsilon_{ls} \times 10^4$
	eni b, mm	Balandligi h, mm			
1	150	250	2Ø16A400	B30	1,5
2	200	300	4Ø16AII	B40	1,3
3	250	350	3Ø16A400v	B35	1,9
4	300	450	5Ø16AtIV	B20	1,4

Vari ant	Temirbeton elementning		Bo'ylama armatura soni, diametri va sinfi	Beton sinfi	$\epsilon_{bs} \times 10^4$
	eni b, mm	Balandligi h, mm			
5	350	500	4Ø16AV	B15	1,7
6	400	550	3Ø16AVI	B20	1,8
7	450	600	2Ø25A400	B20	1,4
8	150	350	6Ø12A400	B15	1,5
9	200	450	2Ø28A400	B25	1,3
10	250	500	5Ø14A400	B30	1,9
11	300	550	8Ø10A400	B15	1,6
12	350	600	4Ø16A400	B10	1,5

Temirbeton konstruksiyalar chegaraviy holatlar uslubi bo'yicha loyihalanadi.

Ruxsat etilgan kuchlanishlar va buzuvchi zo'riqishlar uslublari temirbeton konstruksiyalarni loyihalashda qo'llanilmasa ham bu uslublar bilan talabalarning tanish bo'lishlari foydadan xoli emas.

5.1. Ruxsat etilgan kuchlanishlar uslubi

Konstruksiyalarni ruxsat etilgan kuchlanishlar uslubi bo'yicha hisoblashda beton va armatura tashqi yuklar ostida elastik deformatsiyalanadi deb, kuchlanishlar bilan nisbiy deformatsiyalar orasidagi bog'lanish Guk qonuniga bo'ysunadi deb qabul qilinadi. Bundan tashqari element ko'ndalang kesimi balandligi bo'yicha betondagi normal kuchlanishlar chiziqli o'zgaradi deb qabul qilinadi (II.5- rasm).

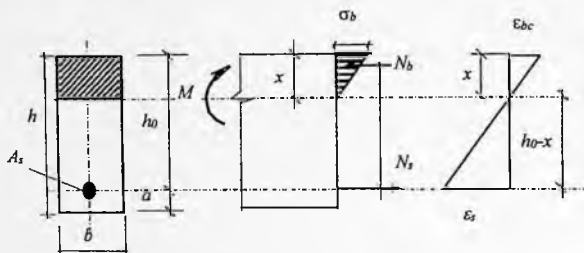
Hisoblashlarda quyidagi shartlar bajarilishi lozim:

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{J_{red}} y \leq [\sigma]; \quad (II.8)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{J_{red}} (h_0 - y) \leq [\sigma_s], \quad (II.9)$$

bu yerda: M - tashqi yuklar ta'siridan eguvchi moment; J_{red} - element keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markaziga nisbatan inersiya momenti; σ_{bc} - kesim siqilgan zonasi qirrasidagi kuchlanish; σ_s - kesim cho'zilgan zonasida joylashgan armaturadagi kuchlanish; h_0 - element ko'ndalang kesimi ishchi balandligi; y - keltirilgan kesim

og'irlik markazidan siqilgan qirragacha bo'lgan masofa.



II.5- rasm. Kuchlanish-deformatsiyanish holati

Misol 9. Ruqsat etiladigan kuchlanishlar uslubi bo'yicha beton va armaturadagi kuchlanishlar aniqlansin.

Berilgan: Egiladigan temirbeton to'sin ko'ndalang kesimi o'lchamlari $b \times h = 20 \times 40$ sm; Beton sinfi B20 ($E_b = 27 \cdot 10^3$ MPa, beton tabiiy sharoitda qotgan); Armatura $2\emptyset 16A400$ ($A_s = 4,02 \text{ sm}^2$) $\alpha = E_s/E_b = 7,4$; Eguvchi moment miqdori $M = 250$ kN·m.

Yechimi. Quyidagi tenglamadan element neytral o'qi holati aniqlanadi:

$$\frac{bx^2}{2} - \alpha A_s (h_0 - x) = 0. \quad (\text{II.10})$$

Bu tenglamadan:

$$x = \frac{7,4 \cdot 4,02 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 37 \cdot 40}{7,4 \cdot 4,02}} \right)}{40} = 8,2 \text{ sm.}$$

Element ko'ndalang kesimining neytral o'qqa nisbatan inersiya momenti

$$I = \frac{bx^3}{3} = \frac{40 \cdot 8,2^3}{3} + 7,4 \cdot 4,02 (37 - 8,2)^2 = 7351,57 + 24674,18 = 32025 \text{ sm}^4$$

Armaturadagi kuchlanish (II.9) formuladan:

$$\sigma_s = 7,4 \frac{250 \cdot 10^5 (37 - 8,2) \cdot 10}{32025 \cdot 10^4} = 166,3 \text{ H / mm}^2 = 166,37 \text{ MPa.}$$

Quyidagi shart tekshiriladi $\sigma_s = 166,37 \text{ MPa} \leq [\sigma_s] = 365 \text{ MPa.}$

Bu yerda, $[\sigma_s]$ – armaturaning sinfiga bog‘liq bo‘lgan ruxsat etiladigan kuchlanish miqdori.

Betondagi kuchlanish (II.8) formuladan

$$\sigma_b = \frac{250 \cdot 10^5 \cdot (8,2) \cdot 10}{32025 \cdot 10^4} = 6,4 \text{ H / mm}^2 = 6,4 \text{ MPa.}$$

Quyidagi shart tekshiriladi $\sigma_b = 6,4 \text{ MPa} \leq [\sigma_b] = 11,5 \text{ MPa}$. Bu yerda, $[\sigma_b]$ – betonning sinfiga bog‘liq bo‘lgan ruxsat etiladigan kuchlanish miqdori.

Tekshirilgan shartlar bajarilayapti. To‘sin kesmining mustahkamligi ruxsat etilgan kuchlanishlar bo‘yicha ta‘minlangan.

E‘tibor berib qarasangiz element kesimidagi kuchlanishlar miqdorlari ruxsat etilgan qiymatlardan taqriban ikki marta kam. Demak, elementda taqriban 2 marta mustahkamlik zahirasi mavjud. Shuning uchun ham loyihachi-injinerlarni bu uslub bo‘yicha hisoblash qanoatlantirmagan.

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma‘lumotlar II.9- jadvalda keltirilgan.

II.9- jadval. Ruxsat etiladigan kuchlanishlar uslubi bo‘yicha beton va armaturadagi kuchlanishlarni aniqlashga doir ma‘lumotlar

Variant	Temirbeton elementning		Bo‘ylama armatura soni, diametri va sinfi	Beton sinfi	M, kN·m
	eni b, mm	balandligi h, mm			
1	150	250	2Ø16A400	B30	150
2	200	300	4Ø16AII	B40	200
3	250	350	3Ø16A400v	B35	250
4	300	450	5Ø16AIIv	B20	235
5	350	500	4Ø16AV	B15	325
6	400	550	3Ø16AVI	B20	350
7	450	600	2Ø25A400	B20	400
8	150	350	6Ø12A400	B15	150
9	200	450	2Ø28A400	B25	200
10	250	500	5Ø14A400	B30	250
11	300	550	8Ø10A400	B15	235
12	350	600	4Ø16A400	B10	500

5.2. Buzuvchi zo'riqishlar uslubi

Konstruksiyalarni buzuvchi zo'riqishlar uslubi bo'yicha hisoblashda beton tashqi yuklar ostida plastik deformatsiyanadi, armatura esa, elastik deformatsiyanadi deb qabul qilinadi. Bundan tashqari element ko'ndalang kesimi balandligi bo'yicha betondagi normal kuchlanishlar epyurasi to'g'ri to'rtburchak shaklida qabul qilib, ordinatasi R_b ga teng qilib olinadi (II.6-rasm).

Elementning normal kesim bo'yicha mustahkamligi quyidagi shartdan tekshiriladi

$$M \leq \frac{M_u}{K_x}, \quad (\text{II.11})$$

bu yerda:

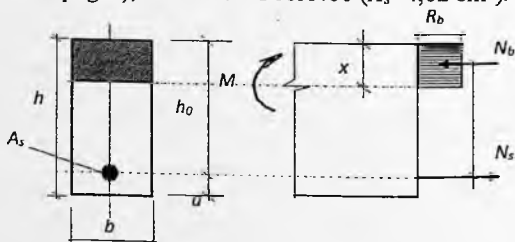
$$M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x); \quad (\text{II.12})$$

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b}. \quad (\text{II.13})$$

K_x – xavfsizlik koeffitsiyenti.

Misol 10. Buzuvchi zo'riqishlar uslubi bilan temirbeton elementning mustahkamligi tekshirilsin.

Berilgan: Egiladigan temirbeton to'sin ko'ndalang kesimi o'lchamlari $b \times h = 20 \times 40$ sm; Beton sinfi B20 ($E_b = 27 \cdot 10^3$ MPa, beton tabiiy sharoitda qotgan); Armatura $2\varnothing 16A400$ ($A_s = 4,02$ sm²).



II.6- rasm. Kuchlanish-deformatsiyanish holati

Yechimi. Berilgan ma'lumotlar bo'yicha quyidagilar aniqlanadi: sinfi B20 bo'lgan beton uchun - $R_b = 11,5$ MPa;

sinfi A400(A-III) bo'lgan armatura uchun $R_s=365$ MPa.

(13) formuladan element siqilish zonasining balandligi:

$$x = (R_s A_s / R_b b) = (365 \times 4,02 / 11,5 \times 20) = 6,38 \text{ sm.}$$

Element kesimi mustahkamligi (II.12) formuladan aniqlanadi:

$$M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x) =$$

$$= 11,5 \times 20 \times 6,38 (35 - 0,5 \times 6,38) = 46678 \text{ MPa} \cdot \text{sm}^3 = 46,68 \text{ kN} \cdot \text{m.}$$

(II.11) formuladan quyidagi shart tekshiriladi

$$M_u = 46,68 \text{ kN} \cdot \text{m} > M / K_\phi = 60 / 1,4 = 42,85 \text{ kN} \cdot \text{m,}$$

bu yerda, $K_\phi=1,4$ – xavfsizlik koeffitsiyenti.

Shart bajarilayapti. Element kesimi mustahkamligi ta'minlangan.

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.10- jadvalda keltirilgan.

II.10- jadval. Buzuvchi zo'riqishlar uslubi bo'yicha temirbeton elementning mustahkamligini tekshirishga doir ma'lumotlar

Variant	Temirbeton elementning		Bo'yлама armatura soni, diametri va sinfi	Beton sinfi	M, kN·m	Xavfsizlik koeffitsiyenti, K_ϕ
	eni b , mm	balandligi h , mm				
1	150	250	2Ø16A400	B30	150	1,5
2	200	300	4Ø16AII	B40	200	1,7
3	250	350	3Ø16A400v	B35	250	1,8
4	300	450	5Ø16AtIV	B20	235	1,4
5	350	500	4Ø16AV	B15	325	1,6
6	400	550	3Ø16AVI	B20	350	1,7
7	450	600	2Ø25A400	B20	400	1,5
8	150	350	6Ø12A400	B15	150	1,7
9	200	450	2Ø28A400	B25	200	1,8
10	250	500	5Ø14A400	B30	250	1,7
11	300	550	8Ø10A400	B15	235	1,8
12	350	600	4Ø16A400	B10	500	1,4

5.3. Chegaraviy holatlar uslubi

Chegaraviy holatlar uslubi buzuvchi zo'riqishlar uslubiga asoslangan bo'lib, K_ϕ xavfsizlik koeffitsiyenti bir-nechta koeffitsiyentlar: γ_f – yuk bo'yicha ishonchlilik; γ_n – binolarning

tayinlanishi bo'yicha ishonchlilik; γ_b - beton bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti; γ_s - bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti; γ_{bi} – betonning ishlash sharoitini e'tiborga oladigan koeffitsiyent; γ_{si} – armaturaning ishlash sharoitini e'tiborga oladigan koeffitsiyent bilan almashtiriladi. γ_f va γ_n koeffitsiyentlar yuklarning hisobiy qiymatlarini aniqlash uchun foydalaniladi. Bu koeffitsiyentlarning qiymatlari [10] da keltirilgan.

5.3.1. Yuklarni aniqlash

Doimiy yuklar

Misol 11. Qalinligi $h_s = 100$ mm bo'lgan temirbeton plita xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan yuza bo'yicha teng taqsimlangan doimiy yukning me'yoriy va hisobiy miqdorlari aniqlansin.

Yechimi. Plita xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan yuza bo'yicha teng taqsimlangan doimiy yukning me'yoriy miqdorini aniqlash uchun plita qalinligi temirbetonning hajmiy og'irligiga ko'paytiriladi

$$g_n = h_s \gamma_{tb} = 0,1 \cdot 25 = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2;$$

hisobiy miqdorini aniqlash uchun me'yoriy miqdor γ_f va γ_n koeffitsiyentlarga ko'paytiriladi, ya'ni

$$g = g_n \gamma_f \gamma_n = 2,5 \times 1,1 \times 0,95 \approx 2,61 \text{ kN} / \text{m}^2,$$

bu yerda: $\gamma_{mb} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$ - temirbeton hajmiy og'irligi; $\gamma_f = 1,1$ - yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti; $\gamma_n = 0,95$ - bino tayinlanishi bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti (bino II toifaga mansub).

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.11- jadvalda keltirilgan.

II.11 -jadval. Temirbeton plita xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan yuza bo'yicha teng taqsimlangan doimiy yuklarni aniqlashga doir ma'lumotlar

Variant	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Plita qalinligi h_s , sm	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	20

Misol 12. Ko'ndalang kesim o'lchami $b \times h = 40 \times 60$ sm bo'lgan temirbeton to'sin xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan uzunlik

bo'yicha teng taqsimlangan doimiy yukning me'yoriy va hisobiy miqdorlari aniqlansin.

Yechimi. To'sin xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan uzunlik bo'yicha teng taqsimlangan doimiy yukning me'yoriy qiymatini aniqlash uchun to'sin ko'ndalang kesim yuzasi temirbetonning hajmiy og'irligiga ko'paytiriladi

$$g_n = b \cdot h \cdot \gamma_{mb} = 0,4 \times 0,6 \times 25 = 1,2 \text{ kN/m;}$$

hisobiy miqdorini aniqlash uchun me'yoriy miqdor γ_f va γ_n koeffitsiyentlarga ko'paytiriladi

$$g = g_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1,2 \times 1,1 \times 0,95 = 1,254 \text{ kN/m.}$$

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.12- jadvalda keltirilgan.

II.12- jadval. Temirbeton to'sin xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan doimiy yuklarni aniqlashga doir ma'lumotlar

Variant	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
To'sin eni b , cm	12	15	18	20	22	25	30	35	40	45	50	60
To'sin balandligi h , sm	30	35	40	45	50	50	55	60	70	80	100	120

Misol 13. Ko'ndalang kesimi 40×40 sm, balandligi $N=10,8$ m bo'lgan ustun xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan to'plangan yukning me'yoriy va hisobiy miqdorlari aniqlansin.

Yechimi. Yukning me'yoriy miqdorini aniqlash uchun ustun hajmi temirbeton hajmiy og'irligiga ko'paytiriladi

$$G_n = b \cdot h \cdot H \cdot \gamma_{mb} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 10,8 \cdot 25 = 43,2 \text{ kN.}$$

Hisobiy miqdorini aniqlash uchun me'yoriy miqdor γ_f va γ_n koeffitsiyentlarga ko'paytiriladi, ya'ni

$$G = G_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 43,2 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 45,144 \text{ kN.}$$

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.13- jadvalda keltirilgan.

II.13- jadval. Temirbeton to'sin xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan doimiy yuklarni aniqlashga doir ma'lumotlar

Variant	1	2	3	4	5	6
Ustun ko'ndalang kesimi o'lchamlari $b \times h$, sm	30x30	35x35	40x40	45x45	50x50	55x55

Variant	1	2	3	4	5	6
Ustun balandligi H , m	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0
Variant	7	8	9	10	11	12
Ustun ko'ndalang kesimi o'lchamlari $b \times h$, sm	30x30	35x35	40x40	45x45	50x50	55x55
Ustun balandligi H , m	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	8,0

Muvaqqat yuklar

Misol 14. Maktab binosi sinfxonalari orayopmasiga ta'sir qiladigan muvaqqat yukning hisobiy miqdori aniqlansin.

Yechimi. QMQ [10] – 3 jadvalning 2 bandidan maktab binosi sinfi xonalari uchun me'yoriy yukning ikkita miqdori aniqlanadi: to'liq miqdori $v_n = 2$ kPa, kamaytirilgani - $v_{pl} = 0,7$ kPa.

Muvaqqat yukning hisobiy miqdori γ_y va γ_n koeffitsiyentlarga ko'paytirib aniqlanadi:

to'liq miqdori - $V = U_n \gamma_y \gamma_n = 2 \times 1,2 \times 0,95 = 2,28$ KPa = 2,28 kH/m²;
kamaytirilgan miqdori - $v_l = v_n \cdot \gamma_y \cdot \gamma_n = 0,7 \times 1,2 \times 0,95 = 0,978$ kPa = 0,978 kH/m².

II.14 -jadval. Muvaqqat yuklarni aniqlashga doir ma'lumotlar

Variant	Bino turi	Variant	Bino turi
1	Yashash binolarining kvartirali	7	Erto'la
2	Ma'muriy binolarning xizmat xonalari	8	Ta'lim muassasalarining sinf xonalari
3	Ta'lim va fan muassasalarining tajribaxonalari	9	Jamoat binolarining oshxonalari
4	Kitobxona zallari	10	Ovqatlanish zallari (restoran, qahvaxona)
5	Sport zallari	11	Kitob omborlari
6	Tomosha sahnasi	12	Tribunalar uchun

Misol 15. Samarqand shahrida quriladigan binoga ta'sir qiladigan qor qoplami og'irligidan hosil bo'ladigan hisobiy yuk miqdori aniqlansin. Tom bir nishabli bo'lib, $\alpha = 25^\circ$.

Yechimi. QMQ [10] 5 majburiy ilovasida keltirilgan I xaritasidan Samarqand qor qatlami vazni bo'yicha I rayonga taalluqli. QMQ

[10] 4- jadvalida 1 rayon uchun qor qatlami og'irligidan hosil bo'ladigan me'yoriy yuk miqdori $S_0 = 0,50 \text{ kN/m}^2 = 0,5 \text{ kPa}$.

Qor qoplami og'irligidan hosil bo'ladigan me'yoriy yuk miqdori [10] adabiyotda keltirilgan 5 formuladan

$$S_n = S_0 \mu = 0,5 \cdot 1 = 0, \text{ km/m}^2,$$

bu yerda: μ – yerdagi qor qatlami og'irligidan tomga ta'sir qiladigan yukka o'tish koeffitsiyenti, QMQ [10] 3 majburiy ilovasining 1 sxemasi bo'yicha $\alpha = 25^\circ$. bo'lganligi uchun $\mu = 1$.

Qor qoplami og'irligidan hisobiy yuk

$$S = S_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 0,665 \text{ kN/m}^2.$$

Qor yuki uchun ishonchlilik koeffitsiyenti $\gamma_f = 1,4$.

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.15- jadvalda keltirilgan.

II.15 -jadval. Qor yukini aniqlashga doir ma'lumotlar

Vari ant	Tumanlar	Tom nishabligi α°	Vari ant	Tumanlar	Tom nishab ligi α°	Vari ant	Tumanlar	Tom nishab ligi α°
1	Samarqand	25	7	Toshkent	12	13	Qo'qon	12
2	Termiz	30	8	Buxoro	35	14	Bekobod	35
3	Urgut	35	9	Urganch	0	15	Ishtixon	0
4	Farg'ona	0	10	Namangan	24	16	Sirdaryo	24
5	Qarshi	17	11	Navoiy	0	17	Loish	0
6	Guliston	35	12	Nukus	23	18	Oqtosh	23

Misol 16. Zarafshon shahrida quriladigan binoga ta'sir qiladigan shamol bosimidan hosil bo'ladigan yuk aniqlansin.

Yechimi. QMQ [10] ning majburiy 5 ilovasida keltirilgan 3 xaritadan Zarafshon shaxri shamol bosimi bo'yicha I rayonda joylashgan. QMQ [10] 5- jadvalidan I rayon uchun shamol bosimidan hosil bo'ladigan me'yoriy yuk $w_0 = 0,38 \text{ kPa} = 0,38 \text{ kN/m}^2$.

Yer sirtidan $Z=10 \text{ m}$ balandlikdagi shamol bosimidan hosil bo'ladigan o'rtacha me'yoriy yukning aktiv miqdori

$$\omega = \omega_0 k \cdot c_e = 0,38 \times 0,65 \times 0,8 = 0,1976 \text{ kN/m}^2;$$

passiv miqdori

$$\omega_{nacc} = 0,38 \times 0,65 \times 0,6 = 0,1482 \text{ kN / m}^2.$$

Bu yerda QMQ [10] 6.5 jadvaliga binoan Zarafshon shahri «B» manzil turiga mos keladi. QMQ [10] 6 -jadvalidan 10 m balandlik bo'yicha K koeffitsiyent miqdori $K=0,65$; s_e – aerodinamik koeffitsiyent, QMQ [10] majburiy 4 ilovasi 1 sxemasi bo'yicha aniqlanadi: shamol yo'nalishidagi sirt uchun $s_e = 0,8$ shamol yo'nalishiga teskari bo'lgan sirt uchun $s_e = -0,6$.

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.16- jadvalda keltirilgan.

II.16- jadval. Shamol yukini aniqlashga doir ma'lumotlar

Vari- ant	Tumanlar	Man- zil turi	Vari- ant	Tuman lar	Man- zil turi	Vari- ant	Tumanlar	Man- zil turi
1	Samarqand	A	7	Toshkent	A	13	Qo'qon	A
2	Termez	B	8	Buxoro	B	14	Bekobod	B
3	Urgut	C	9	Urganch	C	15	Ishtixon	C
4	Farg'ona	A	10	Namangon	A	16	Sirdaryo	A
5	Qarshi	B	11	Naoiy	B	17	Loish	B
6	Guliston	C	12	Nukus	C	18	Oqtosh	C

5.3.2. Mustahkamlikni normal kesimlar bo'yicha hisoblash

Egiladigan elementlarning mustahkamligi normal kesimlar bo'yicha hisoblanganda buzilish sxemasiga qarab ikki usulda hisoblanadi:

1) element siqilish zonasida betondagi kuchlanishlarning miqdori betonning siqilish mustahkamligi R_b ga, element cho'zilgan zonasida joylashgan armaturadagi cho'zuvchi kuchlanishlar esa, R_s ga teng bo'ladi:

2) element siqilish zonasida betondagi kuchlanishlarning miqdori betonning siqilish mustahkamligi R_b ga, element cho'zilgan zonasida joylashgan armaturadagi cho'zuvchi kuchlanishlar esa R_s

dan kam bo'ladi.

1 va 2 usullar o'rtasidagi chegaraviy shart siqilish zonasining nisbiy balandligi $\xi = x/h_0$ bilan xarakterlanadi.

Egiladigan elementlarni loyihalashda siqiladigan zonalarining balandliklari chegaraviy qiymatlaridan kam yoki unga teng bo'lishi tavsiya etiladi, ya'ni $x \leq \xi_R h_0$. Bu yerda, ξ_R – siqilish zonasi nisbiy balandligining chegaraviy qiymati, (13.1) formuladan aniqlanadi.

Temirbeton konstruksiyalarining mustahkamligini normal kesimlar bo'yicha hisoblash 17...22 misollarda keltirilgan.

Misol 17. Ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklidagi temirbeton to'sin uchun bo'ylama armatura yuzasi aniqlansin.

Berilgan: to'sin kesimi o'lchamlari $b \times h = 20 \times 45$ sm; Beton sinfi B25; Armatura sinfi A400; Eguvchi moment $M = 120$ kN·m; $\gamma_{b2} = 0,9$; $\gamma_{b1} = 1,0$.

Yechimi. Ilovada keltirilgan I.1- jadvaldan $R_b = 14,5$ MPa; $R_b \times \gamma_{b1} = 14,5 \times 1,0 \times 0,9 = 3,05$ MPa; I.2- jadvaldan $R_s = 365$ MPa.

Quyidagi miqdorlar hisoblanadi:

$h_0 = h - a = 45,0 - 3 = 42$ sm, bu yerda, a - armatura ko'ndalang kesim yuzasi og'irlik markazidan cho'zilgan qirragacha bo'lgan masofa, armatura bir qator joylashganda $a = \delta + d/2$; armatura ikki qator joylashganda $a = \delta + d + \frac{d}{2} = \delta + 1,5d$. Beton himoya qatlami

$\delta \approx 20$ mm; $d \approx 20$ mm.

(13.8) formuladan α_m koeffitsiyent aniqlanadi

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{120 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,25.$$

Element siqilish zonasi nisbiy balandligi

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,25} = 0,292.$$

Element siqilish zonasi chegaraviy nisbiy balandligi (13.1) formuladan

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{s,eu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7456}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,7456}{1,1}\right)} = 0,6,$$

bu yerda (13.2) formuladan

$$\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,7456.$$

$\xi \approx 0,292 \leq \xi_R = 0,6$ shart bajarilayapti. Demak, hisob I holat bo'yicha bajariladi. Element siqilish zonasiga armatura quyilishi shart emas.

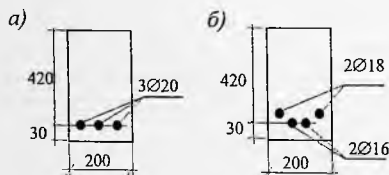
(13.12) formuladan bo'ylama armatura kesim yuzasi

$$A_s = \frac{M}{R_3 \zeta h_0} = \frac{120 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,854 \cdot 420} = 916,6 \text{ m}^2 \approx 9,17 \text{ sm}^2,$$

bu yerda, $\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,292 = 0,854$.

Ilovada keltirilgan I.14 jadvaldan $3\varnothing 20 A_{400} A_s = 9,41 \text{ sm}^2 > 9,17 \text{ sm}^2$ yoki $2\varnothing 18 A_{400} + 2\varnothing 16 A_{400} A_s = (5,09 + 4,02) = 9,11 \text{ sm}^2$ armatura qabul qilinadi (II.7- rasmga qarang).

Birinci variantda talab qilingan armatura kesim yuzasi bilan qabul qilingan armatura kesim yuzalari orasidagi farq $\Delta = \frac{9,41 - 9,17}{9,17} 100 = 2,6\% < 5\%$. Shart bajarilayapti.



II.7-rasm. Egiladigan element kesimini armaturalash variantlari:

a - I variant;
b - II variant

Ikkinchi variantda talab qilingan armatura kesim yuzasi bilan qabul qilingan armatura kesim yuzalari orasidagi farq

$$\Delta = \frac{9,11 - 9,17}{9,17} 100 = -0,65\% < 5\%.$$

Shart bajarilayapti. Aks holda boshqa armaturalash variantlari qabul qilinadi

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.17- jadvalda keltirilgan.

II.17- jadval. Bo'ylama armatura A_s ni aniqlashga doir ma'lumotlar

Vari- ant	Eguvchi moment, kN·m	$b \times h$, sm	Beton sinfi. B	Armatura sinfi	Koeffitsiyent, γ_{b2}
1	50,0	30x50	20	A300	1,0
2	60,0	30x60	25	A400	0,9

Variant	Eguvchi moment, kN·m	$b \times h$, sm	Beton sinfi. B	Armatura sinfi	Koeffitsiyent, γ_{b2}
3	70,0	35x50	30	A300	1,1
4	76,0	40x60	35	A400	0,9
5	59,6	30x50	15	A400	1,0
6	72,5	40x80	20	A300	0,9
7	65,0	20x50	25	A400	1,1
8	59,0	40x50	30	A300	0,9
9	100,0	40x70	30	A400	1,0
10	85,0	20x50	20	A300	0,9
11	80,0	25x50	15	A400	1,0
12	90,0	40x50	20	A300	1,1

Misol 18. Egiladigan element uchun ko'ndalang kesimining optimal o'lchamlari $b \times h$ va bo'ylama armatura kesim yuzasi A_s aniqlansin.

Berilgan: Hisobiy eguvchi moment $M=180$ kN·m; Beton sinfi B20 ($\gamma_{b2}=0,9; \gamma_{b1}=1$). Armatura sinfi A400(A-III).

Yechimi. Ilovadagi I.1 jadvaldan $R_b=11,5$ MPa; $R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b1}=11,5 \times 0,9 \times 1,0=10,35$ MPa. Ilovadagi I.2 jadvaldan $R_s=365$ MPa. Egiladigan temirbeton to'sinlar uchun siqiladigan zona balandligining nisbiy chegaraviy qiymati $\xi_{i,pt}=0,3 \dots 0,4$. Qaralayotgan misol uchun $\xi_{i,pt}=0,35$ qabul qilib, quyidagini hisoblaymiz

$$\alpha_{opt} = \xi_{opt} (1 - 0,5 \xi_{opt}) = 0,35 (1 - 0,5 \times 0,35) = 0,289.$$

To'sin enini $b = 25$ sm qabul qilib (13.14) formuladan h_0 aniqlanadi

$$h_0 = \sqrt{\frac{180 \times 10^6}{10,35 \times 250 \times 0,289}} = 490,0 \text{ mm}.$$

To'sin to'liq balandligi $h = h_0 + a = 490 + 40 = 530$ mm.

To'sin ko'ndalang kesim o'lchamlari unifikatsiyalashtirilib $b \times h = 250 \times 500$ mm qabul qilinadi.

Masalaning keyingi yechimi 17 misolda keltirilgan tartibda bajariladi:

ishchi balandlik: $h_o = h - a = 500 - 40 = 460$ mm;

$$\alpha_m = \frac{180 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 250 \cdot 460^2} = 0,3287; \xi = 0,4146; \zeta = 0,7927.$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,7672.$$

$$\xi_R = \frac{0,7672}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,7672}{1,1} \right)} = 0,628;$$

$\xi = 0,4146 < \xi_R = 0,628$ shart bajarilayapti. Demak, hisob I holat bo'yicha bajariladi. Element siqilish zonasiga armatura qo'yish shart emas. (13.9) formuladan

$$A_s = \frac{180 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,7927 \cdot 460} = 1352 \text{ mm}^2$$

Ilovada keltirilgan I.14 jadvaldan 1Ø22 A400 + 2Ø25 A400 ($A_s = 3,807 + 9,82 = 1362 \text{ mm}^2 > 1352 \text{ mm}^2$) yoki 2Ø20 A400 + 2Ø22 A400 ($A_s = 6,28 + 7,6 = 1388 \text{ mm}^2 > 1352 \text{ mm}^2$) qabul qilinishi mumkin.

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.18- jadvalda keltirilgan.

II.18- jadval. Element kesimi o'lchamlari $b \times h$ va bo'ylama armatura A_s ni aniqlashga doir ma'lumotlar

Variant	Eguvchi moment, kN·m	Beton sinfi, B	Armatura sinfi	Koeffitsiyent γ_{b2}
1	50,0	20	A300	1,0
2	60,0	25	A400	0,9
3	70,0	30	A300	1,1
4	76,0	35	A400	0,9
5	59,6	15	A400	1,0
6	72,5	20	A300	0,9
7	65,0	25	A400	1,1
8	59,0	30	A300	0,9
9	100,0	30	A400	1,0
10	85,0	20	A300	0,9
11	80,0	15	A400	1,0
12	90,0	20	A300	1,1

Misol.19. Egiladigan temirbeton to'sin mustahkamligi tekshirilsin.

Berilgan: $b = 30$ sm; $h = 60$ sm; $a = 5$ sm; Bo'ylama cho'ziladigan armatura sinfi A300(A II); ko'ndalang kesim yuzasi $A_s = 15,27$ sm² (6Ø18 A300); Beton sinfi B25; $\gamma_{b2} = 1.1$; $\gamma_{b1} = 1$; Hisobiy eguvchi moment $M = 200$ kN·m.

Yechimi. I.1 jadvaldan B25 sinfli beton uchun $R_b = 14,5$ MPa. γ_{b2} va γ_{b1} koeffitsiyentlar e'tiborga olinganda $R_b \times \gamma_{b2} \times \gamma_{b1} = 14,5 \times 1,1 \times 1 = 15,95$ MPa.

Ilovadagi I.2 jadvaldan A300(A-II) sinfli armatura uchun $R_s = 280$ MPa. $h_0 = 60 - 5 = 55$ sm.

(13.7) formuladan:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{280 \times 15,27}{15,95 \times 30,0} = 8,93 \text{ sm} = 89,3 \text{ mm.} \quad \xi = \frac{89,3}{550} = 0,16.$$

(13.2) formuladan: $\omega = 0,85 - 0,008 \times 15,95 = 0,7224$.

(13.1) formuladan: $\xi_R = \frac{0,7224}{1 + \frac{280}{400} \left(1 - \frac{0,7224}{1,1} \right)} = 0,58.$

$\xi = 0,16 < \xi_R = 0,58$ shart bajarilayapti. Element mustahkamligi (13.5) formuladan hisoblanadi:

$$M_u = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 280 \times 15,27 \times 10^2 (550 - 0,5 \times 89,3) = 216 \times 10^6 \text{ H·mm} = 216 \text{ kN·m.}$$

$M_u = 216 > M = 200$ kN·m bo'lganligi uchun kesim mustahkamligi ta'minlangan.

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.19 jadvalda keltirilgan.

II.19. jadval. Kesim mustahkamligini tekshirishga doir ma'lumotlar

Variant	Eguvchi moment, kN·m	Kesim o'lchamlari		Beton sinfi B	Armatura miqdori va sinfi	Koeffitsient, γ_{b2}
		b , sm	h , sm			
1	50,0	30	50	20	2Ø14A-II	1,0
2	60,0	30	60	25	4Ø12A-III	0,9
3	70,0	35	50	30	4Ø14A-II	1,1

Variant	Eguvchi moment, kN·m	Kesim o'lchamlari		Beton sinfi B	Armatura miqdori va sinfi	Koeffitsient, γ_{b2}
		b , sm	h , sm			
4	76,0	40	60	35	2Ø16A-III	0,9
5	59,6	30	50	15	4Ø14A-III	1,0
6	72,5	40	80	20	2Ø18A-II	0,9
7	65,0	20	50	25	2Ø14A-III	1,1
8	59,0	40	50	30	2Ø12A-II	0,9
9	100,0	40	70	30	4Ø16A-III	1,0
10	85,0	20	50	20	2Ø12A-II	0,9
11	80,0	25	50	15	2Ø18A-III	1,0
12	90,0	40	50	20	2Ø20A-II	1,1

Misol 20. Ko'ndalang kesimi tavr shaklida bo'lgan egiladigan temirbeton to'sin uchun bo'ylama armatura tanlansin.

Berilgan: $b'_f = 60$ sm; $b = 15$ sm; $h'_f = 6,0$ sm; $h = 50$ sm; Beton B15: $\gamma_{b2} = 1$; Armatura sinfi A400; Ilovada keltirilgan I.1 va I.2 jadvallardan $R_b = 8,5$ MPa, $R_s = 365$ MPa aniqlanadi, γ_{b2} koeffitsiyent e'tiborga olinganda $R_b \gamma_{b2} = 8,5 \times 1,0 = 8,5$ MPa; Eguvchi moment $M = 86,0$ kN·m.

Yechimi. (13.29) shart tekshiriladi:

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

$$M = 86 \text{ kN} \cdot \text{m} < 8,5 \times 600 \times 60 (470 - 0,5 \cdot 60) =$$

$$= 134,64 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 134,64 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Shart bajarilayapti. Demak, neytral o'q tavr kesim rafi balandligi h'_f chegarasida joylashgan. Shuning uchun tavr kesim eni $b = b'_f = 60$ sm ga teng bo'lgan to'g'ri to'rtburchak shakliga ega bo'lgan elementlardek hisoblanadi.

Agar shart bajarilmasa, tavr kesim uchun armatura kesim yuzasi 21-misolda keltirilgan tartibda aniqlanadi.

Element ishchi balandligi $h_0 = h - a = 500 - 30 = 470$ mm.

(13.23) formuladan:

$$\alpha_m = \frac{86 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 600 \cdot 470^2} = 0,076.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,076} = 0,092;$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \times 0,092 = 0,954.$$

$$A_s = \frac{86 \cdot 10^6}{365 \times 0,954 \times 470} = 526 \text{ mm}^2 = 5,26 \text{ sm}^2.$$

Ilovadagi I.14 jadvaldan 2 Ø 20 A400 ($A_s = 6,28 > 5,26 \text{ sm}^2$) armatura qabul qilinadi.

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.20- jadvalda keltirilgan.

II.20- jadval. Tavr kesimlarni hisoblashga doir ma'lumotlar

Variant	Eguvchi moment, kN·m	Kesim o'lchamlari, sm				Beton sinfi B	Koef-fitsient γ_{b2}
		b	b'_f	h	h'_f		
1	50,0	30	50	50	10	20	1,0
2	60,0	30	60	60	8	25	0,9
3	70,0	35	70	50	6	30	1,1
4	76,0	40	80	60	7	35	0,9
5	59,6	30	70	50	10	15	1,0
6	72,5	40	90	80	9	20	0,9
7	65,0	20	60	50	5	25	1,1
8	59,0	40	80	50	12	30	0,9
9	100,0	40	120	70	12	30	1,0
10	85,0	20	75	50	10	20	0,9
11	80,0	25	85	50	8	15	1,0
12	90,0	40	90	50	6	20	1,1

Misol 21. Qovurg'ali yaxlit orayopmada uzunligi $l = 4,5 \text{ m}$ bo'lgan tavr kesimli to'sinning o'lchamlari aniqlansin va bo'ylama armatura hisoblansin.

Berilgan: $M = 420 \text{ kN·m}$; Beton sinfi B20 ($R_b = 11,5 \text{ MPa}$); Armatura A300(A II) ($R_s = 280 \text{ MPa}$); Koeffitsiyentlar: $\gamma_{b2} = 1$; $b'_f = 80 \text{ sm}$; $h'_f = 8 \text{ sm}$.

Yechimi. (13.31) formuladan tavr kesim balandligi aniqlanadi

$$h = (7 \dots 9) \sqrt[3]{M} = 8 \cdot \sqrt[3]{420} = 59,9 \text{ sm} \approx 60 \text{ sm}.$$

Armaturaning og'irlik markazidan chetki cho'ziladigan to'la-largacha bo'lgan masofani $a = \Delta + d + d/2 = 20 + 20 + 20/2 = 50 \text{ mm} = 5,0 \text{ sm}$ qabul qilib, kesim ishchi balandligi aniqlanadi $h_0 = h - a =$

$=60 - 5 = 55$ sm, bu yerda: $\Delta = 20$ mm – beton himoya qatlami;
 $d = 20$ mm – bo'ylama armaturaning taxminiy diametri.

Tavr kesim qovurg'asi eni $b = (0,4 \dots 0,5) h = 0,4 \times 60 = 24$ sm.
 Qovurg'a kesimining eni unifikatsiyalashtirib $b = 25$ sm qabul qilinadi.

Tavr kesim rafi (tokchasi) eni $b'_f = 80,0$ sm. Tavr kesim rafi qal'inligi $h'_f = 8$ sm. Quyidagi shart tekshiriladi

$$\frac{h'_f}{h} = \frac{8}{60} = 0,13.$$

$h'_f/h = 0,13 > 0,1$ bo'lganligi uchun tavr kesim tokchalari hisobda e'tiborga olinadi.

(13.29) formuladan neytral o'q holati aniqlanadi:

$$M_f = R_b b'_f h'_0 (h_0 - 0,5 h'_f) = 11,5 \times 800 \times 80 \times (550 - 0,5 \times 80) = 375,36 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot \text{mm}^3 = 375,36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M = 420 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_f = 375,36 \text{ kN} \cdot \text{m}$ bo'lganligi uchun neytral o'q qovurg'ani kesib o'tadi.

Quyidagi koeffitsiyent aniqlanadi:

$$\alpha_m = \frac{M - M_f}{R_b b h_0^2} = \frac{420 \times 10^6 - 375,36 \times 10^6}{11,5 \times 250 \times 550^2} = 0,186.$$

bu yerda,

$$M_f = R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 11,5 \cdot (800 - 250) \cdot 80 \cdot (550 - 0,5 \cdot 80) = 258,06 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot \text{mm}^3 = 258,06 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Quyidagi koeffitsiyentlar aniqlanadi:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,186} = 0,207;$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \times 0,207 = 0,8965.$$

Armatura ko'ndalang kesim yuzasi

$$A_s = \frac{[0,207 \times 250 \times 550 + (800 - 250) \times 80] \times 11,5}{280} = 2976 \text{ mm}^2.$$

Ilovadagi I.14 jadvaldan 5 Ø 28 A300 ($A_s = 30,79 \text{ sm}^2 > 29,76 \text{ sm}^2$) armatura qabul qilinadi.

Qabul qilingan va talab etiladigan armatura yuzalari o'rtasidagi farq 5 % dan oshmasligi talab etiladi:

$$\left| \frac{29,76 - 30,79}{29,76} \cdot 100 \right| = 3,46\% < 5\%.$$

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.21 jadvalda keltirilgan.

II.21 jadval. Tavr kesimlarni hisoblashga doir

Vari- ant	Eguvchi moment, kN·m	Kesim o'lchamlari, sm		Beton sinfi, B	Koeffitsi- yent, γ_{b2}
		b_f	h_f		
1	250,0	50	10	20	1,0
2	260,0	60	8	25	0,9
3	270,0	70	6	30	1,1
4	276,0	80	7	35	0,9
5	259,6	70	10	15	1,0
6	272,5	90	9	20	0,9
7	265,0	60	5	25	1,1
8	259,0	80	12	30	0,9
9	300,0	120	12	30	1,0
10	285,0	75	10	20	0,9
11	280,0	85	8	15	1,0
12	290,0	90	6	20	1,1

Misol 22. Ko'ndalang kesimida bo'shliqlar hosil qilingan tom plitasining mustahkamligi tekshirilsin (II.8-rasm).

Berilgan: Beton B15, $\gamma_{b2} = 0,9$; Armatura 4Ø14 A600 ($A_s = 6,16 \text{ sm}^2$); $\gamma_{b1} = 1,0$; Moment $M = 52,0 \text{ kN·m}$; Ilovadagi I.1 va I.2 jadvallardan $R_b = 8,5 \text{ MPa}$; $R_b \gamma_{b2} = 8,5 \times 0,9 = 7,65 \text{ MPa}$; $R_s = 510 \text{ MPa}$.

Yechimi. Hisobda aylana shakldagi bo'shliqlar kvadrat bo'shliqlar bilan almashtiriladi, ya'ni $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 159 = 43 \text{ mm}$.

U vaqtda plita ko'ndalang kesimi qo'shtavr shakliga keltiriladi. Qo'shtavr kesim qovurg'asining eni

$$b = b_f - 6 \times 143 = 1170 - 858 = 312 \text{ mm}.$$

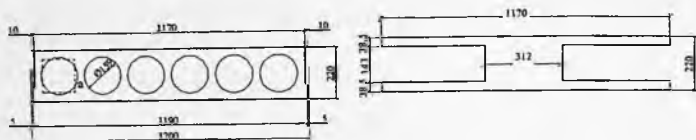
Qo'shtavr kesim plitasining qalinligi

$$h_f = h'_f = \frac{h - a}{2} = \frac{220 - 143}{2} = 38,5 \text{ mm}.$$

Quyidagi qiymatlar aniqlanadi:

$$R_s A_s = 510 \cdot 616 = 314160 \cdot \text{MPa} \cdot \text{mm}^2 = 314,16 \text{ kN};$$

$$R_b \times b' f \times h' f = 7,65 \cdot 1170 \cdot 38,5 = 344594 \text{ MPa} \cdot \text{mm}^2 \approx 344,6 \text{ kN}.$$



II.8-rasm. 1.22 misolga doir: a) haqiqiy kesim; b) hisobiy kesim

Quyidagi shart tekshiriladi:

$R_s A_s = 314,16 \times \text{kN} < R_b \times b' f \times h' f = 344,6 \text{ kN}$ bo'lganligi uchun neytral o'q to'sin rafini (tokchasini) kesib o'tadi. U vaqtda tavr kesim eni plita eniga teng bo'lgan to'sindek hisoblanadi.

Plita siqilish zonasi balandligi

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b' f h_0} = \frac{510 \times 616}{7,65 \times 1170} = 34,1 \text{ mm}$$

Plita mustahkamligi

$$M_u = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 510 \times 616 \times (190 - 0,5 \times 35,1) = 54,17 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot \text{mm}^3 = 54,17 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Tashqi yuklar ta'siridan eguvchi moment plita qabul qila oladigan moment miqdoridan kam, ya'ni $M = 52,0 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_u = 54,17 \text{ kN} \cdot \text{m}$ bo'lganligi uchun plitaning mustahkamligi ta'minlangan.

5.3.3. Mustahkamlikni qiya kesimlar bo'yicha hisoblash

Misol 23. Ko'ndalang kesim o'lchamlari $b \times h = 25 \times 50 \text{ sm}$ bo'lgan temirbeton to'sinni armaturalash uchun ko'ndalang armatura diametri va qadami aniqlansin.

Berilgan: Bo'ylama armatura diametri $d_s = 16 \text{ mm}$; Ko'ndalang kuch miqdori $Q = 210 \text{ kN}$; Beton sinfi B25; $\gamma_{b2} = 0,9$; $\gamma_{b1} = 0,85$; Ko'ndalang armatura sinfi A240.

Yechimi. Ilovadagi I.1 va I.2 jadvallardan quyidagilar aniqlanadi:

$$R_b = 14,5 \text{ MPa}; R_b \times \gamma_{b2} = 14,5 \times 0,9 = 13,05 \text{ MPa}; R_{bt} = 1,05 \text{ MPa};$$

$$R_{bt} \times \gamma_{b2} = 1,05 \times 0,9 = 0,945 \text{ MPa}; R_{sw} = 175 \text{ MPa}.$$

Element ko'ndalang kesimi qabul qiladigan kesuvchi kuch:

$$Q_u = 0,6 \times \gamma_{b2} \times R_{br} \times b \times h_0 = 0,6 \times 0,945 \times 250 \times 450 = 63,78 \times 10^3 \text{ MPa mm}^2 = 63,78 \text{ kN}.$$

(14.8) shart tekshiriladi. $Q = 210 \text{ kN} > Q_u = 63,78 \text{ kN}$ bo'lganligi uchun shart bajarilmayapti. Ko'ndalang armatura hisob bo'yicha qo'yiladi.

(14.5) shart tekshiriladi:

$$Q \leq 0,3 \times \varphi_{wr} \times \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0 = 0,3 \times 1,0 \times 0,869 \times 13,05 \times 250 \times 450 = 382,74 \times 10^3 \text{ H} = 382,74 \text{ kN},$$

bu yerda ko'ndalang armatura kesim yuzasi noma'lum bo'lganligi uchun $\varphi_{wr} = 1,0$ qabul qilinadi; $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \times 13,05 = 0,869$, bu yerda og'ir betonlar uchun $\beta = 0,01$.

Shart bajarilayapti. Demak, to'sin ko'ndalang kesim o'lchamlari to'g'ri tanlangan. To'sinni ko'ndalang armatura bilan ji-hozlashda ko'ndalang armatura diametri tayinlanadi. Bunda $d_{sw} \geq 0,25 d_s$ shart bajarilishi kerak. Bundan tashqari seysmik tumanlarda ishlatiladigan konstruksiyalarda ko'ndalang sterjenlar diametri 8 mm dan kam qabul qilinmasligi shart.

Demak, $d_{sw} = 8 \text{ mm} > 0,25 \cdot 16 = 4 \text{ mm}$. $A_{sw} = 50,3 \text{ mm}^2$. Element ko'ndalang kesimida ikkita yassi armaturali sinch qo'yiladi. Shuning uchun element kesimidagi ko'ndalang armaturalar soni $n = 2$ qabul qilinadi. U vaqtda $A_{sw} = 2 \times 50,3 = 100,6 \text{ mm}^2$.

(14.20) formuladan ko'ndalang armaturalar qabul qiladigan birlik zo'riqish

$$q_{sw} = \frac{(210 \times 10^6)^2}{8 \times 0,945 \times 250 \times 450^2} = 115,2 \frac{\text{H}^2}{\text{MPa} \times \text{mm}^3} = 115,2 \text{ kN/m}$$

(14.21) shart tekshiriladi:

$$q_{sw} \geq \frac{0,6 R_{br} b}{2} = 70,8 \text{ MPa} \cdot \text{mm}^3 \approx 71,0 \text{ kN/m} < 115,2 \text{ kN/m}.$$

Shart bajarilmayapti. $q_{sw} = 115,2 \text{ kN/m}$ qabul qilinadi.

(14.22) formuladan ko'ndalang armatura qadami

$$S = \frac{175 \cdot 100,6}{115,2} = 152 \text{ mm}.$$

To'sin balandligi $h > 450 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun konstruktiv

talablar bo'yicha to'sin tayanch zonalarida $S_1=h/3 \leq 500$ mm qabul qilinadi. Ko'ndalang armatura qadamini $S_1=150$ mm qabul qilamiz. Talab etilgan shartlar $S_1=150$ mm $< 500/3=167$ mm < 500 mm bajarilayapti.

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.22 jadvalda keltirilgan.

II.22 jadval. To'g'ri to'rtburchak kesimlarni ko'ndalang kuch ta'siriga hisoblashga doir ma'lumotlar

Variant	Kesuvchi kuch, kN	Kesim o'lchamlari, sm		Beton sinfi B	Armatura miqdori va sinfi	Koeffitsiyent, γ_{b2}
		b	h			
1	180,0	25	50	20	2Ø18A300	1,0
2	200,0	30	60	25	3Ø16A400	0,9
3	210,0	35	70	30	3Ø18A400	1,1
4	276,0	40	80	35	2Ø14A400	0,9
5	259,6	35	70	15	3Ø16A300	1,0
6	272,5	45	90	20	3Ø20A300	0,9
7	265,0	30	60	25	3Ø18A400	1,1
8	259,0	40	80	30	3Ø16A400	0,9
9	300,0	60	120	30	4Ø25A400	1,0
10	285,0	30	75	20	2Ø20A400	0,9
11	380,0	40	85	15	3Ø18A300	1,0
12	290,0	45	90	20	3Ø25A400	1,1

Misol 24. Ko'ndalang kesimi tavr shaklida bo'lgan to'sinning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi aniqlansin:

Berilgan: $b = 20$ sm; $h = 40$ sm; $b_f = 40$ sm; $h_f = 6$ sm. Beton sinfi B20 ($R_b = 11,5$ MPa, $R_{bt} = 0,9$ MPa), $\varphi_{b2} = 0,9$. To'sin ikkita yas-si sinch bilan armaturalangan, ko'ndalang armatura sinfi A240, diametri 8 mm, qadami $S=150$ mm. ($R_{sw} = 285$ MPa; $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa). Ko'ndalang kesuvchi kuch $Q = 160$ kN.

Yechimi: (14.9) shart tekshiriladi:

$$Q \leq Q_u, \quad \text{bu yerda } Q = 160 \text{ kN};$$

$$Q_u = 0,3 \varphi_{wi} \varphi_{b1} \varphi_{b2} R_b h_0 = 0,3 \times 1,123 \times 0,9 \times 11,5 \times 200 \times 370 = 232,2 \times 10^3 \text{ N} = 232,2 \text{ kN},$$

$$\varphi_{wI} = 1 + 5 \alpha \mu_{sw} = 1 + 5 \times 7,4 \times 0,00335 = 1,123;$$

$$\alpha = \frac{E_{sw}}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^6}{27 \cdot 10^3} = 7,4; \mu_{sw} = \frac{2 \cdot 0,503}{15 \cdot 20} = 0,00335.$$

$$\varphi_{bI} = 1 - \beta R_b \gamma_{bI} = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \approx 0,9.$$

$Q \leq Q_u$ shart bajarilayapti. Demak, elementning qabul qilingan kesim o'Ichamlari yetarli.

(14.8) shart tekshiriladi:

$$Q = 160 \text{ kN} < 0,6 \times \gamma_{b2} \times R_{bt} b h_0 = \\ = 0,6 \times 0,9 \times 0,9 \times 200 \times 370 = 35,96 \times 10^3 = 35,96 \text{ kN}.$$

Shart bajarilmayapti. Demak, elementning ko'ndalang kesim bo'yicha mustahkamligi ta'minlanmagan.

Quyidagilar aniqlanadi

$$q_{sw} = \frac{285 \times 50,3 \times 2}{150} = 191,14 \text{ N/mm} > \frac{\varphi_{b3} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} \cdot b}{2} = \\ = \frac{0,6(1 + 0 + 0,12) 0,9 \times 0,9 \times 200}{2} = 54,4 \text{ N/mm}.$$

Shart bajarilayapti. $q_{sw} = 191,14 \text{ N/mm}$ qabul qilinadi.

Bu yerda:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} = 0,75 \frac{(380 - 200) \cdot 60}{200 \cdot 370} = 0,12,$$

bu yerda, $b'_f \leq b + 3h'_f = 20 + 3 \times 6 = 38 \text{ sm} = 380 \text{ mm}.$

Qiya kesim qabul qila oladigan kesuvchi kuch miqdori

$$Q_u = Q_b + Q_{sw} = \\ = 2 \sqrt{2(1 + 0,12) 0,9 \times 0,9 \times 200 \times 370^2 \times 191,14} = 194,89 \text{ kN}.$$

$Q = 160 \text{ kN} < Q_u = 194,89 \text{ kN}$ shart bajarilayapti. Demak, ko'ndalang sterjenlarning diametri 8 mm, qadami $S_1 = 150 \text{ mm}$ bo'lganda ko'ndalang kesimning kesuvchi kuch ta'siriga mustahkamligi ta'minlangan.

Mustaqil ravishda ishlash uchun ma'lumotlar II.23 jadvalda keltirilgan.

II.23 jadval. Tavr kesimlarni ko'ndalang kuch ta'siriga hisoblashga doir

Variant	Kesuvchi kuch, kN	Kesim o'lchamlari, sm				Beton sinfi B	Armatura miqdor va sinfi	Koeffitsient γ_{b2}
		b_f	b	h_f	h			
1	150,0	50	15	10	40	20	2Ø8A-I	1,0
2	160,0	60	20	8	40	25	2Ø8A-I	0,9
3	170,0	70	20	6	45	30	2Ø8A-I	1,1
4	176,0	80	25	7	45	35	2Ø8A-I	0,9
5	159,6	70	20	10	30	15	2Ø8A-I	1,0
6	172,5	90	25	9	50	20	2Ø8A-I	0,9
7	165,0	60	20	5	25	25	2Ø8A-I	1,1
8	159,0	80	20	12	30	30	2Ø8A-I	0,9
9	200,0	120	20	12	40	30	2Ø8A-I	1,0
10	185,0	75	20	10	30	20	2Ø8A-I	0,9
11	180,0	85	25	8	40	15	2Ø8A-I	1,0
12	190,0	90	25	6	45	20	2Ø8A-I	1,1

6. SIQILADIGAN ELEMENTLARNI HISOBLASH

Misol 25. Temirbeton ustunni jihozlash uchun bo'ylama armatura miqdori aniqlansin.

Berilgan: Ustun ko'ndalang kesim o'lchamlari $b \times h = 40 \times 40$ sm; Ustun balandligi $N = 6$ m; Beton sinfi B30 ($R_b = 17,0$ MPa, $\gamma_{b2} = 1,0$); Ustun A400 sinfli armatura bilan armaturalangan; $R_s = 365$ MPa; Bo'ylama kuch $N = 3000$ kN; Bo'ylama kuchning uzoq vaqt ta'sir qiladigan qismi $N_g = 2100$ kN. Ustun poydevorga bikir qilib, rigel bilan esa, sharnir orqali biriktirilgan. Keltirish koeffitsiyenti $\mu = 0,7$.

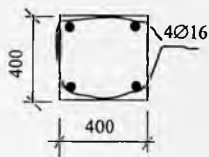
Yechimi. Ustunning hisobiy uzunligi $l_0 = \mu N = 0,7 \times 6,0 = 4,2$ m.

Ustun egiluvchanligi $\lambda_h = l_0/h = 4,2/0,4 = 10,5 < 20$ bo'lganligi uchun bo'ylama egilish hisobga olinmaydi.

$\varphi = 1$ qabul qilinib ustun uchun armaturaning dastlabki yuzasi (16.3) formuladan aniqlanadi

$$A_{s, \text{tot}} = (3000 \times 10^3 / 1 - 17,0 \times 160000) / 365 = 767 \text{ mm}^2.$$

Topilgan armatura yuzasi bo'yicha 4Ø16A400 sterjen qabul qilinadi ($A_{s,tot} = 804 \text{ mm}^2$).



II.9- pacm

Quyidagi miqdor aniqlanadi:

$$N_g / N = 2100/3000 = 0,7.$$

Ustun kesimidagi o'rta sterjenlar soni $n=0$ bo'lganligi uchun $A_{si} = 0$ (II.9-rasm).

U vaqtda $A_{si} = 0 < A_{s,tot} / 3$.

$N_g / N = 0,7$ va $\lambda_h = 10,5$ miqdorlar bo'yicha ilovadagi I.5 jadvaldan topilgan qiymatlarga mos bo'lgan φ_b va φ_{sb} koeffitsiyentlar aniqlanadi: $\varphi_b = 0,896$ va $\varphi_{sb} = 0,906$.

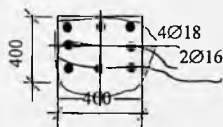
(16.2) formuladan φ koeffitsiyenti hisoblanadi

$$\varphi = 0,896 + 2(0,906 - 0,896) \frac{365 \times 8,04}{17,0 \times 1600} = 0,898 < \varphi_{sb} = 0,906.$$

Talab qilinadigan armatura kesim yuzasi

$$(A_{s,tot})_2 = (3000 \times 10^3 / 0,898 - 17,0 \times 160000) / 365 = 1700,0 \text{ mm}^2.$$

Topilgan armatura yuzasi bo'yicha (4Ø18+4Ø16)A400 $A_{s,tot} = 1822 \text{ mm}^2$ sterjen qabul qilinadi.



II.10- pacm

Quyidagi miqdor aniqlanadi:

$$N_g / N = 2100/3000 = 0,7.$$

Ustun kesimidagi o'rta sterjenlar soni 2Ø16 bo'lganligi uchun $A_{si} = 4,02 \text{ mm}^2$ (II.10-rasm).

$A_{si} = 4,02 \text{ mm}^2 < A_{s,tot} / 3 = 18,22 / 3 = 6,07 \text{ mm}^2$ bo'lganligi uchun φ_{sb} koeffitsiyent qiymati ilovadagi I.5 jadvalning kasr suratida keltirilgan miqdorlardan olinadi: $\varphi_b = 0,896$ va $\varphi_{sb} = 0,906$.

(16.2) formuladan φ koeffitsiyenti yangi qiymati hisoblanadi

$$\varphi = 0,896 + 2(0,906 - 0,896) \frac{365 \times 18,22}{17,0 \times 1600} = 0,9 < \varphi_{sb} = 0,906.$$

Talab qilinadigan armatura kesim yuzasi

$$(A_{s,tot})_3 = (3000 \times 10^3 / 0,9 - 17,0 \times 160000) / 365 = 1735,0 \text{ mm}^2.$$

$(A_{s, \text{tot}})_2$ va $(A_{s, \text{tot}})_3$ armatura kesim yuzalari farqi

$$\Delta\mu = \frac{1700,0 - 1735,0}{1735,0} \approx 0,02 < 0,05.$$

Farq uncha katta bo'lmaganligi sababli ustun kesimini jihozlash uchun $(4\emptyset 18 + 4\emptyset 16)$ A400 ($A_{s, \text{tot}} = 188 \text{ mm}^2$) sterjenlar qabul qilinadi. Farq katta bo'lgan taqdirda armatura kesim yuzasi takroran topiladi.

Mustaqil yechish uchun misollar bo'yicha ma'lumotlar II.24 jadvalda keltirilgan.

II.24 jadval. Siqiladigan elementlarni hisoblashga doir ma'lumotlar

Vari- ant	Bo'ylama kuch, kN		Kesim o'lchamlari, sm		N, m	Beton sinfi B	Koeffit- sient γ_{b2}
	N	N_g					
			b	h			
1	3150,0	2100	50	40	6,0	20	1,0
2	5160,0	2900	60	50	6,4	25	0,9
3	4170,0	2110	60	40	5,8	30	1,1
4	3176,0	2115	55	50	6,4	35	0,9
5	3159,6	2150	45	40	7,2	15	1,0
6	3172,5	2900	40	40	8,4	20	0,9
7	5165,0	2130	60	50	6,8	25	1,1
8	3159,0	2150	50	40	10,2	30	0,9
9	3200,0	2140	40	50	9,6	30	1,0
10	3185,0	2125	45	50	8,4	20	0,9
11	3180,0	2130	35	40	7,2	15	1,0
12	5190,0	3120	60	60	6,0	20	1,1

Misol 26. Bir qavatli kransiz binoning nomarkaziy siqilgan ustuni uchun bo'ylama armatura tanlansin.

Berilgan: ustun ko'ndalang kesim o'lchamlari: $b \times h = 40 \times 60 \text{ sm}$; beton sinfi B30 ($R_b = 17,0 \text{ MPa}$; $E_b = 32,5 \times 10^3 \text{ MPa}$); beton ishlash sharoitini hisobga oladigan koeffitsiyent $\gamma_{b2} = 1,0$; Ustun balandligi 6,0 m; Ustun A400 sinfli armatura bilan armaturalanadi: $R_s = 365 \text{ MPa}$; $R_{sc} = 365 \text{ MPa}$, $E_s = 20 \times 10^4 \text{ MPa}$; Binoga ta'sir qiladigan yuklardan ustun kesimida hosil bo'ladigan zo'riqishlar: doimiy, davomli va muvaqqat yuklardan $N = 800 \text{ kN}$; $M = 340 \text{ kN}\cdot\text{m}$;

doimiy va davomli yuklardan $N_l = 500 \text{ kN}$; $M_l = 240 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Yechimi: Bo'ylama armaturalar og'irlik markazlaridan mos qirralargacha bo'lgan masofalar $a_s = a'_s = 4 \text{ sm}$ qabul qilinadi va quyidagilar hisoblanadi: $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ sm}$. $Z_s = h_0 - a' = = 56 - 4 = 52 \text{ sm}$. QMQ [8] ning 31-jadvalidan bir qavatli kransiz bino ustuni uchun hisobiy uzunlik aniqlanadi: $l_0 = 1,5H = 1,5 \times 6 = 9 \text{ m}$. $l_0 / h = 9000 / 600 = 15$.

Dastlab $(A_s + A'_s) / (b h_0) = 0,015$ qabul qilinib, (16.20) formuladan kritik N_{cr} kuch miqdori hisoblanadi.

Quyidagilar hisoblanadi: $\alpha = E_s / E_b = 20 \times 10^4 / 32,5 \times 10^3 = 6,15$.

Tasodifiy yelka uchun quyidagi formulalardan aniqlangan eng kattasi qabul qilinadi:

$$e_a = \frac{1}{30} h = \frac{1}{30} 600 = 2 \text{ sm}; e_a = \frac{1}{600} l_0 = \frac{1}{600} 900 = 1,5 \text{ sm}; e_a = 1 \text{ sm}.$$

Tasodifiy yelka uchun $e_a = 2 \text{ sm}$ qabul qilinadi.

Tashqi kuch ekscentrisiteti

$$e = e_0 + e_a = \frac{M}{N} + e_a = \frac{340 \times 10^6}{800 \times 10^3} + 20 = 445 \text{ mm} = 44,5 \text{ sm}$$

Nisbiy yelka $\delta_e = e_0 / h = 44,5 / 60 = 0,74 > \delta_{e, \min} = 0,18$, bu yerda (16.22) formuladan

$$\delta_{e, \min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{9000}{600} - 0,01 \cdot 17 = 0,18.$$

(16.20) formuladan N_{cr} kritik kuch miqdori

$$N_{cr} = \frac{6,4 \times 32500}{900^2} \left[\frac{720000}{1,7} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{0,74}{1}} + 0,1 \right) + 6,15 \times 24336 \right] =$$

$$= 63550,8 \text{ MPa}\cdot\text{sm}^2 = 6355 \text{ kN},$$

bu yerda: $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 720000 \text{ sm}^4;$

$$I_s = \mu_s \cdot A_b \left(\frac{Z_s}{2} \right)^2 = 0,015 \cdot 40 \cdot 60 \left(\frac{52}{2} \right)^2 = 24336 \text{ sm}^4;$$

$$(16.1) \text{ formuladan } - \varphi_e = 1 + \beta \frac{M_e}{M} = 1 + 1 \frac{240}{340} = 1,7,$$

bu yerda $\beta=1$ – og'ir beton uchun.

Bo'ylama egilish koeffitsiyenti (16.19) formuladan:

$$\eta = \frac{1}{1 - 800/6355} = 1,144.$$

(16.18) formulalardan:

$$e = 445 \cdot 1,144 + \frac{600}{2} - 40 = 769,08 \text{ mm} \approx 76,9 \text{ sm.}$$

(16.12) formuladan siqilish zonasi balandligi:

$$\xi = \frac{800 \cdot 10^3}{17 \cdot 400 \cdot 560} = 0,21,$$

bu yerda ustun kesimi armatura bilan simmetrik ravishda ji-hozlanganligi uchun $R_s A_s = R_{sc} A'_s$.

$$(13.1) \text{ formuladan } \xi_R = \frac{0,85 \cdot 0,714}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,714}{1,1} \right)} = 0,4826,$$

bu yerda $\omega = 0,85 - 0,008 \times 17 = 0,714$; $0,85$ – seysmiklikni e'tiborga oladigan koeffitsiyent.

$\xi < \xi_R$ bo'lganligi uchun element katta yelka bilan siqiladi.

Nisbiy moment koeffitsiyenti

$$\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,21(1 - 0,5 \times 0,21) = 0,188.$$

Armatura bilan simmetrik ravishda jihozlangan ustun kesimi uchun

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{N \times e - \alpha_m R_b b h_o^2}{R_s (h_o - a'_s)} = \frac{800 \times 10^3 \times 769 - 0,188 \times 17 \times 400 \times 560^2}{365 \times 520} = \\ &= \frac{615,2 \cdot 10^6 - 400,9 \cdot 10^6}{365 \cdot 520} = 1129 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

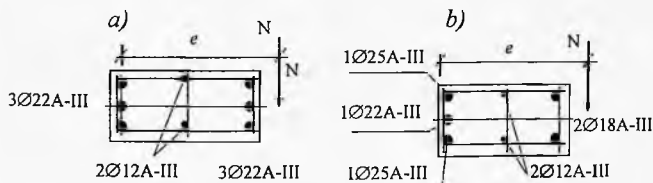
Ustun kesimini armaturalash uchun siqiladigan va cho'ziladigan qirralarga 3Ø22A400(A-III) armatura, jami esa 6Ø22A400(A-III) armatura joylashtiramiz (II.11-rasmga qarang).

Ustun ko'ndalang kesimi nosimmetrik ($R_s A_s = R_{sc} A'_s$) armaturalanadigan bo'lsa, $\alpha_m = \alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,4826 (1 -$

$0,5 \times 0,4826) = 0,366$ qabul qilib siqiladigan armatura kesim yuzasi aniqlanadi

$$A'_f = \frac{N \times e - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_s (h_0 - a'_f)} = \frac{800 \cdot 10^3 \cdot 769 - 0,366 \cdot 17 \cdot 400 \cdot 560^2}{365 \cdot 520} = \frac{615,2 \cdot 10^6 - 780,5 \cdot 10^6}{365 \cdot 520} < 0.$$

$A'_s < 0$ bo'lganligi uchun element siqilish zonasiga armatura qo'yish talab etilmaydi. Bu holatda siqiladigan armatura konstruktiv talab bo'yicha qabul qilinadi. $l_0/i = 900/17,32 = 52,35 < l_0/i < 83$ bo'lganligi uchun $\mu_s = 0,2\%$ qabul qilinadi.



II.11-rasm. Ustun kesimini armaturalash:

a – simmetrik va b- nosimmetrik armaturalash

U vaqtda $A'_s = 0,002 \times b h_0 = 0,002 \times 40 \times 50 = 4,48 \text{ sm}^2$ armatura talab etiladi. Talab etilgan armatura yuzasi bo'yicha $2\text{Ø}18 \text{ A400}$ ($A_s = 5,09 \text{ sm}^2$) qabul qilinadi. Qabul qilingan $A'_s = 5,09 \text{ sm}^2$ armatura bo'yicha cho'zilgan armatura kesim yuzasi

$$\alpha_m = \frac{Ne - R_{sc} A'_f (h_0 - a'_f)}{R_b b h_0^2} = \frac{800 \times 10^3 \times 769 - 365 \times 509 (560 - 40)}{170 \times 400 \times 560^2} = \frac{615,2 \times 10^6 - 96,6 \times 10^6}{2132,48 \times 10^6} = 0,243;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,243} = 0,283.$$

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0 - H}{R_s} + A'_f \frac{R_{sc}}{R_s} = \frac{0,283 \times 17 \times 400 \times 560 - 800 \times 10^3}{365} + 509 \frac{365}{365} = 1269,7 \text{ mm}^2.$$

Cho'ziladigan armatura uchun $2\varnothing 25 \text{ A400} + 1\varnothing 22 \text{ A400}$ ($A_s = 982 + 380 = 1362 \text{ mm}^2 > 1269,7 \text{ mm}^2$) qabul qilinadi (II.11–rasmga qarang).

Bo'ylama armaturalar orasidagi masofa 400 mm dan katta bo'lganligi uchun ular o'rtasida diametri 12 mm bo'lgan ikkita konstruktiv armatura qo'yiladi.

Bo'ylama armaturalar $\varnothing 8$ mm bo'lgan sim bilan qamrab olinadi va shu ko'ndalang armaturaga bog'lanadi. $R_{sc} < 400 \text{ MPa}$ bo'lganligi uchun $S = 15d_{min} = 15 \times 16 = 240 \text{ mm} < 500 \text{ mm}$ qabul qilinadi. Ko'ndalang armatura qadami 200 mm qabul qilinadi.

Mustaqil yechish uchun misollar bo'yicha ma'lumotlar II.25 jadvalda keltirilgan.

II.25 jadval. Nomarkaziy siqiladigan elementlarni hisoblashga doir (bo'ylama armaturani hisoblash)

Variant	Bo'ylama kuchlar, kN		Eguvchi momentlar, kN·m		Ustun kesim o'lchamlari, sm		Ustun balandligi N, m	Beton sinfi B	Armatura sinfi	Koef-fitsiyent, γ_{b2}
	N	N_g	M	M_g	b	h				
1	1500	1000	500	260	50	60	6	20	A400	1,0
2	1600	900	600	280	60	80	7	25	A300	0,9
3	1700	1100	600	280	60	80	8	30	A300	1,1
4	1760	1150	550	270	55	70	5	35	A400	0,9
5	1590	570	450	270	45	70	9	15	A300	1,0
6	1720	900	400	170	40	70	12	20	A400	0,9
7	1650	1300	600	280	60	80	10	25	A300	1,1
8	1590	1000	500	180	50	80	6	30	A400	0,9
9	2000	1400	400	160	40	60	6,5	30	A300	1,0
10	1850	1250	450	170	45	70	8,2	20	A400	0,9
11	1800	1300	350	160	35	60	5,8	15	A300	1,0
12	1900	1200	400	260	40	60	10,2	20	A400	1,1

Misol 27. Samarqand shahrida quriladigan bir qavatli sanoat binosining temirbeton ustuni mustahkamligi tekshirilsin.

Berilgan: $b \times h = 40 \times 80,0 \text{ sm}$; Beton sinfi B35: $R_b = 19,5 \text{ MPa}$; $E_b = 34,5 \times 10^3 \text{ MPa}$; $\gamma_{b2} = 0,9$; Armatura sinfi A400(A-III): $A_s = 15,27 \text{ sm}^2$

(6Ø18); $A'_s = 7,63 \text{ sm}^2$ (3Ø18); $R_{sc} = R_s = 365 \text{ MPa}$; $H = 4,5 \text{ m}$; $l_0 = 6,75 \text{ m}$; $\lambda = l_0/h = 8,43 > 4$; Bo'ylama kuch miqdori $N = 1200,0 \text{ kN}$; Eguvchi moment $M = 800 \text{ kN}\cdot\text{m}$; $N_l = 1500 \text{ kN}$; $M_l = 500 \text{ kN}\cdot\text{m}$; $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ MPa}$.

(16.7) formuladan siqilish zonasi balandligi aniqlanadi:

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{2000 \times 10^3 + 365 \times 1527 - 365 \times 763}{17.55 \times 400} = 245,2 \text{ mm.}$$

(13.1) formuladan:

$$\xi_R = \frac{0,85 \times 0,710}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,71}{1,0} \right)} = \frac{0,6035}{1,2588} = 0,479,$$

bu yerda $\omega = 0,85 - 0,008 \times 17,55 \approx 0,71$.

$\xi = \frac{245,2}{750} = 0,327 < \xi_R = 0,479$ bo'lganligi uchun ustun katta yelka bilan siqladi.

Kuch yelkasi: $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{800}{2000} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ sm};$

tasodifiy yelka: $7 \text{ cm} > \frac{l_0}{600} = \frac{675}{600} = 1,125 \text{ cm} > 1 \text{ cm}$

(16.20) formuladan kritik kuch:

$$N_{cr} = \frac{6,4 \times 34,5 \times 10^3}{(675)^2} \left[\frac{1,706 \times 10^6}{1,625} \left[\frac{0,11}{0,1 + \frac{0,5}{1,0}} \right] + 5,8 \times 28052 \right] = 261939 \text{ MPa}\cdot\text{sm}^2 \approx 26194 \text{ kN},$$

bu yerda

$$I_b = \frac{40 \cdot 80^3}{12} = 1,706 \times 10^6 \text{ sm}^4; \quad \varphi_e = 1 + \beta \frac{M_e}{M} = 1 + 1,0 \frac{500}{800} = 1,625.$$

$$I_s = A'_f \cdot \left(\frac{h}{2} \right)^2 + A_s \left(\frac{Z_s}{2} \right)^2 = (A'_f + A_s) \left(\frac{Z_s}{2} \right)^2 =$$

$$= (15,27 + 7,63) \cdot \left(\frac{70}{2}\right)^2 = 28052 \text{ sm}^4;$$

$$\delta_e = e_0 / h = \frac{40}{80} = 0,5 > \delta_{e\min} = 0,32;$$

$$\delta_{e\min} = 0,5 - 0,01 \frac{40}{80} - 0,01 \times 17,55 \approx 0,32.$$

$$(16.19) \text{ formuladan: } \eta = \frac{1}{1 - \frac{2000}{22300}} \approx 1,1.$$

Ekssentrisitet:

$$e = e_0 \eta + \frac{h}{2} - a_s = (400 + 2,67) \cdot 1,1 + \frac{800}{2} - 50 = 793 \text{ mm}.$$

Tashqi yuk ta'siridan eguvchi moment $M = 2000 \times 0,793 = 1586 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Element kesimi qabul qiladigan eguvchi moment

$$M_u = 17,55 \times 400 \times 245,2 (750 - 0,5 \times 245,2) + 365 \times 763 (750 - 50) = 1,08 \times 10^9 + 0,195 \times 10^9 = 1,275 \times 10^9 = 1275 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

$M > M_u$ bo'lganligi uchun kesim mustahkamligi ta'minlanmagan.

Bu holatda armatura kesim yuzasi kattalashtiriladi:

$$A_s = 2945 \text{ mm}^2 (6\varnothing 25 \text{ A400}) > A_s = 1527 \text{ mm}^2;$$

$$A'_f = 1473 \text{ mm}^2 (3\varnothing 25 \text{ A III}) > A'_f = 763 \text{ mm}^2.$$

Siqilish zonasining balandligi:

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sk} A'_f}{R_b b} = \frac{2000 \times 10^3 + 365 \times 2945 - 365 \times 1473}{17,55 \times 400} = 344,0 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{344,0}{750} = 0,458 < \xi_R = 0,479.$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \times 34,5 \times 10^3}{(675)^2} \left[\frac{1,706 \times 10^6}{1,625} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{0,5}{1}} + 0,1 \right) + 5,8 \times 41907 \right] = 26194 \text{ kN}.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{2000}{26194}} = \frac{1}{0,9236} = 1,082.$$

$$e = (400 + 2,67) \times 1,082 + \frac{800}{2} - 50 = 785,6 \text{ mm} = 0,7856 \text{ m}.$$

$$M = 2000 \times 0,7856 = 1571,2 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

$$M_u = 17,55 \times 400 \times 344 (750 - 0,5 \times 344) + 365 \times 1140 (750 - 50) = \\ = 1395,8 \times 10^6 + 291,27 \times 10^6 = 1687 \times 10^6 \text{ H}\cdot\text{mm} = 1687 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

$M < M_u$ shart bajarilayapti. Ustunning mustahkamligi ta'minlangan.

Mustaqil yechish uchun misollar bo'yicha ma'lumotlar II.26 va II.27 jadvallarda keltirilgan

II.26 jadval. Nomarkaziy siqiladigan elementlarni mustahkamlik bo'yicha hisoblashga doir ma'lumotlar (mustahkamlikni tekshirish)

Variant	Bo'ylama kuchlar, kN		Eguvchi momentlar, kN·m		Ustun kesim o'lchamlari, sm	
	N	N_g	M	M_g	b	h
1	1500,0	1000	500	260	50	60
2	1600,0	900	600	280	60	80
3	1700,0	1100	600	280	60	80
4	1760,0	1150	550	270	55	70
5	1590,0	570	450	270	45	70
6	1720,0	900	400	170	40	70
7	1650,0	1300	600	280	60	80
8	1590,0	1000	500	180	50	80
9	2000,0	1400	400	160	40	60
10	1850,0	1250	450	170	45	70
11	1800,0	1300	350	160	35	60
12	1900,0	1200	400	260	40	60

II.27 jadval. Nomarkaziy siqiladigan elementlarni mustahkamlik bo'yicha hisoblashga doir ma'lumotlar (mustahkamlikni tekshirish)

Variant	Ustun balandligi N, m	Beton sinfi B	Armatura sinfi	Armatura yuzasi, sm ²		Koeffitsiyent, γ_{b2}
				A_s	A'_s	
1	6	20	A400	10,18	2,26	1,0
2	7	25	AII	12,56	3,08	0,9
3	8	30	AII	15,2	4,02	1,1
4	5	35	A400	19,63	5,09	0,9
5	9	15	AII	24,63	6,28	1,0
6	12	20	A400	11,4	7,6	0,9
7	10	25	AII	14,73	9,82	1,1
8	6	30	A400	18,47	4,02	0,9
9	6,5	30	AII	12,56	5,09	1,0
10	8,2	20	A400	15,2	6,28	0,9
11	5,8	15	AII	19,63	7,6	1,0
12	10,2	20	A400	14,73	9,82	1,1

7. OLDINDAN ZO'RIQTIRILADIGAN ELEMENTLARNI HISOBLASH

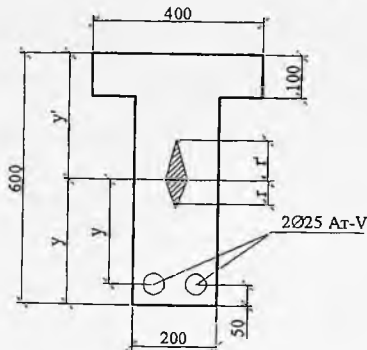
7.1. Armaturani taranglashdagi kuchlanishlarni tayinlash

Misol 28. Uzunligi 12 m bo'lgan oldindan zo'riqtiriladigan to'sinni tayyorlashda uning bo'ylama armaturasini taranglash uchun talab qilinadigan kuchlanish miqdori aniqlansin. To'sin armaturasi tayanchlarga biriktirib, mexanik usulda tortib taranglashtiriladi. Taranglashtirilgan armaturani tayanchlardan bo'shatish vaqtidagi betonning mustahkamligi $R_{bp} = 24 \text{ MPa} > 0,5 B > 11 \text{ MPa}$.

To'sinni tayyorlashda quyidagi materiallar ishlatilgan: og'ir beton, sinfi B40; oldindan taranglashtiriladigan armatura, sinfi At800 (At-V); oldindan taranglashtirilmaydigan armaturalarning sinflari - A400(A-III) va Bp-I.

Yechimi. To'sinni tayyorlash uchun ishlatiladigan materiallarning (beton va armaturalarning) mexanik xarakteristikalari va elastiklik modullarining qiymatlari ilovada keltirilgan I.1-jadvalga muvofiq, quyidagilarga teng: sinfi B40 bo'lgan beton uchun (beton at-

mosfera bosimi ostida, issiqlik ta'siri ostida qotadi) $R_b = 22 \text{ MPa}$; $R_{bt} = 1,4 \text{ MPa}$; $R_{b,ser} = 29 \text{ MPa}$; $R_{bt,ser} = 2,1 \text{ MPa}$; $E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{ MPa}$.



II.12- rasm. 28 misolga doir

Ilovada keltirilgan I.2-jadvalga muvofiq sinfi A800 bo'lgan armatura uchun: $R_s = 680 \text{ MPa}$; $R_{s,ser} = 785 \text{ MPa}$; $E_s = 1,9 \cdot 10^4 \text{ MPa}$; A400 (A-III) uchun: $R_s = 365 \text{ MPa}$ (diametri 10 mm dan katta bo'lgan holda); $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ MPa}$; Bp-I uchun — $R_s = 360 \text{ MPa}$ (diametri 5 mm bo'lganda); $E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.

Armatura va betonning elastiklik modullarining nisbati: oldindan taranglashtiriladigan armatura uchun -

$$\alpha_p = E_{sp} / E_b = 1,9 \cdot 10^5 / 32,5 \cdot 10^3 = 5,85;$$

oldindan taranglashtirilmaydigan armaturalar uchun -

$$\alpha = E_s / E_b = 2,0 \cdot 10^5 / 32,5 \cdot 10^3 = 6,15; \alpha = 1,7 \cdot 10^5 / 32,5 \cdot 10^3 = 5,23.$$

Armaturani cho'zib taranglashtirish uchun beriladigan dastlabki kuchlanish (11.1) shartlardan

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser} \text{ va } \sigma_{sp} - p \geq 0,3 R_{s,ser}$$

aniqlanadi.

Armatura mexanik usulda cho'zib taranglashtirilganligi uchun $p = 0,05 \times \sigma_{sp} = 720 \text{ MPa} < R_{s,ser} = 785 \text{ MPa}$ qabul qilib yuqoridagi shartlar tekshiriladi:

$$\sigma_{sp} + p = 720 + 0,05 \times 720 = 756 \text{ MPa} \leq R_{s,ser} = 785 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{sp} - p \geq 720 - 0,05 \times 720 = 684 \text{ MPa} > 0,3 R_{s,ser} = 0,3 \times 785 = 235,5 \text{ MPa}.$$

Shartlar bajarilayapti. Oldindan beriladigan kuchlanish to'g'ri qabul qilingan.

7.2. Kesim geometrik xarakteristikalarini aniqlash

Misol 29. 28 misolda keltirilgan ma'lumotlardan foydalanib to'sinning geometrik xarakteristikolari aniqlansin.

Yechimi. To'sinning keltirilgan ko'ndalang kesim yuzasi (II.12-rasmga qarang) (11.28) formuladan

$$A_{red} = (40 - 20)10 + 20 \times 60 + 5,85 \times 9,82 = 1457,45 \text{ sm}^2.$$

Chetki (pastki) cho'ziladigan tolalarga nisbatan olingan, to'sin keltirilgan kesim yuzasining statik momenti (11.29) formuladan:

$$S_{red} = (40 - 20)10(60 - 5) + 20 \times 60 \times 30 + 5,85 \times 9,82 \times 5 = 47287,2 \text{ sm}^3.$$

Keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markazidan chetki (pastki) cho'ziladigan tolalargacha bo'lgan masofa (11.30) formuladan

$$y = 47287,2 / 1457,45 = 32,44 \text{ sm.}$$

siqilgan (yuqori) tolalargacha bo'lgan masofa esa, (11.31) formuladan

$$y' = h - y = 60 - 32,44 = 27,56 \text{ sm.}$$

Keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markazidan A_{sp} va A'_s armaturalarning og'irlik markazlarigacha bo'lgan masofalar

$$y_{sp} = 32,44 - 5 = 27,44 \text{ sm.}$$

To'sin keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markaziga nisbatan olingan inersiya momenti (11.32) formuladan:

$$I_{red} = (40 - 20) 10^3 / 12 + (40 - 20)10 (55 - 32,44)^2 + 20 \times 60^3 / 12 + 20 \times 60 (30 - 32,44)^2 + 5,85 \times 9,72 \times 27,44^2 = 513416,16 \text{ sm}^4.$$

To'sin cho'zilgan zonasi bo'yicha, keltirilgan kesim yuzasining elastik moment qarshiligi

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y} = 513416,16 / 32,44 = 15826,6 \text{ sm}^3,$$

siqilgan zonasi bo'yicha esa,

$$W'_{red} = \frac{J_{red}}{h - y} = 513416,16 / 27,56 = 18629,0 \text{ sm}^3.$$

To'sin keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markazidan, kesimning cho'zilgan zonasidan eng uzoq joylashgan shartli yadro nuqtasigacha bo'lgan masofa

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1,0 \times \frac{15826,6}{1457,45} \approx 10,86 \text{ sm.}$$

siqilgan zonadan eng uzoq joylashgan shartli yadro nuqtasigacha bo'lgan masofa esa,

$$r = 1,0 \times \frac{18629}{1457,45} = 12,78 \text{ sm,}$$

bu yerda, $\varphi = 1,0$ deb qabul qilinadi.

To'sin ko'ndalang kesim yuzasining cho'zilgan zonasi bo'yicha elastik-plastik qarshilik momenti:

$$W_{pl} = 1,75 \times 15826,6 = 27696,55 \text{ sm}^3$$

siqilgan zonasi bo'yicha bo'lsa,

$$W'_{pl} = 1,5 \times 18629,0 = 27943,5 \text{ sm}^3.$$

Mustaqil yechish uchun misollar bo'yicha ma'lumotlar II.28 jadvalda keltirilgan.

7.3. Taranglashtirilgan armaturadagi kuchlanishlarning kamayishini aniqlash

Misol 30. 28 va 29 misollarda berilgan ma'lumotlardan foydalanib taranglashtiriladigan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning kamayishi hisoblansin.

Yechimi. To'sin tayyorlanguncha zo'riqtirilgan armaturadagi kuchlanishlarning kamayishi 11.3 bobda keltirilgan formulalardan aniqlanadi.

Kuchlanishlarning birinchi guruh kamayishlari:

1) armaturadagi kuchlanishning relaksatsiyalanishi natijasida,

$$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} - 20 = 0,1 \times 720 - 20 = 52 \text{ MPa};$$

2) temperaturaning farqi natijasida,

$$\sigma_2 = 1,25 \times \Delta t = 1,25 \times 65 = 81,25 \text{ MPa};$$

3) armaturani tortib taranglashtirish uchun ishlatiladigan uskunada joylashgan ankerlarning deformatsiyalanishi natijasi,

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s = \frac{5,45}{13000} = 1,9 \cdot 10^{-5} = 79,7 \text{ MPa,}$$

bu yerda: $\Delta l = 1,25 + 0,15 \times 28 = 5,45 \text{ mm}$. l - taranglashtiriladigan armatura uzunligi.

4) betonning qisqa vaqt ichida sirpanuvchanligidan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning kamayishini topish uchun, oldindan zo'riqtiruvchi kuchning qiymati aniqlanadi:

$$P = 9,82 (1,0 \times 720 - 52 - 81,25 - 79,7) = \\ = 4979 \text{ MPa} \cdot \text{sm}^2 = 497,9 \text{ kN}.$$

II.28 jadval. Geometrik xarakteristikalarini hisoblashga doir

Variant	Element kesimi o'lchamlari, mm		Beton sinfi	Armatura diametri, soni va sinfi
	<i>b</i>	<i>h</i>		
1	40	60	B15	4Ø18 A500
2	35	70	B20	4Ø25 A600
3	25	50	B25	4Ø16 A800
4	30	50	B30	4Ø18 A500
5	20	50	B35	4Ø18 A600
6	25	60	B40	4Ø18 A800
7	30	80	B15	4Ø15 K-7
8	30	75	B20	4Ø15 K-7
9	30	50	B25	4Ø18 A600
10	20	50	B30	4Ø18 A800
11	25	60	B35	4Ø18 A800
12	30	80	B45	4Ø15 K-7
13	30	75	B25	4Ø15 K-7
14	30	50	B20	4Ø18 A600
15	20	50	B25	4Ø18 A800

R kuch qo'yilgan nuqtadan elementning keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markazigacha bo'lgan masofa $e_{op} = 32,44 - 5 = 27,44 \text{ sm}$.

Zo'riqtiruvchi *R* kuch ta'siridan to'sinning taranglashgan armaturasi joylashgan sathda betondagi kuchlanish:

$$\sigma_{bp} = \frac{497,9(10)}{1457,45} + \frac{497,9(10) \cdot 27,44 - 65,88 \cdot 10^3}{513416,16} \cdot 27,44 \approx 7,2 \text{ MPa},$$

bu yerda to'sin xususiy og'irligidan hosil bo'lgan eguvchi moment:

$$M_{x.o} = q_{x.o} \times l^2 / 8 = 3,66 \times 12,0^2 / 8 = 65,88 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$q_{\text{a.o.}} = 0,14 \times 1,0 \rho_{\text{b.}} \gamma_r \gamma_n = 0,14 \times 1,0 \times 25,0 \times 1,1 \times 0,95 = 3,66 \text{ kH/m.}$$

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 7,2 / 24 = 0,3 < \alpha = 0,25 + 0,025 \times 24 = 0,85$$

bo'lganligi uchun,

$$\sigma_6 = 0,85 \times 40 \times 0,3 = 10,2 \text{ MPa.}$$

To'sin tayyorlanguncha armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning jami kamayishi (birinchi guruh kamayishlar):

$$\sigma_{\text{loss},1} = 52 + 81,25 + 79,7 + 10,2 = 223,15 \text{ MPa.}$$

To'sin tayyorlangandan so'ng armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning kamayishi (ikkinchi guruh kamayishlar):

5) betonning qotishi natijasida hajmiy qisqarishidan (betonga atmosfera bosimi ostida, issiqlik ta'sirida ishlov beriladi) sinfi. B40 bo'lgan beton uchun $\sigma_8 = 40 \text{ MPa}$;

6) betonning davomli sirpanuvchanligidan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning kamayishini topish uchun, oldindan zo'riqtiruvchi R kuchning qiymati aniqlanadi:

$$P = 9,82 (1,0 \times 720 - 223,15) = 4879,0 \text{ MPa} \cdot \text{sm}^2 = 487,9 \text{ kN.}$$

Taranglashgan armatura sathidagi betondagi kuchlanish

$$\sigma_{bp} = \frac{487,9 \cdot (10)}{1457,45} + \frac{487,9(10) \times 27,44 - 65,88 \times 10^3}{513416,16} 27,44 =$$

$$= 6,974 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 6,974 / 24 = 0,29 < \alpha = 0,75 \text{ bo'lganligi uchun;}$$

$$\sigma_9 = 150 \times 0,85 \times 0,29 \approx 37,0 \text{ MPa.}$$

To'sin tayyorlangandan so'ng armaturadagi kuchlanishlarning jami kamayishi (ikkinchi guruh kamayishlar):

$$\sigma_{\text{loss},2} = 40 + 37 = 77 \text{ MPa;}$$

kuchlanishlarning umumiy kamayishi esa,

$$\sigma_{\text{loss}} = 223,15 + 77 \approx 300 \text{ MPa.}$$

Mustaqil yechish uchun misollar bo'yicha ma'lumotlar II.29 jadvalda keltirilgan.

II.29 jadval. Oldindan taranglashtiriladigan armaturadagi kuchlanishlarning kamayishini aniqlash bo'yicha ma'lumotlar

Variant	Armaturani tortib taranglash usuli	To'sin uzunigi L, m	Armaturani tayanchlardan bo'shatish vaqtidagi betonning mustahkamligi, R_{bp}, MPa	Beton sinfi, B	Taranglashtirila digan armatura sinfi	Armatura yuzasi, sm^2		Koeffitsiyent, γ_{b2}
						A_s	A'_s	
1	Tayanchlarga	12	11,0	20	A600 (AIV)	10,18	2,26	1,0
2	Qolipga	14	11,0	25	A800 (AV)	12,56	3,08	0,9
3	Tayanchlarga	16	11,0	30	A1000 (AVI)	15,2	4,02	1,1
4	Qolipga	18	11,0	35	A400v	19,63	5,09	0,9
5	Tayanchlarga	21	11,0	15	At400 (AtIV)	24,63	6,28	1,0
6	Qolipga	24	15,5	40	K-7	11,4	7,6	0,9
7	Tayanchlarga	12	15,5	40	A1000 (AVI)	14,73	9,82	1,1
8	Qolipga	14	11,0	30	A400v	18,47	4,02	0,9
9	Tayanchlarga	16	15,5	30	At1000 (AtVI)	12,56	5,09	1,0
10	Qolipga	18	11,0	20	A400v	15,2	6,28	0,9
11	Tayanchlarga	21	11,0	15	A800 (AV)	19,63	7,6	1,0
12	Qolipga	24	15,5	30	K-7	14,73	9,82	1,1

7.4. Kesimlarni darz ketishga tekshirish

Misol 31. Yuqorida, 28 misolda keltirilgan ma'lumotlardan foydalanib to'sin normal kesim bo'yicha darz ketishga tekshirilsin. Tashqi yuk ta'siridan hosil bo'ladigan eguvchi moment qiymati $M_r = 169,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Yechimi. Armaturaga berilgan dastlabki kuchlanishlarning umumiy kamayishini e'tiborga olib va armaturani tortib taranglashdagi aniqlik koeffitsiyentini $\gamma_{sp} = 1,0$ deb qabul qilib, oldindan zo'riqtiruvchi R kuch qiymati (11.24) formuladan aniqlanadi:

$$P = 9,82(1,0 \times 720 - 300) = 4124,4 \text{ MPa} \times \text{sm}^2 = 412,44 \text{ kN}.$$

Zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan, to'sin ko'ndalang kesimining

cho'zilgan zonasidan eng uzoq joylashgan shartli yadro nuqtasiga nisbatan olingan moment (18.12) formuladan aniqlanadi:

$$M_{rp} = 412,44 (10,86 + 27,44) = 15796,4 \text{ MPa}\cdot\text{sm}^2 \approx 15796 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

$$M_{erc} = 2,1 \times 27696,55 (10^2) + 157960 (10^2) = 216122 \text{ N}\cdot\text{sm} = 216,1 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

(18.10) shart bajarilganligi uchun ($M_r = 169,8 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{erc} = 216,1$), to'sinning cho'zilgan zonalarida darz ketmaydi.

To'sinni tayyorlashda zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan uning yuqori, cho'zilgan tolalarida darz ketish-ketmasligi (18.11) formuladan tekshiriladi:

$$P(e_{op} - r) - M_{l,x,o} \leq R_{bt,ser} \times W'_{pl},$$

$$412,44 (27,44 - 12,78) - 65,88 (10^2) =$$

$$= -541,6 \text{ kN}\cdot\text{sm} < 1,87 \times 27943,5 \cdot 10^{-1} = 5225,4 \text{ kN}\cdot\text{sm},$$

bu yerda, $M_{l,x,o} = 65,88 (10^2) \text{ kN}\cdot\text{m}$ - to'sin xususiy og'irligidan eguvchi moment.

Shart bajarilganligi uchun R zo'riqtiruvchi kuch ta'siridan to'sinning yuqori cho'zilgan tolalarida darz ketmaydi. Yuqorida keltirilgan shartda $R_{bt,p}$ ning qiymati R_{bt} ning qiymatiga qarab olinadi; $R_{bt,p} = 24 \text{ MPa}$, $R_{bt} = 1,87 \text{ MPa}$.

To'sin bo'ylama o'qiga normal bo'lgan ko'ndalang kesim yuzasi qabul qiladigan va darz ketish holatiga mos keladigan eguvchi momentning qiymati (18.7) formuladan topiladi:

Misol 32. Yuqorida, 28 misolda keltirilgan ma'lumotlardan foydalanib to'sin qiya kesimi bo'yicha darz ketishga chidamliligi tekshirilsin. To'sin tayanch zonasidagi maksimal kesuvchi kuchning miqdori $Q = 57,36 \text{ kN}$.

Yechimi. To'sinning qiya kesimi bo'yicha darz ketishga chidamliligi to'sin chetlarida, kuchlanishlarni uzatish zonasi l_p chegarasida oldindan berilgan σ_{sp} kuchlanishning kamayishini hisobga olib to'sin keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markazida tekshiriladi.

Zo'riqtirilgan armaturaning betonga ankerlanish zonasining uzunligi l_p (12.1) formuladan topiladi:

$$l_p = \left(\omega_p \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d = \left(0,25 \frac{507}{24} + 10 \right) 25 = 382 \text{ mm},$$

bu yerda, $\sigma_{sp} = 720 - (52 + 81,25 + 79,7) \approx 507$ MPa.

(12.1) jadvaldan qovurg'ali armatura uchun $\omega_p = 0,25$; $\lambda_p = 10$.

To'sin tayanchdan $x = 180$ mm $< l_p = 382$ mm, masofadagi kesuvchi kuchning qiymati

$$Q(x) = Q - a \times q \times x \times \gamma_f \times \gamma_n =$$

$$57,36 - 3(2,9 + 0,5) 0,18 \times 0,95 \times 1,0 = 55,62 \text{ kN},$$

bu yerda: a - to'sin qadami, 3,0 m; $q = (2,9 + 0,5)$ kN/m²- 1 m² yuzaga ta'sir qiladigan jami yuk miqdori; $x = 180$ mm.

Tayanchdan $x = 180$ mm masofada to'sin qovurg'asining ko'ndalang kesimidagi zo'riqtiruvchi kuchning qiymati:

$$P_x = P_2 \frac{x}{l_p} = 412,44 \times \frac{180}{382} = 194,3 \text{ kH}.$$

Bu kuch ta'siridan normal kuchlanishning qiymati, (10.36) formuladan [7],

$$\sigma_x = \frac{-194,3(10)}{1457,45} = -1,33 \text{ MPa}$$

To'sin keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markaziga nisbatan, siljiydigan qismi kesimining statik momenti:

$$S_{red} = (b' - b)h' (y - h'/2) + b y^2/2 =$$

$$= (40 - 20)10(27,56 - 10/2) + 20 \times 27,56^2/2 = 12107,5 \text{ sm}^3.$$

To'sin qovurg'asining ko'ndalang kesimidagi urinma kuchlanishning qiymati (10.40) formuladan [7] topiladi:

$$\tau_{xy} = \frac{55,62(10) \times 12107,5}{20 \times 513416,16} = 0,65 \text{ MPa}.$$

To'plangan kuch (to'sinning tayanch reaksiyasidan) ta'siridan mahalliy kuchlanishni topish uchun quyidagilar hisoblanadi:

$$\alpha = x/h = 18/60 = 0,3; \beta = y/h = 27,56/60 = 0,46.$$

Mahalliy kuchlanishning qiymati (10.39) formuladan [7]:

$$\sigma_{y,loc} = \frac{57,3(10)}{20 \times 60} \frac{(0,46)^2}{1,57} \left| \frac{3 - 2 \times 0,46}{(1 + 0,3^2)^2} - \frac{0,46}{(0,3^2 + 0,46^2)^2} \right| =$$

$$= -0,21 \text{ MPa}.$$

Bosh cho'zuvchi va bosh siquvchi kuchlanishlarning qiymatlari

(10.35) formuladan [7] hisoblanadi:

$$\sigma_{mc}^{mt} = \frac{-1,33 - 0,21}{2} \pm \sqrt{\frac{(-1,33 + 0,21)^2}{4} + 0,65^2} =$$

$$= (-0,77 \pm 0,86) \text{ MPa} :$$

bosh cho'zuvchi kuchlanish $\sigma_{mt} = -0,77 + 0,86 = 0,09 \text{ MPa}$;

bosh siquvchi kuchlanish $\sigma_{mc} = -0,77 - 0,86 = -1,63 \text{ MPa}$.

(10.33) shartga [7] muvofiq,

$$\sigma_{mt} = 0,09 \text{ MPa} < 1,0 \times 2,1 = 2,1 \text{ MPa}$$

bo'lganligi uchun, to'sin qovurg'asining qiya kesimi bo'yicha darz ketmaydi. Bu yerda,

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - 1,68/29}{0,2 + 0,01 \times 40} = 1,57 > 1,0$$

bo'lganligi uchun, $\gamma_{b4} = 1,0$ deb qabul qilinadi.

8. DEFORMATSIYA BO'YICHA HISOBLASH

Misol 33. Yuqorida, 31 va 32 misolda keltirilgan ma'lumotlardan foydalanib to'sinning salqiligi aniqlansin.

To'sinning cho'zilgan zonalarida darz ketmaganligi uchun, uning egriligi (20.1) formuladan, salqiligi esa, (20.2) formuladan hisoblanadi.

Qisqa vaqt ta'sir qiladigan yuklardan to'sinning egriligi (20.2) formuladan:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{25 \cdot 10^5}{0,85 \times 32,5 \times 10^3 (100) 513416,16,7} = 0,176 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{cm}};$$

salqiligini esa, (20.21) formuladan :

$$f_1 = \frac{5}{48} \cdot 0,176 \cdot 10^{-5} (1184)^2 = 0,257 \text{ cm}.$$

Doimiy va uzoq vaqt ta'sir qiladigan yuklardan to'sinning egriligi (20.2) formuladan:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{144,8 \cdot 10^5 \times 2}{0,85 \times 32,5 \cdot 10^3 (100) 513416,16} = 2,04 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{cm}}.$$

salqiligi esa,

$$f_2 = \frac{5}{48} 2,04 \times 10^{-5} (1184)^2 = 2,98 \text{ cm},$$

bu yerda, havoning namligi $\varphi_{inf} > 40 \%$ bo'lganligi uchun, $\gamma_{b2}=2$; betonning qisqa vaqt ichida sirpanuvchanligini e'tiborga oladigan koeffitsiyent $\gamma_{b1}=0,85$.

Oldindan zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan to'sinning bukilishdagi egriligi (20.4) formuladan:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_s = \frac{412,44 \times 10^3 \times 27,44}{0,85 \times 32,5 \cdot 10^3 (100) 513416,16} = 0,8 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{cm}},$$

bukilishi esa,

$$f_3 = \frac{1}{8} \times 0,8 \times 10^{-5} (1184)^2 = 1,40 \text{ cm}.$$

Betonning hajmiy qisqarishi va zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan beton deformatsiyasining oshishi (betonning sirpanuvchanligidan) natijasida, to'sinning bukilishdagi egriligini (20.5) formuladan:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{45,8 \cdot 10^{-5} - 21,0 \cdot 10^{-5}}{55} = 0,45 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{cm}};$$

bu yerda, (20.6) ifodalarga muvofiq:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s} = \frac{87}{1,9 \cdot 10^{-5}} = 45,8 \times 10^{-5}; \quad \varepsilon'_b = \frac{\sigma'_f}{E_s} = \frac{40}{1,9 \cdot 10^{-5}} = 21,0 \times 10^{-5}.$$

(20.7) va (20.8) ifodalarga binoan esa,

$$\sigma_b = 10,2 + 40 + 37 \approx 87 \text{ MPa}; \quad \sigma'_b = 0 + 40 + 0 = 40 \text{ MPa}.$$

Betonning hajmiy qisqarishi va zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan beton deformatsiyasining oshishi natijasida to'sinning bukilishi:

$$f_4 = \frac{1}{8} \cdot 0,45 \times 10^{-5} (1184)^2 = 0,79 \text{ sm}.$$

To'sinning umumiy salqiligi quyidagiga teng:

$$f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4 = 0,257 + 2,98 - 1,40 - 0,79 = 1,047 \text{ cm} \approx 1,05 \text{ sm} < [3 \text{ sm}].$$

To'sinning salqiligi ruxsat etilgan salqilikdan kam. To'sin ekspluatatsiya qilish talabiga javob beradi.

III BO'LIM. LABORATORIYA MASHG'ULOTLARI

Darslikda o'quv dasturida tavsiyasi etilgan ikkita laboratoriya ishini bajarish bo'yicha tushuntirish berilgan:

1. *Egilishga ishlaydigan temirbeton to'sinni normal kesim bo'yicha buzilishga sinash;*

2. *Egilishga ishlaydigan temirbeton to'sinni qiya kesim bo'yicha buzilishga sinash.*

Har bir laboratoriya ishini bajarish bo'yicha material quyidagi tartibda keltirilgan:

1. *Ishni bajarishdan maqsad;*

2. *Beton va armaturaning mustahkamlik va deformatsiya xarakteristikalarini aniqlash;*

3. *Sinov namunalarining konstruksiyasi (geometrik o'lchamlari va armaturalash sxemasi);*

4. *Namunalarni yuklash sxemasi va o'lchov asboblari o'rnatish;*

5. *Nazariy yoriqbardoshlik momentini aniqlash;*

6. *Sinov namunasining buzilish holatidagi eguvchi momentning nazariy miqdorini aniqlash;*

7. *Yuklash bosqichini aniqlash;*

8. *Temirbeton namunani sinash (sinov namunasining buzilish holatidagi eguvchi momentning tajribaviy qiymatini aniqlash).*

9. *Sinov natijalarga ishlov berish.*

Har bir laboratoriya ishini bajarishda texnika xavfsizligiga rioya qilish bo'yicha ko'rsatmalar keltirilgan.

Har bir laboratoriya ishi bo'yicha o'zlashtirilgan bilimlarni mustahkamlash uchun nazorat savollari keltirilgan.

III.1. LABORATORIYA ISHI №1

Mavzu: Egiladigan elementni normal kesim bo'yicha buzilishga sinash

1. Ishni bajarishdan maqsad: normal kesim bo'yicha buziladigan egiladigan to'sinning mustahkamligi, yoriqbardoshligi va deformatsiyasini tadqiq etish.

2. Armatura va betonning mustahkamlik va deformatsiyalanuvchanlik xarakteristikalarini aniqlash.

Tadqiqotni o'tkazish uchun asosiy sinov namunalari – temirbeton to'sinlar bilan birga yordamchi namunalar tayyorlanadi. Yordamchi namunalar sifatida qirrasining o'lchami 150 mm (yoki o'lchami 100 mm) bo'lgan uch dona kub va uch dona armatura sterjenlari tayyorlanadi.

Temirbeton to'sin va yordamchi beton namunalar bir vaqtda tayyorlanib harorati $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$ va nisbiy namligi $\geq 90\%$ bo'lgan sharoitda 28 kun davomida saqlanadi. Yordamchi namunalar sifatida qirrasining o'lchami 100 mm bo'lgan beton kublar ham sinalishi mumkin. U vaqtda beton mustahkamligi 0,95 koeffitsiyentga ko'paytiriladi.

Asosiy namuna - temirbeton to'sinni armaturalash uchun ishlatilgan armaturaning diametri kichik bo'lganda sinov namunasi sifatida uzunligi 100 mm bo'lgan sterjenlar qabul qilinishi mumkin.

Yordamchi beton namunalar - kublar asosiy sinov namunalari temirbeton to'sinni sinashdan bir kun oldin, lekin 28 kundan kam bo'lmagan muddatda sinaladi (III. 1- rasm).

Qirralarining o'lchami 150 mm (standart namuna) bo'lgan uchta yordamchi beton namuna sinalganda quyidagi natijalar olingan:

$$R_1=30 \text{ MPa}; R_1=31 \text{ MPa}; R_1=32 \text{ MPa}.$$

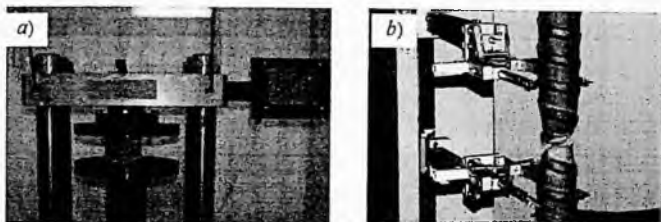
Beton kubning o'rtacha mustahkamligi –

$$R_m = \frac{R_1 + R_2 + R_3}{3} = 31 \text{ MPa}.$$

O'rtacha kubik mustahkamlikka mos bo'lgan betonning prizmatik mustahkamligi (5.1) formuladan: $R_b = (0,77 - 0,001 R_m) R_m = 22,9 \text{ MPa}.$

$R_b = 22,9$ MPa mustahkamlikka mos bo'lgan betonning o'q bo'yicha cho'zilishdagi mustahkamligi (5.3) formuladan $R_{bt} = 1,85$ MPa.

$R_b = 22,9$ MPa mustahkamlikka mos bo'lgan betonning boshlang'ich elastik moduli (5.17) formuladan $E_b = 34236$ MPa.



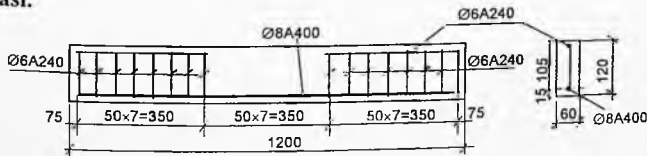
III.1-rasm. Beton kubni (a) va armaturani (b) sinash

Armatura namunalari: diametri 8 mm bo'lgan A400 sinfli 3 dona sterjen sinalganda (III.1,b-rasm) armaturaning oqish chegarasiga mos bo'lgan qarshiliklar olingan; $R_{s1} = 435$ MPa; $R_{s2} = 440$ MPa; $R_{s3} = 445$ MPa.

Armaturaning o'rtacha qarshiligi:

$$R_{sm} = \frac{R_{s1} + R_{s2} + R_{s3}}{3} = 440 \text{ MPa.}$$

3. Asosiy sinov namunasi – temirbeton to'sinning konstruksiyasi.



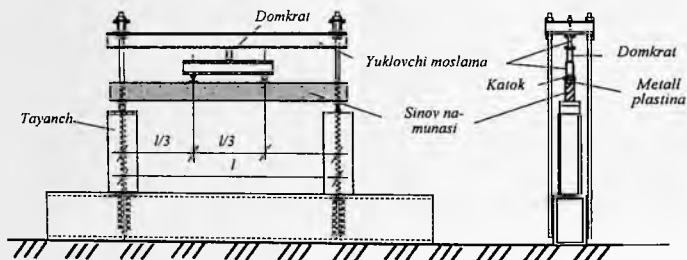
III.2-rasm. Sinov namunasi

4. Namunalarni yuklash sxemasi va o'lchov asboblari o'rnatish.

Temirbeton to'sin maxsus yasalgan sinov uskunasi (III.3-rasm). Temirbeton to'sin gidravlik domkrat yordamida yuklanadi. Yuklash uskunasi gidravlik domkrat, nasos stansiyasi va

manometrdan iborat.

Yuklash uskunasi namunaviy dinamometrlar yordamida tarirovka qilinadi. Bunda manometr ko'rsatgichi bilan domkratda hosil bo'ladigan kuch orasidagi bog'lanish grafigi tuziladi (III.4-rasm).



III.3-rasm. Sinov namunasi

To'sin shunday yuklanishi kerakki, to'sin ravog'ining o'rta qismida sof egilish zonasi paydo bo'lsin. Bu armaturadagi cho'zilish va betondagi siqilish deformatsiyalarini sof egilish zonasining bir-necha nuqtalarida o'lchash imkonini beradi.



III.4-rasm

yopishtirilgan bazasi 20 mm bo'lgan, betondagi deformatsiyalar beton sirtiga yopishtirilgan bazasi 50 mm bo'lgan tenzorezistorlar yordamida o'lchanadi. T1...T2 tenzorezistorlar to'sinning eng ko'p

cho'ziladigan pastki tomonida yopishtiriladi. T8 va T9 tenzorezistorlar to'sinning eng ko'p siqiladigan yuqori tomonida yopishtiriladi. T10 va T11 tenzorezistorlar cho'zaladigan ikkita armatura sirtlariga yopishtiriladi.

To'sin vertikal yuklar bilan yuklanganda uning tayanchlaridagi moslamalar deformatsiyalanadi. Bu deformatsiyalar (salqiliklar) P1 va P3 indikatorlar yordamida o'lchanadi. To'sinning o'rta qismining salqiligi esa, P2 indikatorlar yordamida o'lchanadi (III.5-rasm).

Tenzorezistorlar va indikatorlar ko'rsatgichlari bo'yicha beton va ar-maturalardagi deformatsiyalar quyidagi formuladan

$$\epsilon_b(\epsilon_{bt}) = \Delta T \times (\text{SH.B.K.})k, \quad (\text{III.1})$$

to'sinning salqiligi esa, quyidagi formuladan hisoblanadi:

$$f = \left(\Delta \Pi_2 - \frac{\Delta \Pi_1 + \Delta \Pi_3}{2} \right) \times (\text{SH.B.K.})k, \quad (\text{III.2})$$

bu yerda: ΔT va $\Delta \Pi$ yuk qo'yilguncha va qo'yilgandan keyin mos o'lchov asbobidan olingan sanoqlar farqi;

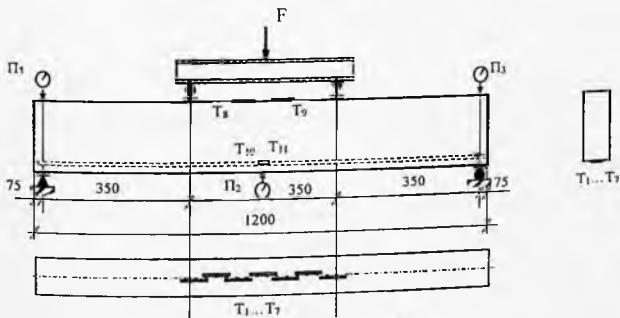
SH.B.K. - mos o'lchov asbobi shkalasining bo'lmalari qiymati.

k - o'lchov asbobi pasporti bo'yicha xatolik koeffitsiyenti.

To'sin xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan yuk

$$g = b \times h \times \rho = 0,06 \times 0,12 \times 25 = 0,18 \text{ kN/m}.$$

$$\text{Eguvchi moment} - M_{x.o.} = \frac{g l_0^2}{8} = \frac{0,18 \times 1,05^2}{8} = 0,0248 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$



III.5-rasm. To'sinda o'lchov asboblari o'rnatish sxemasi

Yuklovchi moslama og'irligi $G_{mosl} = 20 \text{ kg}$.

Yuklovchi moslama og'irligidan sof egilish zonasidagi eguvchi moment

$$M_{moc} = \frac{G}{2} \times \frac{l_0}{3} = \frac{0,2 \times 1,05}{6} = 0,035 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Buzilish bosqichida to'sin ravog'i o'rtasidagi maksimal eguvchi moment

$$M_u^{\max} = F_u^{\max} \frac{l_0}{6} + M_{x.o.} + M_{moc} \text{ (kN}\cdot\text{m)}. \quad (\text{III.3})$$

Yoriq paydo bo'lish bosqichida to'sin ravog'i o'rtasidagi maksimal eguvchi moment -

$$M_{crc}^{\max} = F_{ucrc}^{\max} \frac{l_0}{6} + M_{x.o.} + M_{moc} \text{ (kN}\cdot\text{m)}. \quad (\text{III.4})$$

4. Nazariy yoriqbardoshlik momentini aniqlash.

Egiladigan to'sinning nazariy yoriqbardoshlik momentini darslikning birinchi qismi 15 bobda keltirilgan formulalar bo'yicha aniqlaymiz.

To'sin ko'ndalang kesimining keltirilgan yuzasi (11.28) formuladan

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s = 6 \times 12 + 5,84 \times 0,503 = 75,0 \text{ sm}^2,$$

bu yerda, $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \times 10^5}{34236} = 5,84.$

To'sin pastki qirrasiga nisbatan kesim yuzasining keltirilgan statik momenti (11.29) formuladan:

$$S_{red} = S_b + \alpha S_s = 6 \times 12 \times \frac{12}{2} + 5,84 \times 0,503 \times 1,5 = 436,4 \text{ sm}^2.$$

To'sin pastki qirrasidan keltirilgan kesim og'irlik markazigacha bo'lgan masofa (11.30) formuladan: $y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{436,4}{75} = 5,8 \text{ sm}.$

To'sin keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markaziga nisbatan inersiya momenti (11.32) formuladan

$$\begin{aligned} J_{red} &= J_b + \alpha J_s = \frac{6 \times 12^3}{12} + 6 \left(\frac{12}{2} - 5,8 \right)^2 + 5,84 \times 0,503 \times (5,8 - 1,5)^2 = \\ &= 864 + 2,88 + 54,31 = 921,2 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

To'sin pastki cho'ziladigan tolasi uchun moment qarshiligi:

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y} = \frac{921,2}{5,8} = 158,8 \text{ sm}^3.$$

Nazariy yoriqbardoshlik momenti (18.7) formuladan $R = 0$ qabul qilib hisoblanadi

$$M_{erc}^{naz} = R_{bt} \times W_{pl} = 1,85 \times 277,9 = 514,1 \text{ MPa} \cdot \text{cm}^3 \approx 0,514 \text{ kH} \cdot \text{m}$$

bu yerda, $W_{pl} = \gamma \times W_{red} = 1,75 \times 158,8 = 277,9 \text{ cm}^3$.

Nazariy yoriqbardoshlikka mos keladigan tashqi kuch

$$F_{erc,u} = \frac{6 \cdot (M_{erc} - M_{x.o.} - M_{moc})}{l_0} = \frac{6 \cdot (0,514 - 0,0248 - 0,035)}{1,05} = 2,595 \text{ kH}.$$

5. Nazariy buzuvchi kuchni aniqlash.

(13.7) formuladan siqilish zonasining balandligini aniqlaymiz

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{440 \times 0,503}{22,7 \times 6} = 1,62 \text{ sm}.$$

Siqilish zonasining nisbiy balandligi

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1,62}{10,5} = 0,154.$$

Siqilish zonasi nisbiy balandligining chegaraviy qiymatini (13.1) formuladan aniqlaymiz: $\omega = 0,85 - 0,008 \times 22,7 = 0,668$;

$$\xi_R = \frac{0,668}{1 + \frac{440}{400} \left(1 - \frac{0,668}{1,1} \right)} = \frac{0,668}{1,432} = 0,466.$$

$\xi = 0,154 < \xi_R = 0,466$ bo'lganligi uchun temirbeton to'sinning buzilishi cho'zilgan armatura tomonidan boshlanadi (I holat).

Nazariy buzuvchi momentni (13.4) formuladan hisoblaymiz:

$$M_u^{naz} = 22,9 \times 6 \times 1,62(10,5 - 0,5 \times 1,62) = 2156,8 \text{ MPa} \cdot \text{cm}^3 \approx 2,157 \text{ kH} \cdot \text{m}.$$

(III.3) formuladan nazariy buzuvchi kuchni aniqlaymiz

$$F_u^{naz} = \frac{6(M_u^{naz} - M_{x.o.} - M_{moc})}{l_0} = \quad (III.5)$$

$$= \frac{6(2,157 - 0,0248 - 0,035)}{1,05} \approx 12,0 \text{ kH}$$

6. Yuklash jarayonining har bir bosqichida beriladigan yuk miqdorini aniqlash.

Har bir bosqichda beriladigan yuk miqdori buzuvchi yukning 5-10% ni tashkil qiladi.

Tashqi yuk miqdori $F = 0$ dan $0,9 \times F_{crc}^{has} = 0,9 \times 2,592 = 2,3$ kN gacha o'zgarganda- $\Delta F \leq 0,1 F_{crc}^{has} = 0,1 \times 2,592 = 0,26$ kN.

Tashqi yuk miqdori $F = 2,3$ kN dan $F = 1,3 \times 2,3 = 3$ kN gacha o'zgarganda-

$$\Delta F \leq 0,05 F_{crc}^{has} = 0,05 \times 2,592 = 0,13 \text{ kN.}$$

$$\Delta F = 0,1 F_{ii}^{has} = 0,1 \times 12 = 1,2 \text{ kN - to'sin buzilguncha.}$$

Yukning miqdori $F = 0,8 F_{ii}^{has} = 0,8 \times 12 = 9,6$ kN ga yetganda o'lchov asboblari shikast yetkazmaslik uchun ular sinov namunasidan yechib olinadi.

7. Temirbeton to'sinni sinash.

Temirbeton namuna -to'sin sinov uskunasi o'rnatilgandan keyin u bosqichma-bosqich yuklanadi. Har bir bosqichda o'lchov asboblari – tenzorezistorlar va indikatorlardan sanoqlar olinadi. To'sin cho'zilgan zonasida paydo bo'ladigan yoriqlar to'sin sirtida tush bilan belgilanadi va raqamlanadi. Yoriqlarning ochilish kengligi cho'zilgan armatura sathida MPB-2 mikroskopi bilan o'lchanadi. Hamma sanoqlar №1 va №2 jadvallarga kiritiladi.

III.1- jadval

F yuk, kN	Tenzorezistorlar bo'yicha olingan sanoqlar farqi									
	T ₁	ΔT ₁	T ₂	ΔT ₂	T ₃	ΔT ₃	T ₄	ΔT ₄	T ₅	ΔT ₅
0										
0,2										
0,4										
0,6										

III.1- jadval davomi

F yuk, kN	Tenzorezistorlar bo'yicha olingan sanoqlar farqi											
	T ₆	ΔT ₆	T ₇	T ₇	T ₈	ΔT ₈	T ₉	ΔT ₉	T ₁₀	ΔT ₁₀	T ₁₁	ΔT ₁₁
0												
0,2												
0,4												
0,6												

III.2- jadval

F yuk, kN	Indikator bo'yicha olingan sanoqlar farqi						Salqilik, f, mm	Yoriqlarning ochilish kengligi, mm			
	P ₁	ΔP ₁	P ₂	ΔP ₂	P ₃	ΔP ₃		a ₁	a ₂	a ₃	a ₄
0											
0,2											
0,4											
0,6											

8. Sinov natijalariga ishlov berish.

Sinov natijalari bo'yicha quyidagi grafiklar tuziladi:

IV.6- rasm - tashqi yuk bilan siqilgan beton deformatsiyasi;

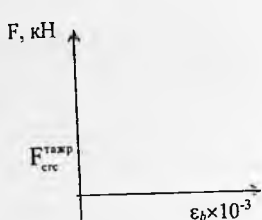
IV.7- rasm - tashqi yuk bilan siqilgan beton deformatsiyasi;

IV.8- rasm - tashqi yuk bilan cho'zilgan armatura deformatsiya-
si;

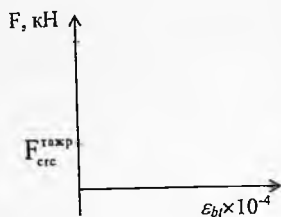
IV.9- rasm - tashqi yuk bilan salqilik.

To'sin cho'zilgan zonasida yoriq paydo bo'lgan bosqichda taj-
ribadan aniqlangan tashqi yuk $F_{cre}^{maxp} = 2,7$ kN.

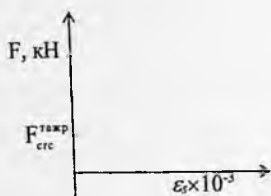
To'sin buzilish bosqichida tajribadan aniqlangan tashqi yuk
 $F_{cre}^{maxp} = 12,7$ kN.



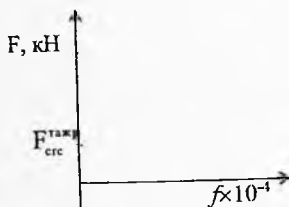
III.6- rasm



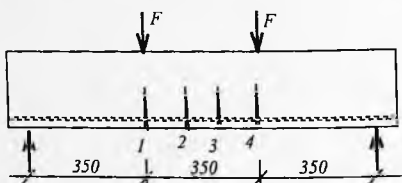
III.7- rasm.



III.8- rasm



III.9- rasm



III.10- rasm

To'sin cho'zilgan zonasida yoriq paydo qiluvchi nazariy va tajribadan aniqlangan kuchlarning farqi

$$\frac{F_{кр}^{наз} - F_{кр}^{тажр}}{F_{кр}^{тажр}} = \frac{2,592 - 2,7}{2,7} 100 = -4\%.$$

To'sinni buzuvchi nazariy va tajribadan aniqlangan kuchlarning farqi

$$\frac{F_u^{наз} - F_u^{тажр}}{F_u^{тажр}} = \frac{12,0 - 12,7}{12,7} 100 = -5.5\%.$$

Laboratoriya ishi maxsus jurnalda rasmiylashtirilib himoya qilinadi.

III.2. LABORATORIYA ISHI №2

Mavzu: Egiladigan elementni qiya kesim bo'yicha buzilishga sinash

1. Ishni bajarishdan maqsad: egiladigan to'sinning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi, yoriqbardoshligi va deformatsiyasini tadqiq etish.

2. Armatura va betonning mustahkamlik va deformatsiyalanuvchanlik xarakteristikalarini aniqlash.

Tadqiqotni o'tkazish uchun asosiy sinov namunalari – temirbeton to'sinlar bilan birga yordamchi namunalar tayyorlanadi. Yordamchi namunalar sifatida qirrasining o'lchami 150 mm (yoki o'lchami 100 mm) bo'lgan uch dona kub va uch dona armatura sterjenlaridan foydalaniladi.

Temirbeton to'sin va yordamchi beton namunalar bir vaqtda tayyorlanib harorati $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$ va nisbiy namligi $\geq 90\%$ bo'lgan sharoitda 28 kun davomida saqlanadi. Yordamchi namunalar sifatida qirrasining o'lchami 100 mm bo'lgan beton kublar sinalganda uning mustahkamligi 0,95 koeffitsiyentga ko'paytiriladi.

Asosiy namuna - temirbeton to'sin uchun ishlatilgan armaturaning diametri kichik bo'lganda sinov uchun uzunligi 100 mm bo'lgan sterjen olinadi.

Yordamchi beton namunalar-kublar asosiy sinov namunalari-temirbeton to'sinni sinashdan bir kun oldin, lekin 28 kundan kam bo'lmagan muddatda sinaladi.

Qirralarining o'lchami 150 mm (standart namuna) bo'lgan uchta yordamchi beton namuna sinalganda quyidagi natijalar olingan:

$$R_1 = 25 \text{ MPa}; R_2 = 27 \text{ MPa}; R_3 = 29 \text{ MPa}.$$

Beton kubning o'rtacha mustahkamligi:

$$R_m = \frac{R_1 + R_2 + R_3}{3} = 27 \text{ MPa}.$$

O'rtacha kubik mustahkamlikka mos bo'lgan betonning prizmatik mustahkamligi (5. 1) formuladan:

$$R_b = (0,77 - 0,001R)R \approx 20 \text{ MPa.}$$

O'rtacha kubik mustahkamlikka mos bo'lgan betonning o'q bo'yicha cho'zilishdagi mustahkamligi (5.3) formuladan:

$$R_{bt,m} = 0,23\sqrt[3]{20^2} \approx 1,7 \text{ MPa.}$$

O'rtacha kubik mustahkamlikka mos bo'lgan betonning boshlang'ich elastik moduli (5.17) formuladan:

$$E_{bm} = \frac{55000 \times 27}{18,8 + 27} \approx 32000 \text{ MPa.}$$

Armatura namunalari:

- diametri 18 mm bo'lgan A400 sinfli 3 dona sterjen sinalganda armaturaning oqish chegarasiga mos bo'lgan quyidagi qarshiliklar olingan:

$$R_{s1}=422 \text{ MPa; } R_{s2}=427 \text{ MPa; } R_{s3}=423 \text{ MPa;}$$

$$\text{armaturaning o'rtacha qarshiligi: } R_m = \frac{R_{s1} + R_{s2} + R_{s3}}{3} = 424 \text{ MPa;}$$

- diametri 6 mm bo'lgan A240 sinfli 3 dona sterjen sinalganda armaturaning oqish chegarasiga mos bo'lgan quyidagi qarshiliklar olingan:

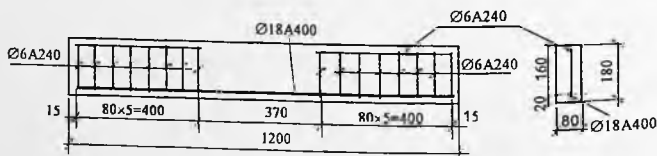
$$R_{s1}=260 \text{ MPa; } R_{s2}=270 \text{ MPa; } R_{s3}=265 \text{ MPa;}$$

armaturaning o'rtacha qarshiligi:

$$R_m = \frac{R_{s1} + R_{s2} + R_{s3}}{3} = 265 \text{ MPa.}$$

Armaturaning elastiklik moduli $E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa.}$

3. Asosiy sinov namunasi – temirbeton to'sinning konstruksiyasi.



III.11- rasm.

4. Namunalarni yuklash sxemasi va o'lchov asboblari o'rnatish.

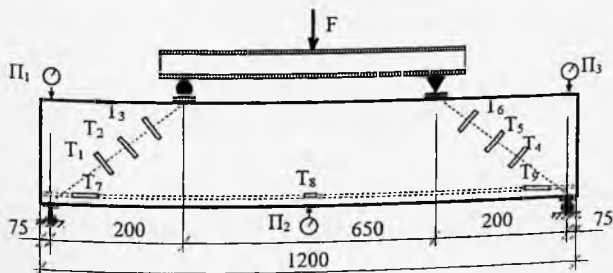
Temirbeton to'sin maxsus yasalgan sinov uskunasi bilan sinovlanadi (III.3- rasmga qarang). Temirbeton to'sin gidravlik domkrat yordamida yuklanadi. Yuklash uskunasi gidravlik domkrat, nasos stansiyasi va manometrdan iborat. Yuklash uskunasi namunaviy dinamometrlar yordamida tarirovka qilinadi. Bunda manometr ko'rsatgichi bilan domkratda hosil bo'ladigan kuch orasidagi bog'lanish grafigi tuziladi (III.4-rasmga qarang).

To'sin shunday yuklanishi kerakki to'sin ravog'ining o'rta qismida sof egilish zonasi paydo bo'lsin. Bu armaturadagi cho'zilish va betondagi siqilish deformatsiyalarini sof egilish zonasining bir-necha nuqtalarida o'lchash imkonini beradi. Olinadigan natijalarning ishonchligi oshadi. Armaturadagi deformatsiyalar uning sirtiga yopishtirilgan bazasi 20 mm bo'lgan, betondagi deformatsiyalar beton sirtiga yopishtirilgan bazasi 50 mm bo'lgan tenzorezistorlar yordamida o'lchanadi. $T_1...T_6$ tenzorezistorlar to'sinning tayanchlari bilan kuch qo'yilgan nuqtalarni birlashtiruvchi chiziqqa perpendikulyar holatda yopishtiriladi (IV.4-rasmga qarang).

T_7 , T_8 va T_9 tenzorezistorlar to'sinning cho'zilgan zonasida joylashgan bo'ylama armaturaga yopishtiriladi.

To'sin vertikal yuklar bilan yuklanganda uning tayanchlaridagi moslamalar deformatsiyalanadi. Bu deformatsiyalar (salqiliklar) P_1 va P_3 indikatorlar yordamida o'lchanadi.

To'sinning o'rta qismining salqiligi esa, indikatorlar P_2 yordamida o'lchanadi.



III.12- rasm.

Tenzorezistorlar va indikatorlar ko'rsatgichlari bo'yicha beton va armaturadagi deformatsiyalar quyidagi formuladan

$$\varepsilon_b(\varepsilon_{bt}) = \Delta T \times (\text{SH.B.K.})k.$$

to'sinning salqiligi esa, quyidagi formuladan hisoblanadi:

$$f = \left(\Delta T_2 - \frac{\Delta T_1 + \Delta T_3}{2} \right) \times (\text{SH.B.K.})k,$$

bu yerda: ΔT va ΔT yuk qo'yilguncha va qo'yilgandan keyin mos o'lchov asbobidan olingan sanoqlar farqi; *SH.B.K.* - mos o'lchov asbobi shkalasining bo'lmalari qiymati; *k* - o'lchov asbobi pasporti bo'yicha xatolik koeffitsiyenti.

To'sin xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan yuk

$$g = b \times h \times \rho = 0,08 \times 0,18 \times 25 = 0,36 \text{ kN/m}.$$

To'sin xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan tayanchlardagi kesuvchi kuch

$$Q_{x.o.} = \frac{g l_0}{2} = \frac{0,36 \times 1,05}{2} = 0,27 \text{ kN}.$$

Yuklovchi moslama og'irligi $G_{mosl} = 20 \text{ kg}$.

Yuklovchi moslama og'irligidan hosil bo'ladigan tayanchlardagi

kesuvchi kuch $Q_{moc} = \frac{G}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ kN}.$

To'sin xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan eguvchi moment

$$M_{x.o.} = \frac{g l_0^2}{8} = \frac{0,36 \times 1,05^2}{8} = 0,05 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Yuklovchi moslama og'irligidan sof egilish zonasidagi eguvchi moment

$$M_{moc.} = G_{moc} a = 0,1 \times 0,3 = 0,03 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Buzilish bosqichida to'sin tayanchlaridagi maksimal kesuvchi kuch

$$Q_u^{\max} = F_u^{\max} \frac{1}{2} + Q_{x.o.} + Q_{moc} \text{ (kN)}.$$

Yoriq paydo bo'lish bosqichida to'sin tayanchlaridagi maksimal kesuvchi kuch

$$Q_{crc}^{\max} = F_{crc}^{\max} \frac{1}{2} + Q_{x.o.} + Q_{moc} \text{ (kN)}.$$

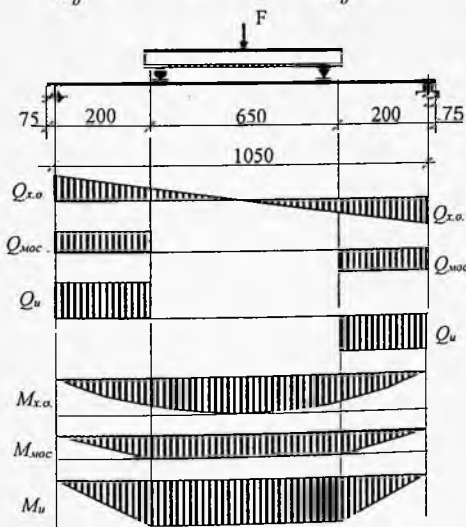
4. Qiya yoriq paydo bo'lishidagi nazariy kesuvchi kuchni aniqlash.

Egiladigan to'sinning qiya yoriq **paydo bo'lishidagi** nazariy kesuvchi kuchni darslikning birinchi qismi 15 bobda keltirilgan formulalar bo'yicha aniqlaymiz.

To'sin ko'ndalang kesimining keltirilgan yuzasi (11.28) formuladan aniqlanadi

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s = 8 \times 18 + 6,29 \times 2,545 + 6,6 \times 0,283 = 162,0 \text{ sm}^2,$$

bu yerda: $\alpha_1 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \times 10^5}{32000} \approx 6,29$. $\alpha_2 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^5}{32000} \approx 6,6$.



3.13-rasm.

To'sin pastki qirrasiga nisbatan kesim yuzasining keltirilgan statik momenti (11.29) formuladan:

$$\begin{aligned} S_{red} &= S_b + \sum \alpha S_s = 8 \times 18 \frac{18}{2} + 6,29 \times 2,545 \times 2 + 6,6 \times 0,283 \times 14 = \\ &= 1296 + 32 + 26 = 1354,0 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

bu yerda, $h_0 - a' = 16 - 2 = 14$ sm.

To'sin pastki qirrasidan keltirilgan kesim og'irlik markazigacha bo'lgan masofa (11.30) formuladan:

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{1354}{162} = 8,36 \text{ sm.}$$

To'sin keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markaziga nisbatan inersiya momenti (11.32) formuladan

$$\begin{aligned} J_{red} &= J_b + \sum \alpha J_s = \frac{8 \times 118^2}{12} + 8 \left(\frac{18}{2} - 8,36 \right)^2 + \\ &+ 6,29 \times 2,545 \times (8,36 - 2,0)^2 + 6,6 \times 0,283 (16 - 5,36 - 2)^2 = \\ &= 3888,0 + 59,0 + 647,5 + 139,4 \approx 4675 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

To'sin ko'ndalang kesimi og'irlik markazidan o'tgan o'qdan yuqori joylashgan yuzasining shu o'qqa nisbatan statik momenti

$$S_{red} = \frac{b(h-y)^2}{2} = \frac{8(18-8,36)^2}{2} = 372 \text{ cm}^3.$$

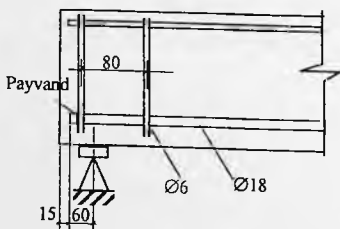
Qiya yoriqlar paydo bo'lish holatidagi nazariy kesuvchi kuchni (14.4) formuladan aniqlaymiz

$$Q_{crc}^{naz} = R_{bt}^{naz} \times \frac{J_{red} b}{S_{red}} = 1,7 \times \frac{4675 \times 8}{372} \approx 171,0 \text{ MPa} \cdot \text{cm}^2 = 17,1 \text{ kH.}$$

Nazariy yoriqbardoshlikka mos keladigan tashqi kuch

$$F_{crc,u}(Q) = 2(Q_{crc} - Q_{x.o.} - Q_{moc}) = 2(17,1 - 0,27 - 0,1) = 33,46 \text{ kH.}$$

5. To'sinning qiya kesim bo'yicha kesuvchi yuk ta'siridan ko'tarish qobiliyatini aniqlash.



III.14- rasm.

To'sinning qiya kesim bo'yicha kesuvchi yuk ta'siridan ko'tarish qobiliyati ko'p omillarga bog'liq. Bu omillarga to'sin cho'zilgan zonasini bo'ylama armatura bilan jihozlash va uni betonga ankerlanishi kiradi. Sinov namunasida cho'ziladigan armatura betonga 60 mm ga o'tkazib ankerlangan (III.14-rasm).

Bu uzunlik bo'ylama armaturani betonga ankerlanishini ta'minlanmagani uchun bo'ylama armatura sterjeni ikki uchida joylashgan oxirgi ko'ndalang sterjenlarni bo'ylama armaturaga payvandlaymiz.

Bu bo'ylama armaturaning betonga ishonchli ankerlanishini ta'minlaydi va qiya yoriq hosil bo'lganda betonga nisbatan siljishiga yo'l qo'ymaydi.

Bu holatda to'sin, nazariy kursning 2 bobida keltirilgan 2 sxema bo'yicha buziladi.

To'sinning qiya kesim bo'yicha yuk ko'tarish qobiliyati 14 bobda keltirilgan (14.9) formuladan aniqlanadi.

Dastlab (14.12) formuladan ko'ndalang sterjenlar qabul qiladigan birlik zo'riqishni aniqlaymiz:

$$q_{sw} = \frac{265 \times 0,283}{8} = 9,37 \text{ МПа} \cdot \text{см} = 93,7 \text{ Н/мм.}$$

(14.16) ifodadan qiya yoriqning element bo'ylama o'qiga proyeksiyasini

$$\text{aniqlaymiz: } c_0 = \sqrt{\frac{2 \times 1,7 \times 8 \times 16^2}{9,37}} = 27,26 \text{ см.}$$

$s_0 = 27,26 \text{ см} < 2 \times 16 = 32 \text{ см}$, lekin tayanchdan kuch qo'yilgan nuqtagacha bo'lgan masofa $a = 20 \text{ см}$ bo'lganligi uchun $s_0 = 20,0 \text{ см}$ qabul qilamiz.

Eng xavfli qiya kesimning gorizontall o'qqa proyeksiyasi (III.12-rasm) tayanch o'qidan to'plangan yuk qo'yilgan nuqtadan bo'lgan masofa $s = 20 \text{ см}$.

To'sin siqilgan zonasi qabul qiladigan kesuvchi kuch (14.10) formuladan:

$$Q_b = \frac{2 \times 1,7 \times 8 \times 16^2}{20} = 348,16 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 34,8 \text{ кН.}$$

Ko'ndalang sterjenlar qabul qiladigan kesuvchi kuch (14.17) formuladan:

$$Q_{sw} = 9,37 \times 20 = 187,4 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 18,7 \text{ кН.}$$

Buzuvchi kesuvchi kuchning nazariy qiymati

$$Q_u^{naz} = Q_b + Q_{sw} = 34,8 + 18,7 = 53,5 \text{ кН.}$$

To'sinning qiya kesim bo'yicha buzilishiga mos keluvchi tashqi yuk miqdori

$$F_u(Q) = 2(Q_u - Q_{x.o.} - Q_{moc}) = 2(53,5 - 0,27 - 0,1) = 53,13 \text{ kH.}$$

To'sinni qiya kesim bo'yicha buzuvchi kuchning miqdori normal kesim bo'yicha buzuvchi kuch miqdoridan katta bo'lishi kerak, ya'ni $F_u(M) > F_u(Q)$.

Normal kesim bo'yicha buzuvchi kuch miqdorini aniqlaymiz.

(13.16) tenglamadan siqilish zonasining balandligini aniqlaymiz

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{424 \times 2,545 - 265 \times 0,283}{20 \times 8} = 6,27 \text{ cm.}$$

Siqilish zonasining nisbiy balandligi

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{6,27}{16} = 0,39.$$

Siqilish zonasi nisbiy balandligining chegaraviy qiymatini (13.1) formuladan aniqlaymiz: $\omega = 0,85 - 0,008 \times 20 = 0,69$;

$$\xi_R = \frac{0,69}{1 + \frac{424}{400} \left(1 - \frac{0,69}{1,1} \right)} = 0,49.$$

$\xi = 0,39 < \xi_R = 0,49$ bo'lganligi uchun temirbeton to'sinning buzilishi cho'zilgan armatura tomonidan boshlanadi (I holat).

Nazariy buzuvchi momentni (13.15) formuladan hisoblaymiz:

$$\begin{aligned} M_u^{naz} &= 20,0 \times 8 \times 6,27(16 - 0,5 \times 6,27) = \\ &= 12906,1 \text{ MPa} \cdot \text{cm}^3 \approx 12,9 \text{ kH} \cdot \text{m.} \end{aligned}$$

Nazariy buzuvchi momentga mos bo'lgan yuk:

$$F_u^{naz}(M) = \frac{2(12,9 - 0,05 - 0,035)}{0,2} = 128,15 \text{ kH.}$$

6. Yuklash jarayonining har bir bosqichida beriladigan yuk miqdorini aniqlash.

Har bir bosqichda beriladigan yuk miqdori buzuvchi kuchning 5...10% tashkil qiladi.

Tashqi yuk miqdori $F = 0$ dan $F = 0,9 \times 33,46 \text{ kN} = 30 \text{ kN}$ gacha o'zgarganda –

$$\Delta F \leq 0,1 F_{crc,u} = 0,1 \times 33,46 = 3,3 \text{ kH.}$$

Tashqi yuk miqdori $F = 30,0$ dan $F = 1,3 \times 30,0 = 39,0$ kN gacha o'zgarganda –

$$\Delta F \leq 0,05 F_{\text{cre},u} = 0,05 \times 33,46 = 1,6 \text{ kH.}$$

$$\Delta F \leq 0,1 F_u = 0,1 \times 128,15 \approx 12,8 \text{ kH. - to'sin buzilguncha.}$$

Yukning miqdori $F = 0,8 F_u = 0,8 \times 128,15 \approx 100,0$ kH ga yetganda o'lchov asboblari shikast yetkazmaslik uchun ular sinov namunasidan yechib olinadi.

7. Temirbeton to'sinni sinash.

Temirbeton namuna-to'sin sinov uskunasiga o'rnatilgandan keyin u bosqichma-bosqich yuklanadi. Har bir bosqichda o'lchov asboblari – tenzorezistorlar va indikatorlardan sanoqlar olinadi. To'sin cho'zilgan zonasida paydo bo'ladigan yoriqlar to'sin sirtida tush bilan belgilanadi va raqamlanadi. Yoriqlarning ochilish kengligi cho'zilgan armatura sathida MPB-2 mikroskopi bilan o'lchanadi. Hamma sanoqlar №3 va №4 jadvallarga kiritiladi.

III.3- jadval. Tenzorezistorlar bo'yicha olingan sanoqlar

F yuk, kN	Tenzorezistorlar bo'yicha olingan sanoqlar farqi							
	T ₁	ΔT ₁	T ₂	ΔT ₂	T ₃	ΔT ₃	T ₄	ΔT ₄
0								
0,2								
0,4								
0,6								

III.3- jadval davomi

F yuk, kN	Tenzorezistorlar bo'yicha olingan sanoqlar farqi									
	T ₅	ΔT ₅	T ₆	ΔT ₆	T ₇	ΔT ₇	T ₈	ΔT ₈	T ₉	ΔT ₉
0										
0,2										
0,4										
0,6										

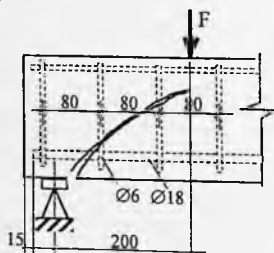
III.4- jadval. Salqilik va yoriqlarning ochilish kengligi

F yuk kN	Indikator bo'yicha olingan sanoqlar farqi						Salqilik, f, mm	Yoriqlarning ochilish kengligi, mm			
	P ₁	ΔP_1	P ₂	ΔP_2	P ₃	ΔP_3		a ₁	a ₂	a ₃	a ₄
0											
0,2											
0,4											
0,6											

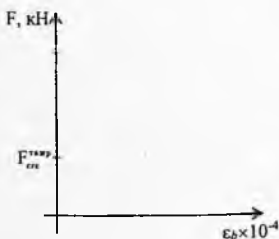
8. Sinov natijalariga ishlov berish.

Sinov natijalari bo'yicha quyidagi grafiklar tuziladi :

- tashqi yuk bilan siqilgan beton deformatsiyasi orasida (III.16 - rasm);



III.15- rasm

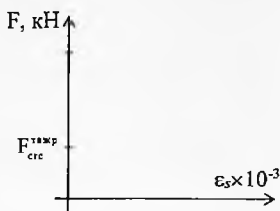


III.16- rasm

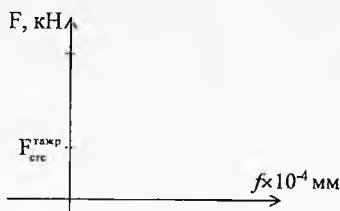
- tashqi yuk bilan cho'zilgan armatura deformatsiyasi orasida (III.17- rasm);

- tashqi yuk bilan salqilik orasida (IV.18- rasm).

To'sin cho'zilgan zonasida yoriq paydo bo'lgan bosqichda tajribadan aniqlangan tashqi yuk $F_{cr}^{max} = 40 \text{ kN}$.



III.17- rasm



III.18- rasm

To'sin cho'zilgan zonasida yoriq paydo qiluvchi nazariy va tajribadan aniqlangan kuchlarning farqi

$$\frac{F_{срс}^{наз} - F_{срс}^{тажр}}{F_{срс}^{тажр}} = \frac{33,46 - 38}{38} 100 = -12\%.$$

To'sin buzilish bosqichida tajribadan aniqlangan tashqi yuk $F_u^{тажр} = 130$ kN.

To'sinni buzuvchi nazariy va tajribadan aniqlangan kuchlarning farqi

$$\frac{F_u^{наз} - F_u^{тажр}}{F_u^{тажр}} = \frac{128,15 - 140}{140} 100 = -8.5\%.$$

Laboratoriya ishi maxsus jurnalda rasmiylashtirilib himoya qilinadi.

IV BO'LIM. KURS LOYIHASI

Mavzu: Ko'p qavatli to'liqsiz sinchli bino yaxlit temirbeton konstruksiyalari elementlarini loyihalash

1. Loyihalash bo'yicha ko'rsatmalar

To'sin plitali yaxlit orayopma. Bu orayopma uzun tomonining qisqa tomoniga nisbati 2 dan katta bo'lgan plita va o'zaro kesishgan to'sinlar tizimi - yordamchi va bosh to'sinlardan iborat.

Orayopmaning iqtisodiy tejamkorligini uni tayyorlash uchun sarf qilinadigan temirbetonning keltirilgan qalinligi bo'yicha baholash mumkin.

Keltirilgan qalinlik deb, plita, yordamchi va bosh to'sinlar hamda ustunlarni tayyorlash uchun talab qilinadigan temirbetonning orayopma yuzasi bo'yicha teng taqsimlangan qalinligi tushuniladi.

Qovurg'ali yaxlit orayopmaning keltirilgan qalinligi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$h_{red} = h_{s,red} + h_{sb,red} + h_{mb,red} + h_{c,red}, \quad (IV.1)$$

bu yerda: $h_{s,red}$, $h_{sb,red}$, $h_{mb,red}$ va $h_{c,red}$ - plita, yordamchi va bosh to'sinlar hamda ustunning keltirilgan qalinliklari:

$$h_{s,red} = (1,2 \dots 1,4) l_s \sqrt{1 + V_n}; \quad (IV.2)$$

$$h_{sb,red} = (0,05 \dots 0,08) l_{sb} \sqrt{10 V_n^2 \times l_{sb} / l_s \times K_{sb}}; \quad (IV.3)$$

$$h_{mb,red} = (0,04 \dots 0,05) l_{mb} \sqrt{10 V_n^2 \times l_{mb} / l_{sb} \times K_{mb}}; \quad (IV.4)$$

$$h_{c,red} = (0,02 \dots 0,03) V_n \times H \times (n-1) \times K_c \times K_{mb}. \quad (IV.5)$$

(IV.2...IV.5) formulalarda: l_s , l_{sb} va l_{mb} - plita, yordamchi to'sin va bosh to'sinlarning ravoq uzunligi, m; V_n - me'yoriy muvaqqat yuk miqdori, kN/m²; $K_{sb} = (n_s \pm 1)/n_s$; $K_{mb} = (n_{sb} \pm 1)/n_{sb}$; $K_c = (n_{mb} \pm 1)/n_{mb}$; plitalar yuk ko'taruvchi devorlarga o'rnatilgan bo'lsa "-" ishora, plitalar to'sinlarga qistirib mahkamlangan bo'lsa "+" ishora olinadi; n_s , n_{sb} va n_{mb} - plita, yordamchi to'sin va bosh to'sin ravoqlarining soni; n - qavatlar soni; N - qavat balandligi, m.

Qovurg'ali yaxlit orayopmalarda yordamchi va bosh to'sinlar bir-biriga nisbatan perpendikulyar holda joylashtiriladi. Bunda bosh to'sinlar binoning eni yoki uzunligi bo'yicha joylashishi mumkin. Bosh to'sinlarning ravoq uzunligi $l_{mb} = 6 \dots 9$ m, yordamchi to'sinlarning ravoq uzunligi esa, $l_{sb} = 5 \dots 7$ m oraliqda tayinlanadi.

Plitaning ravoq uzunligi (yordamchi to'sinlar qadami) $l_s = 1,5 \dots 2,5$ m qabul qilinadi.

Bosh va yordamchi to'sinlarning yo'nalishlarini hamda ularning uzunliklarini yuqorida keltirilgan miqdorlarda o'zgartirib orayopmaning bir-nechta varianti tuziladi.

Har bir variant uchun IV.1 –formuladan orayopmaning keltirilgan qalinligi hisoblanadi.

Qaysi variant bo'yicha orayopmaning keltirilgan qalinligi minimal qiymatga teng bo'lsa, o'sha variant iqtisodiy jihatdan tejimli deb qabul qilinadi.

Tanlangan iqtisodiy tejimli variant uchun plitaning haqiqiy qalinligi keltirilgan qalinlikka teng qilib olinadi, ya'ni $h_s = h_{s,rad}$. Yordamchi va bosh to'sin ko'ndalang kesimlarining balandliklari (sm) quyidagi formulalardan aniqlanishi mumkin

$$h_{sb} = (1 \dots 1,3) \sqrt[3]{100 \cdot V_n \cdot l_s \cdot l_{sb}^2}; \quad (IV.6)$$

$$h_{mb} = (1 \dots 1,3) \sqrt[3]{100 \cdot V_n \cdot l_{sb} \cdot l_{mb}^2}; \quad (IV.7)$$

Yordamchi va bosh to'sin kesimlarining eni $b_{sb} = (0,3 \dots 0,5)h_{sb}$ va $b_{mb} = (0,3 \dots 0,5)h_{mb}$ ga teng qabul qilinadi.

Ustun kesimining o'lchami (sm) quyidagi formuladan aniqlanishi mumkin

$$h_c = b_c = \sqrt{(10 \dots 12) \frac{N}{R_b}}, \quad (IV.8)$$

bu yerda: N - kN hisobida quyidagi formuladan aniqlanadi

$$N = [l_{sb} \times l_{mb} (V_n + \rho h_s) + l_{sb} \times b_{sb} (h_{sb} - h_s) \rho n_1 + l_{mb} \times b_{mb} (h_{mb} - h_s) \rho] (n-1), \quad (IV.9)$$

R_b - betonning siqilishdagi mustahkamligi bo'yicha sinfiga bog'liq bo'lgan hisobiy qarshiligi, MPa; ρ - temirbetonning zichligi, 25 kN/m³; n_1 - ustun yuk ta'sir yuzasiga to'g'ri keladigan yordamchi to'sinlar soni.

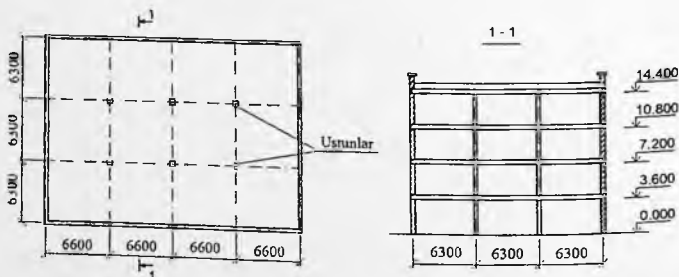
Qovurg'ali yaxlit orayopma hisobi tartib bilan bajariladigan to'sinsimon plita, yordamchi va bosh to'sin hisoblaridan iborat. Ko'pchilik hollarda elementlarni yuk ko'tarish qobiliyati bo'yicha hisoblash yetarli hisoblanadi. Chunki, yuqorida keltirilgan

ko'rsatmalar bo'yicha aniqlangan orayopma elementlarining o'lchamlari shu konstruksiyalar bikirligini ta'minlaydi.

2. Loyihalash uchun ma'lumotlar

Seysmik faolligi 7 ball bo'lgan hududda quriladigan to'liqsiz sinchli to'rt qavatdan iborat ishlab chiqarish binosining to'sinsimon plitali qovurg'ali yaxlit temirbeton orayopmasi elementlari: to'sinsimon plita, yordamchi va bosh to'sinlar, birinchi qavat ustuni va uning ostidagi poydevorni hamda birinchi qavat g'isht devori va uning ostidagi tasma poydevorni hisoblash va qurilmalash talab etiladi. Binoning tarhi va qirqimi IV.1-rasmda keltirilgan. Bino ma'sullik darajasi bo'yicha II sinfga mansub.

Orayopmaga ta'sir qiladigan muvaqqat yukning me'yoriy miqdori $V_n = 8 \text{ kN/m}^2$, shu jumladan yukning davomli ta'sir qiladigan qismi $V_{n1} = 6,5 \text{ kN/m}^2$. Qurilish maydonchasidagi gruntning seysmik xususiyati bo'yicha toifasi II. Bino poydevori asosidagi gruntning shartli hisobiy qarshiligi $R_0 = 0,35 \text{ MPa}$. Orayopmaning hamma elementlari uchun siqilishdagi mustahkamlik bo'yicha sinfi B20 bo'lgan og'ir beton qabul qilingan. Plitani armaturalash uchun sinfi Bp-I bo'lgan sim yoki sinfi A400 bo'lgan armatura (variant sifatida), yordamchi va bosh to'sinlar, ustun uchun bo'ylama armatura sinfi A400, ko'ndalang armatura sinfi A240, poydevor uchun sinfi A300 bo'lgan armatura qabul qilingan.



IV.1-rasm. Binoning tarhi va qirqimi

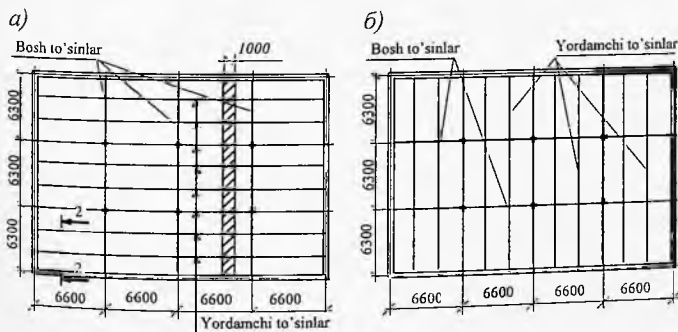
Materiallarning hisobiy tavsiflari [8] adabiyotdan yoki darslik ilovasida keltirilgan I.1 va I.2- jadvallardan aniqlanishi mumkin:

Ilovada keltirilgan I.1 jadvaldan sinfi B20 bo'lgan beton uchun (ishlash sharoitini e'tiborga oladigan koeffitsiyent $\gamma_{b2} = 1$ bo'lganda) $R_b = 11,5$ MPa; $R_{bt} = 0,9$ MPa;

Ilovada keltirilgan I.2 jadvaldan sinfi A240 bo'lgan armatura uchun - $R_s = 225$ MPa; $R_{sw} = 175$ MPa; sinfi A400 bo'lgan armatura uchun - $R_s = 355$ MPa; ($\varnothing 6 \dots 8$ mm bo'lganda) va $R_s = R_{ss} = 365$ MPa ($\varnothing 10 \dots 40$ mm bo'lganda); sinfi A300 bo'lgan armatura - $R_s = 280$ MPa, sinfi Bp-I bo'lgan armatura uchun - $R_s = 360$ MPa (5 mm bo'lganda).

3. Orayopmani joylashtirish. Variantlarni taqqoslash

Taqqoslash uchun bosh va yordamchi to'sinlar joylashishining ikki varianti qaralishi mumkin (IV.2-rasm). Birinchi variantda (IV.2,a- rasm) bosh to'sinlar binoning eni bo'yicha, yordamchi to'sinlar esa, binoning uzunligi bo'yicha yo'nalgan. Ikkinchi variantda (IV.2,b- rasm) aksincha, bosh to'sinlar binoning uzunligi bo'yicha, yordamchi to'sinlar esa, binoning eni bo'yicha joylashgan.



IV.2-rasm. Orayopmani joylashtirish variantlari

Har ikkala variant uchun qavat balandligi $H = 3,6$ m, qavatlar soni $n = 4$.

Birinchi variant uchun $l_{mb} = 6,3$ m; $l_{sb} = 6,6$ m; $l_s = 2,10$ m qabul qilamiz. U vaqtda plita ravoqlari soni $n_s = 9$; yordamchi to'sin ravoqlari soni $n_{sb} = 4$; bosh to'sin ravoqlari soni $n_{mb} = 3$ ga teng bo'ladi.

(IV.2)...(IV.5) formulalardan:

$$h_{s,red} = 1,2 \times 2,10 \sqrt{2,10 + 8} = 8,0 \text{ cm};$$

$$h_{sb,red} = 0,05 \times 6,6 \sqrt[3]{10 \times 8^2 \times \frac{6,6}{2,10}} \times 0,888 = 3,7 \text{ cm},$$

bu yerda: $K_{sb} = (n_s - 1)/n_s = (9 - 1)/9 = 0,888$;

$$h_{mb,red} = 0,04 \times 6,3 \sqrt[3]{10 \times 8^2 \times \frac{6,3}{6,6}} \times 0,75 = 1,60 \text{ cm},$$

bu yerda: $K_{mb} = (n_{sb} - 1)/n_{sb} = (4 - 1)/4 = 0,75$;

$$h_{c,red} = 0,02 \times 8 \times 3,6 (4 - 1) 0,667 \times 0,75 = 0,86 \text{ sm},$$

bu yerda: $K_s = (n_{mb} - 1)/n_{mb} = (3 - 1)/3 = 0,667$.

(1) formuladan

$$h_{red(I)} = 8,0 + 3,7 + 1,60 + 0,86 = 14,16 \text{ sm}.$$

Ikkinchi variant uchun $l_{mb} = 6,6$ m; $l_{sb} = 6,3$ m; $l_s = 2,20$ m qabul qilamiz. U vaqtda ; $n_s = 12$; $n_{sb} = 3$; $n_{mb} = 4$.

(IV.2)...(IV.5) formulalardan:

$$h_{s,red} = 1,2 \times 2,20 \sqrt{2,2 + 8} = 8,43 \text{ cm};$$

$$h_{sb,red} = 0,05 \times 6,3 \sqrt[3]{10 \times 8^2 \times \frac{6,3}{2,2}} \times 0,917 = 3,53 \text{ cm},$$

bu yerda: $K_{sb} = (n_s - 1)/n_s = (12 - 1)/12 = 0,917$;

$$h_{mb,red} = (0,04 \times 6,6) \sqrt[3]{10 \times 8^2 \times \frac{6,6}{6,3}} \times 0,667 = 1,54 \text{ cm},$$

bu yerda: $K_{mb} = (n_{sb} - 1)/n_{sb} = (3 - 1)/3 = 0,667$;

$$h_c = 0,02 \times 8 \times 3,6 (4 - 1) 0,75 \times 0,667 = 0,86 \text{ sm},$$

bu yerda: $K_s = (n_{mb} - 1)/n_{mb} = (4 - 1)/4 = 0,75$.

$$h_{red(II)} = 8,43 + 3,53 + 1,54 + 0,86 = 14,36 \text{ sm}.$$

Loyihalash uchun orayopmaning birinchi varianti qabul qilinadi. Chunki bu variantda orayopma keltirilgan qalinligi ikkinchi variantga nisbatan kam, ya'ni $h_{red(I)} = 14,16 \text{ sm} < h_{red(II)} = 14,36 \text{ sm}$.

Tanlangan birinchi variant uchun orayopma elementlarining o'lchamlari (IV.6) va (IV.7) formulalardan aniqlanadi:

$$h_{sb} = \sqrt[3]{100 \cdot 8 \cdot 2,10 \cdot (6,6)^2} = 41,8 \text{ cm};$$

$$h_{mb} = \sqrt[3]{100 \cdot 8 \cdot 6,6 \cdot (6,3)^2} = 59,4 \text{ cm}.$$

Topilgan miqdorlar unifikatsiyalashtirilib $h_{sb} = 45 \text{ sm}$, $h_{mb} = 60 \text{ sm}$ qabul qilinadi. U vaqtda yordamchi va bosh to'sin kesimlarining eni

$b_{sb} = 0,5 \times 4,5 \approx 20 \text{ sm}$; $b_{mb} = 0,5 \times 60 = 30 \text{ sm}$. Plitaning qalinligi $h_s = h_{s,red} = 8 \text{ sm}$.

Ustun kesimining o'lchami (IV.8) formuladan

$$h_c = b_c = \sqrt{11 \cdot \frac{1431}{11,5}} \approx 37,0 \text{ cm},$$

bu yerda (IV.9) formuladan:

$$\begin{aligned} N &= [6,6 \times 6,3(8 + 0,08 \times 25) + 6,6 \times 0,20(0,45 - 0,08) \times 25 \times 3 + \\ &\quad + 6,3 \times 0,30 \times (0,60 - 0,08) \times 25] (4-1) = \\ &= (415,8 + 36,63 + 24,57)(4-1) = 1431,0 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Ustun kesimi o'lchami unifikatsiyalashtirilib $h_c = b_c = 40 \text{ sm}$ qabul qilinadi.

IV.1. PAYVANDLANGAN TO'R VA SINCHLAR BILAN JIHOZLANGAN ELEMENTLAR HISOBI (1 VARIANT).

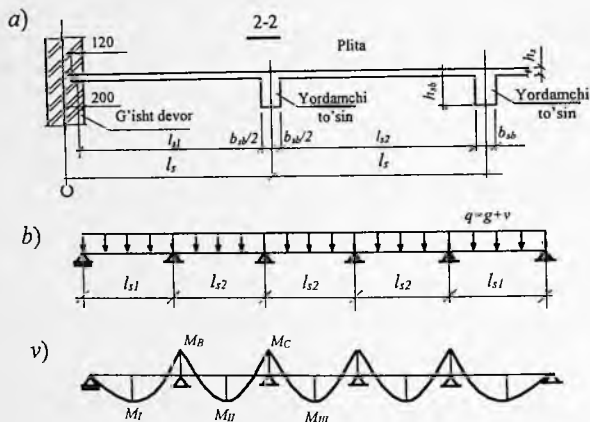
A. Plitani hisoblash va qurilmalash

1. Hisobiy ravoqlar va yuklar.

To'sinsimon plitalarni teng yoyilgan yuklar ta'siriga hisoblash uchun orayopmada eni 1 m bo'lgan, bosh to'sinlar bo'yicha yo'nalgan tasma ajratiladi (IV.2,a - rasm). Bu holda yordamchi to'sinlar plita uchun tayanch rolini o'ynaydi va plita uzluksiz statik noaniq tizim deb qaraladi. Plitaning haqiqiy sxemasi IV.3,a- rasmda ko'rsatilgan. Bunda devor bilan bo'luvchi o'qlar orasidagi bog'lanish 200 mm qabul qilingan.

Plitaning haqiqiy sxemasiga asosan uning hisobiy sxemasi tuziladi.

Plitaning hisobiy ravoqlari quyidagicha aniqlanadi: chetki, birinchi ravoq uchun hisobiy uzunlik yordamchi to'sin qirrasidan plitaning devorga o'rnatilgan qismi o'rtasigacha bo'lgan masofaga teng, ya'ni



IV.3-rasm. Plitani hisoblashga doir:

a - plitaning haqiqiy sxemasi; b - hisobiy sxema; v - eguvchi moment epyurasi

$l_s = l_s - 200 - b_{sb}/2 + c/2 = 2100 - 200 - 200/2 + 120/2 = 1860$ mm;
 o'rta ravoqlar uchun - yordamchi to'sinlar qirralari orasidagi sof masofaga teng $l_{s1} = l_s - b_{sb} = 2100 - 200 = 1900$ mm.

Plitaga ta'sir qiladigan doimiy va muvaqqat yuklarni hisoblash IV.1-jadvalda keltirilgan. Eni 1 m bo'lgan tasmaning 1 m uzunligiga ta'sir qiladigan yukning miqdori plitaning 1 m^2 yuzasiga ta'sir qiladigan miqdoriga teng bo'lib, faqat o'lchov birligi bilan farq qiladi.

2. Hisobiy zo'riqishlarni aniqlash

Plita kesimidagi hisobiy zo'riqishlar betonning plastik deformatsiyalanishi natijasida qayta taqsimlanishi e'tiborga olinib, IV.3,b- rasmda keltirilgan hisobiy sxema bo'yicha aniqlanadi.

Plitalarni hisoblashda kesuvchi kuchlar aniqlanmasligi mumkin. Chunki plitalarning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi doimo

ta'minlanadi.

IV.1-jadval. Orayopmaga ta'sir qiladigan yuklar

Yukning xili	Yukning me'yoriy qiymati, kN/m^2 , g_n	Yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti γ_f	Tayinlash bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti, γ_n	Hisobiy yuk, kN/m $g_n \times \gamma_f \times \gamma_n$
Doimiy yuk:				
a) beton pol*) – $24 \cdot 0,02$	0,48	1,3	0,95	0,593
b) issiqlik saqlaydigan qavat - $11 \cdot 0,06$	0,66	1,3	0,95	0,815
v) temirbeton plita – $25 \cdot 0,08$	2,00	1,1	0,95	2,090
Doimiy yukning jami	3,14			3,5
Foydali muvaqqat yuk (topshiriqdan olinadi)	8,0	1,2	0,95	9,1
Yukning to'liq qiymati	11,2			12,6

*) Beton pol konstruksiyasi I.20 ilovada keltirilgan.

Eguvchi momentlarning eng katta qiymatlari quyidagi formulalardan aniqlanadi (IV.3, v - rasm):

I ravoqda –

$$M_1 = \frac{(g + V)l_{s1}^2}{11} = \frac{(3,5 + 9,1)1,86^2}{11} = 3,96 \text{ kH} \times \text{m}.$$

"B" tayanchda (tayanch qirrasida) –

$$M_B = \frac{(g + V)l_{s2}^2}{11} = \frac{(3,5 + 9,1)1,90^2}{11} = 4,13 \text{ kH} \times \text{m}..$$

O'rta ravoqlarda va o'rta tayanchlarda (tayanch qirralarida) -

$$M_2 = M_3 = -M_c = \frac{(3,5 + 9,1)1,90^2}{16} = 2,84 \text{ kH} \times \text{m}.$$

Tomonlari bilan to'sinlarga qistirib birlashtirilgan plitalarda (IV.2,a - rasmda «A» harfi bilan belgilangan) gorizontaal zo'riqishlar hosil bo'lganligi sababli ravoq va tayanchlarda eguvchi momentlarning qiymati 20% ga kamaytiriladi:

$$M_2 = M_3 = -M_s = 0,8 \times M_2 = 0,8 \times 2,84 = 2,27 \text{ kH} \times \text{m}.$$

3. Kesim mustahkamligini hisoblash

Plitaga ta'sir qilayotgan yuklarning asosiy qismi doimiy bo'lganligi uchun $\phi_{b2}=0,9$ qabul qilinadi. U vaqtda $R_b=0,9 \times 11,5 = 10,35$ MPa.

Dastlab qabul qilingan plitaning qalinligi eguvchi momentning eng katta qiymati bo'yicha tekshirib ko'riladi

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_1}{\phi_{b2} \cdot R_b \cdot b_s \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{4,13 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 0,1}} = 63,17 \text{ mm},$$

bu yerda, $\alpha_m = 0,1$ - plitaning iqtisodiy jihatdan samarali bo'lgan qalinligiga mos bo'lgan miqdor.

Plitaning to'liq qalinligi $h_s = h_0 + a = 63,17 + 15,0 = 78,17$ mm, bu yerda: $a = \Delta + d/2 = 10 + 10/2 = 15$ mm; $\Delta = 10$ mm - beton himoya qatlami; $d = 10$ mm - plitani jihozlash uchun qabul qilinadigan armaturaning taxminiy diametri. Plitaning hisobiy qalinligi $h_s = 78,17$ mm, dastlab qabul qilingan qalinlik $h_s = 80$ mm dan kam farq qilganligi uchun dastlabki qalinlik qoldiriladi. Plita kesimining ishchi balandligi $h_0 = h_s - a = 80 - 15 = 65$ mm.

Plita uchun sinfi Bp-I bo'lgan simdan tayyorlangan payvandlangan to'rlar qabul qilinadi. Simning diametri 5 mm, $R_s = 360$ MPa.

(13.1) va (13.2) formulalardan quyidagi koeffitsiyentlar hisoblanadi:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \times 10,35 = 0,767;$$

$$\xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{360}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,63,$$

bu yerda: $\phi_{b2} = 0,9 < 1$ qabul qilinganligi uchun $\sigma_{sc,u} = 500$ MPa.

Bino seysmik tumanda tiklanishi mo'ljallanganligi sababli ξ_R koeffitsiyenti 0,85 ga ko'paytiriladi. U vaqtda $\xi_R = 0,63 \times 0,85 = 0,5355$.

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,5355 (1 - 0,5 \times 0,5355) = 0,39.$$

Quyidagi koeffitsiyentlarni hisoblaymiz: (13.8) formuladan:

$$\text{I ravoqda: } \alpha_m = \frac{M_1}{\phi_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{3,96 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0,090;$$

$\alpha_m = 0,09 < \alpha_R = 0,39$ shart bajarilayapti.

$$\zeta = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} \right) = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,09} \right) = 0,952.$$

Talab qilinadigan bo'ylama ishchi armatura yuzasi (13.13) formuladan:

$$A_s = M_1 / (R_s \cdot \zeta \cdot h_0) = 3,96 \times 10^6 / (360 \times 0,952 \times 65) = 177,8 \text{ mm}^2;$$

Seysmik tumanlarda tiklanadigan binolarning egiladigan temir-beton konstruksiyalari uchun $\mu_s \geq 0,1\%$ bo'lishi shart.

$\mu_s = 100 A_s / (b \cdot h_0) = 100 \times 177,8 / (1000 \times 65) = 0,27\% > 0,1\%$, shart bajarilayapti.

«V» tayanchda $-M_B = -4,13 \text{ kN} \cdot \text{m} = 4,13 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm};$

$$\alpha_m = 0,094 < \alpha_R = 0,39; \zeta = 0,95; A_s = 185,8 \text{ mm}^2;$$

$$\mu_s\% = 0,28\% > 0,1\%.$$

II va III ravoqlarda hamda "S" tayanchda (tomonlari bilan to'sinlarga qistirib biriktirilmagan plitalar uchun) $-M_{II} = M_{III} = -M_c = 2,84 \text{ kN} \cdot \text{m}; \alpha_m = 0,065 < 0,39; \zeta = 0,966; A_s = 125,6 \text{ mm}^2; \mu_s\% = 0,19\% > 0,1\%.$

II va III ravoqlarda hamda "S" tayanchda (tomonlari bilan to'sinlarga qistirib biriktirilgan plitalar uchun) –

$$M_{II} = M_{III} = -M_c = 2,27 \text{ kN m}; \alpha_m = 0,052 < 0,39; \zeta = 0,973;$$

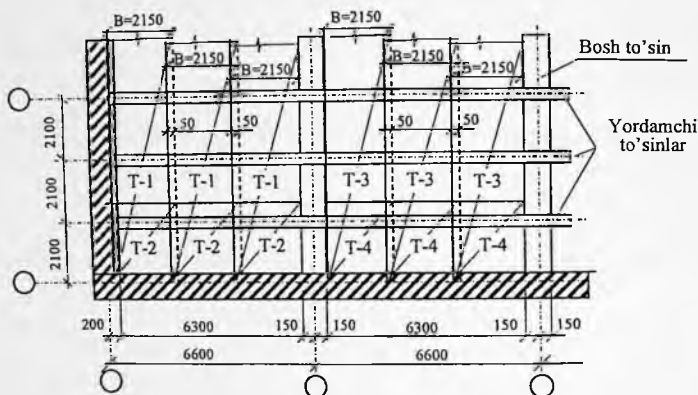
$$A_s = 99,7 \text{ mm}^2; \mu_s\% = 0,153\% > 0,1\%.$$

4. Plitani qurilmalash

1. Plitani o'rama payvand to'rlar bilan armaturalash. Plita o'rama payvandlangan to'rlar bilan jihozlanganda to'rlar bosh to'sin yo'nalishi bo'yicha to'shaladi (IV.4- rasm). Eni $B=6,3 \text{ m}$ ga teng bo'lgan o'rama to'r sortamentda bo'lmaganligi uchun har bir ravoqda $n = 3$ qator to'r to'shaladi (IV.4-rasm). To'rlar bir-birining ustiga $\Delta = 50 \text{ mm}$ o'tkaziladi. U vaqtda o'rama to'rning eni $B = (l_{sb} - b_{mb} + 2 \times \Delta)/n = (6600 - 300)/3 + 50 = 2150 \text{ mm}$ tashkil qiladi. To'r enini $B = 2150 \text{ mm}$ qabul qilamiz.

Tomonlari bilan to'sinlarga qistirib biriktirilmagan plitalar uchun T-1 to'r II ravoq 1 metri uchun talab qilinadigan armatura yuzasi $A_s = 125,6 \text{ mm}^2$ bo'yicha tanlanadi. T-1 to'r bo'ylama ishchi armaturasining qadamini $S = 150 \text{ mm}$ qabul qilamiz. U vaqtda to'r eni

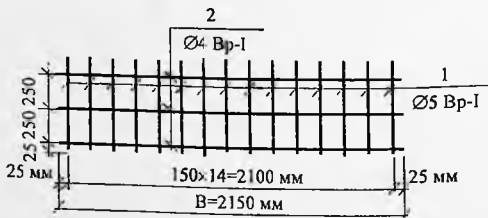
bo'yicha $n=B/s+1=2150/150+1=15$ ta sim joylashadi (IV.5-rasm).



IV.4-rasm. T-1...T-4 to'rlarning joylashishi

Talab qilinadigan bitta simning yuzasi $A_s = 125,6 \times B/n = 125,6 \times 2,15/15 = 18,0 \text{ mm}^2$. I.14- jadvalda keltirilgan sortament bo'yicha $18,0 \text{ mm}^2$ yuzaga mos keladigan sim diametr 5 mm, yuzasi $A_{s(\text{qabul})} = 19,6 \text{ mm}^2$. Farq $(19,6 - 18,0) \times 100/18,0 = \approx +8,8\%$. T-1 to'ring bo'ylama ishchi (1) armaturasining diametrini 5 mm qadamini esa, 150 mm qabul qilamiz. Ko'ndalang taqsimlovchi (2) armaturasining diametrini esa, 4 mm qadamini 250 mm qabul qilamiz (IV.5-rasm).

T-1 to'ring uzunligi bino eniga teng qilib olinadi, $L=B=18,9 \text{ m}$.



IV.5-rasm. T-1 to'r sterjenlarining diametri va qadamini aniqlashga doir

T-1 to'ra quyidagicha markalanadi:

$$T-1 - \frac{5Bp - I - 150}{4Bp - I - 250} \cdot 2150 \cdot 19050 \frac{25}{25}$$

Bitta orayopma uchun talab qilinadigan T-1 to'ra soni 6 ta.

T-2 to'ra birinchi ravoq va "B" tayanch ustiga to'shaladi (IV.4- rasm). T-2 to'ra uzunligi $L = l_s - 200 + C + l_s/4 = 2100 - 200 + 120 + 2100/4 = 2545$ mm. T-2 to'ra uchun talab qilinadigan armatura yuzasi «B» tayanch uchun talab qilinadigan armatura yuzasidan $A_s(B) = 185,8 \text{ mm}^2$ ikkinchi ravoq uchun qabul qilingan armatura yuzasining $A_s(\text{II ravoq}) = 19,6 \times n/B = 2,15 = 136,7 \text{ mm}^2$ farqiga teng $\Delta A_s = A_s(\text{qabul}) - A_s(\text{II ravoq}) = 185,8 \text{ mm}^2 - 136,7 = 49,1 \text{ mm}^2$.

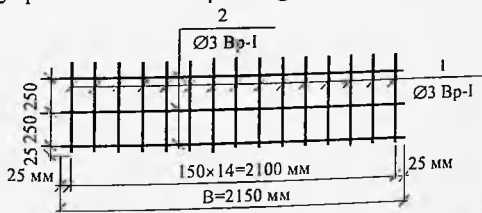
T-2 to'ra ning eni ham $B = 2150$ mm qabul qilinadi. Bo'ylama ishchi armaturasining diametri 3 mm, qadami esa, $S = 150$ mm qabul qilinadi. U vaqtda to'ra ning eni bo'yicha $(25 + 150 \times 14 + 25 = 2250 \text{ mm})$ $n=15$ ta sim joylashadi, $A_s = \Delta A_s \times B/n = 49,1 \times 2,15/15 = 7,03 \text{ mm}^2$. I.14- jadvalda keltirilgan sortament bo'yicha $7,03 \text{ mm}^2$ yuzaga mos keladigan sim diametr 3 mm, yuzasi $A_s(\text{qabul}) = 7,1 \text{ mm}^2$. Farq $(7,03 - 7,1)/7,03 \approx 1,0\%$.

T-2 to'ra ning bo'ylama ishchi (1) armaturasining diametrini 3 mm qadamini esa, 150 mm qabul qilamiz. Ko'ndalang taqsimlovchi (2) armaturasining diametrini esa, 3 mm qadamini 200 mm qabul qilamiz (IV.6-rasm).

T-2 to'ra quyidagicha markalanadi:

$$T-2 - \frac{3Bp1 \times 150}{3Bp1 \times 250} \times 2150 \times 2545 \frac{25}{25}$$

Bitta orayopma uchun talab qilinadigan T-2 to'ra soni 12 ta.



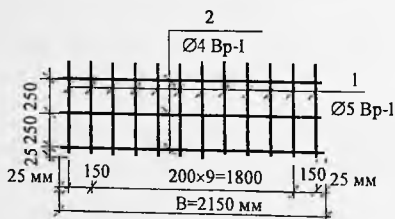
IV.6-rasm. T-2 to'ra sterjenlarining diametri va qadamini aniqlashga doir

Tomonlari bilan to'sinlarga qistirib biriktiriladigan plitalar uchun T-3 to'r II ravoq 1 metri uchun talab qilinadigan armatura yuzasi $A_s = 99,7 \text{ mm}^2$ yuza bo'yicha tanlanadi. T-3 to'r bo'ylama ishchi armaturasining asosiy qadamini $S = 200 \text{ mm}$ to'r ikki chetidagi qadamini esa, $S = 150 \text{ mm}$ qabul qilamiz (IV.7-rasm). U vaqtda to'r eni bo'yicha $n = B/s + 1 = 2150/200 + 1 = 12$ ta sim joylashadi. Talab qilinadigan bitta simning yuzasi $A_s = 99,7 \times B/n = 99,7 \times 2150/12 = 17,86 \text{ mm}^2$. I.14- jadvalda keltirilgan sortament bo'yicha $18,86 \text{ mm}^2$ yuzaga mos keladigan sim diametr 5 mm yuzasi A_s (qabul) = $19,6 \text{ mm}^2$. Farq $(17,86 - 19,6)100/17,86 \approx 7,7\%$. T-3 to'rning bo'ylama ishchi (1) armaturasining diametrini 5 mm qadamini esa, to'r chetlarida $S = 150 \text{ mm}$, to'r o'rta qismda esa, $S = 200 \text{ mm}$ qabul qilamiz. Ko'ndalang taqsimlovchi (2) armaturasining diametrini esa, 4 mm qadamini 250 mm qabul qilamiz (IV.7-rasm).

T-3 to'rning uzunligi bino eniga teng qilib olinadi, ya'ni $L = B = 18,9 \text{ m}$.

T-3 to'r quyidagicha markalanadi:

$$T-3 - \frac{5Bp - I - 150(\times 200) + 150}{4Bp - I - 250} \cdot 2150 \cdot 19050 \frac{25}{25}.$$



IV.7-rasm.
T-3 to'r sterjenlarining
diametri va qadamini
aniqlashga doir

Bitta orayopma uchun talab qilinadigan T-1 to'r soni 6 ta.

T-4 to'r birinchi ravoq va "B" tayanch ustiga to'shaladi (IV.4-rasm). T-4 to'r uzunligi ham $L = l_s - 200 + C + l_s/4 = 2100 - 200 + 120 + 2100/4 = 2545 \text{ mm}$ qabul qilinadi. T-4 to'r uchun talab qilinadigan armatura yuzasi «B» tayanch uchun talab qilinadigan armatura yuzasidan $A_s(B) = 185,8 \text{ mm}^2$ ikkinchi ravoq uchun qabul qilingan armatura yuzasi $A_s(\text{II ravoq}) = 19,6 \times n/B = 19,6 \times 12/2,15 = 109,4 \text{ mm}^2$ farqiga teng, $\Delta A_s = 185,8 \text{ mm}^2 - 109,4 = 76,4 \text{ mm}^2$.

T-4 to'ring eni ham $B = 2150$ mm, bo'ylama ishchi armaturasining asosiy qadamini $S = 200$ mm to'r ikki chetidagi qadamini esa, $S = 150$ mm qabul qilamiz. U vaqtda to'ring eni bo'yicha $(25+150+200 \times 9+150+25 = 2150 \text{ mm})$ $n=12$ ta sim joylashadi (IV.8-rasm). Talab qilinadigan armatura yuzasi $A_s = \Delta A_s \times B/n = 76,4 \times 2,15/12 = 13,68 \text{ mm}^2$. I.14- jadvalda keltirilgan sortament bo'yicha $12,60 \text{ mm}^2$ yuzaga mos keladigan sim diametr 4 mm, yuzasi $A_s(\text{qabul}) = 12,6 \text{ mm}^2$. Farq $(13,68-12,6)100/13,68 \approx +7,9\%$.

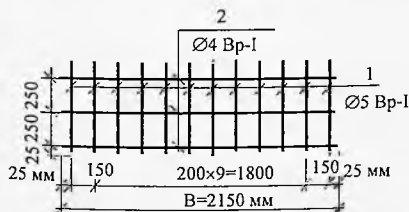
T-4 to'ring bo'ylama ishchi (1) armaturasi diametrini 5 mm asosiy qadamini $s=200$ mm, qo'shimcha qadamini esa, 150 mm qabul qilamiz. Ko'ndalang taqsimlovchi (2) armaturasining diametrini esa, 3 mm qadamini 250 mm qabul qilamiz (IV.8-rasm).

T-3 to'r quyidagicha markalanadi:

$$T-4 = \frac{5Bp - l - 150 + (\times 200) + 150}{4Bp - l - 250} \cdot 2150 \cdot 2550 \frac{25}{25}$$

Bitta orayopma uchun talab qilinadigan T-4 soni 12 ta.

Plitaning devorga o'rashadigan qismining yuqori zonasi T-5 to'r bilan, bosh to'sinlar ustidagi qismi esa, T-6 to'r bilan konstruktiv jihatdan jihozlanadi.

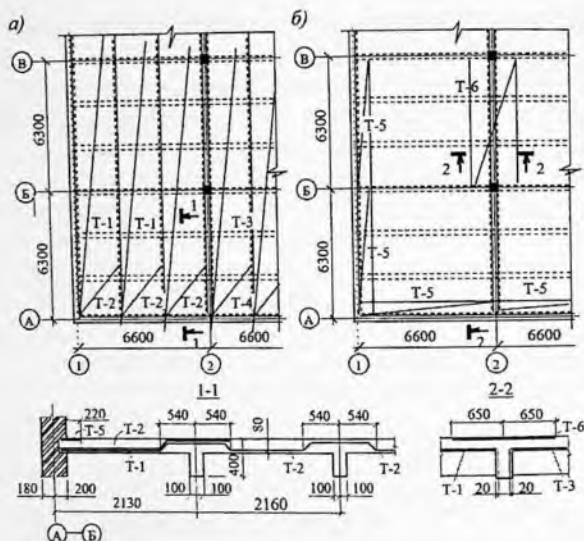


IV.8-rasm.

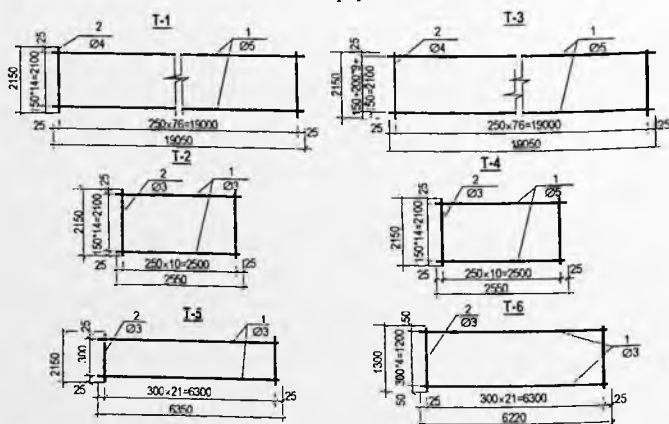
T-43 to'r sterjenlarining diametri va qadamini aniqlashga doir

Plitani payvandlangan o'rama to'rlar bilan jihozlash IV.9-rasmda ko'rsatilgan.

Temirbeton konstruksiyalari va elementlari uchun ishchi chizmalarida armatura spetsifikatsiyasi va po'lat sarfining vedomosti keltiriladi.



IV.9-rasm. Plitani payvandlangan o'rama to'rlar bilan jihozlash: a – T-1...T-4 to'rlarni planda joylashishi; b – T-5 va T-6 to'rlarning planda joylashishi; T-1...T-6 – payvand to'rlar



IV.10-rasm. Plitani jihozlanishi uchun payvandlangan to'rlar

$$1,0(h_{sb} - h_s)b_{sb} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n =$$

$$= 1,0(0,45 - 0,08)0,2 \times 25 \times 1,1 \times 0,95 = 1,93 \text{ kH / m}$$

pol va plitaning og'irligidan (IV.1 jadvalga qarang) -

$$q_s \times l_s = 3,5 \times 2,1 = 7,35 \text{ kN/m,}$$

jami doimiy yuklarning miqdori -

$$g_{sb} = 1,93 + 7,35 = 9,28 \text{ kN/m.}$$

Muvaqqat yuklar. Plitadan yordamchi to'singa uzatiladigan foydali muvaqqat yuk- $v_{sb} = v_s \times l_s = 9,1 \times 2,10 = 19,11 \text{ kN/m.}$

Yordamchi to'singa ta'sir qiladigan to'liq yuk -

$$q_{sb} = g_{sb} + v_{sb} = 9,28 + 19,11 = 28,39 \text{ kN/m.}$$

Yordamchi to'sinning hisobiy sxemasi IV.13 - rasmda ko'rsatilgan.

2. Hisobiy zo'riqlashlarni aniqlash

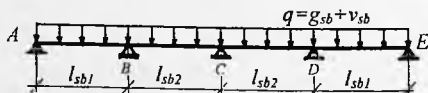
Hisobiy zo'riqlashlar IV.11, a- rasmda keltirilgan hisobiy sxemaga asosan betonning plastik deformatsiyalanishi natijasida zo'riqlashlarni qayta taqsimlanishini e'tiborga olib aniqlanadi. Muvaqqat yuklar mavjud bo'lganligi uchun eguvchi momentlarning bukuvchi epyurasi quriladi. Buning uchun yordamchi to'sinning ravoqlari 5 qismga (qismning uzunligi 0,2l ga teng) ajratiladi va bukuvchi epyuraning ordinatalari quyidagi formuladan topiladi:

$$M = \pm \beta(q_{sb} + v_{sb})l_0^2, \quad (\text{IV.10})$$

bu yerda β koeffitsiyentining qiymati ilovada keltirilgan I.1-rasmdan va

I.15 jadvaldan v_{sb}/q_{sb} nisbat miqdori bo'yicha aniqlanadi. To'sinning sxemasi va unga ta'sir qiladigan yuklar simmetrik bo'lganda zo'riqlashlar to'sinning ikki yoki ikki yarim ravog'i uchun aniqlansa yetarli.

Bizning misolimizda $v_{sb}/q_{sb} = 19,11 / 9,28 \approx 2$ ga teng. Hisobiy zo'riqlashlarning qiymati jadval usulida hisoblangan va IV.2-jadvalda keltirilgan.



IV.13-rasm. Yordamchi to'sin hisobiy sxemasi

Hisobiy momentlarni aniqlash uchun yordamchi to'sinning har bir ravog'i 5 (besh) bo'lakka bo'linadi (IV.2-jadvalning 2 ustuniga qarang). Har bir bo'lakning uzunligi birinchi ravoqda $0,2l_{sb,1}=0,2 \times 6,375=1,275$ m ga, ikkinchi va uchinchi ravoqlarda $0,2l_{sb,2}=0,2 \times 6,30=1,26$ m ga teng. Kesimlardagi eguvchi momentlarning qiymatlari (IV.10) formuladan hisoblanadi. (IV.10) formuladagi $+\beta$ koeffitsiyentining qiymatlari ilovada keltirilgan I.1-rasmdan qabul qilinadi. $-\beta$ koeffitsiyentining qiymatlari esa, ilovada keltirilgan I.15 jadvaldan $v_{sb}/q_{sb}=2$ miqdor bo'yicha aniqlanadi. $+\beta$ koeffitsiyentining qiymati «4» ustunga, $-\beta$ koeffitsiyentining qiymati esa «5» ustunga yoziladi. «6» ustunga birinchi ravoq uchun $(q_{sb} + v_{sb})/l_{sb,1}^2 = 1153,8$ kNm, ikkinchi va uchinchi ravoqlar uchun $(q_{sb} + v_{sb})/l_{sb,1}^2 = 1126,8$ kNm miqdorlar hisoblanib yoziladi. Hisoblangan $(q_{sb} + v_{sb})/l_o^2$ miqdorlar kesimlarga mos bo'lgan $+\beta$ koeffitsiyentlarga ko'paytirilib «7» ustunga va $-\beta$ koeffitsiyentlarga ko'paytirilib «8» ustunga yoziladi.

IV.2-jadval. Yordamchi to'sin kesimlaridagi eguvchi momentlar

Ravoq	Kesimlar	Chap tayanchdan kesimgacha bo'lgan masofa, ravonning qismi hisobida	β koeffitsiyent qiymati		$(q_{sb} + v_{sb})/l_o^2$ kN m	Eguvchi moment $M = \pm \beta(q_{sb} + v_{sb})/l_o^2$	
			$+\beta$	$-\beta$		M_{max}	M_{min}
I	1	0,2	0,065	-	$(9,28+19,11)$ · 6,375 ² = =1153,8	75,00	-
	2	0,4	0,090	-		103,84	-
	2'	0,425	1/11	-		104,90	-
	3	0,6	0,075	-		86,53	-
	4	0,8	0,020	0,014		23,07	16,15
	5	1,0	-	1/14		-	82,41
II	6	0,2	0,018	0,030	$(9,28+19,11)$ · 6,3 ² = =1126,8	20,28	33,80
	7	0,4	0,058	0,009		63,35	10,14
	7'	0,5	1/16	0,0075		70,42	8,45
	8	0,6	0,058	0,006		63,35	6,76
	9	0,8	0,018	0,024		20,28	27,04
	10	1,0	-	1/16		-	70,42

Eguvchi momentlarning maksimal qiymatlari birinchi ravoqda 2' kesimda, ikkinchi va uchinchi ravoqlarda esa, 7' kesimlarda hosil

bo'lad.

Kesuvchi kuchlar miqdori:

"A" tayanchdan o'ngda –

$$Q_A^{yur} = 0,4(q_{sb} + v_{sb})l_{sb,1} = 0,4(9,28 + 19,11)6,375 = 72,39 \text{ kN};$$

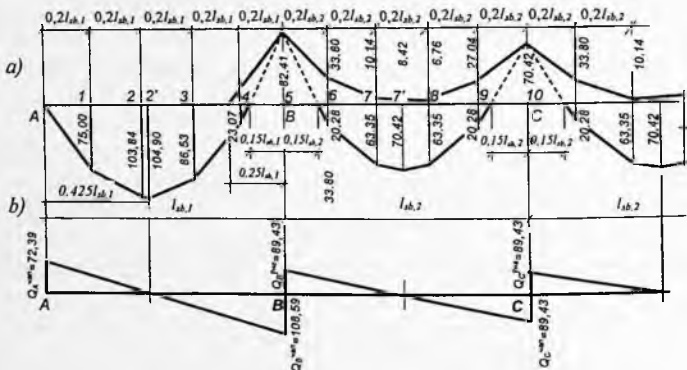
"V" tayanchdan chapda –

$$Q_B^{yur} = -0,6(q_{sb} + v_{sb})l_{sb,1} = -0,6(9,28 + 19,11)6,375 = -108,59 \text{ kN};$$

o'rtta tayanch kesimlarida –

$$Q_B^{yur} = -Q_C^{chap} = 0,5(q_{sb} + v_{sb})l_{sb,2} = 0,5(9,28 + 19,11)6,3 = 89,43 \text{ kN}.$$

Eguvchi momentlarning bukuvchi epyurasi va kesuvchi kuchlar epyurasi IV.14-rasmda ko'rsatilgan.



IV.14-rasm. Eguvchi momentlarning bukuvchi (a) va kesuvchi kuchlarning epyurasi (b)

Kesimlar mustahkamligini hisoblash. Dastlab qabul qilingan yordamchi to'sin balandligi "B" tayanchdagi eguvchi moment qiymati bo'yicha tekshirib ko'riladi. Chunki «B» tayanchda plita cho'zilish zonasiga joylashgan bo'lad va u ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak elementlardek ishlaydi:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_B}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{82,41 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 0,289}} = 371 \text{ mm},$$

bu yerda, $\alpha_m = 0,289$ to'sinning iqtisodiy jihatdan samarali balandligiga mos bo'lgan koeffitsiyent qiymati.

To'sin kesimida armatura ikki qator joylashtiriladi va beton himoya qobig'ining qalinligi 20 mm qabul qilinib, to'sinning to'liq balandligi hisoblanadi:

$h_{sb} = h_o + 20 + d + d/2 = 371 + 20 + 20 + 20/2 = 421$ mm,
bu yerda, $d = 20$ mm qabul qilinadigan armaturaning taxmini diametri.

Yordamchi to'sinning dastlab qabul qilingan o'lchamlari hisoblangan qiymatlaridan uncha katta farq qilmaganligi uchun dastlab qabul qilingan o'lchamlar qoldiriladi $b_{sb} \times h_{sb} = 200 \times 450$ mm.

To'sin kesimining ishchi balandliklari:

1 ravoqda (armatura ikki qator joylashganda) –

$$h_o = 450 - 50 = 400 \text{ mm};$$

2 ravoqda (armatura bir qator joylashganda) –

$$h_o = 450 - 30 = 420 \text{ mm}.$$

tayanchlarda (armatura bir qator joylashganda) –

$$h_o = 450 - 20 = 430 \text{ mm}.$$

To'sin uchun (14.5) shart tekshiriladi:

$$Q_{\max} = Q_B^{\text{tan}} = 108,59 \text{ kH} \leq 0,3 \times 1 \times 0,896 \times 10,35 \times 200 \times 400 = \\ = 222566 \text{ H} \approx 222,6 \text{ kH},$$

bu yerda, $\varphi_{w1} = 1,0$ - ko'ndalang armaturalarni hisobga olmagandagi koeffitsiyentning eng katta qiymati (QMQ 2.03.01-96 p.3.30 ga qarang);

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,1 \cdot 10,35 = 0,896,$$

bu yerda, $\beta = 0,01$ (og'ir betonlar uchun).

Yuqorida tekshirilgan shart bajarilayapti, demak to'sin kesimining qabul qilingan o'lchamlari yetarli.

3. Bo'ylama armatura hisobi

Siqilish zonasi nisbiy balandligining chegaraviy qiymati (13.1) formuladan aniqlanadi. Sinf B20 bo'lgan beton uchun $\omega = 0,767$ bo'lganda (plita hisobiga qarang)

$$\xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,628.$$

Seysmik tuman uchun ξ_R koeffitsiyent 0,85 ga ko'paytiriladi. U vaqtda

$$\xi_R = 0,628 \times 0,85 = 0,5338;$$

$$\alpha_R = 0,5338 (1 - 0,5 \times 0,05338) = 0,39.$$

(13.29) formuladan to'sin tavr kesimi uchun neytral o'q holati aniqlanadi.

$$\begin{aligned} M'_f &= R_b b_f h_f (h_0 - 0,5 \cdot h_f) = 10,35 \times 2100 \times 80 \times (400 - 0,5 \cdot 80) = \\ &= 625,968 \times 10^6 \text{ H} \cdot \text{mm} \approx 625,97 \text{ kH} \cdot \text{m} > M_1 = 113,36 \text{ kH} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Neytral o'q rafda joylashgan. Shuning uchun musbat momentlar ta'siriga to'sinning hamma ravoq kesimlari eni $b = b'_f = 2100$ mm ga teng bo'lgan to'g'ri to'rtburchak deb qaraladi.

To'sin ravoqlarda sinfi A400 bo'lgan bo'ylama armatura va sinfi A240 bo'lgan ko'ndalang armaturalardan payvandlab tayyorlanadigan sinchlar bilan jihozlanadi. To'sin tayanchlarda sinfi A400 bo'lgan bo'ylama armatura va sinfi A240 bo'lgan ko'ndalang armaturalardan payvandlab tayyorlanadigan to'rlar bilan jihozlanadi.

I ravoqda $M_{\max} = 104,9$ kNm. Plita siqilish zonasida joylashgan $b = b'_f = 2100$ mm.

(13.8) formuladan:

$$\alpha_{\max} = \frac{M_{\max}}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{104,9 \times 10^6}{10,35 \times 2100 \times 400^2} = 0,030; \quad \alpha_m < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,03}) = 0,984.$$

(13.9) formuladan:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{R_s \zeta h_0} = \frac{104,9 \times 10^6}{365 \times 0,984 \times 400} = 730,17 \text{ mm}^2.$$

Birinchi ravoq uchun 4Ø16 A400 ($A_s = 804 \text{ mm}^2 > 730 \text{ mm}^2$) armatura qabul qilamiz.

II va III ravoqlarda $M_{\max} = 70,42$ kN m; $b = b'_f = 2100$ mm.

$$\alpha_{\max} = \frac{70,42 \times 10^6}{10,35 \times 2100 \times 420^2} = 0,018 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018}) = 0,991;$$

$$A_s = \frac{70,42 \times 10^6}{365 \times 0,991 \times 420} = 463 \text{ mm}^2.$$

Ikkinchi ravoq uchun $2\emptyset 18$ A400 ($A_s = 509 \text{ mm}^2 > 463 \text{ mm}^2$) armatura qabul qilamiz.

"B" tayanchda $M_{\max} = -82,41 \text{ kN m}$; $b = 200 \text{ mm}$.

$$\alpha_{\max} = \frac{82,41 \times 10^6}{10,35 \times 200 \times 420^2} = 0,225 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,225}) = 0,87;$$

$$A_s = \frac{82,41 \times 10^6}{365 \times 0,87 \times 420} = 617,9 \text{ mm}^2.$$

«B» tayanch uchun $4\emptyset 14$ A400 ($A_s = 616 \text{ mm}^2 \approx 617,9 \text{ mm}^2$) armatura qabul qilamiz.

"S" tayanchda $M_{\max} = -70,42 \text{ kN m}$; $b = 200 \text{ mm}$.

$$\alpha_{\max} = \frac{70,42 \times 10^6}{10,35 \times 200 \times 420^2} = 0,193 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,193}) = 0,89;$$

$$A_s = \frac{70,42 \times 10^6}{365 \times 0,89 \times 420} = 516,1 \text{ mm}^2.$$

«S» tayanch uchun ($2\emptyset 12 + 2\emptyset 14$) A400 ($A_s = 534 \text{ mm}^2 > 516,1 \text{ mm}^2$) armatura qabul qilamiz.

Chetki ravoqlardagi sinchlarning yuqori sterjenlari amaliy talablar bo'yicha $2\emptyset 10$ A400 qabul qilinadi, chunki chetki ravoqda manfiy moment qiymati nolga teng.

O'rta ravoqlardagi sinchlarning yuqori sterjenlari ravoqlardagi manfiy momentlarga hisoblanadi. O'rta ravoqlardagi manfiy moment qiymati $M_7 = -10,14 \text{ kn}\cdot\text{m}$:

$$\alpha_{\min} = \frac{-10,14 \times 10^6}{10,35 \times 200 \times 420^2} = 0,028 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0,985;$$

$$A_s = \frac{10,14 \times 10^6}{365 \times 0,985 \times 420} = 67,15 \text{ mm}^2.$$

O'rta ravoqlar sinchlarining yuqori sterjenlari uchun ham $2 \varnothing 10$ A400 ($A_s = 157 \text{ mm}^2 > 67,15 \text{ mm}^2$) armatura qabul qilinadi.

4. Ko'ndalang armatura hisobi

Ko'ndalang kesuvchi kuchning eng kichik qiymatida quyidagi (14.8) shart tekshiriladi

$Q_{\min} = Q_A^{\text{inc}} > 72,39 \text{ kH} \leq 0,6 \times 0,81 \times 200 \times 420 = 40824 \text{ H} \approx 40,824 \text{ kH}$ shart bajarilmayapti. Demak, hamma tayanch kesimlarida ko'ndalang armatura hisob bo'yicha qo'yiladi. Yuqoridagi shartda $\varphi_{b3} = 0,6$ (og'ir beton uchun); $R_{bt} = 0,9 \times 0,9 = 0,81 \text{ MPa}$.

Sinch ko'ndalang armaturasining kesim yuzasi kesuvchi kuchning eng katta $Q_{\max} = Q_B^{\text{van}} = 108,59 \text{ kN}$ miqdori bo'yicha hisoblanadi. Konstruktiv talablar bo'yicha to'sin ko'ndalang kesimidagi ko'ndalang sterjenlar soni $n = 2$ va bino seysmik zonada quriladiganligi uchun diametrini 8 mm ($A_s = 50,3 \text{ mm}^2$), qadami esa, $S = 150 \text{ mm} < h/2 = 450/2 = 225 \text{ mm}$ qabul qilinib ko'ndalang sterjenlardagi birlik zo'riqish (14.12) formuladan aniqlanadi

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \times n \times A_{sw}}{S} = \frac{175 \times 2 \times 50,3}{150} = 117,36 \text{ MPa} \cdot \text{mm} = 117,36 \text{ kH/m}.$$

(14.21) shart tekshiriladi

$$q_{sw} = 117,36 \text{ kH/m} \geq \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt} \cdot b}{2} =$$

$$= \frac{0,6(1 + 0 + 0)0,81 \cdot 200}{2} = 48,6 \text{ MPa} \cdot \text{mm} = 48,6 \text{ kH/m}.$$

Shart bajarilayapti. Hisoblarda $q_{sw} = 117,36 \text{ kN/m}$ qabul qilinadi. Yuqoridagi shartda plita tayanchda cho'zilish zonasiga tushganligi uchun $\varphi_f = 0$, bo'ylama kuch bo'lmaganligi uchun $\varphi_n = 0$.

(14.16) formuladan qiya yoriqning gorizontol o'qqa proyeksiyasi

$$C_0 = \sqrt{\frac{\phi_{b2}(1 + \varphi_f \cdot \varphi_n) R_{bt} \times b h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2(1+0+0)0,81 \times 200 \times 420^2}{117,36}} = 697,85 \text{ mm.}$$

$C_0 = 697,85 \text{ mm} < 2h_0 = 2 \times 420 = 840 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun $C_0 \approx 700 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

(14.17) formuladan ko'ndalang sterjenlar qabul qiladigan kesuvchi kuch

$$Q_{sw} = C_0 \times q_{sw} = 0,7 \times 117,36 = 82,15 \text{ kN.}$$

(14.10) formulada $C = C_0 = 0,7 \text{ m}$ qabul qilinib qiya yoriq cho'qqisida siqilgan beton qabul qiladigan kesuvchi kuch aniqlanadi

$$Q_b = \frac{\phi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \times b h_0^2}{C} = \frac{2(1+0+0)0,81 \times 200 \times 420^2}{700} = 81648 \text{ H} \approx 81,65 \text{ kH.}$$

Beton va ko'ndalang armatura qabul qiladigan kesuvchi kuch

$$Q_b + Q_{sw} = 81,65 + 82,15 = 163,8 > Q_{\max} = 108,59 \text{ kN.}$$

To'sinning tayanch zonalaridagi qiya kesimlar bo'yicha mustahkamliklari ta'minlanadi.

To'sinning tayanch zonalaridagi $l = l_{sb}/4 = 6600/4 = 1650 \text{ mm}$ masofada ko'ndalang sterjenlarning qadami $S = 150 \text{ mm}$, to'sinning o'rta qismida esa, $l = 6600/2 = 3300 \text{ mm}$ masofada ko'ndalang sterjenlarning qadami $S = 300 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

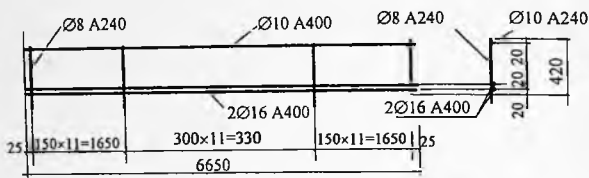
5. Yordamchi to'sinni qurilmalash

Yordamchi to'sin kesimlarida bo'ylama armaturalar quyidagicha qabul qilinadi (IV.15- rasm va IV.5-jadvalga qarang).

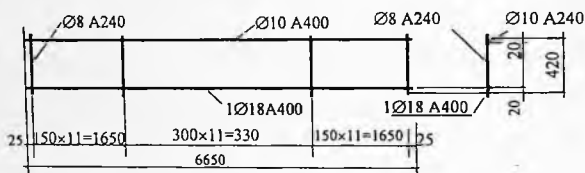
I ravoqda har birida $2\emptyset 16 \text{ A400}$ sterjenlar bo'lgan ikkita S-1 sinch (IV.15- rasm) qabul qilinadi. Jami bo'ylama armaturalar soni $4\emptyset 16 \text{ A400}$. Ilovada keltirilgan I.14-jadvalga binoan qabul qilingan armatura kesim yuzasi $A_s = 804 \text{ mm}^2 > 730,17 \text{ mm}^2$.

II va III ravoqlarning har birida $1\emptyset 18 \text{ A400}$ sterjenlari bo'lgan ikkita S-2 sinch (IV.16- rasm) qabul qilinadi. Jami bo'ylama armaturalar soni $2\emptyset 18 \text{ A400}$. Ilovada keltirilgan I.14-jadvalga binoan qabul qilingan armatura kesim yuzasi $A_s = 509 \text{ mm}^2 > 463 \text{ mm}^2$.

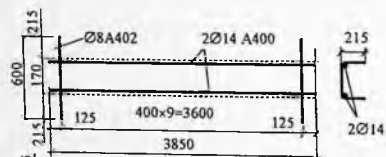
"B" tayanch $2\emptyset 14 \text{ A400}$ sterjenlardan iborat bo'lgan T-7 va T-8



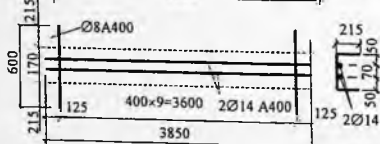
IV.15- rasm. S-1 sinch



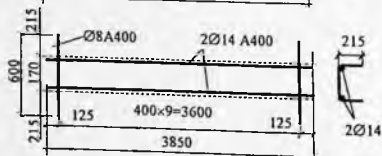
IV.16- rasm. S-2 sinch



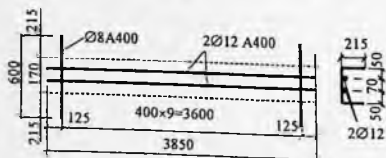
IV.17- расм.
То'р Т-7



IV.18- расм.
То'р Т-8



IV.19- расм.
То'р Т-9



IV.20- расм.
То'р Т-10

(IV.17 va IV.18 -rasmlarga qarang) to'rlar bilan jihozlanadi. Ilovada keltirilgan I.27 jadvalga binoan $4\emptyset 14$ A400 armatura kesim yuzasi $A_s = 616 \text{ mm}^2 \approx 617,9 \text{ mm}^2$.

"C" tayanch $2\emptyset 14$ A400 sterjenlardan iborat bo'lgan bitta T-9 (IV.19 -rasmga qarang) va $2\emptyset 12$ A400 sterjenlardan iborat bo'lgan bitta T-10 (IV.20-rasmga qarang) to'r bilan jihozlanadi. Ilovada keltirilgan I.14-jadvalga binoan ($2\emptyset 12 + 2\emptyset 14$) A400 armatura kesim yuzasi $A_s = 534 \text{ mm}^2 > 516,1 \text{ mm}^2$.

T-7, T-8, T-9 va T-10 to'rlarning uzunligi $l = l_{sb}/3 + l_{sb}/4 = 6600/3 + 6600/4 = 2200 + 1650 = 3850 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

S-1 va S-2 sinchlar hamda T-7, T-8, T-9 va T-10 to'rlarning armaturalari maksimal eguvchi momentlar bo'yicha aniqlangan.

Ravoqlar o'rtasidan tayanchlarga qarab musbat eguvchi momentlarning qiymatlari kamayib boradi (IV.14,b- rasmga qarang). Manfiy momentlarning qiymatlari esa, aksincha, tayanchlardan ravoqlarga kamayib boradi (IV.14,b-rasmga qarang).

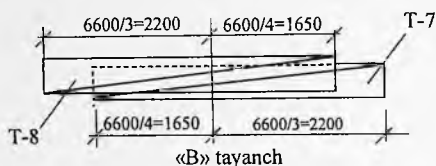
To'sinni jihozlash uchun sarf qilinadigan armatura miqdorini kamaytirish maqsadida ravoqlar uchun maksimal momentlar bo'yicha aniqlangan armaturalarning 50% gacha bo'lgan miqdori tayanchlarga yetkazilmasdan qirqib tashlanishi ruxsat etiladi. Tayanchlarda esa, bo'ylama armaturalar eguvchi moment epyurasiga mos ravishda tayanchlardan o'ng va chap tomonlarga o'tkazilib qirqiladi.

Bizning misolimizda birinchi ravoq uchun maksimal moment bo'yicha qabul qilingan armatura to'rtta sterjendan ($4\emptyset 16$ A400) iborat bo'lgani uchun armaturaning 50% ($2\emptyset 16$ A400) tayanchlarga yetkaziladi. Qolgan 50% armatura ($2\emptyset 16$ A400) tayanchlarga yetkazilmasdan qirqib tashlanadi. Armaturalarning qirqish joylarini aniqlash quyida keltirilgan.

Ikkinchi ravoq uchun maksimal moment bo'yicha qabul qilingan armatura ikkita sterjendan iborat bo'lgani uchun $2\emptyset 18$ A400 armaturaning hammasi qirqilmasdan tayanchlarga yetkaziladi.

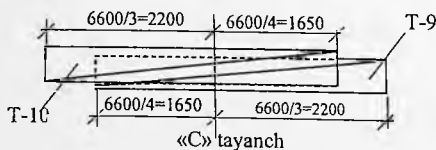
«B» tayanch uchun maksimal moment bo'yicha qabul qilingan armatura to'rtta sterjendan iborat bo'lgani uchun $4\emptyset 14$ A400 armaturaning 50% (T-7 to'r) «B» tayanchdan chap tomonga

$l_{sb}/4=6600/4=1650$ mm masofaga, o'ng tomonga esa, $l_{sb}/4=6600/4=2200$ mm masofaga o'tkazib qirg'iladi. Undan keyin esa, qolgan $2\emptyset 14A400$ armatura (T-8 to'r) ham «B» tayanchdan chap tomonga $l_{sb}/3=6600/3=2200$ mm masofaga o'tkazib, o'ng tomonga esa, $l_{sb}/4=6600/4=1650$ mm masofaga o'tkazib qirg'ib tashlanadi (IV.21-rasmga qarang).



IV.21- rasm. T-7 va T-8 to'rlarning «B» tayanchda joylashishi

«C» tayanch uchun maksimal moment bo'yicha qabul qilingan armatura to'rtta sterjendan iborat bo'lgani uchun $2\emptyset 14A400 + 2\emptyset 14A400$ armaturaning $2\emptyset 14A400$ tasi (T-9 to'r) «B» tayanchdan chap tomonga $l_{sb}/4=6600/4=1650$ mm masofaga, o'ng tomonga esa, $l_{sb}/4=6600/3=2200$ mm masofaga o'tkazib qirg'iladi. Undan keyin esa, $2\emptyset 12A400$ armatura (T-10 to'r) ham «C» tayanchdan chap tomonga $l_{sb}/3=6600/3=2200$ mm masofaga o'tkazib, tayanchdan o'ng tomonga $l_{sb}/4=6600/4=1650$ mm masofaga o'tkazib qirg'ib tashlanadi (IV.22-rasmga qarang). Armaturaning qirg'ilish joylarini aniqlash quyida keltirilgan.



IV.22- rasm. T-9 va T-10 to'rlarning «C» tayanchda joylashishi

IV.3-jadval. Talab qilingan armatura bo'yicha qabul qilingan armatura soni, diametri va yuzalari

Kesimlar	Talab qilingan armatura, mm ²	Qabul qilingan armatura		Joylashishi
		Soni, diametri va sinfi	Kesim yuzasi, mm ²	
I ravoq	730,17	4 $\emptyset$ 16 A400	804	pastda
«B» tayanch	617,9	4 $\emptyset$ 14 A400	616	yuqorida

Kesimlar	Talab qilingan armatura, mm ²	Qabul qilingan armatura		Joylashishi
		Soni, diametri va sinfi	Kesim yuzasi, mm ²	
II ravoq	463	2Ø18 A400	509	pastda
«C» tayanch	516,1	(2Ø12+2Ø14) A400	534	yuqorida
I- II ravoq		2Ø10 A400		yuqorida

Sinch va to'rlarning uzilish joylarini aniqlash

IV.14- rasmda keltirilgan eguvchi momentlarning bukuvchi epyurasiga e'tibor bersangiz ravoqlar o'rtasidan tayanchlarga yaqinlashgan sari eguvchi momentlarning qiymatlari kamayib boradi. Tayanchlarda esa, tayanchlardan uzoqlashgan sari eguvchi momentlarning qiymatlari kamayib boradi.

Ravoqlar va tayanchlardagi bo'ylama armatura kesim yuzalari eguvchi momentlarning eng katta qiymatlari uchun topilgan bo'lib, momentlarning qiymatlari kam bo'lgan kesimlarda buncha armatura talab qilmaydi. Shuning uchun armaturani tejash maqsadida bo'ylama armaturaning bir qismi ravoqlarda tayanchlarga yetkazilmasdan, tayanchlarda esa, tayanchlardan o'tkazilib uziladi.

Sinch va to'r sterjenlarining uzilish joylarini aniqlash quyidagi tartibda bajariladi:

1) bo'ylama armaturaning bir qismi kesib tashlangandan keyin qolgan armatura uchun element kesimining mustahkamligi hisoblanadi. Bunda qolgan armatura miqdori qabul qilingan armatura kesim yuzasining 50% dan kam bo'lmashligi shart;

2) eguvchi momentlarning bukuvchi epyurasida nazariy kesilish joyi, ya'ni tashqi yuklardan hosil bo'lgan momentning 1 bandda topilgan yuk ko'tarish qobiliyatiga teng bo'lgan vertikal kesim aniqlanadi;

3) nazariy kesilish joylariga mos bo'lgan kesimlar uchun 2 bandda topilgan eguvchi momentlarga mos bo'lgan kesuvchi kuchlar aniqlanadi va sterjenlarni hisob bo'yicha talab qilinmaydigan kesimlardan o'tkazib amaliy qirqilish masofalari ω_i hisoblanadi

$$\omega_i = \frac{Q_i}{2q_{sw}} + 5d \geq 20d \geq l_{an},$$

l_{an} - ankerlash uzunligi, (7.2) formuladan hisoblanadi;

4) tayanchlardan sterjenlarning haqiqiy uzilish joylarigacha bo'lgan a_i masofalar aniqlanadi.

To'sin kesimining yuk ko'tarish qobiliyati (13.9) formuladan hisoblanadi.

IV.4 jadval. Yordamchi to'sinlarda payvandlangan to'r va sinchlar sterjenlarining uzilish joylarini aniqlash.

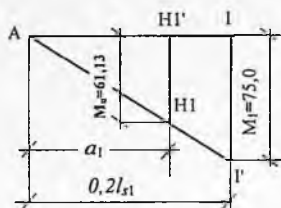
Sterjenlar soni va diametri, mm	h_0 , mm	A_s , mm ²	ξ	ζ	M_u , kN·m	Qirqi-ladigan sterjenlar soni	Tayanch o'qlaridan nazariy kesilish joyigacha bo'lgan a_i masofalar, m	
							chapdan	o'ngdan
1 ravoq (b = 2100 mm)								
4Ø16 A400	400	804	0,0337	0,983	115,4	-	-	-
2Ø16 A400	420	402	0,016	0,992	61,13	2Ø16A400	1,04	2,04
2 ravoq (b = 2100 mm)								
2Ø18 A400	420	509	0,02	0,99	77,25	-	-	-
"B" tayanchda (b = 200 mm)								
4Ø14 A400	420	616	0,258	0,87	82,15	-	-	-
2Ø14 A400	420	308	0,129	0,935	44,14	2Ø14A400	1,14; 0,74	0,99; 2,29
"C" tayanchda (b = 200 mm)								
2Ø12A400+ 2Ø14A400	420	534	0,224	0,888	72,69	-	-	-
2Ø14 A400	420	308	0,129	0,935	44,14	2Ø14A400	1,49; 0,76	1,49; 0,76
Ravoqlardagi yuqori armatura (b = 200 mm)								
2Ø10 A400	420	157	0,066	0,967	23,27	-	-	-

Hisob natijalari IV.6-jadvalda keltirilgan. Bunda $R_s = 365$ MPa, $R_b = 10,35$ MPa va I ravoqda $h_0 = 400$ mm; II va III ravoqlarda va tayanchlarda $h_0 = 420$ mm qabul qilingan.

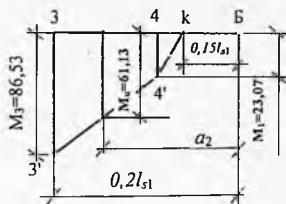
Sterjenlarning nazariy uzilish joylaridan tayanchlargacha bo'lgan a_i masofalar eguvchi momentlarning bukuvchi epyurasidan topiladi (IV.12 -rasm). Buning uchun uchburchaklarning o'xshashlik xossalariidan foydalaniladi. I ravoqda qirqib tashlangandan keyin

qolgan 2Ø16A400 sterjen uchun (IV.4 jadval) tashqi moment $M = 61,13$ kN m.

A, HI, HI' va A, I', I uchburchaklarning o'xshashligidan quyidagini olamiz (IV.22-rasmga qarang):



IV.23-rasm. a_1 masofani topishga doir

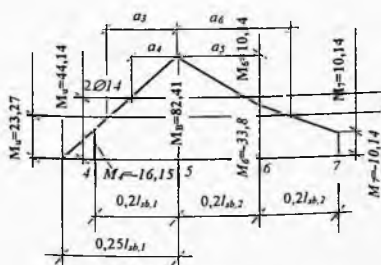


IV.24-rasm. a_2 masofani topishga doir

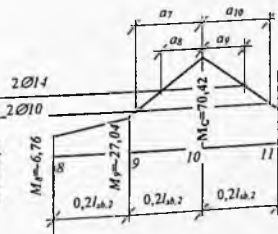
$$a_1 = 0,2l_{s1} \times \frac{M_H}{M} = 0,2 \times 6,375 \times \frac{61,13}{75,00} = 1,04 \text{ m.}$$

IV.22-rasmdan :

$$a_2 = 0,2 \times l_{s1} \left[1 + \frac{M_H - M_4}{M_3 - M_4} \right] = 0,2 \times 6,375 \left[1 + \frac{61,13 - 23,07}{86,53 - 23,07} \right] = 2,04 \text{ m}$$



IV.25- rasm.
 a_3, a_4, a_5 va a_6 masofalarni topishga doir



IV.26- rasm. a_7 va a_8 masofalarni topishga doir

Shu usul bilan qolgan masofalar aniqlanadi (IV.25 va IV.26 – rasmga qarang):

$$a_3 = 0,25 l_{s1} \cdot \frac{M_B - M_u}{M_B} = 0,25 \times 6,375 \times \frac{82,41 - 23,27}{82,41} = 1,14 \text{ m};$$

$$a_4 = 0,25 \cdot l_{s1} \cdot \frac{M_B - M_u}{M_B} = 0,25 \times 6,375 \times \frac{82,41 - 44,14}{82,41} = 0,74 \text{ m}.$$

$$a_5 = 0,2 \cdot l_{s2} \cdot \frac{M_B - M_u}{M_B - M_6} = 0,2 \times 6,3 \times \frac{82,41 - 44,14}{82,41 - 33,8} = 0,99 \text{ m},$$

$$a_6 = 0,2 \cdot l_{s2} \cdot \left[1 + \frac{M_B - M_u}{M_B - M_7} \right] = 0,2 \times 6,3 \left[1 + \frac{82,41 - 23,27}{82,41 - 10,14} \right] = 2,29 \text{ m}.$$

$$a_7 = a_{10} = 0,2 \cdot l_{s2} \left[1 + \frac{M_9 - M_u}{M_9 - M_8} \right] = 0,2 \times 6,3 \left[1 + \frac{27,04 - 23,27}{27,04 - 6,76} \right] = 1,49 \text{ m}.$$

$$a_8 = a_9 = 0,2 \cdot l_{s2} \cdot \frac{M_C - M_u}{M_C - M_9} = 0,2 \times 6,3 \times \frac{70,42 - 44,14}{70,42 - 27,04} = 0,76 \text{ m}.$$

Nazariy uzilish joylaridagi kesuvchi kuchlar IV.27-rasmda keltirilgan (kesuvchi kuch epyurasidan)

$$Q_1 = Q_A^{yu} \cdot (0,425 l_{s1} - a_1) / 0,425 \cdot l_{s1} =$$

$$= 72,39 (0,425 \times 6,375 - 1,04) / 0,425 \times 6,375 = 44,6 \text{ kN};$$

$$Q_2 = Q_B^{yam} (0,575 l_{s1} - a_2) / 0,575 l_{s1} =$$

$$= 108,59 (0,575 \times 6,375 - 2,04) / 0,575 \times 6,375 = 48,1 \text{ kN};$$

$$Q_3 = Q_B^{yan} (0,575 l_{s1} - a_3) / 0,575 l_{s1} =$$

$$= 108,59 (0,575 \times 6,375 - 1,14) / 0,575 \times 6,375 = 74,8 \text{ kN};$$

$$Q_4 = Q_B^{yam} (0,575 l_{s1} - a_4) / 0,575 l_{s1} =$$

$$= 108,59 (0,575 \times 6,375 - 0,74) / 0,575 \times 6,375 = 86,7 \text{ kN};$$

$$Q_5 = Q_V^{o'ng} (0,5 l_{s2} - a_5) / 0,5 l_{s2} =$$

$$= 89,3 (0,5 \times 6,3 - 0,99) / 0,5 \times 6,3 = 61,2 \text{ kN};$$

$$Q_6 = Q_V^{o'ng} (0,5 l_{s2} - a_6) / 0,5 l_{s2} =$$

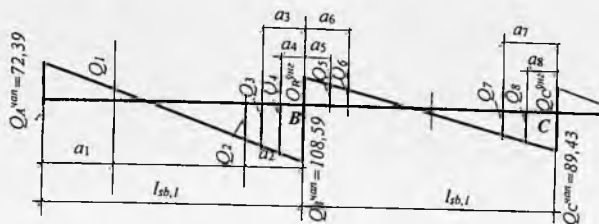
$$= 89,3 (0,5 \times 6,3 - 2,29) / 0,5 \times 6,3 = 24,4 \text{ kN};$$

$$Q_7 = Q_C^{chap} (0,5 l_{s2} - a_7) / 0,5 l_{s2} =$$

$$= 89,3 (0,5 \times 6,3 - 1,49) / 0,5 \times 6,3 = 47,1 \text{ kN};$$

$$Q_8 = Q_C^{chap} (0,5 l_{s2} - a_8) / 0,5 l_{s2} =$$

$$= 89,3 (0,5 \times 6,3 - 0,76) / 0,5 \times 6,3 = 67,7 \text{ kN}.$$



IV.27-rasm. Nazariy kesilish nuqtalaridagi kesuvchi kuchlanishni aniqlashga doir

Yordamchi to'sinning birlik uzunligidagi ko'ndalang sterjenlardagi zo'riqish

$$q_{sw} = 175 \times 2 \times 503 / 150 = 117,36 \text{ MPa} \cdot \text{mm} = 117,36 \text{ kN/m}.$$

Armaturaning ankerlanish uzunligi (7.2) formuladan aniqlanadi.

Sinfi A400, diametri 16 mm bo'lgan armatura uchun $R_s = 365$ MPa, $R_b = 10,35$ MPa. 7.1- jadvaldan $\omega_{an} = 0,7$, $\Delta\lambda_{an} = 11$ bo'lganda

$$l_{an} = (0,7 \times 365 / 10,35 + 11) \times 16 = 571 \text{ mm};$$

Ø14 A400 uchun -

$$l_{an} = (0,7 \times 365 / 10,35 + 11) \times 14 = 500 \text{ mm}.$$

Ø12 A400 uchun -

$$l_{an} = (0,7 \times 365 / 10,35 + 11) \times 12 = 430 \text{ mm}.$$

ω_i masofalar aniqlanadi:

$$\omega_1 = Q_1 / (2 \cdot q_{sw}) + 5d = 44,6 \times 10^3 / (2 \times 117,36) + 5 \times 16 = 270 \text{ mm}.$$

$\omega_1 = 270 \text{ mm} < 20d = 20 \times 16 = 320 \text{ mm} < l_{an} = 571 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun $\omega_1 = l_{an} = 571 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

$\omega_2 = 48,1 \times 10^3 / (2 \times 117,36) + 5 \times 16 = 285 \text{ mm} < 20d < l_{an} = 571 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun $\omega_2 = l_{an} = 571 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

$\omega_3 = 74,8 \times 10^3 / (2 \times 117,36) + 5 \times 14 = 388 \text{ mm} > 20d = 280 \text{ mm} < l_{an} = 500 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun $\omega_3 = 500 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

$\omega_4 = 86,7 \times 10^3 / (2 \times 117,36) + 5 \times 14 = 439 \text{ mm} > 20d = 280 \text{ mm} < l_{an} = 500 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun $\omega_4 = 500 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

$\omega_5 = 61,2 \times 10^3 / (2 \times 117,36) + 5 \times 14 = 330 \text{ mm} > 20d = 280 \text{ mm} < l_{an} = 500 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun $\omega_5 = 500 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

$\omega_6 = 24,4 \times 10^3 / (2 \times 117,36) + 5 \times 14 = 278 \text{ mm} > 20d = 280 \text{ mm} <$

$<l_{an} = 500 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun $\omega_6 = l_{an} = 500 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

$$\omega_7 = 47,1 \times 10^3 / (2 \times 117,36) + 5 \times 14 = 270 \text{ mm} < 20 d = 20 \cdot 14 = 280$$

$<l_{an} = 500 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun $\omega_7 = l_{an} = 500 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

$$\omega_8 = 67,7 \times 10^3 / (2 \times 117,36) + 5 \times 14 = 348 \text{ mm} > 20d = 20 \cdot 12 = 240 \text{ mm}$$

$<l_{an} = 430 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun $\omega_8 = 430 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

Tayanchlardan to'r va sterjenlarning haqiqiy uzilish joylarigacha bo'lgan masofalar

$$l_1 = a_1 - \omega_1 = 1,04 - 0,571 \approx 0,47 \text{ m};$$

$$l_2 = a_2 - \omega_2 = 2,04 - 0,571 \approx 1,47 \text{ m};$$

$$l_3 = a_3 + \omega_3 = 1,14 + 0,50 = 1,64 \text{ m};$$

$$l_4 = a_4 + \omega_4 = 0,74 + 0,50 = 1,24 \text{ m};$$

$$l_5 = a_5 + \omega_5 = 0,99 + 0,50 \approx 1,50 \text{ m};$$

$$l_6 = a_6 + \omega_6 = 2,29 + 0,50 \approx 2,80 \text{ m};$$

$$l_7 = a_7 + \omega_7 = 1,49 + 0,50 \approx 2,00 \text{ m};$$

$$l_8 = a_8 + \omega_8 = 0,76 + 0,43 \approx 1,20 \text{ m}.$$

"B" tayanchga qo'yiladigan T-7 to'r uzunligi

$$l = l_3 + l_5 + b_{mb} = 1,64 + 1,50 + 0,30 = 3,44 \text{ m}.$$

T-8 to'r uzunligi

$$l = l_4 + l_6 + b_{mb} = 1,24 + 2,80 + 0,3 = 4,34 \text{ m}.$$

"S" tayanchga qo'yiladigan T-9 va T-10 to'rlar uzunligi

$$l = l_7 + l_8 + b_{mb} = 2,00 + 1,20 + 0,3 = 3,5 \text{ m}.$$

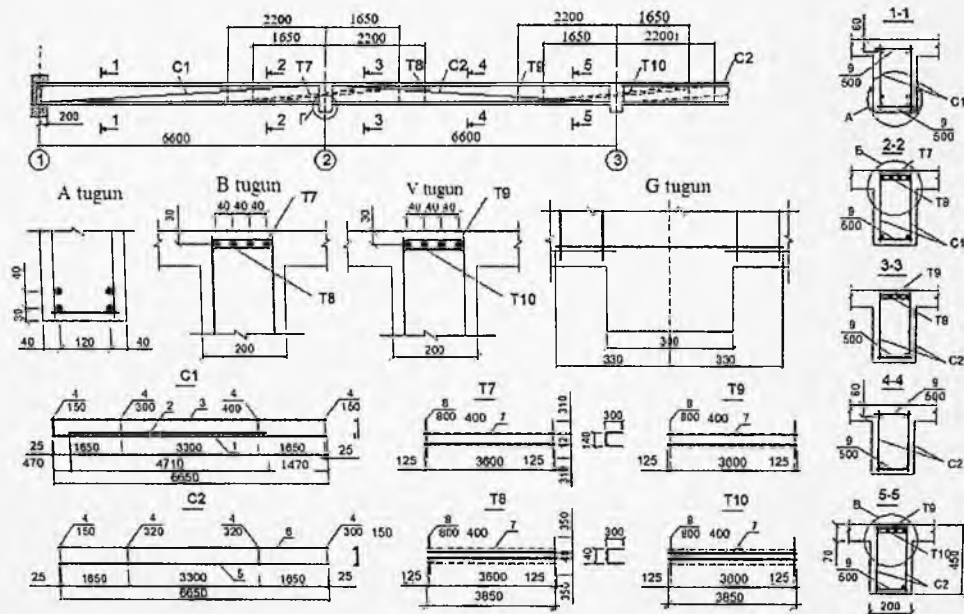
Konstruktiv talablar bo'yicha tayanchlarga qo'yiladigan T-7... T-10 to'rlarning uzunligi $l = l_{sb}/3 + l_{sb}/4 = 6600/3 + 6600/4 = 3850 \text{ mm}$ dan kam bo'lmasligi shart. Shuning uchun T-7...T-10 to'rlarning uzunligi $l = 3850 \text{ mm}$ qabul qilingan.

Yordamchi to'sinni payvandlangan sinchlar va to'rlar bilan ji-hozlanishi IV.28-rasmda ko'rsatilgan.

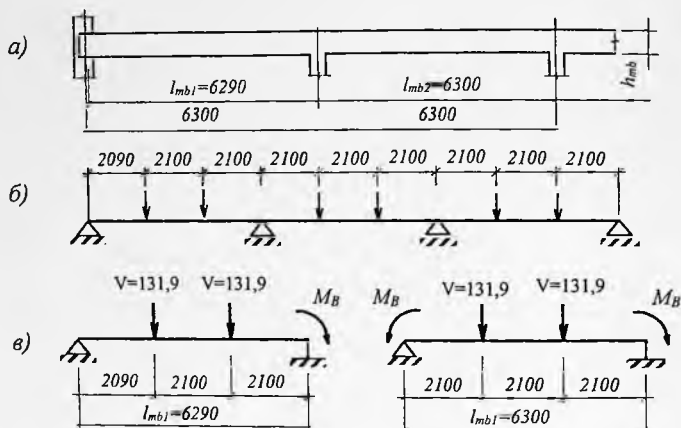
V. BOSH TO'SINNI HISOBLASH VA QURILMALASH

1. Hisobiy sxema. Yuklarni hisoblash

Bosh to'sin uchun hisoblash sxemasi sifatida sharnirli-buraladigan tayanchlarda yotgan uzluksiz to'sin qabul qilinadi. Chetki tayanchlar vazifasini devor, o'rta tayanchlar vazifasini esa, ustunlar bajaradi (IV.29,a- rasmga qarang).



IV.28- rasm. Yordamchi to'sinni poyvandlangan to'r va sinchlar bilan qurilmalash



IV.29-rasm. Bosh to'sinning hisobiy sxemasi

Ravoqlarning hisobiy uzunliklari sifatida, chetki ravoq uchun tayanch o'qidan to'sinning devorga o'rnatilgan qismining yarmigacha bo'lgan, o'rta ravoqlar uchun esa tayanch o'qlari orasidagi masofa qabul qilinadi. Bosh to'sinning devorga o'rnatilgan qismining uzunligi $S = 380$ mm qabul qilinib, bosh to'sin ravoqlari uchun hisobiy uzunliklar aniqlanadi:

$$l_{m1} = 6300 - 200 + 380/2 = 6290 \text{ mm} = 6,29 \text{ m};$$

$$l_{m2} = 6300 \text{ mm} = 6,3 \text{ m}.$$

bu yerda, 200 mm – devor bilan bo'luvchi o'q orasidagi masofa.

O'rayopmaga ta'sir qiladigan yuklar yordamchi to'sinlar orqali bosh to'sinlarga to'plangan kuch sifatida uzatiladi. Bunda yordamchi to'sinlarning uzluksizligi e'tiborga olinmaydi. Bosh to'sin qirrasining og'irligidan hosil bo'ladigan yuk haqiqatda to'sin uzunligi bo'yicha yoyilgan bo'lib, hisobni soddalashtirish maqsadida to'plangan yukka keltiriladi.

O'rayopmaga ta'sir qiladigan yuklar yordamchi to'sinlar orqali bosh to'sinlarga to'plangan kuch sifatida uzatiladi. Bunda yordamchi to'sinlarning uzluksizligi e'tiborga olinmaydi. Bosh to'sin qirrasining og'irligidan hosil bo'ladigan yuk haqiqatda to'sin uzunligi bo'yicha

yoyilgan bo'lib, hisobni soddalashtirish maqsadida to'plangan yukka keltiriladi.

Variantlarni taqqoslash natijasida qabul qilingan bosh to'sinning o'lchamlari $b_{mb} \times h_{mb} = 300 \times 600$ mm.

Bosh to'singa ta'sir qiladigan yuklar:

to'sin qovurg'asining $l_s = 2,10$ m uzunlikdagi xususiy og'irligidan hisobiy yuk - $(0,6 - 0,08) \times 0,3 \times 2,10 \times 25 \times 1,1 \times 0,95 \approx 8,56$ kN.

yordamchi to'sin orqali uzatiladigan hisobiy doimiy yuk -

$$g_{sb} \times l_{sb} = 9,4 \times 6,6 = 62,04 \text{ kN.}$$

Jami, hisobiy doimiy yuk - $G = 8,56 + 62,04 = 70,6$ kN.

Yordamchi to'sin orqali uzatiladigan hisobiy muvaqqat yuk -

$$V = g_{sb} \times l_{sb} = 19,4 \times 6,6 = 128,04 \text{ kN.}$$

2. Hisobiy zo'riqishlarni aniqlash

Bosh to'sinning hisobiy sxemasi IV.29, b - rasmda ko'rsatilgan. Hisobiy zo'riqishlarning qiymati betonning plastik ishlashi natijasida ularni qayta taqsimlanishini e'tiborga olib aniqlanadi. Bunda, dastlab to'sin uchun elastik sistemalardagidek zo'riqishlarning qiymatlari aniqlanadi. Ta'sir qiladigan yuk va to'sin sxemalari simmetrik bo'lganda, zo'riqishlar to'sinning yarmi uchun aniqlansa kifoya. Undan keyin bosh to'sin uchun eguvchi momentlarning bukuvchi epyurasi quriladi. Buning uchun ilovada keltirilgan I.17-jadvaldan foydalaniladi. Bu jadvalda eguvchi momentlarning faqat tayanchlardagi qiymatlari keltirilgan bo'lib, ravoqlardagi momentlarning qiymatlari esa, qurilish mexanikasining metodlaridan foydalanib oson topilishi mumkin.

Ilovaning I.17-jadvalida uch ravoqli to'sin uchun 5 ta yuklash sxemalari keltirilgan. Birinchi yuklash sxemasida to'sin doimiy yuklar bilan yuklangan bo'lsa, qolgan yuklash sxemalari muvaqqat yuklarga taalluqli. Bizning misolimizda muvaqqat yuklar ta'siridan topiladigan zo'riqishlar 2, 3 va 4 yuklash sxemalari bo'yicha aniqlansa yetarli. 5 yuklash sxemasidan aniqlanadigan eguvchi momentlarning qiymatlari 2, 3 va 4 yuklash sxemalari bo'yicha topilgan moment qiymatlaridan kam bo'ladi.

Ilovaning I.17-jadvalida keltirilgan uch ravoqli to'sin yuklash-

ning 1 sxemasi bo'yicha doimiy yuk bilan yuklanganda «B» va «C» tayanchlardagi eguvchi momentlarning qiymatlari quyidagilarga teng bo'ladi (IV.30,a- rasm):

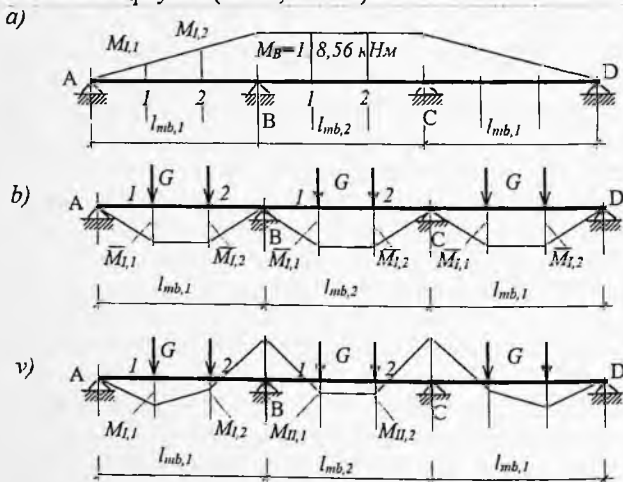
$$M_B = M_C = -0,267 \times 70,6 \times 6,29 = -118,56 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

To'sin ravoqlaridagi manfiy momentlar quyidagilarga teng (IV.30,a- rasm):

$$M_{I,1} = \frac{M_B}{3} = \frac{118,56}{3} = 39,52 \text{ kHM};$$

$$M_{I,2} = \frac{2M_B}{3} = \frac{2 \times 118,56}{3} = 79,04 \text{ kHM}.$$

Uch ravoqli uzluksiz to'sinni bir ravoqli to'sinlarga ajratib, 1 sxema bo'yicha doimiy yuk bilan yuklangan to'sin ravoqlaridagi momentlarni aniqlaymiz (IV.30,b- rasm):



IV.30- rasm. Doimiy yukdan eguvchi momentni aniqlash:

a- tayanch va to'sin kesimlaridagi momentlar epyurasi; b – bir ravoqli to'sindagi momentlar; v – doimiy yuk ta'siridan yakunlovchi moment epyurasi

I va II ravoqlardagi eguvchi momentlarning qiymatlari (IV.30,b- rasm):

$$M_{1,1} = M_{1,2} = G \times l_s = 70,6 \times 2,1 \approx 148,26 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{11,1} = M_{11,2} = G \times l_s = 70,6 \times 2,1 = 148,26 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

IV.30,a va IV.30,b – rasmlarda keltirilgan momentlarning yig'indisi to'sin 1 sxema bo'yicha doimiy yuk bilan yuklangan uzluksiz to'sin kesimlaridagi eguvchi momentlarning qiymatlarini beradi (IV.30,v – rasm):

birinchi ravoq uchun:

$$M_{1,1} = 148,26 - 39,52 = 108,74 \text{ kNm};$$

$$M_{1,2} = 148,26 - 79,04 = 69,22 \text{ kNm};$$

ikkinchi ravoq uchun:

$$M_{11,1} = 148,26 - 118,56 = 29,70 \text{ kNm};$$

$$M_{11,2} = 148,26 - 118,56 = 29,70 \text{ kNm}.$$

Uch ravoqli uzluksiz bosh to'sin kesimlarida doimiy yuklardan hosil bo'lgan eguvchi moment epyurasi IV.30,v – rasmda keltirilgan. Moment qiymatlari IV.5 jadvalda keltirilgan.

Xuddi shu tartibda muvaqqat yuk $V=128,04 \text{ kN}$ ta'siridan eguvchi momentlar qiymatlari aniqlanadi.

2 sxema bo'yicha to'sinning I va III ravoqlari yuklanganda (IV.31-rasm) ilovadagi I.17-jadvaldan:

$$M_B = M_C = -0,133 \times 128,04 \times 6,3 = -107,28 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

To'sin ravoqlaridagi manfiy momentlar quyidagilarga teng (IV.31,a- rasm):

$$M_{11} = \frac{M_B}{3} = \frac{107,28}{3} = 35,76 \text{ kNm};$$

$$M_{1,2} = \frac{2M_B}{3} = \frac{2 \times 107,28}{3} = 71,52 \text{ kNm};$$

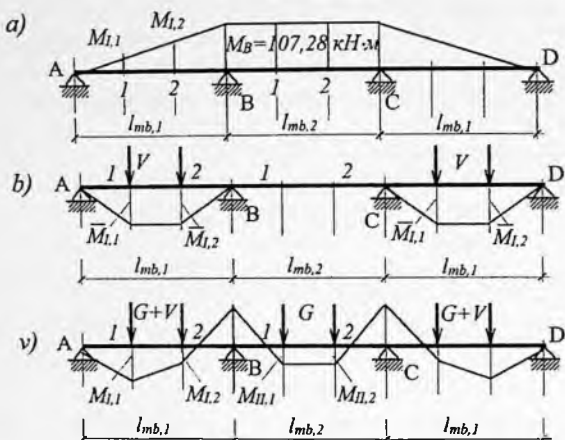
Uch ravoqli uzluksiz to'sin bir ravoqli to'sinlarga ajratilib to'sin ravoqlaridagi momentlarni aniqlaymiz (IV.31,b- rasm):

I va II ravoqlardagi eguvchi momentlarning qiymatlari:

$$M_{1,1} = M_{1,2} = V \times l_s = 128,04 \times 2,10 = 268,88 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{11,1} = M_{11,2} = 0.$$

IV.31,a va IV.31,b – rasmlarda keltirilgan momentlar epyuralari-ning yig'indisi uzluksiz to'sin kesimlarida 2-sxema bo'yicha muvaqqat yuk bilan yuklangandagi eguvchi momentlarning qiymatlarini beradi (IV.31,v – rasm):



IV.31- rasm. Muvaqqat yukdan eguvchi momentni aniqlash:

a- tayanch va to'sin kesimlaridagi momentlar epyurasi; *b* – bir ravoqli to'sindagi momentlar; *v* – doimiy yuk ta'siridan yakunlovchi moment epyurasi

birinchi ravoq uchun:

$$M_{I,1} = 268,88 - 35,76 = 233,12 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$M_{I,2} = 268,88 - 71,52 = 197,36 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

ikkinchi ravoq uchun: $M_{II,1} = M_{II,2} = 107,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Uch ravoqli uzluksiz bosh to'sin kesimlarida muvaqqat yuklardan hosil bo'lgan eguvchi moment epyurasi IV.31, *v* – rasmda, moment qiymatlari IV.5- jadvalda keltirilgan.

3 sxema bo'yicha to'sinning II -ravoqi yuklanganda (IV.32- rasm) ilovadagi I.17-jadvaldan:

$$M_B = M_C = -0,133 \times 128,04 \times 6,3 = -107,28 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

To'sin ravoqlaridagi manfiy momentlar quyidagilarga teng (IV.30, *a*- rasm):

$$M_{I,1} = \frac{M_B}{3} = \frac{107,28}{3} = 35,76 \text{ kH} \cdot \text{m};$$

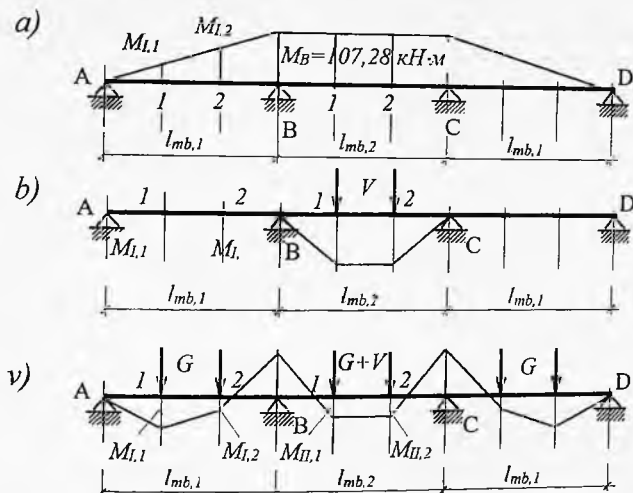
$$M_{I,2} = \frac{2M_B}{3} = \frac{2 \times 107,28}{3} = 71,72 \text{ kH} \cdot \text{m}.$$

Uch ravoqli uzluksiz to'sin bir ravoqli to'sinlarga ajratilib to'sin ravoqlaridagi momentlarni aniqlaymiz (IV.32, b- rasm):

I va II ravoqlardagi eguvchi momentlarning qiymatlari:

$$M_{I,1} = M_{I,2} = 0.$$

$$M_{II,1} = M_{II,2} = V \times l_s = 128,04 \times 2,10 = 268,88 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$



IV.32- rasm. Muvaqqat yukdan eguvchi momentni aniqlash:

a- tayanch va to'sin kesimlaridagi momentlar epyurasi; b – bir ravoqli to'sindagi momentlar; v – doimiy yuk ta'siridan yakunlovchi moment epyurasi

IV.32, a va IV.32, b – rasmlarda keltirilgan momentlar epyuralari ning yig'indisi uzluksiz to'sin kesimlarida 3-sxema bo'yicha muvaqqat yuk bilan yuklangandagi eguvchi momentlarning qiymatlarini beradi (IV.32, v – rasm):

birinchi ravoq uchun:

$$M_{I,1} = -35,76 \text{ kN} \cdot \text{m}; \quad M_{I,2} = -71,52 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

ikkinchi ravoq uchun:

$$M_{II,1} = M_{II,2} = -107,28 + 268,88 = 161,60 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Uch ravoqli uzluksiz bosh to'sin kesimlarida muvaqqat yuklardan hosil bo'lgan eguvchi moment epyurasi IV.32, v – rasmda keltirilgan. Moment qiymatlari IV.7 jadvalda keltirilgan.

4- sxema bo'yicha to'sinning I va II ravoqlari yuklanganda ilovadagi I.17-jadvaldan:

$$M_B = -0,311 \times 128,04 \times 6,3 = -250,86 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

$$M_C = -0,089 \times 128,04 \times 6,3 = -71,79 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

To'sin ravoqlaridagi manfiy momentlar quyidagilarga teng (IV.32, a- rasm):

$$M_{I,1} = \frac{M_B}{3} = \frac{250,86}{3} = 83,62 \text{ kH}\cdot\text{m};$$

$$M_{I,2} = \frac{2M_B}{3} = \frac{2 \times 250,86}{3} = 167,24 \text{ kH}\cdot\text{m}.$$

$$M_{II,1} = M_C + \frac{2(M_B - M_C)}{3} = 71,79 + \frac{2(250,86 - 71,79)}{3} =$$

$$= 71,79 + 119,38 = 191,17 \text{ kH}\cdot\text{m};$$

$$M_{II,2} = M_C + \frac{(M_B - M_C)}{3} = 71,79 + \frac{(250,86 - 71,79)}{3} =$$

$$= 71,79 + 59,69 = 131,48 \text{ kH}\cdot\text{m}.$$

Uch ravoqli uzluksiz to'sin bir ravoqli to'sinlarga ajratilib to'sin ravoqlaridagi momentlarni aniqlaymiz (IV.33, b- rasm):

I va II ravoqlardagi eguvchi momentlarning qiymatlari:

$$M_{I,1} = M_{I,2} = V \times l_s = 128,04 \times 2,1 = 268,88 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{II,1} = M_{II,2} = V \times l_s = 128,04 \times 2,1 = 268,88 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

IV.33, a va IV.33, b – rasmlarda keltirilgan momentlar epyuralari-ning yig'indisi uzluksiz to'sin kesimlarida 2-sxema bo'yicha muvaqqat yuk bilan yuklangandagi eguvchi momentlarning qiymatlarini beradi (IV.33, v – rasm):

birinchi ravoq uchun:

$$M_{I,1} = 268,88 - 83,62 = 185,26 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{I,2} = 268,88 - 167,24 = 101,64 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

ikkinchi ravoq uchun:

$$M_{II,1} = M_{II,2} = 268,88 - 191,17 = 77,71 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

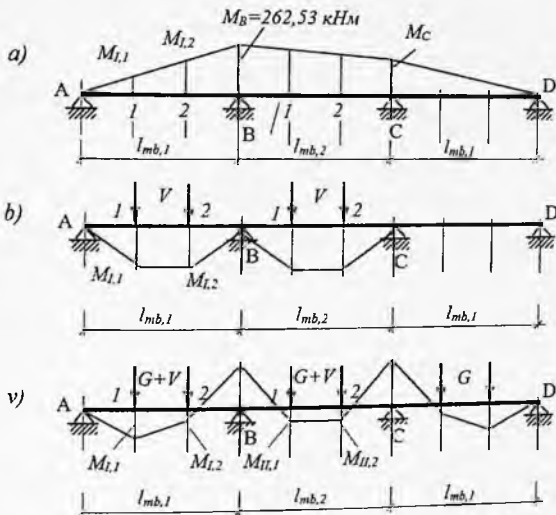
$$M_{II,2} = M_{II,2} = 268,88 - 131,48 = 137,40 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Bu eguvchi momentlarning qiymatlari IV.5 – jadvalda keltirilgan.

Bosh to'sin kesimlaridagi kesuvchi kuchlarning qiymatlarini quyidagi formula orqali hisoblaymiz:

$$Q_A^{o'ng} = \frac{M(o'ng) - M(chap)}{l_a}.$$

Ilovada keltirilgan I.17- jadvaldan uch ravoqli to'sin uchun:



IV.33- rasm. Muvaqqat yukdan eguvchi momentni aniqlash:

- a- tayanch va to'sin kesimlaridagi momentlar epyurasi;
b – bir ravoqli to'sindagi momentlar; v – doimiy yuk ta'siridan yakunlovchi moment epyurasi

to'sin 1 sxema bo'yicha doimiy $G = 70,6 \text{ kN}$ yuk bilan yuklanganda

$$Q_A^{yur} = 0,733G = 0,733 \times 70,6 = 51,75 \text{ kH};$$

$$Q_B^{yan} = -1,267G = 1,267 \times 70,6 = -89,45 \text{ kH};$$

$$Q_B^{\bar{y}uz} = -Q_C^{van} = 1,0G = 70,6 \text{ kH.}$$

To'sin 2 sxema (I, III ravoqlar) bo'yicha muvaqqat $V=128,04$ kN yuk bilan yuklanganda

$$Q_A^{\bar{y}uz} = \frac{M_{I,1}}{l_s} = \frac{233,12}{2,10} \approx 111,0 \text{ kH;}$$

$$Q_B^{van} = \frac{M_B - M_{I,2}}{l_s} = \frac{-107,28 - 197,36}{2,10} = -145,06 \text{ kH;}$$

$$Q_B^{o'ng} = \frac{M_{II,1} - M_B}{l_s} = \frac{-107,28 - (-107,28)}{2,10} = 0.$$

To'sin 3 sxema (II ravoq) bo'yicha muvaqqat $V = 128,04$ kN yuk bilan yuklanganda

$$Q_A^{\bar{y}uz} = \frac{M_{I,1}}{l_s} = \frac{-35,76}{2,10} = -17,03 \text{ kH;}$$

$$Q_B^{van} = \frac{M_B - M_{I,2}}{l_s} = \frac{-107,28 - (-71,52)}{2,10} = -17,03 \text{ kH;}$$

$$Q_B^{\bar{y}uz} = -Q_C^{van} = \frac{M_{II,1} - M_B}{l_s} = \frac{161,60 - (-107,28)}{2,10} = 128,04 \text{ kH.}$$

To'sin 4 sxema (I va II) bo'yicha muvaqqat $V = 128,04$ kN yuk bilan yuklanganda

$$Q_A^{o'ng} = \frac{M_{I,1}}{l_s} = \frac{185,26}{2,10} = 88,2 \text{ kH.}$$

$$Q_B^{chap} = \frac{M_B - M_{I,2}}{l_s} = \frac{-250,86 - 101,64}{2,10} = -120,24 \text{ kH;}$$

$$Q_B^{\bar{y}uz} = \frac{M_{II,1} - M_B}{l_s} = \frac{77,71 - (-250,86)}{2,13} = 156,46 \text{ kH.}$$

Kesuvchi kuchlarning miqdorlari IV.8-jadvalda keltirilgan.

Eguvchi momentlar va kesuvchi kuchlarning bukuvchi epyuralari IV.35- rasmda ko'rsatilgan.

IV.5 jadval. Bosh to'sin kesimlaridagi eguvchi momentlar

Yuklar	Muvaqqat yuklar bilan yuklangan ravoqlar	Eguvchi momentlarning qiymatlari, kN m		
		I ravoqda	II ravoqda	«B» tayanchda
Doimiy yuk to'plangan kuch sifatida $G = 70,6 \text{ kN}$	-	$M_{I,1}=108,74$	$M_{II,1} = 29,70$	$M_B = -118,56$
		$M_{I,2}=69,22$	$M_{II,2} = 29,70$	
Muvaqqat yuk to'plangan kuch sifatida $V = 128,04 \text{ kN}$	I , III	$M_{I,1}=233,12$	$M_{II,1}= -107,28$	$M_B = -107,28$
		$M_{I,2}=197,36$	$M_{II,2}= -107,28$	
	II	$M_{I,1}= - 35,76$	$M_{II,1}= 161,60$	$M_B = -107,28$
		$M_{I,2}= - 71,52$	$M_{II,2}=161,60$	
	I , II	$M_{I,1}=185,26$	$M_{II,1}= 77,71$	$M_B=-250,86;$ $M_S=-71,79$
		$M_{I,2}=101,64$	$M_{II,2}=137,40$	
Doimiy va muvaqqat yuklar yig'indisidan $G + V = (70,6+128,04) \text{ kN}$	I , III	$M_{I,1}=341,86$	$M_{II,1}= - 77,58$	$M_B = -225,84$
		$M_{I,2}=266,58$	$M_{II,2}= - 77,58$	
	II	$M_{I,1}=73,03$	$M_{II,1}= 191,33$	$M_B = -225,84$
		$M_{I,2}=-2,30$	$M_{II,2}=191,33$	
	I , II	$M_{I,1}=294,00$	$M_{II,1}= 107,41$	$M_B = -369,42$
		$M_{I,2}=170,86$	$M_{II,2}=167,10$	

Bosh to'sinni hisoblashda ham betonning plastik deformatsiyalanishi natijasida zo'riqishlar qayta taqsimlanadi.

Betonning plastik deformatsiyalanishi natijasida zo'riqishlarning qayta taqsimlanishini quyidagi tartibda bajarish maqsadga muvofiqdir. "B" tayanchda eguvchi momentning qiymati eng katta bo'lganligi uchun M_b moment miqdori 30% gacha kamaytirilishi mumkin. Natijada «B» tayanchda kamaytiriladigan moment miqdoriga mos ravishda I ravoqdagi I.1, I.2 nuqtalarda va II ravoqdagi II.1 va II.2 nuqtalarda momentlar miqdorlari oshadi. Bunda eng katta momentning qiymati 30% gacha kamaytirilishi mumkin.

IV.8- jadval. Bosh to'sin kesimlaridagi kesuvchi kuchlar

Yuklar	Muvaqqat yuklar bilan yuklangan ravoqlar	Ko'ndalang kesuvchi kuchlar miqdori, kN		
		«A» tayanchdan o'ngda	«B» tayanchdan chapda	«B» tayanchdan o'ngda
Doimiy yuk to'plangan kuch $G = 70,6 \text{ kN}$	-	$Q_A^{o'ng} = 51,75$	$Q_B^{van} = -89,45$	$Q_B^{o'ng} = 70,6$
Muvaqqat yuk to'plangan kuch $V = 128,04 \text{ kN}$	I, III	$Q_A^{o'ng} = 111,00$	$Q_B^{van} = -145,2$	$Q_B^{o'ng} = 0$
	II	$Q_A^{o'ng} = -17,03$	$Q_B^{van} = -17,03$	$Q_B^{o'ng} = 128,04$
	I, II	$Q_A^{yuz} = 88,2$	$Q_B^{van} = -167,85$	$Q_B^{yuz} = 156,46$
Doimiy va muvaqqat yuklar yig'indisidan $G + V$	I, III	$51,75 + 111,0 = 162,75$	$-89,45 - 145,2 = -234,62$	$70,6 + 0 = 70,6$
	II	$51,75 - 17,03 = 34,72$	$-89,45 + (-17,03) = -106,48$	$70,6 + 128,4 = 199,0$
	I, II	$51,75 + 88,2 = 139,95$	$-89,45 - 167,85 = -257,3$	$70,6 + 156,46 = 227,06$

Bizning misolimizda eguvchi momentning eng katta qiymati "B" tayanchda hosil bo'ladi. Shuning uchun "B" tayanchdagi eguvchi moment $\Delta M = 90 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ga kamaytirilsa ($90/369,42 = 0,24 < 0,3$) yuqoridagi talab bajariladi. U vaqtda I va II ravoqlar muvaqqat yuklar bilan yuklangandagi eguvchi momentlarning qiymatlari I ravoqning I nuqtasida $30 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ga, 2 nuqtasida esa $60 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ga ko'payadi (IV.32-rasm). Ikkinchi ravoqning I nuqtasida ham eguvchi moment $60 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ga, ikkinchi nuqtasida esa, $30 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ga ko'payadi (IV.12-rasm).

To'sinning I va II ravoqlari muvaqqat yuklar bilan va hamma ravoqlari esa, doimiy yuklar bilan yuklangandagi eguvchi momentlarning qayta taqsimlangan qiymatlari:

$$M_{1.1} = 294,00 + 30,00 = 324,00 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{1.1} (\text{I,III sxema}) = 341,86 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{1.2} = 170,86 + 60,00 = 230,86 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{1.2} (\text{I,III sxema}) = 266,58 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_V = 369,42 - 90,00 = 279,42 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{2,1} = 107,41 + 60,00 = 167,41 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{2,1} \text{ (II sxema)} = 191,33 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

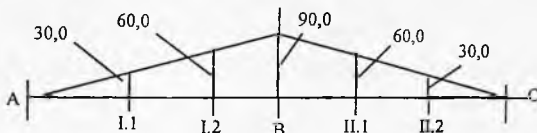
$$M_{2,2} = 167,10 + 30,00 = 197,1 \approx M_{2,2} \text{ (II sxema)} = 191,33 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Qayta taqsimlangan eguvchi momentlarning qiymatlariga mos bo'lgan kesuvchi kuchlar:

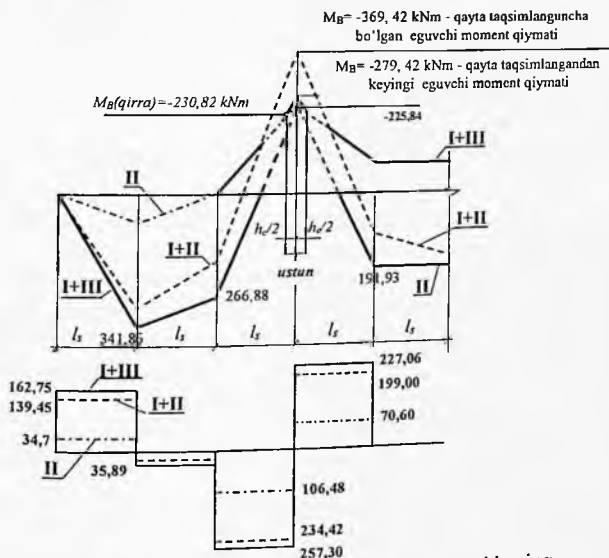
$$Q_A^{o'ng} = M_{1,1} / l_s = 324,00 / 2,1 = 154,28 \text{ kN};$$

$$Q_V^{chap} = (M_B - M_{1,2}) / l_s = (-279,42 - 230,86) / 2,1 = 243,0 \text{ kN};$$

$$Q_V^{o'ng} = (M_{II,1} - M_B) / l_s = (167,41 - (-279,42)) / 2,1 = 218,77 \text{ kN}.$$



IV.34-rasm. «B» tayanchdagi momentning kamaytirilgan miqdori



IV.35-rasm. Eguvchi momentlar (a) va kesuvchi kuchlarning (b) bukuvchi epyuralari

"B" tayanchda tayanch qirradi kesimi bo'yicha eguvchi momentning qiymati –

$$M_B^{qirra} = M_B - \frac{Q_B^{chap} h_{col}}{l_s} = 279,42 - \frac{243,0 \times (0,4)}{2} = 279,42 - 48,60 = 230,82 \text{ kH}.$$

Variantlarni taqqoslashda qabul qilingan bosh to'sin o'lchamlari tekshirib ko'riladi:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_B^{chap}}{R_b b \alpha_m}} = \sqrt{\frac{230,82 \times 10^6}{10,35 \times 300 \times 0,289}} = 507,0 \text{ mm}.$$

Bosh to'sin uchun beton himoya qobig'ini 30 mm qabul qilib, I va II ravoqlarda bo'ylama armaturani ikki qator joylashtirish shartidan to'sinning to'liq balandligi topiladi:

$$h_{mb} = h_0 + 30 + d + d/2 = 507,0 + 30 + 20 + 20/2 = 567,0 \text{ mm}.$$

Bosh to'sin o'lchamlari dastlab qabul qilgan qiymatlarda qoldiriladi. U vaqtda to'sinning hamma kesimlari uchun ishchi balandlik - $h_0 = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$.

"B" tayanchning chap tomoni uchun (14.5) shart tekshirib ko'riladi:

$$Q_B^{chap} = 257,3 \text{ kN} \leq 0,3 \times 1 \times 0,8965 \times 10,35 \times 300 \times 550 = 459,3 \times 10^3 \text{ H} = 459,3 \text{ kN},$$

bu yerda, $\varphi_{w1}=1$; $\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \times 10,35 = 0,8965$ (yordamchi to'sin hisobiga qarang).

Tekshirilgan shart bajarilayapti, demak to'sinning o'lchamlari yetarli. Bosh to'sinning ravoq va tayanchlari payvandlangan sinchlar bilan jihozlanadi. Bunda bo'ylama armatura sifatida sinfi A400, ko'ndalang armatura sifatida esa, sinfi A240 bo'lgan armatura ishlatiladi.

Bosh to'sinning ravoqlarida plita siqilish zonasiga tushganligi sababli, to'sinning kesimi tavr shaklida qabul qilinadi va rafning eni quyidagiga teng qabul qilinadi:

$$b'_j = b + l/3 = 300 + 6300/3 = 2400 \text{ mm} = 2,40 \text{ m}.$$

Tayanchda plita cho'zilish zonasiga tushganligi uchun $b = 300 \text{ mm}$.

3. Bo'ylama armatura hisobi

Musbat momentlar ta'siridan tavr kesim uchun neytral o'q holati aniqlanadi. Musbat momentning eng katta qiymati I ravoqda ta'sir qiladi.

Shuning uchun

$$M_f = R_b \cdot b_f \cdot h_f (h_0 - 0,5h_f) = 10,35 \cdot 2400 \cdot 80(550 - 0,5 \cdot 80) = \\ = 1013 \cdot 10^6 \text{ H} \cdot \text{mm} = 1013 \text{ kH} \cdot \text{m} > 341,86 \text{ kH} \cdot \text{m}$$

Demak, musbat momentlarni qabul qiluvchi hamma kesimlarda neytral o'q rafda (plitada) joylashadi va bu kesimlar eni $b = b_f = 2,40 \text{ m}$ bo'lgan to'g'ri to'rtburchak kesimlardek hisoblanadi.

Sinfi A400 bo'lgan bo'ylama armatura uchun ilovadagi I.2-jadvaldan $R_s = 365 \text{ MPa}$. Sinfi B20 bo'lgan beton uchun $R_b = 11,5 \text{ MPa}$; $\gamma_{b2} = 0,9$ hisobga olinganda $R_b = 10,35 \text{ MPa}$; $h_0 = 550 \text{ mm}$.

I ravoqda plita siqilish zonasida joylashgan –

$$M_I = 341,86 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$\alpha_m = 341,86 \times 10^6 / (10,35 \times 2400 \times 550^2) = 0,045; \quad \zeta = 0,977;$$

$$A_s = 341,86 \times 10^6 / (365 \times 0,977 \times 550) = 1743,0 \text{ mm}^2.$$

II ravoqda plita siqilish zonasida joylashgan –

$$M_{II,2} = 207,93 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$\alpha_m = 191,33 \times 10^6 / (10,35 \times 2400 \times 550^2) = 0,025; \quad \zeta = 0,987;$$

$$A_s = 191,33 \times 10^6 / (365 \times 0,987 \times 550) = 965,63 \text{ mm}^2.$$

II ravoqda I, III yuklash sxemasidan manfiy eguvchi moment hosil bo'ladi (IV.32- rasmga qarang). $M_{II} = - 77,58 \text{ kNm}$ eguvchi momentni payvandlangan sinchlarning yuqori armaturalari qabul qiladi. Bu holatda plita cho'ziladi va $b = 300 \text{ mm}$ qabul qilinadi. Yuqori armatura kesimi:

$$\alpha_m = 77,58 \times 10^6 / (10,35 \times 300 \times 550^2) = 0,082; \quad \zeta = 0,957;$$

$$A_s = 77,58 \times 10^6 / (365 \times 0,957 \times 550) = 403,8 \text{ mm}^2.$$

"B" tayanchda plita cho'zilish zonasida joylashgan –

$$M_v = - 230,82 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$\alpha_m = 230,82 \times 10^6 / (10,35 \times 300 \times 550^2) = 0,246; \quad \zeta = 0,856;$$

$$A_s = 230,82 \times 10^6 / (365 \times 0,856 \times 550) = 1343,2 \text{ mm}^2.$$

4. Ko'ndalang armatura hisobi

Ko'ndalang armaturani hisob bilan qo'yilishi tekshirib ko'riladi. Tekshirish kesuvchi kuchning eng kam miqdori hosil bo'ladigan "A" tayanchda bajariladi. I, III yuklash sxemasidan $Q_A^{eng} = 162,75 \text{ kN}$.

$$Q_A^{yuz} = 162,75 \text{ kH} \leq \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b h_0 = 0,6 \cdot 0,81 \cdot 300 \cdot 500 = \\ = 80,2 \cdot 10^3 \text{ H} = 80,2 \text{ kH}.$$

Shart bajarilmayapti, ko'ndalang armatura hamma tayanch zonalarida hisob bilan qo'yiladi.

Ko'ndalang armatura diametri 8 mm, qadami esa, konstruktiv talab bo'yicha $s = h/3 = 600/3 = 200 \text{ mm} < 500 \text{ mm}$ qabul qilinib,

IV.7- jadval. Talab qilingan armatura bo'yicha qabul qilingan armatura soni, diametri va yuzalari

Kesimlar	Talab qilingan armatura, mm ²	Qabul qilingan armatura		Joylashishi
		Soni, diametri va sinfi	Kesim yuzasi, mm ²	
I ravoq	1743,0	(4Ø18+ 2Ø22)A400	1778,0	pastda
«B» tayanch	1343,2	(2Ø20+ 2Ø22)A400	1388	yuqorida
II ravoq	965,63	(2Ø16+ 2Ø20)A400	1030	pastda
I ravoq		3Ø12 A400	339	yuqorida
II ravoq	403,8	2Ø16 A400	402	yuqorida

to'sinning birlik uzunligi bo'yicha ko'ndalang armatura qabul qiladigan zo'riqish aniqlanadi.

"A" tayanchda joylashgan 2 ta sinch uchun (14.12) formuladan:

$$q_{sw} = R_{sw} \times A_{sw} \times n/s = 175 \times 50,3 \times 2/200 = 88,0 \text{ N/mm} = 88,0 \text{ kN/m}.$$

"B" tayanchning chap va o'ng zonalarida joylashgan 4 sinch uchun

$$q_{sw} = R_{sw} \times A_{sw} \times n/s = 175 \times 50,3 \times 4/200 = 176,0 \text{ N/mm} = 176,0 \text{ kN/m}.$$

Quyidagi hisoblanadi:

$$\varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi) R_{bt} \cdot \frac{b}{2} = 0,6 (1 + 0,09 + 0) 0,81 \cdot \frac{300}{2} = \\ = 79,46 \text{ H/mm} = 79,46 \text{ kH/m}$$

bu yerda, $\varphi_n = 0$ (bo'ylama zo'riqtiruvchi kuch nolga teng bo'lganligi uchun):

$$\begin{aligned}\varphi_f &= 0,75 \left(b'_f + b \right) \frac{h'_f}{bh_0} = 0,75 \left(3h'_f \right) \frac{h'_f}{bh_0} = \\ &= 0,75 \cdot (3 \times 80) \frac{80}{300 \cdot 550} = 0,09 < 0,5.\end{aligned}$$

φ_f koeffitsiyentni hisoblashda $b'_f - b = 2400 - 300 = 2100 \text{ mm} > 3h'_f = 3 \times 80 = 240 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun $b'_f - b = 3h'_f$ qabul qilinadi.

"A" tayanchda $q_{sw} = 88,0 \text{ kN/m} > 79,46 \text{ kN/m}$ bo'lganligi uchun $q_{sw} = 88,0 \text{ kN/m}$ qabul qilinadi. U vaqtda

$$C_0 = \sqrt{2(1 + 0,09 + 0)0,81 \times 300 \cdot \frac{550^2}{88}} = 1349 \text{ mm} > 2h_0 = 1100 \text{ mm}$$

bo'lganligi uchun $S_0 = 1100 \text{ mm} = 1,1 \text{ m}$ qabul qilinadi.

Ko'ndalang armatura qabul qiladigan kesuvchi kuch (14.17) formuladan:

$$Q_{sw} = C_0 \times q_{sw} = 1,1 \times 88,0 = 96,8 \text{ kN}.$$

Beton qabul qilinadigan kesuvchi kuch (14.18) formuladan:

$$\begin{aligned}Q_b &= 2(1 + 0,09 + 0) \times 0,81 \times 300 \times 550^2 / 1100 = \\ &= 145,68 \times 10^3 \text{ H} = 145,68 \text{ kN}\end{aligned}$$

"A" tayanchda:

$$Q_{A^{o'ng}} = 167,6 \text{ kN} < Q_{sw} + Q_b = 96,8 + 145,68 = 242,48 \text{ kN}.$$

Shart bajarilayapti. Demak, "A" tayanchda qiya kesim mustahkamligi ta'minlangan.

"B" tayanchda $q_{sw} = 176,0 \text{ kN/m} > 79,46 \text{ kN/m}$ bo'lganligi uchun $q_{sw} = 176,0 \text{ kN/m}$ qabul qilinadi. U vaqtda

$$C_0 = \sqrt{2(1 + 0,09 + 0)0,81 \cdot 300 \cdot \frac{550^2}{176,0}} = 954,2 \text{ mm} < 2h_0 = 1100 \text{ mm}.$$

$S_0 = 954,2 \text{ mm} = 0,954 \text{ m}$ qabul qilinadi.

U vaqtda $Q_{sw} = C_0 \times q_{sw} = 0,954 \times 176,0 = 167,9 \text{ kN};$

$$\begin{aligned}Q_b &= 2(1 + 0,09 + 0) \times 0,81 \times 300 \times 550^2 / 954 = \\ &= 167,97 \times 10^3 \text{ H} = 167,97 \text{ kN}.\end{aligned}$$

$$Q_{B^{qam}} = 265,0 \text{ kN} > Q_{sw} + Q_b = 167,9 + 167,97 = 335,78 \text{ kN}.$$

$$Q_B^{\text{yur}} = 233,8 \text{ kN} < Q_{\text{sw}} + Q_b = 335,78 \text{ kN}.$$

"A" tayanch zonalarida ko'ndalang armatura qadami $S = 200 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

"B" tayanch chap zonasida -

$$S = 200 \text{ mm} = h_{mb}/3 = 200 \text{ mm} \text{ qabul qilinadi.}$$

"B" tayanch o'ng zonasida -

$$S = 200 \text{ mm} = h_{mb}/3 = 200 \text{ mm} \text{ qabul qilinadi.}$$

Ravoqlarda -

$$S = 3(h/4) = 3(600/4) = 450 \text{ mm} < 500 \text{ mm} \text{ qabul qilinadi.}$$

Uzilishga hisoblash. Yordamchi to'sinlarning bosh to'sinlar bilan birikkan joylarida to'plangan kuch bosh to'sin kesimining balandligi bo'yicha ta'sir qiladi (IV.36-rasm). Yordamchi to'sin tayanch kesimida $\alpha_m = 0,244$; $\xi = 0,284$. Siqilish zonasi balandligi:

$$x = \xi h_0 = 0,284 \times 420 = 120 \text{ mm} = 12,0 \text{ sm.}$$

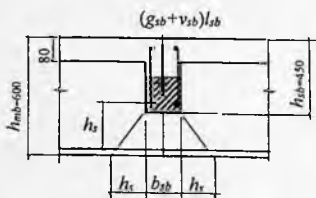
Uzilish zonasi uzunligi

$$a = 2 \times h_s + b_{sb} = 2 \times 160 + 200 = 520 \text{ mm};$$

$$h_s = h_0 - h_{sb} + 2x = 550 - 450 + 2 \times 120 = 160 \text{ mm.}$$

Uzuvchi kuch

$$F = G + V = 70,6 + 128,04 = 198,64 \text{ kN.}$$



IV.36- rasm. Yordamchi to'sinning bosh to'singa birikish joyini hisoblashga doir

Talab qilinadigan armatura kesim yuzasi

$$A_{sw} = \frac{F}{R_{sw}} \left(1 - \frac{h_s}{h_0} \right) = \frac{198,64 \times 10^3}{225} \left(1 - \frac{160}{550} \right) = 626 \text{ mm}^2.$$

5. Bosh to'sinni qurilmalash

Bosh to'sin kesimida sinch tarkibidagi bo'ylama armaturalar quyidagicha qabul qilinadi (IV.7- jadvalga qarang):

I ravoqda, har birida 2Ø16 A400 sterjen bo'lgan 2 ta S_1 sinch va 2Ø18 A400 sterjen bo'lgan bitta S_2 sinch qabul qilinadi.

Jami bo'ylama armaturalar soni ($4\varnothing 16+2\varnothing 18$) A400, $A_s = 1765 \text{ mm}^2 > 1743,0 \text{ mm}^2$.

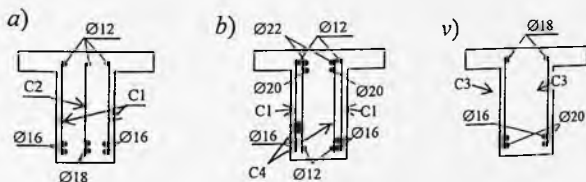
II ravoqda, har birida ($1\varnothing 16+1\varnothing 20$) A400 sterjen bo'lgan ikkita S_3 sinch qabul qilinadi. Jami bo'ylama armaturalar soni ($2\varnothing 16+2\varnothing 20$) A400, $A_s = 1030 \text{ mm}^2 > A_s = 965,63 \text{ mm}^2$.

"B" tayanchda har birida ($1\varnothing 20+1\varnothing 22$) A400 sterjen bo'lgan ikkita sinch S_4 qabul qilinadi. Jami bo'ylama armaturalar soni ($2\varnothing 20+2\varnothing 22$) A400, $A_s = 1343,2 \text{ mm}^2 \approx 1388 \text{ mm}^2$.

Farq $(1343,2-1388)100/1388=3,2\% < 5\%$.

Sinchlarning bo'ylama montaj armaturalari quyidagicha qabul qilinadi. S_1 va S_2 sinchlar uchun (birinchi ravoqda manfiy moment nolga teng) har bir sinchda $1\varnothing 12$ A400(A-III), jami $3\varnothing 12$ A400(A-III), $A_s = 339 \text{ mm}^2$.

S_3 uchun (ikkinchi ravoqda manfiy moment ta'sir qiladi) har bir sinchda $1\varnothing 16$ A400, jami $2\varnothing 16$ A400, $A_s = 402 \text{ mm}^2 \approx 403,8 \text{ mm}^2$.



IV.37- ras. Bosh to'sin ko'ndalang kesimlarida to'r va armaturalarning joylashishi: a- birinchi ravoqda; b- «B» tayanchda; v- ikkinchi ravoqda

S_4 uchun har birida $1\varnothing 12$ A400, jami $2\varnothing 12$ A400, $A_s = 226 \text{ mm}^2$.

Sinch sterjenlarining uzilish joylarini aniqlash.

Armatura sarfini tejash maqsadida I ravoqdagi $S-1$ sinchlarning $4\varnothing 16$ A400 armatura sterjenlari tayanchlarga olib boriladi. $S-2$ sinchning $2\varnothing 18$ A400 armaturasi tayanchlarga yetkazilmasdan ravoqda kesiladi.

II ravoqda $S-3$ sinchlarning bittadan $\varnothing 16$ A400 sterjenlari tayanchlarga yetkazilmasdan uziladi. Qolgan $2\varnothing 20$ A400 sterjenlar

tayanchlarga etkaziladi.

"B" tayanchda dastlab S-4 sinchlarning bittadan Ø20 A400 pastki sterjenlari, keyin esa qolgan Ø22 A400 sterjenlari eguvchi momentlarning bukuvchi epyurasiga mos ravishda tayanchdan o'ng va chap tomonlarga o'tkazilib qirqiladi.

Sinch sterjenlarining qir qilish joylarini hisoblash IV.8-jadvalda keltirilgan.

Yordamchi to'sinlarning bosh to'sinlar bilan birlashgan joylari 2 ta S₅ to'rlar bilan jihozlanadi. S₅ to'r uchun 6Ø12 A240 ($A_s = 679 \text{ mm}^2 > 626 \text{ mm}^2$), qadami S = 100 mm bo'lgan sterjenlar uzilish zonasi uzunligida qo'yiladi.

Sterjenlarning tayanch o'qidan nazariy uzilish joylarigacha bo'lgan masofalar IV.15-rasmda keltirilgan eguvchi momentlarning bukuvchi epyurasi va IV.8-jadvalda keltirilgan M_u momentlar bo'yicha hisoblanadi:

$$a_1 = l_s \times M_u / M_{11}^{I,III} = 2,10 \times 201,5 / 341,86 = 1,24 \text{ m};$$

$$a_2 = l_s \times (M_u + M_B^{I,III}) / (M_{12}^{I,III} + M_B^{I,III}) = \\ = 2,10 \times (201,5 + 225,84) / (266,58 + 225,84) = \\ = 2,10 \times (427,34 / 492,42) = 1,82 \text{ m};$$

$$a_3 = l_s \times (M_u + M_B^{I,III}) / (M_{21}^{II} + M_B^{I,III}) = \\ = 2,1 \times (125,0 + 225,84) / (191,33 + 225,84) = \\ = 2,1 \times (350,84 / 417,17) = 1,76 \text{ m};$$

$$a_4 = l_s \times (M_B^{II} - M_u) / (M_B^{II} - M_{12}^{II}) = \\ = 2,1 \times (236,3 - 44,2) / (225,84 - 2,3) = 2,1(192,1 / 223,54) = 1,80 \text{ m};$$

$$a_5 = l_s \times (M_B^{II} - M_u) / (M_B^{II} - M_{12}^{II}) = \\ = 2,10 \times (225,84 - 139,0) / (225,84 - 2,3) = 2,1(86,84 / 223,54) = 0,82 \text{ m};$$

$$a_6 = l_s \times (M_B^{I,III} - M_u) \cdot (M_B^{I,III} - M_{21}^{I,III}) = \\ = 2,1 \times (225,84 - 96,2) / (225,84 - 77,58) = 2,1(129,64 / 148,26) = 1,84 \text{ m};$$

$$a_7 = l_s \times (M_B^{I,III} - M_u) \cdot (M_B^{I,III} - M_{21}^{I,III}) = \\ = 2,1 \times (225,84 - 139,0) / (225,84 - 77,58) = 2,1(86,84 / 148,26) = 1,23 \text{ m}.$$

Nazariy uzilish joylaridagi kesuvchi kuchlar:

I ravoqda 1 va 2 nuqtalar I, III yuklash sxemasi bo'yicha topilgan momentlar epyurasida yotgani uchun IV.5 jadvaldan

$$Q_1 = Q_A^{o'ng} = 162,75 \text{ kN};$$

$$Q_2 = Q_B^{chap} = - 234,62 \text{ kN}.$$

II ravodda 3 nuqta II yuklash sxemasi bo'yicha topilgan eguvchi momentlar epyurasida yotgani uchun

$$Q_3 = Q_B^{o'ng} = 199,0 \text{ kN};$$

"B" tayanchdan chapda 4 va 5 nuqtalar II yuklash sxemasi bo'yicha topilgan eguvchi moment epyurasida yotgani uchun

$$Q_4 = Q_5 = Q_B^{chap} = - 106,48 \text{ kN}.$$

"B" tayanchdan o'ngda 6 va 7 nuqtalar I, III yuklash sxemasi bo'yicha topilgan eguvchi moment epyurasida yotgani uchun

$$Q_6 = Q_7 = Q_B^{o'ng} = 70,6 \text{ kN}.$$

IV.8- jadval. Bosh to'sin payvandlangan sinch sterjenlarining uzilish joylarini aniqlash

Sterjenlar soni va diametri, mm	A_s , mm ²	ξ	ζ	M_u , kN·m	Qirqi- ladigan sterjenlar soni	Tayanch o'qlaridan nazariy kesilish joyigacha bo'lgan a_i masofalar, m	
						chapdan	o'ngdan
1 ravoq ($b = 2,40$ m)							
4Ø18+2Ø22 A400	1778	0,0475	0,975	348,0	-	-	-
4Ø18 A400	1018	0,0272	0,986	201,5	2Ø22 A400	1,24	1,82
2 ravoq ($b = 2,40$ mm)							
2Ø16+2Ø20	1030	0,0275	0,986	204,0	-	-	-
2Ø20 A400	628	0,0168	0,991	125,0	2Ø16 A400	1,76	1,80
"B" tayanchda ($b = 0,3$ m)							
2Ø20+2Ø22 A400	1388	0,2966	0,819	228,2	-	-	-
2Ø22 A400	760	0,162	0,911	139,0	2Ø20 A400	1,80; 0,82	1,84; 1,23
2Ø12 A400	226	0,0483	0,975	44,2	2Ø22 A400		-
2Ø18 A400	509	0,109	0,942	96,2	2Ø22 A400	-	

"A" tayanch zonasida nazariy uzilish nuqtasida uchta sinch joylashtirilgan: $R_s = 175 \text{ MPa}$, $A_{sw} = 50,3 \text{ mm}^2$; $n = 3$; $S = 200 \text{ mm}$;

$$q_{sw} = 175 \times 50,3 \times 3 / 200 = 132,0 \text{ kN/m}.$$

"B" tayanchning chap zonasida nazariy uzilish nuqtasida beshta sinch joylashgan: $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$, $A_{sw} = 50,3 \text{ mm}^2$, $n = 5$; $S = 200 \text{ mm}$

$$q_{sw} = 175 \times 50,3 \times 5 / 200 = 220 \text{ N/mm} = 220,0 \text{ kN/m}.$$

"B" tayanchning o'ng zonasida nazariy uzilish nuqtasida to'rtta sinch joylashgan: $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$, $A_{sw} = 50,3 \text{ mm}^2$, $S = 200 \text{ mm}$; $n = 4$;

$$q_{sw} = 175 \times 50,3 \times 4 / 200 = 176,0 \text{ N/mm} = 176,0 \text{ kN/m}.$$

Sinfi A400 diametri 16 mm bo'lgan sterjen uchun

$$l_{an} = (0,7 \times 365 / 10,35 + 11) \times 16 = 571 \text{ mm},$$

Sinfi A400 diametri 20 mm bo'lgan sterjen uchun

$$l_{an} = (0,7 \times 365 / 10,35 + 11) \times 20 = 714 \text{ mm},$$

diametri 22 mm bo'lganda esa,

$$l_{an} = (0,7 \times 365 / 10,35 + 11) \times 22 = 785 \text{ mm}.$$

Nazariy uzilish nuqtalaridan amaliy uzilish joylarigacha bo'lgan masofalar:

$$\omega_1 = Q_1 / (2q_{sw}) + 5d =$$

$$= 162,75 \times 10^3 / (2 \times 132,0) + 5 \times 22 = 726 \text{ mm} < l_{an} = 785 \text{ mm};$$

$\omega_1 = 790 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

$$\omega_2 = 234,62 \times 10^3 / (2 \times 220) + 5 \times 22 = 634 \text{ mm} < l_{an} = 785 \text{ mm};$$

$\omega_2 = 790 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

$$\omega_3 = 199,0 \times 10^3 / (2 \times 176,0) + 5 \times 16 = 645 \text{ mm} > l_{an} = 571 \text{ mm};$$

$\omega_3 = 650 \text{ mm}$ qabul qilinadi..

$$\omega_4 = 106,48 \times 10^3 / (2 \times 220) + 5 \times 22 = 352 \text{ mm} < l_{an} = 785 \text{ mm};$$

$\omega_4 = 790 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

$$\omega_5 = 106,48 \times 10^3 / (2 \times 220) + 5 \times 20 = 342 \text{ mm} < l_{an} = 714 \text{ mm};$$

$\omega_5 = 720 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

$$\omega_6 = 70,6 \times 10^3 / (2 \times 176) + 5 \times 22 = 310 \text{ mm} < l_{an} = 785 \text{ mm};$$

$\omega_6 = 790 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

$$\omega_7 = 70,6 \times 10^3 / (2 \times 176) + 5 \times 20 = 300 \text{ mm} < l_{an} = 714 \text{ mm};$$

$\omega_7 = 720 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

Tayanchlar o'qidan sterjenlarning haqiqiy uzilish joylarigacha bo'lgan masofalar:

$$l_1 = a_1 - \omega_1 = 1,24 - 0,79 = 0,45 \text{ m};$$

$$l_2 = a_2 - \omega_2 = 1,82 - 0,79 = 1,03 \text{ m};$$

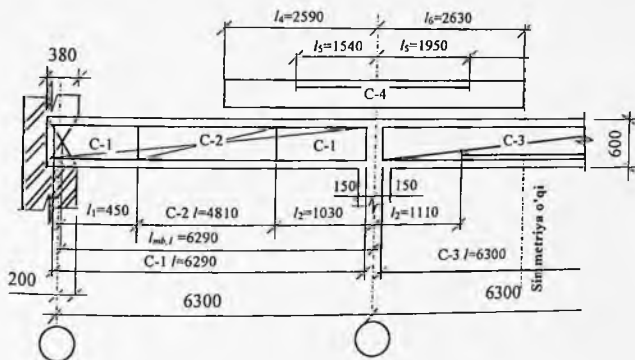
$$l_3 = a_3 - \omega_3 = 1,76 - 0,65 = +1,11 \text{ m};$$

$$l_4 = a_4 + \omega_4 = 1,80 + 0,79 = 2,59 \text{ m};$$

$$l_5 = a_5 + \omega_5 = 0,82 + 0,72 = 1,54 \text{ m};$$

$$l_6 = a_6 + \omega_6 = 1,84 + 0,79 = 2,63 \text{ m};$$

$$l_7 = a_7 + \omega_7 = 1,23 + 0,72 = 1,95 \text{ m}.$$



IV.38- rasm. Bosh to'sin ravoqlarida va tayanchida sinchlarni joylashtirishi

Bosh to'sinni payvandlangan sinchlar bilan jihozlanishi IV.39- rasmda ko'rsatilgan.

S-1 sinchning uzunligi 6390 mm;

S-2 sinchning uzunligi $6390 - l_1 - l_2 = 6390 - 480 - 1100 = 4810 \text{ mm}$;

S-3 sinchning uzunligi 6300 mm;

S-4 sinchning uzunligi $- l_4 + l_6 = 2590 + 2630 = 5220 \text{ mm}$.

IV.38-Yordamchi tosinni payvandlangan to'r va sinchlar bilan qurilmalash

G. USTUNNI HISOBLASH

1. Yuklarni hisoblash

Qovurg'ali yaxlit orayopma bosh to'sinlari o'rnavadigan ustunlarini hisoblashda bosh to'sin tayanch kesimlarining buralishidan yaxlit birikkan ustunlarda eguvchi momentning qiymati juda kam bo'lganligi sababli, ustun shartli markaziy siqilgan deb qaraladi. Ustunning hisoblash sxemasi IV.40-rasmda ko'rsatilgan. Bunda ustunning orayopma bilan birikishi sharnirli, poydevorga mahkamlanishi esa, bikir deb qabul qilinadi.

Doimiy yuklarni hisoblash. Bosh to'sin orqali ustunga uzatiladigan doimiy yuk (bosh to'singa 3 ta yordamchi to'sin o'rnavadigan) - $3 \times G = 3 \times 70,6 = 211,8 \text{ kN}$.

3 orayopmadan ustunga uzatiladigan yuk - $211,8 \times 3 = 635,40 \text{ kN}$.

Tom qurilmasidan hosil bo'ladigan yuk orayopmadan hosil bo'ladigan yukning 80% ga teng qilib olinadi. U vaqtda tom qurilmasidan hosil bo'ladigan yuk $0,8 \times 211,8 = 169,44 \text{ kN}$.

Orayopmalar va tom qurilmasidan hosil bo'ladigan jami yuk
 $635,40 + 169,44 = 804,84 \text{ kN}$.

Ko'ndalang kesim o'lchamlari $0,4 \times 0,4 \text{ m}$ balandligi $3,6 \text{ m}$ bo'lgan 3 qavat ustunlarning og'irligidan ($0,6 \text{ m}$ - bosh to'sin balandligi):

$$3 \times 0,4 \times 0,4 \times (3,6 - 0,6) \times 25 \times 1,1 \times 0,95 = 37,62 \text{ kN}.$$

Jami doimiy yuklarning qiymati:

$$N_I = 804,84 + 37,62 = 842,46 \text{ kN}.$$

Bosh va yordamchi to'sinlar orqali uzatiladigan muvaqqat yuklarning qiymatlari: davomli ta'sir qiluvchi qismidan ($v_1 = 6,5 \text{ kN/m}^2$):

$$3 \times 128,04 \times (6,5/8) = 312,1 \text{ kN};$$

3 ta orayopma uchun: $312,1 \times 3 = 936,3 \text{ kN}$.

Qisqa vaqt ta'sir qiluvchi qismidan ($v = 1,5 \text{ kN/m}^2$):

$$3 \times 128,04 \times (1,5/8) = 72,0 \text{ kN};$$

3 ta orayopma uchun: $72,0 \times 3 = 216,0 \text{ kN}$.

Doimiy va davomli yuklarning jami qiymati:

$$N_I = 842,46 + 936,3 = 1778,76 \text{ kN}.$$

Tom orqali ustunga ta'sir qiladigan qor qoplami og'irligidan hosil bo'ladigan muvaqqat yuk Samarqand shahri uchun [10] ga binoran $S_n=0,5$ kPa (1 tuman). Ustunga ta'sir qiladigan hisobiy yuk -

$$S_n \times \gamma_f \times \gamma_n \times l_{sb} \times l_{mb} = 0,5 \times 1,4 \times 0,95 \times 6,6 \times 6,3 = 27,65 \text{ kN.}$$

Qisqa vaqt ta'sir qiladigan muvaqqat yuklarning jami:

$$N_v = 216,0 + 27,65 = 243,65 \text{ kN.}$$

Umumiy yukning jami qiymati: $N = 1778,76 + 243,65 = 2022,41 \text{ kN.}$

2. Armatura kesim yuzasini tanlash

Dastlab qabul qilingan ustun kesimining o'lchamlari tekshirib ko'riladi. Buning uchun $\varphi = 1$; $\mu = 0,01$ qabul qilinib, (16.4) formuladan ustun kesimining yuzasi aniqlanadi:

$$A_c = N/\varphi (R_b + \mu_s R_{sc}) = 2022,41 \times 10^3 / 1 (10,35 + 0,01 \times 365) = 144,45 \times 10^3 \text{ mm}^2.$$

Ustun kesimi o'lchamlari - $b_c = h_c = \sqrt{144,45 \cdot 10^3} = 380 \text{ mm.}$

Dastlab qabul qilingan ustun kesimining o'lchamlari qoldiriladi, ya'ni $b_c \times h_c = 400 \times 400 \text{ mm} = 0,4 \times 0,4 \text{ m.}$

Ustunning hisobiy uzunligi

$$l_0 = 0,7 \cdot (h + h_1) = 0,7(3,6 + 0,6) = 2,94 \text{ m,}$$

bu yerda, $h_1 = 0,6 \text{ m}$ - ustun osti qismining balandligi. Konstruktiv talablar bo'yicha qabul qilingan.

Ustunning egiluvchanligi $\lambda_h = l_0/h_c = 2,94/0,4 = 7,35 < 20$. $\varphi = 1$ deb qabul qilib, ustun uchun (16.3) formuladan dastlabki armatura yuzasi topiladi:

$$\begin{aligned} A_{s, \text{tot}} &= (N/\varphi - R_b A_c)/R_{sc} = \\ &= (2022,41 \times 10^3 / 1 - 10,35 \times 160000) / 365 = \\ &= 1003,86 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{min}} = 0,0005 \cdot 160000 = 80 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

Ilovadagi I.14- jadvaldan topilgan armatura yuzasi bo'yicha $4\varnothing 18 \text{ A400}$ ($A_s = 1018 \text{ mm}^2$) sterjenlar qabul qilinadi. Ustun egiluvchanligi $\lambda_h = 7,35$, doimiy va davomli yuklarning to'liq yuklarga nisbati

$$N_l/N = 1778,76/2022,41 = 0,88$$

va

$$A_{si} = A_{s, \text{tot}} \times 0/4 = 0 < A_{s, \text{tot}}/3 = 1018/3 \approx 340 \text{ mm}^2,$$

bu yerda: 4-ustun kesimidagi sterjenlar soni, 0-ustun kesimidagi o'rta sterjenlar soni. Ilovada keltirilgan I.5- jadvaldan $N_l/N = 0,88$ va $\lambda_h = 7,35$ qiymatlarga mos bo'lgan koeffitsiyentlar: $\varphi_b \approx 0,91$; $\varphi_{sb} \approx 0,913$, (12.6) formuladan

$$\varphi = 0,91 + 2(0,913 - 0,91) \frac{365 \cdot 1018}{10,35 \cdot 400 \times 400} = 0,911 \leq \varphi_{sb} = 0,913.$$

Talab qilinadigan armatura kesim yuzasi

$$(A_{s, \text{tot}})_2 = (2020,41 \times 10^3 / 0,911 - 10,35 \times 160000) / 365 = \\ = (2217,8 \times 10^3 - 1656 \times 10^3) / 365 = 1539,17 \text{ mm}^2$$

$$\mu_s = \frac{1539,17}{400 \times 400} 100 = 0,96\% \approx 1\%.$$

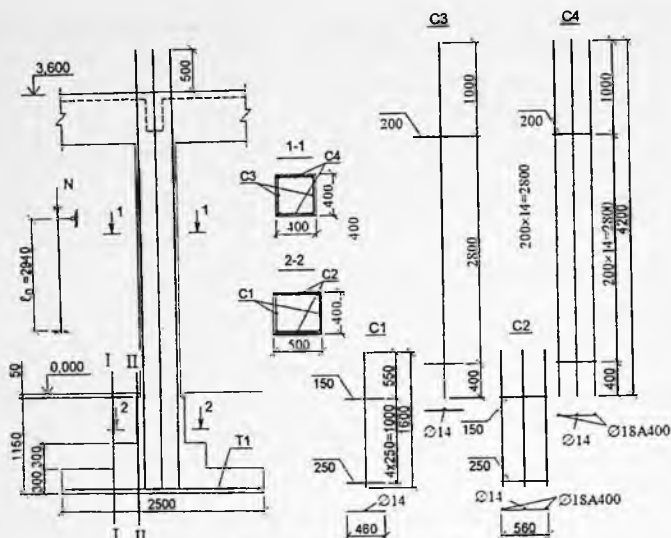
Farq katta bo'lmaganligi uchun armatura kesim yuzasini takroran aniqlamaymiz va ustun kesimini jihozlash uchun $4 \varnothing 14 + 4 \varnothing 18$ A400 sterjenlar qabul qilinadi, $A_{s, \text{tot}} = 616 + 1018 = 1634 \text{ mm}^2 > 1539,17 \text{ mm}^2$. Farq katta bo'lgan taqdirda armatura kesim yuzasi takroran topiladi.

Ko'ndalang armatura sifatida sinfi A240 diametri 8 mm bo'lgan armatura qabul qilinadi. Payvandlangan sinchlar uchun ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa $S = 15d = 15 \times 14 = 210 \text{ mm}$. $S = 200 \text{ mm}$ qabul qilinadi (bino seysmik tumanda quriladi).

Ustunni armaturalar bilan jihozlanishi IV.40-rasmda ko'rsatilgan.

D. POYDEVOR HISOBI

Poydevor sinfi B12,5 ($R_{bt} = 0,66 \text{ MPa}$) bo'lgan betondan tayyorlanib, sinfi A300 ($R_s = 280 \text{ MPa}$) bo'lgan armaturadan payvandlab tayyorlangan to'r bilan jihozlanadi. Birinchi qavat ustuniga ta'sir qiladigan yukning hisobiy qiymati $N = 2001,3 \text{ kN}$. Birinchi qavat ustuni xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan yuk $G_{\text{col}} = 0,4 \times 0,4(3,6 - 0,6)25 \times 1,1 \times 0,95 = 12,54 \text{ kN}$. Poydevorga uzatiladigan yuk hisobiy qiymati $N_f = N + G_{\text{col}} = 2022,41 + 12,54 = 2034,95 \text{ kN}$. Me'yoriy qiymati $N_f = N / \gamma_m = 2034,95 / 1,15 = 1769,52 \text{ kN}$, bu yerda, $\gamma_m = 1,15$ - yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyentining o'rtacha qiymati.



IV.40- rasm. Ustunni armatura bilan jihozlash

Poydevorning qancha chuqurlikda joylashishi grunt qatlamining muzlash chuqurligi va binoning isitilish-isitilmasligiga bog'liq [12].

Grunt mavsumiy muzlashining me'yoriy chuqurligi -

$$d_f = d_0 \sqrt{T_M} = 23 \times 1 = 23 \text{ sm,}$$

bu yerda: $d_0 - T_M = 1$ bo'lganda muzlash chuqurligi: suglinok va loylar uchun $d_0 = 23$ sm; supes, changli va mayda qum uchun - $d_0 = 28$ sm; katta va o'rtacha kattalikdagi toshloq qum uchun - $d_0 = 30$ sm; katta bo'lakli gruntlar uchun - $d_0 = 34$ sm; T_M - o'lchamsiz koeffitsiyent bo'lib, qish davridagi o'rtacha oylik manfiy temperaturalar qiymatlari yig'indisiga teng qilib ilovadagi I.18 - jadvaldan olinadi.

Grunt mavsumiy muzlashining hisobiy chuqurligi -

$$d_f = d_f \times n \times K_h = 23 \times 0,6 = 14 \text{ sm,}$$

bu yerda, K_h - bino issiqlik rejimining muzlash chuqurligiga ta'siri, ilovada keltirilgan I.19-jadvaldan aniqlanadi.

Poydevor joylashishining amaliy chuqurligi poydevorning ustun osti qismi balandligini (600 mm) e'tiborga olib $d_f = 1200$ mm qabul qilinadi.

Poydevor asosining yuzasi (26.1) formuladan:

$$A_f = \frac{1769,52}{0,35 \cdot 10^3 - 20 \cdot 1,2} = 5,42 \text{ m}^2.$$

Poydevor markaziy yuklanganligi uchun uning asosi kvadrat shaklida qabul qilinadi. U vaqtda poydevor asosi o'lchamlari

$$b_f = l_f = \sqrt{A_f} = \sqrt{5,42} = 2,328 \text{ m}.$$

Poydevor asosining o'lchami 300 mm ga karra etib $a_f = 2,4$ m qabul qilinadi. Poydevor asosining joylashish chuqurligi $d_f = 1,2$ m $< d_0 = 2$ m bo'lganligi uchun gruntida hosil bo'ladigan bosim (26.2) formuladan qayta hisoblanadi

$$R = 0,35 \left| 1 + 0,05 \frac{2,4 - 1}{1} \right| \cdot \frac{1,2 + 2}{2 \cdot 2} = 0,300 \text{ MPa}.$$

Gruntida hosil bo'ladigan bosimning yangi aniqlangan qiymatiga mos keladigan poydevor asosining yuzasi va o'lchamlari:

$$A_f = 1769,520 / (0,300 \times 10^3 - 20 \times 1,2) = 6,41 \text{ m}^2; a_f = \sqrt{6,41} = 2,53 \text{ m}.$$

Poydevor asosining o'lchami $a_f = 2,70$ m qabul qilinadi.

Poydevorning bosilishi shartidan eng kichik balandligi (26.7) formuladan:

$$h_0 = -\frac{0,4 + 0,5}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2034,95}{0,9 \times 0,66 \times 10^3 + 279,1}} = -0,225 + 0,763 = 0,538 \text{ m},$$

bu yerda

$$p_{cf} = N/A_f = 2034,95/7,29 = 279,1 \text{ kN/m}^2.$$

Poydevorning to'liq balandligi $h_f = h_0 + a = 0,538 + 0,05 = 0,588$ m. Poydevorning balandligi unifikatsiyalashtirilib $h_f = 0,6$ m qabul qilinadi.

Birinchi zinaning ishchi balandligi

$$h_{10} = \frac{P_{cf}(l_f - h_{cf} - 2h_0)}{2\sqrt{2 \times \varphi_{b2} \times R_{bt} \times P_{cf}}} = \frac{279,1(2,7 - 0,5 - 2 \times 0,55)}{2\sqrt{2 \times 0,9 \times 0,66 \times 10^3 \times 279,1}} = \frac{307,01}{1151,64} = 0,266 \text{ m}$$

to'liq balandligi esa $h_1 = h_{10} + a = 0,266 + 0,05 = 0,316$ m.

25.1- jadvalga binoan, poydevor ikki zinadan iborat bo'lib, birinchi zina balandligi $h_1 = 350$ mm > 316 mm, ikkinchi zinaning balandligi $h_2 = 300$ mm qabul qilinadi. Poydevorning to'liq balandligi $h_f = h_1 + h_2 = 650$ mm, ishchi balandligi $h_0 = 650 - 50 = 600$ mm.

Poydevorning bosilishiga mustahkamligi tekshirib ko'riladi. Bosuvchi kuch

$$F = N - A_{of} \cdot p_{of} = 2034,95 - 2,89 \times 279,1 = 1228,35 \text{ kH},$$

bu yerda: $A_{of} = (h_{cf} + 2h_0)^2 = (0,5 + 2 \times 0,60)^2 = 2,89 \text{ m}^2$.

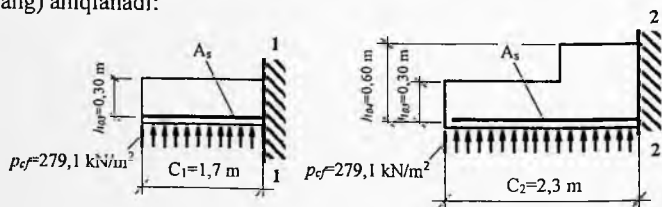
$$F = 1228,35 \text{ kH} < \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b_m \times h_0 =$$

$$= 0,9 \times 0,66 \times 10^3 \times 4,4 \times 0,60 = 1568,16 \text{ kH}$$

bu yerda $b_m = 4(h_{cf} + h_0) = 4(0,5 + 0,60) = 4,4 \text{ m}^2$.

Tekshirilgan shart bajarilayapti. Poydevorning bosilishiga mustahkamligi yetarli.

Poydevor asosining plitasi grunt qarshiligi ta'siridan egilishga ishlaydi (IV.41- rasmga qarang) Eguvchi momentlar poydevor kesimi balandligi o'zgaradigan 1-1 va 2-2 kesimlarda (IV.18 rasmga qarang) aniqlanadi:



IV.41- rasm. Poydevorning normal kesimlar bo'yicha xavfli 1-1 va 2-2 kesimlarida eguvchi momentlarni topishga doir

$$M_1 = \frac{p_{cf} \cdot b_f C_1^2}{2} = \frac{p_{cf} \cdot b_f (a_f - b_c - 2h_{03})^2}{8} =$$

$$= \frac{279,1 \times 2,7 \times (2,7 - 0,4 - 2 \times 0,30)^2}{8} = 272,22 \text{ kH} \cdot \text{m};$$

$$M_2 = \frac{P_{cf} \cdot b_f C_2^2}{2} = \frac{P_{cf} \cdot b_f (a_f - h_c)^2}{8} =$$

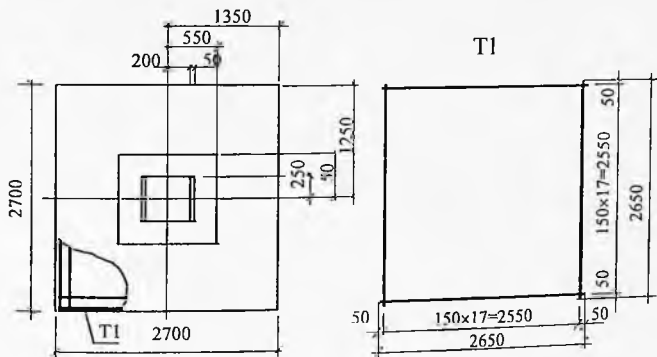
$$= \frac{279,1 \times 2,7 \times (2,7 - 0,4)^2}{8} = 498,3 \text{ kH} \cdot \text{m}$$

Eguvchi momentlarga mos bo'lgan armatura kesim yuzalari:

$$A_{sI} = M_I / (R_s \times 0,9 \times h_{30}) = 272,22 \times 10^6 / (280 \times 0,9 \times 300) = 3600,0 \text{ mm}^2;$$

$$A_{sII} = M_{II} / (R_s \times 0,9 \times h_{40}) = 498,3 \times 10^6 / (280 \times 0,9 \times 600) = 3295,6 \text{ mm}^2.$$

Poydevor plitasi eng katta armatura yuzasi bo'yicha jihozlanadi. Poydevorning har ikkala yo'nalishi bo'yicha qadami $S=150 \text{ mm}$ bo'lgan $18\varnothing 16A300$ ($A_s = 3620,0 \text{ mm}^2$) sterjen tanlanadi, $\mu_s = A_s / (a_f \times h_0) = 3620,0 / (2700 \times 300) = 0,004 > 0,001$.



IV.40- rasm. Poydevorni armaturalash

Poydevorning ustun osti qismi ham ustun uchun qabul qilingan ($4 \varnothing 14 + 4 \varnothing 18$) A400 sterjenlar bilan jihozlanadi va ustun armaturasi bilan biriktirish uchun ustun osti qismidan $20d = 20 \times 18 = 360 \text{ mm}$ dan kam bo'lmagan uzunlikda chiqarib qoldiriladi. Bu bo'yлама armaturalar qadami $S = 20d = 20 \times 18 = 360 \text{ mm}$ bo'lgan ko'ndalang armaturalar bilan biriktiriladi. Ko'ndalang armaturaning diametri ustunlardagidek 8 mm olinadi.

Poydevorni armaturalar bilan jihozlanishi IV.42-rasmda ko'rsatilgan.

IV-2. BOG'LANGAN TO'R VA SINCHLAR BILAN JIHOZLANGAN ELEMENTLAR HISOBI (2 VARIANT).

A. PLITANI HISOBLASH VA QURILMALASH

1. Bo'ylama armatura hisobi.

Plitani jihozlash uchun sinfi A400 diametri 6-8 mm bo'lgan sterjenlar qabul qilingan. $R_s = 355$ MPa.

(13.2) formuladan quyidagi koeffitsiyent hisoblanadi:

$$\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \times 10,35 = 0,767.$$

(13.1) formuladan chegaraviy nisbiy balandlik hisoblanadi:

$$\xi_R = \frac{0,85 \cdot \omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,\mu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,85 \cdot 0,767}{1 + \frac{355}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,536;$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,536 (1 - 0,5 \times 0,536) = 0,396.$$

Plita kesimlarida hosil bo'ladigan zo'riqishlar IV.1 bobning A-2 bandi bo'yicha qabul qilinadi.

Quyidagi koeffitsiyentlar hisoblanadi:

$$\text{1 ravoqda: } \alpha_m = \frac{M_1}{\varphi_{b2} \times R_b \times b h_0^2} = \frac{3,96 \times 10^6}{10,35 \times 1000 \times 65^2} = 0,09;$$

$$\alpha_m = 0,09 < \alpha_R = 0,392 \text{ shart bajarilayapti.}$$

$$\zeta = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}\right) = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,09}\right) = 0,953.$$

Talab qilinadigan bo'ylama ishchi armatura yuzasi:

$$A_s = \frac{M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{3,96 \times 10^6}{355 \times 0,953 \times 65} = 180,0 \text{ mm}^2;$$

$$\mu_s \% = \frac{100 A_s}{b \cdot h_0} = \frac{100 \times 180,0}{1000 \times 65} = 0,277 > 0,1\%.$$

«B» tayanchda $M_V = -4,13$ kN·m; $\alpha_m = 0,094 < \alpha_R = 0,432$;
 $\zeta = 0,95$; $A_s = 188,4$ mm²; $\mu_s \% = 0,289 > 0,05 \%$.

II va III ravoqlarda hamda "C" tayanchda (tomonlari bilan biriktirilmagan plitalar uchun) - $M_{II} = M_{III} = -M_c = 2,84 \text{ kN}\cdot\text{m}$; $\alpha_m = 0,065 < 0,432$; $\zeta = 0,966$; $A_s = 127,4 \text{ mm}^2$; $\mu_s\% = 0,196 > 0,05\%$.

II va III ravoqlarda hamda "C" tayanchda (tomonlari bilan to'simlarga qistirib biriktirilgan plitalar uchun) - $M_{II} = M_{III} = -M_c = 2,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$; $\alpha_m = 0,052 < 0,432$; $\zeta = 0,973$; $A_s = 101,1 \text{ mm}^2$; $\mu_s\% = 0,155 > 0,05\%$.

2. Plitani qurilmalash.

Plitaning qalinligi $h_s < 120 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun ravog armaturasining hammasi tayanchlarga yetkaziladi, tayanchlar ustiga alohida armatura qo'yiladi. Bunda ravodagi pastki ishchi sterjenlar bir nechta tayanchlardan uzluksiz o'tkazilib, hisob bo'yicha ko'p armatura talab qilinadigan chetki ravoqlarga qo'shimcha sterjenlar qo'yiladi.

Tomonlari bilan to'simlarga qistirib biriktirilmagan plitalar uchun ravoqlarda talab qilinadigan sterjen qadami va diametri $A_s = 127,4 \text{ mm}^2$ yuza bo'yicha tanlanadi.

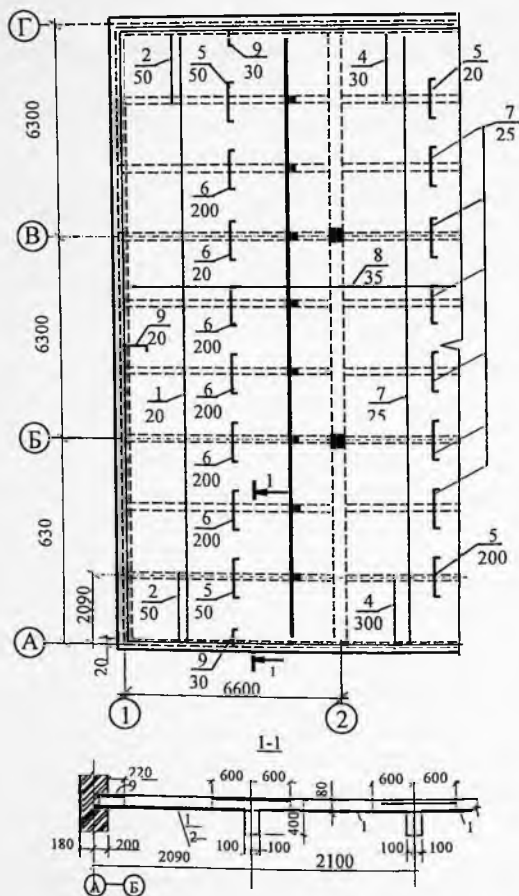
Bunda (1) sterjenlarning qadami $S = 200 \text{ mm}$, diametri esa, 6 mm qabul qilinadi. Plitaning 1 m eniga mos keladigan $5\phi 6A400$ armatura yuzasi - $A_s = 141,0 \text{ mm}^2 > 127,4 \text{ mm}^2$.

Birinchi ravodga qo'yiladigan qo'shimcha sterjenlar $\Delta S = 180,0 - 141,0 = 39,0 \text{ mm}^2$ yuza bo'yicha tanlanadi. Bunda sterjenlarning (2) qadami $S = 500 \text{ mm}$, diametri 6 mm , uzunligi $l = l_s - b_{sb} = 2100 - 200 \approx 2000 \text{ mm}$ qabul qilingan sterjenlarning 1 m ga mos keladigan $2\phi 6A400$ armatura yuzasi $A_s = 57,0 \text{ mm}^2 > 39,0 \text{ mm}^2$.

Tomonlari bilan biriktirilgan plitalar uchun ravoqlarda talab qilinadigan sterjenlar qadami va diametri $A_s = 101,1 \text{ mm}^2$ yuza bo'yicha tanlanadi. Bunda sterjenlarning (3) diametri 6 mm , qadami $S = 250 \text{ mm}$ qabul qilinadi. Qabul qilingan sterjenlarning 1 m plita eniga mos bo'lgan $4\phi 6A400$ armatura yuzasi $A_s = 113,0 > 101,1 \text{ mm}^2$.

Birinchi ravodga qo'yiladigan qo'shimcha sterjen (4) diametri $\Delta A_s = 180,0 - 113,0 = 67,0 \text{ mm}^2$ yuza bo'yicha 6 mm , qadami $S = 300 \text{ mm}$, uzunligi $l = l_s - b_{sb} = 2100 - 200 \approx 2000 \text{ mm}$ qabul

qilingan sterjenlarning 1 m ga mos keladigan $3\varnothing 6A400$ armatura yuzasi $A_s = 85,0 \text{ mm}^2 > 67,0 \text{ mm}^2$.



IV.41- rasm. Plitani alohida sterjenlar bilan armaturalash

"B" tayanchga qo'yiladigan sterjenlar $A_s = 188,4 \text{ mm}^2$ yuza bo'yicha tanlanadi: sterjenning (5) diametri 8 mm, qadami $S = 250 \text{ mm}$, uzunligi $l = l_s/2 = 2100/2 \approx 1200 \text{ mm}$. Qabul qilingan 4Ø8A400 armatura yuzasi $A_s = 201 \text{ mm}^2 > 188,4 \text{ mm}^2$.

Tomonlari bilan biriktirilmagan plitalarning "C" tayanchiga sterjenlar $A_s = 127,4 \text{ mm}^2$ yuza bo'yicha qo'yiladi. (6) sterjen diametri 6 mm, qadami $S = 200 \text{ mm}$, uzunligi $l = 1200 \text{ mm}$. Qabul qilingan 5Ø6A400 armatura yuzasi $A_s = 141,0 \text{ mm}^2 > 127,4 \text{ mm}^2$.

Tomonlari bilan biriktirilgan plitalarning "C" tayanchiga sterjenlar $A_s = 101,1 \text{ mm}^2$ yuza bo'yicha qo'yiladi: (7) sterjen diametri 6 mm, qadami $S = 250 \text{ mm}$, uzunligi $l = 1200 \text{ mm}$. Qabul qilingan 4Ø6A400 armatura yuzasi $A_s = 113,0 \text{ mm}^2 > 101,1 \text{ mm}^2$.

Taqsimlovchi sterjenlar (8) uchun diametri 4 mm, qadami $S = 350 \text{ mm}$ bo'lgan Bp-I sinfli armatura qabul qilingan, uzunligi taxminan bino uzunligiga teng qilib olinadi $l = 4l_{sb} = 4 \times 6600 = 26400 \text{ mm}$.

Asosiy ishchi armaturalardan tashqari ishchi bo'lmagan yo'nalishda, plitaning devorga o'rnatilgan qismida, bosh to'sin ustida qo'shimcha armatura sterjenlari qo'yiladi. Bu armatura miqdori ravoq armaturasining 1/3 qismidan kam qabul qilinmaydi. Bu sterjenlarning (9) uzunligi: plitaning devorga o'rnatilgan qismida $l = h_s + 0,1 l_{s1} = 80 + 0,1 \times 1860 \approx 270 \text{ mm}$, bosh to'sin ustida (10) $l = b_{mb} + l_s/2 = 300 + 2100/2 = 1350 \text{ mm}$. (9) sterjen diametri 3 mm, qadami $S = 200 \text{ mm}$; (10) sterjen diametri 3 mm, qadami $S = 200 \text{ mm}$. Plitani alohida sterjenlar bilan jihozlash IV.41-rasmda ko'rsatilgan.

B. YORDAMCHI TO'SINNI HISOBLASH VA QURILMALASH

1. Bo'ylama armatura hisobi

To'sin bo'ylama ishchi armaturasi sifatida sinfi A400, ko'ndalang armaturasi sifatida sinfi A240 bo'lgan armatura qabul qilingan. To'sin kesimida bo'ylama ishchi armaturalar bir qator joylashtiriladi. U vaqtda $h_0 = 450 - 30 = 420 \text{ mm}$.

To'sin kesimlarida hosil bo'ladigan zo'riqishlar IV.1 bobning B-2 bandi bo'yicha qabul qilinadi.

I ravoqda $M_{\max} = 104,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Plita siqilish zonasida joylashgan
 $b = b_f' = 2100 \text{ mm}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{104,9 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2100 \cdot 420^2} = 0,0273;$$

$$\alpha_m = 0,0273 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0273}) = 0,986;$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{R_s \zeta h_0} = \frac{104,9 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,986 \cdot 420} = 694 \text{ mm}^2.$$

II va III ravoqlarda $M_{\max} = 70,42 \text{ kN m}$; $b = b_f' = 2100 \text{ mm}$.

$$\alpha_{\max} = \frac{70,42 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2100 \cdot 420^2} = 0,0183; \quad \alpha_m = 0,0183 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0183}) = 0,99;$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{R_s \zeta h_0} = \frac{70,42 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,99 \cdot 420} = 464 \text{ mm}^2.$$

"B" tayanchda – $M_{\min} = 82,41 \cdot \text{kN m}$; $b = 200 \text{ mm}$.

$$\alpha_{\max} = \frac{M_{\min}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{82,41 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,225;$$

$$\alpha_m = 0,225 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,225}) = 0,87;$$

$$A_s = \frac{M_{\min}}{R_s \zeta h_0} = \frac{82,41 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,87 \cdot 420} = 618,0 \text{ mm}^2$$

"C" tayanchda $M_{\min} = -70,42 \text{ kN}\cdot\text{m}$; $b = 200 \text{ mm}$.

$$\alpha_{\max} = \frac{M_{\min}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{70,42 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,193;$$

$$\alpha_m = 0,193 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,193}) = 0,89;$$

$$A_s = \frac{M_{\min}}{R_s \zeta h_0} = \frac{70,42 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,89 \cdot 420} = 516,1 \text{ mm}^2.$$

Chetki ravoqlarda bo'ylama montaj sterjenlar amaliy talablar bo'yicha 2 Ø 10 A400 qabul qilinadi. Chunki ravoqda manfiy moment nolga teng. O'rta ravoqlardagi bo'ylama montaj sterjenlar esa, $M_{II}' = -10,14 \text{ kN}\cdot\text{m}$ manfiy momentga hisoblanadi. $b = 200 \text{ mm}$; $h_0 = 420 \text{ mm}$.

$$\alpha_{\max} = \frac{10,14 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,0277; \quad \alpha_m = 0,0277 < \alpha_R = 0,39;$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0277}) = 0,986;$$

$$A_s = \frac{10,14 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,986 \cdot 420} = 67,1 \text{ mm}^2.$$

O'rta ravoqlar uchun ham bo'ylama montaj sterjenlar uchun 2 Ø10 A400 armatura qabul qilinadi, $A_s = 157 \text{ mm}^2 > 67,1 \text{ mm}^2$.

IV.9- jadval. Talab qilingan armatura bo'yicha qabul qilingan armatura soni, diametri va yuzalari

Kesimlar	Talab qilingan armatura, mm^2	Qabul qilingan armatura		Joylashishi
		Soni, diametri va sinfi	Kesim yuzasi, mm^2	
I ravoq	694	1Ø20+2Ø16 A400	716,2	pastda
«B» tayanch	618,0	(1Ø16+1Ø20+2Ø10) A400	672,3	yuqorida
II ravoq	464	(2Ø14+ 1Ø16) A400	509,1	pastda
«C» tayanch	516,1	(2Ø16+2Ø10) A400	559,0	yuqorida
I ravoq		2Ø10 A400	157,0	yuqorida
II ravoq		2Ø10 A400	157,0	yuqorida

2. Ko'ndalang va qiya armaturalar hisobi.

Alohida sterjenlar bilan jihozlangan yordamchi to'sinning qiya kesim bo'yicha mustahkamligini hisoblash (ko'ndalang va qiya armatura hisobi) quyidagicha bajariladi.

Dastlab konstruktiv talablar bo'yicha ko'ndalang sterjenlarning to'sin kesimidagi soni, diametri va qadami tayinlanadi. Tayinlangan miqdorlar bo'yicha qiya kesim mustahkamligi aniqlanadi (IV.1-bobning B-4 bandiga qarang). Undan so'ng talab qilinadigan qiya armatura kesim yuzasi aniqlanadi.

Ko'ndalang sterjenlarning soni $n = 2$, diametri 8 mm, qadami esa, $S = 150$ mm qabul qilingan. Bu miqdorlarda qiya kesim mustahkamligi $Q_b + Q_{sw} = 163,8$ kN (payvandlangan to'sin hisobiga qarang). Kesuvchi kuchning eng katta miqdori "B" tayanchda $Q_{max} = Q_B^{chap} = 108,59$ kN. Talab qilinadigan qiya armatura kesim yuzasi

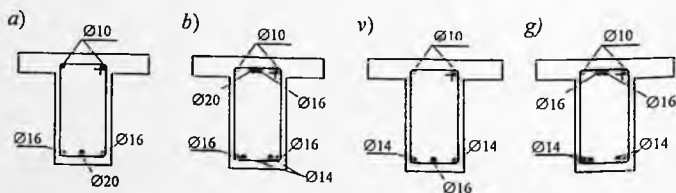
$$A_{s,inc} = \frac{Q_B^{van} - (Q_b + Q_{sw})}{R_{sw} \cdot \sin \alpha} = \frac{108,59 - 163,8}{290 \cdot 0,707} < 0$$

bo'lganligi uchun bo'ylama armatura tayanch zonasiga konstruktiv talablar bo'yicha qayiriladi. Bu yerda qiya armaturaning gorizont bilan tashkil qilgan burchagi $\alpha = 45^\circ$, $\sin 45^\circ = 0,707$; $R_{sw} = 290$ MPa – sinfi A400 bo'lgan armatura hisobiy qarshiligi.

3. Yordamchi to'sinni qurilmalash

Yordamchi to'sin alohida sterjenlar bilan quyidagi tartibda jihozlanadi. Hisob natijalariga binoan dastlab ravoq armaturalari tanlanadi (IV.9- jadvalga qarang). Tayanch kesimining mustahkamligi esa, ravoq armaturalarini tayanchlarga bukib o'tkazish hisobiga ta'minlanadi.

Yordamchi to'sin ko'ndalang kesimlarida armaturalarning joylashishi IV.42- rasm ko'rsatilgan.



IV.42- rasm. Yordamchi to'sin ko'ndalang kesimlarida armaturalarning joylashishi: a- birinchi ravoqda; b- «B» tayanchda; v- ikkinchi ravoqda; b- «C» tayanchda

I ravoq uchun hisob natijasiga binoan $A_s = 694 \text{ mm}^2$ armatura yuzasi bo'yicha ilovada keltirilgan I.14 jadvalidan ($2\emptyset 16 + 1\emptyset 20$) A400 sterjenlar tanlanadi, $A_s = 716,1 \text{ mm}^2$.

II ravoq uchun $A_s = 464 \text{ mm}^2$ armatura yuzasi bo'yicha ($2\emptyset 14 + 1\emptyset 16$) A400 sterjenlar tanlanadi, $A_s = 509,1 \text{ mm}^2$.

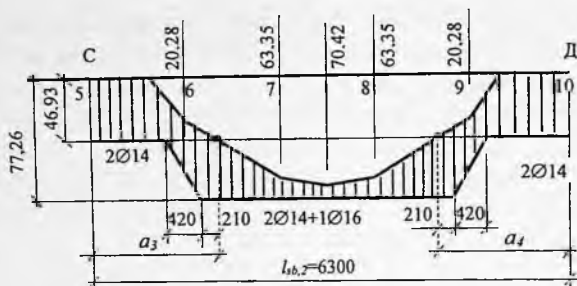
"B" tayanch uchun hisob bo'yicha talab qilinadigan armatura kesim yuzasi $A_s = 618 \text{ mm}^2$. I ravoqdan $1\emptyset 20$ A400 armatura «B» tayanch ustiga bukib ikkinchi ravoq tomoniga o'tkaziladi va moment epyurasiga mos ravishda qirqib tashlanadi (IV.44- rasm). Ikkinchi ravoqdan esa, $1\emptyset 16$ A400 armatura «B» tayanch ustiga bukib birinchi ravoq tomonga o'tkaziladi va moment epyurasiga binoan qirqiladi. ($1\emptyset 20 + 1\emptyset 16$) A400 armaturalarning kesim yuzasi $A_s = 515,3 \text{ mm}^2 < A_s = 618 \text{ mm}^2$ bo'lganligi uchun kesim yuqorisiga qo'yiladigan $2\emptyset 10$ montaj armaturalarni ham ishga jalb qilamiz (IV.41,b,-rasm). U vaqtda ($2\emptyset 10 + 1\emptyset 20 + 1\emptyset 16$) armaturalarning kesim yuzasi $515,3 + 157 = 672,3 \text{ mm}^2 > A_s = 618 \text{ mm}^2$.

"C" tayanch uchun hisob bo'yicha talab qilinadigan armatura kesim yuzasi $A_s = 513,1 \text{ mm}^2$. II ravoqdan $1\emptyset 16$ A400 sterjen «C» tayanch ustiga bukib uchinchi ravoq tomonga o'tkaziladi va moment epyurasiga binoan qirqiladi. Uchinchi ravoqdan ham $1\emptyset 16$ A400 sterjen «S» tayanch ustiga bukib ikkinchi ravoq tomonga o'tkaziladi va moment epyurasiga binoan qirqiladi. $2\emptyset 16$ A400 armaturalarning kesim yuzasi $A_s = 402 \text{ mm}^2 < A_s = 513,1 \text{ mm}^2$ bo'lganligi uchun kesim yuqorisiga qo'yiladigan $2\emptyset 10$ A400 montaj armaturalarni ham ishga jalb qilamiz (IV.41,b,-rasm). U vaqtda $2\emptyset 16 + 2\emptyset 10$ A400 $402 + 157 = 559 \text{ mm}^2 > A_s = 513 \text{ mm}^2$.

Tayanch zonalariga bukib o'tkaziladigan har bir sterjen nazariy kesilish nuqtalaridan $0,5h_0 = 0,5 \times 420 = 210 \text{ mm}$ dan kam bo'lmagan masofaga o'tkazilib keyin bukiladi (IV.43 va IV.44 -rasmlar). a_1 va a_2 masofalar uchburchaklarning o'xshashligidan aniqlanadi:

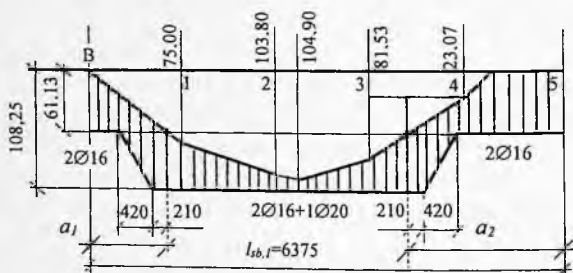
$$a_1 = 0,2l_{sb,1} \frac{61,13}{75,0} = 0,2 \times 6375 \times 0,815 = 1040 \text{ mm};$$

$$a_2 = 0,2l_{sb,1} \left[1 + \frac{61,13 - 23,07}{81,53 - 23,07} \right] = 0,2 \times 6375 \left[1 + \frac{38,06}{58,46} \right] = 2105 \text{ mm}.$$



IV.43-rasm. Birinchi ravoqda sterjenlarning bukish joylarini aniqlash

Tayanchlarga qayirib o'tkaziladigan diametri 20 mm bo'lgan sterjen uzunligini aniqlaymiz (IV.44-rasmga qarang):



IV.44-rasm. Ikkinchi ravoqda sterjenlarning bukish joylarini aniqlash

$$l_{(\varnothing 20)} = l_{sb,1} + 2 \times \sqrt{2h_0^2 - 2h_0 + b_{mb}} + a_5,$$

$a_3 = a_4$ masofa uchburchaklarning o'xshashligidan aniqlanadi:

$$a_3 = 0,2l_{sb,1} \left[1 + \frac{46,93 - 20,28}{63,35 - 20,28} \right] = 0,2 \times 6300 \left[1 + \frac{26,65}{43,07} \right] = 2040 \text{ mm}.$$

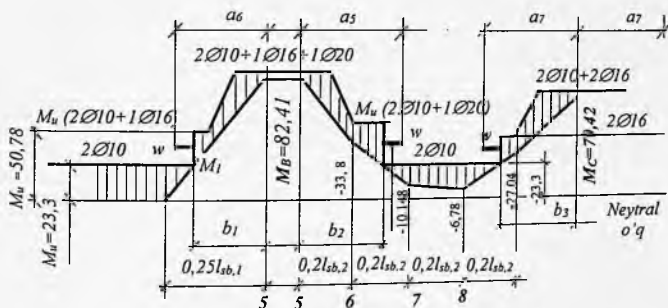
Tayanchlarga qayirib o'tkaziladigan diametri 16 mm bo'lgan sterjen uzunligini aniqlaymiz (IV.45-rasmga qarang):

$$l_{(\varnothing 16)} = l_{sb,1} - 2 \times \sqrt{2h_0^2 - 2h_0 + 2b_{mb}} + a_6 + a_7.$$

a_5 – birinchi ravoqdan «B» tayanch ustiga qayirib o'tkazib ikkinchi ravoqda qir qiladigan diametri 20 mm bo'lgan sterjen uzunligi (IV.42-rasmga qarang).

a_6 – ikkinchi ravoqdan «B» tayanch ustiga qayirib o'tkazib birinchi ravoqda qir qiladigan diametri 16 mm bo'lgan sterjen uzunligi;

a_7 – ikkinchi ravoqdan «C» tayanch ustiga qayirib o'tkazib uchinchi ravoqda qir qiladigan diametri 16 mm bo'lgan sterjen uzunligi.



IV.45-rasm. Birinchi ravoqda sterjenlarning bukish joylarini aniqlash

a_5 , a_6 va a_7 masofalar quyidagi formulalardan aniqlanadi (IV.45-rasmga qarang):

$$a_5 = b_2 + w = 1827 + 714 = 2541 \text{ mm};$$

$$a_6 = b_1 + w = 1143 + 571 = 1714 \text{ mm};$$

$$a_7 = b_3 + w = 1492 + 571 = 2063 \text{ mm},$$

bu yerda: b_1 , b_2 va b_3 miqdorlar uchburchaklarning o'xshashligidan aniqlanadi:

$$b_1 = 0,25l_{sb,1} \left(1 - \frac{M_u}{M_B} \right) = 0,25 \times 6375 \left(1 - \frac{23,3}{82,41} \right) = 1143 \text{ mm};$$

$$b_2 = 0,2l_{sb,1} \left(2 - \frac{M_u}{M_B} \right) = 0,2 \times 6300 \left(2 - \frac{23,3 - 10,48}{33,8 - 10,48} \right) = 1827 \text{ mm};$$

Bu sterjenlarning ankerlanish uzunligi (7.2) formuladan hisoblanadi: Ø16 A400 sterjen uchun –

$$l_{an} = (0,7 \times 365 / 10,35 + 11) \times 16 = 571 \text{ mm};$$

$$\varnothing 20 \text{ A400 sterjen uchun} - l_{an} = (0,7 \times 365 / 10,35 + 11) \times 20 = 714 \text{ mm.}$$

Payvandsiz biriktiriladigan sterjenlar bir-birining ustiga l_{ov} uzunlikka o'tkaziladi. Sinf A400, diametri 10 mm bo'lgan yuqori sterjenlar uchun

$$l_{ov} = \left(\omega_{ov} \frac{R_s}{R_b} + \Delta l_{ov} \right) d = \left(0,9 \frac{365}{10,35} + 11 \right) \cdot 10 = 513 \text{ mm};$$

$l_{ov} = 550 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

Bukiladigan sterjenlarning uzunliklari:

diametri 20 mm bo'lgan sterjen uzunligi

$$l_{(\varnothing 20)} = l_{sb,1} + 2 \times \sqrt{2h_0^2} - 2h_0 + b_{mb} + a_5 =$$

$$= 6375 + 2 \sqrt{2 \times 420^2} - 2 \times 420 + 300 + 2541 = 9564 \text{ mm};$$

$$l_{(\varnothing 16)} = l_{sb,1} + 2 \times \sqrt{2h_0^2} - 2h_0 + 2b_{mb} + a_6 + a_7 =$$

$$= 6300 + 2 \sqrt{2 \times 420^2} - 2 \times 420 + 2 \times 300 + 1714 + 2063 = 10134 \text{ mm.}$$

Bo'ylama sterjenlar nazariy uzilish nuqtalarining koordinatalarini hisoblash IV.10 jadvalda keltirilgan.

Sterjenlarning uzilish va bukilish joylarini aniqlash. Eguvchi momentlarning bukuvchi epyurasi (IV.12-rasmga qarang) va IV.7-jadvalda keltirilgan M_u miqdorlardan foydalanib sterjenlarning uzilish joylari aniqlanadi.

I ravoqda diametri 20 mm bo'lgan sterjen «A» va «B» tayanchlar ustiga bukib o'tkaziladi va «B» tayanch qirrasidan a_2 masofaga o'tkazilib qirqiladi (IV.45- rasmga qarang).

Kesuvchi kuch (IV.44- rasmga qarang). $Q_B^{uan} = 108,59 \text{ kH}$;
 $q_{sw} = 117,36 \text{ kN/m}$ (B.4- bandga qarang).

$$Q_x = Q_B^{uan} \left(1 - \frac{b_1}{0,575 l_{sb,1}} \right) = 108,59 \left(1 - \frac{1,143}{0,575 \cdot 6,375} \right) = 74,73 \text{ kH}$$

Nazariy uzilish nuqtasida $q_{sw} = 117,36 \text{ kN/m}$. Uziladigan sterjenlar uchun $\omega_0 = Q / (2q_{sw}) + 5d = 74,73 / (2 \times 117,36) + 5 \times 0,016 = \approx 0,4 \text{ m} < l_{an} = 0,57 \text{ m}$; $\omega_0 = 0,57 \text{ m}$ qabul qilamiz.

$$a_6 = b_1 + w = 1143 + 571 = 1714 \text{ mm} =$$

$$=1,714 \text{ m} < l_{sb,1} / 3 = 6,375/3 = 2,125 \text{ m}$$

bo'lganligi uchun tayanch qirrasidan haqiqiy uzilish nuqtasigacha bo'lgan masofa $a_6 = 2,20 \text{ m}$ qabul qilinadi.

IV.10 jadval. Yordamchi to'sin sterjenlarining nazariy uzilish va bukish joylarini aniqlash

Sterjenlar soni va diametri, mm	A_s , mm ²	ξ	ζ	M_u , kN·m	Qirqiladigan sterjenlar soni	Tayanch o'qlaridan nazariy kesilish joyigacha bo'lgan a_i masofalar, m	
						chapdan	o'ngdan
1 ravvoq ($b = 2,1$ m)							
(2Ø16+Ø20) A400	716,2	0,0286	0,986	108,25	-	1,04(Ø20 bukiladi)	2,105(Ø20 bukiladi)
2Ø16A400	402	0,016	0,992	61,13	1Ø20 A400	-	-
2 ravvoq ($b = 2,1$ mm)							
(2Ø14+Ø16) A400	509,1	0,020	0,990	77,26	-	2,04 (Ø16 buk.)	2,04 (Ø16 buk.)
2Ø 14 A400	308	0,0123	0,994	46,93	1Ø16 A400	2,35 (uz)	2,35 (buk.)
"B" tayanchda ($b = 0,2$ m)							
(1Ø16+1Ø20+2Ø10)A400	672,3	0,282	0,859	88,53	-	-	-
(Ø 16+2Ø10) A400	358,1	0,15	0,925	50,78	1Ø20 A400	(Ø20 buk)	(Ø16 buk)
(Ø20+2Ø10) A400	471,2	0,198	0,901	65,08	1Ø16 A400	1,714(Ø16 qirgiladi)	2,54(Ø20 qirgiladi)
"C" tayanchda ($b = 0,2$ m)							
(2Ø10+2Ø16) A400	559,0	0,235	0,882	75,58	-	-	-
2Ø10+1Ø16 A400	358,1	0,15	0,925	50,75	2Ø16 A400	(Ø16 buk)	(Ø16 buk)
2Ø10A400	157,0	0,066	0,967	23,3	2Ø10A400	2,063(Ø16 qirgiladi)	2,063(Ø16 qirgiladi)

V. BOSH TO'SINNI HISOBLASH VA QURILMALASH

1. Hisobiy sxema. Yuklarni hisoblash.

Bosh to'sin hisobiy sxemasi va yuklarni aniqlash V-1 bobning V-1 bandida keltirilgan.

2. Hisobiy zo'riqlarni aniqlash.

Bosh to'sin kesimlarida hosil bo'ladigan zo'riqlarning qiy-matlari V-1 bobning V-2 bandida keltirilgan.

3. Bo'ylama armatura hisobi.

Bosh to'sin kesimlari mustahkamligini ta'minlash uchun bo'ylama armatura hisobi IV.1 bobning V bandida keltirilgan.

IV.11- jadval. Bosh to'sinni alohida sterjenlar bilan jihozlash

To'sin kesimi	Talab qilinadigan armatura kesim yuzasi	Qabul qilingan bo'ylama armatura		holati
		sterjentlar soni va diametri, mm	A_s, mm^2	
12	1778,0	6Ø20A400	1885,0	Ravoqda pastda
B	1388,0	(2Ø12+2Ø20+2Ø18)400	1363,0	Tayanchda yuqorida
22	1030,0	(2Ø 20+2Ø18)400	1137,0	Ravoqda pastda
22'	402,0	2Ø16 400		Ravoqda yuqorida

4. Ko'ndalang va qiya armaturalar hisobi

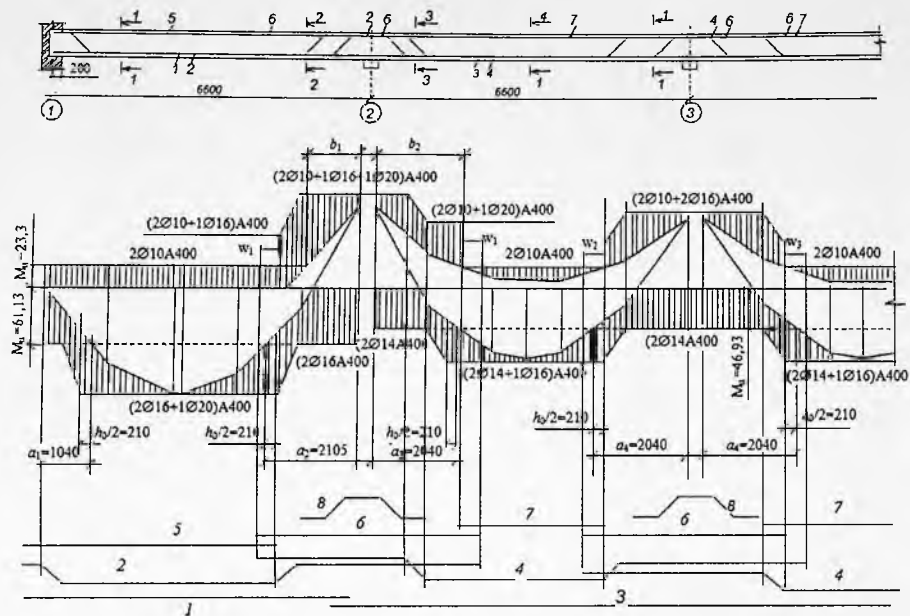
Kesuvchi kuchlar:

$$Q_{A^{o'ng}} = M_{1,1} / l_s = 324,00 / 2,1 = 154,28 \text{ kN};$$

$$Q_{V^{chap}} = (M_B - M_{1,2}) / l_s = (-279,42 - 230,86) / 2,1 = 243,0 \text{ kN};$$

$$Q_{V^{o'ng}} = (M_{II,1} - M_B) / l_s = (167,41 - (-279,42)) / 2,1 = 218,77 \text{ kN}.$$

Konstruktiv talablar bo'yicha xomut uchun sinfi A240, diametri 8 mm, qadami esa, $h > 450 \text{ mm}$ bo'lgani uchun, $S = h_{mb}/3 = 600/3 = 200 \text{ mm} < 500 \text{ mm}$ qabul qilinadi.



IV.47- расм. Ёрдамчи тўсинини алоҳида стерженлар билан қўрилмалаш

Ravoqlar o'rtasida xomutlar qadami $S = 500$ mm qabul qilinadi.

Xomutlar qabul qiladigan zo'riqish $A_{sw} = 50,3 \text{ mm}^2$, $n = 2$ bo'lganda $q_{sw} = 175 \times 50,3 \times 2 / 200 = 88,0 \text{ H/mm} = 88,0 \text{ kN/m} > \varphi_{h3}(1+\varphi_n+\varphi)R_{bt}b/2 = 0,6(1+0+0)0,81 \times 300/2 = 79,5 \text{ N/mm} = 79,5 \text{ kN/m}$ bo'lganligi uchun $q_{sw} = 88 \text{ kN/m}$ qabul qilinadi.

Qiya yoriqning element bo'ylama o'qiga proyeksiyasi

$$C_0 = \sqrt{2(1+0,9+0)0,81 \cdot 300 \cdot \frac{550^2}{88}} = 1349 \text{ mm} > 2h_0 = 2 \times 550 = 1100 \text{ mm}$$

bo'lganligi uchun $S_0 = 1100 \text{ mm} = 1,1 \text{ m}$ qabul qilinadi.

Xomutlar qabul qiladigan kesuvchi kuch-

$$Q_{sw} = C_0 \times q_{sw} = 1,1 \times 88 = 96,8 \text{ kN.}$$

Siqilgan beton qabul qiladigan kesuvchi kuch:

$$Q_b = 2(1+0+0,09) \times 0,81 \times 300 \times 550^2 / 1100 = \\ = 145,7 \times 10^3 \text{ N} = 145,7 \text{ kN.}$$

Xomutlar va siqilgan beton qabul qiladigan kesuvchi kuch:

$$Q_{sw} + Q_b = 96,8 + 145,7 = 242,5 \text{ kN.}$$

"A" tayanchda $Q_{\max} = Q_{A^{o'ng}} = 154,28 \text{ kN} < Q_{sw} + Q_b = 242,5 \text{ kN}$ bo'lganligi uchun qiya kesim mustahkamligi kesuvchi kuchlar ta'siriga ta'minlangan. Bu holda bukiladigan armatura hisob bo'yicha talab qilinmaydi va bukiladigan armatura konstruktiv talab bo'yicha qabul qilinadi.

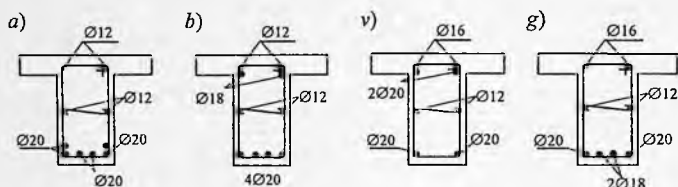
"B" tayanchdan chapda $Q_{\max} = Q_b^{chap} = 243,0 \text{ kN} \approx Q_{sw} + Q_b = 242,5 \text{ kN}$ bo'lganligi uchun qiya kesim mustahkamligi kesuvchi kuchlar ta'siriga ta'minlangan. Bu holda bukiladigan armatura hisob bo'yicha talab qilinmaydi va bukiladigan armatura konstruktiv talab bo'yicha qabul qilinadi.

"B" tayanchdan o'ngda $Q_{\max} = Q_{B^{o'ng}} = 218,77 \text{ kN} < Q_b + Q_{sw} = 242,5 \text{ kN}$ bo'lganligi uchun bukiladigan armatura hisob bo'yicha talab qilinmaydi va armatura konstruktiv talab bo'yicha bukiladi.

Birinchi ravoqdan "A" tayanch ustiga $2\emptyset 20$ A400 armatura bukilib o'tkaziladi (IV.48- rasm). Jami armaturalarning kesim yuzasi $A_s = 628 \text{ mm}^2$.

"B" tayanch ustiga birinchi ravoqdan $2\emptyset 20$ A400, ikkinchi ravoqdan $2\emptyset 18$ A400 armatura bukilib o'tkaziladi (IV.49- rasm). Jami

armaturalarning kesim yuzasi $A_s=628+509=1137 \text{ mm}^2$ talab qiladigan armatura kesim yuzasidan kam bo'lganligi uchun ($A_s=628 \text{ mm}^2 < 1388,0 \text{ mm}^2$) ikkinchi ravoq uchun manfiy momentdan topilgan $2\varnothing 16$ A400 armaturani ham ishga jalb qilamiz. U vaqtda jami armatura kesim yuzasi $A_s=1539 \text{ mm}^2 > 1388,0 \text{ mm}^2$.



IV.48- rasm. Bosh to'sin ko'ndalang kesimlarida armaturalarning joylashishi: a- birinchi ravoqda; b- «B» tayanchdan chapda; v- «B» tayanchdan o'ngda; g- ikkinchi ravoqda

Yordamchi to'sinning bosh to'sinlar bilan birlashgan joylari qiyaligi $\alpha = 45^\circ$ bo'lgan osma sterjenlar bilan jihozlanadi (IV.48-rasm). Osma sterjenlarning talab qilinadigan kesim yuzasi

$$\Sigma A_{s,inc} = F(1 - h_s/h_0)/(R_{sw} \times \sin 45^\circ) = \\ = 204,5 \times 10^3 \times (160/550) / (285 \times 0,707) = 719,7 \text{ mm}^2.$$

Osma sterjenlar uchun $2\varnothing 22$ A400 sterjenlar qabul qilinadi. $\Sigma A_{s,inc} = 760 \text{ mm}^2 > 719,7 \text{ mm}^2$.

Sterjenlarning uzilish va bukilish joylarini aniqlashda eguvchi momentlarning bukuvchi epyurasi (IV.19 rasm) va IV.5- jadvaldan foydalaniladi.

I ravoqda $2 \varnothing 20$ A400 "A" tayanchga bukiladi

$$a_1 = l_s \frac{M_{\pi}}{M_{II}} = 2,10 \frac{248,1}{441,86} = 1,18 \text{ m}.$$

I ravoqda $2 \varnothing 20$ A400 "B" tayanchga bukiladi.

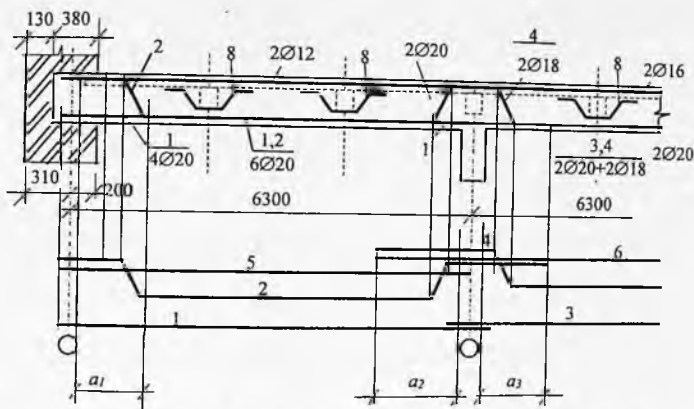
$$a_2 = l_s - l_s (M_{12}^{I,III} - M_u)/(M_{12}^{I,III} + M_B^{I,III}) = \\ = 2,10 - 2,10(266,58 - 248,1)/(266,58 + 230,82) = \\ = 2,1 - 2,10(18,47)/497,4 = 2,02 \text{ m}.$$

II ravoqdan $2 \varnothing 18$ A400 "B" tayanchga bukiladi

$$a_3 = l_s - l_s (M_{12}^{I,III} - M_u)/(M_{12}^{I,III} + M_B^{I,III}) =$$

$$= 2,10 - 2,10(191,33 - 125,1)/(191,33 + 230,82) =$$

$$= 2,10 - 2,10(66,23)/422,15 = 1,77 \text{ m.}$$



IV.49- rasm. Bosh to'sinda alohida sterjenlarni joylashtirish

"B" tayanchdan chapga dastlab 2 Ø 20 A400 sterjen I ravvoq tomon bukilib cho'zilgan tomonga o'tkaziladi va undan keyin 2 Ø 18 A400 sterjen uziladi.

"B" tayanch qirrasidan 2Ø20 A400 sterjen bukilish nuqtasigacha bo'lgan masofa

$$a_4 = (l_s - 0,5b_{mb})(1 - M_u/M_B^{I,III}) =$$

$$= (2,10 - 0,15)(1 - 134,86/230,82) = 0,81 \text{ m.}$$

"B" tayanch qirrasidan 2Ø18 A400 sterjen nazariy kesilish nuqtasigacha bo'lgan masofa

$$a_5 = (l_s - 0,5b_{mb})(1 - M_u/M_B^{I,III}) =$$

$$= (2,10 - 0,15)(1 - 43,3/230,82) = 1,584 \text{ m.}$$

"B" tayanchdan o'ngda dastlab 2 Ø 18 A400 sterjen II ravvoq tomon bukilib cho'zilgan tomonga o'tkaziladi va undan keyin 2 Ø 20 A400 sterjen uziladi.

"B" tayanch qirrasidan 2Ø18 A400 sterjen bukilish nuqtasigacha bo'lgan masofa

$$a_6 = 2,13 (236,33 - 44,3) / (236,33 - 2,64) = 1,75 \text{ m.}$$

"B" tayanch qirrasidan 2Ø20 A400 sterjen kesiladigan nuqtasi-gacha bo'lgan masofa

$$a_7 = l_s (M_B^{I,III} - M_u) / (M_B^{I,III} - M_{21}^{I,III}) = \\ = 2,13 (236,33 - 96,56) / (236,33 - 81,14) = 1,92 \text{ m.}$$

Qirqiladigan 2 Ø 18 A400 armatura ankerlanish uzunligi

$$l_{an} = (0,7 \times 365 / 10,35 + 11) \times 18 = 643 \text{ mm.}$$

Qirqiladigan 2 Ø 20 A400 armatura ankerlanish uzunligi

$$l_{an} = (0,7 \times 365 / 10,35 + 11) \times 20 = 714 \text{ mm.}$$

"B" tayanchdan chapda 5 va 6 nuqtalar II yuklash sxemasi bo'yicha topilgan momentlar epyurasida yotgani uchun $Q_5 = Q_6 = -109,6 \text{ kN}$.

"B" tayanchdan o'ngda esa, 6 va 7 nuqtalar I, III yuklash sxemasi bo'yicha topilgan eguvchi moment epyurasida yotgani uchun $Q_6 = Q_7 = 72,6 \text{ kN}$.

Nazariy uzilish nuqtalaridan amaliy uzilish joylarigacha bo'lgan masofalar:

$$\omega_5 = \frac{Q_6}{2q_{sw}} + 5d = \frac{109,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 88} + 5 \cdot 18 = 710 \text{ mm} > l_{an} = 643 \text{ mm}$$

bo'lganligi uchun $\omega_6 = 710 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

$$\omega_6 = \omega_7 = \frac{Q_7}{2q_{sw}} + 5d = \frac{72,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 88} + 5 \cdot 20 = \\ = 513 \text{ mm} > l_{an} = 714 \text{ mm}$$

$\omega_6 = \omega_7 = 720 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

Bukiladigan sterjenlar nazariy uzilish joylaridan $0,5h_0 = 0,5 \times 550 = 275 \text{ mm}$ o'tkazilib bukiladi. Birinchi bukiladigan sterjenlar tayanch qirrasidan 50 mm o'tkazib bukiladi. Ravoqdagi bukilmaydigan bo'y-lama armaturalar tayanchda bir-biriga $l_{ov} = (0,9 \times 365 / 10,35 + 11) \cdot 20 = 855 \text{ mm} \approx 860 \text{ mm}$ o'tkazib uziladi.

"B" tayanch qirrasidan uziladigan sterjenlargacha bo'lgan masofalar:

$$l_5 = a_5 + \omega_5 = 1,75 + 0,71 = 2,46 \text{ m;}$$

$$l_6 = a_6 + \omega_6 = 0,33 + 0,72 = 1,05 \text{ m.}$$

$$l_7 = a_7 + \omega_7 = 1,92 + 0,72 = 2,64 \text{ m.}$$

5. Bosh to'sinni qurilmalash

Yordamchi to'sinni qurilmalagandek bo'ylama armaturalarning bukilish va uzilish joylari aniqlanadi (10.12 jadval). M_u momentlarni hisoblashda $R_s = 365$ MPa; $R_b = 10,35$ MPa va $h_0 = 550$ mm qabul qilingan. Tayanch mustahkamligini ta'minlash uchun bo'ylama armaturalarning bir qismi (IV.9 jadvalga qarang) tayanch ustiga bukib o'tkaziladi. Bukiladigan armatura kesim yuzasi hisob bo'yicha aniqlanadi. Buning uchun dastlab xomutlarning diametri va qadami tayinlanib, xomutlar va siqilgan beton qabul qiladigan kesuvchi kuch aniqlanadi.

Bosh to'sinni alohida sterjenlar bilan jihozlash yordamchi to'sinni jihozlagandek bajariladi.

IV.12- jadval. Bosh to'sin armatura sterjenlarining uzilish va bukish joylarini aniqlash

bukish joyilarni aniqlash							
Sterjenlar soni va diametri, mm	A_s , mm ²	ξ	ζ	M_u , kNm	Bukiladigan sterjenlar soni	Tayanch o'qla- ridan nazariy kesilish joyi- gacha bo'lgan α masofalar, m	
						chapdan	o'ng- dan
1 ravoqda (b = 2,40 m)							
6Ø20 A400	1885	0,05	0,974	368,9	2Ø20 A400	1,18	2,02
4Ø20 A400	1256	0,033	0,983	248,1	-	-	-
2 ravoqda (b = 2,40 m)							
2Ø20+2Ø18 A400	1137	0,0303	0,984	224,6	2Ø18 A400	1,77 (buk)	1,77 (buk)
2Ø20 A400	628	0,0168	0,991	125,0	-	-	-
"B" tayanchda (b = 0,3 m)							
(2Ø16+2Ø20 +2Ø18)400	1539	0,329	0,792	244,7	2Ø20A400	-	-
(2Ø12+2Ø20) 400	854	0,182	0,898	153,95	2Ø18A400	-	-
2Ø12A400 + +2Ø18A400	735	0,157	0,914	134,86	2Ø18 A400	-	-
2Ø12A400	226	0,048	0,975	44,3	-	-	-

Birinci ravoqdagi yuqori armatura							
2Ø12A400	226	0,0483	0,986	44,3	-	-	-
Ikkinchi ravoqdagi yuqori armatura							
2Ø16A400	402,0	0,086	0,955	77,07			

G. USTUNNI HISOBLASH VA QURILMALASH

Ustun IV.1 bobning D bandi bo'yicha bajariladi. Alohida sterjenlar bilan jihozlangan ustunlar uchun $S = 12d = 12 \times 16 = 192$ mm. $S = 150$ mm qabul qilinadi.

D. POYDEVORNI HISOBLASH VA QURILMALASH

Poydevor IV.1 bobning E bandi bo'yicha bajariladi. Ishchi sterjenlar kesishgan joylar shaxmat tartibida bir-biriga yumshoq sim bilan bog'lanadi.

IV.3.TOSH -G'ISHT KONSTRUKSIYASINI LOYIHALASH

Qalinligi 510 mm bo'lgan devor markasi 100 bo'lgan g'ishtdan 50 markali sement qorishmasi bilan terilgan. Devorda o'lchamlari $b \times h = 3 \times 2$ m bo'lgan deraza o'rni qoldirilgan.

1. Yuklarni hisoblash

Devorga ta'sir qiladigan yuklar bino va orayopmalaridan $A_q = l_{sb} \times 0,5 l_{mb} = 6,6 \times 0,5 \times 6,3 = 20,79$ m² yuza bo'yicha bosh to'sin orqali uzatiladi (IV.49-rasmga qarang).

Doimiy yuklar. Bitta orayopmadan hosil bo'ladigan yuk: plita va pol qurilmasining og'irligidan -

$$g \times A_q = 3,5 \times 20,79 = 72,765 \text{ kN},$$

bu yerda $g = 3,5$ kN/m² IV. 1-jadvaldan olinadi.

Yordamchi to'sinlar og'irligidan (A_q yuk ta'sir yuzasiga tushadigan)

$$n(h_{sb} - h_s) b_{sb} \times l_{sb} \times \rho \times \gamma_f \times \gamma_n =$$

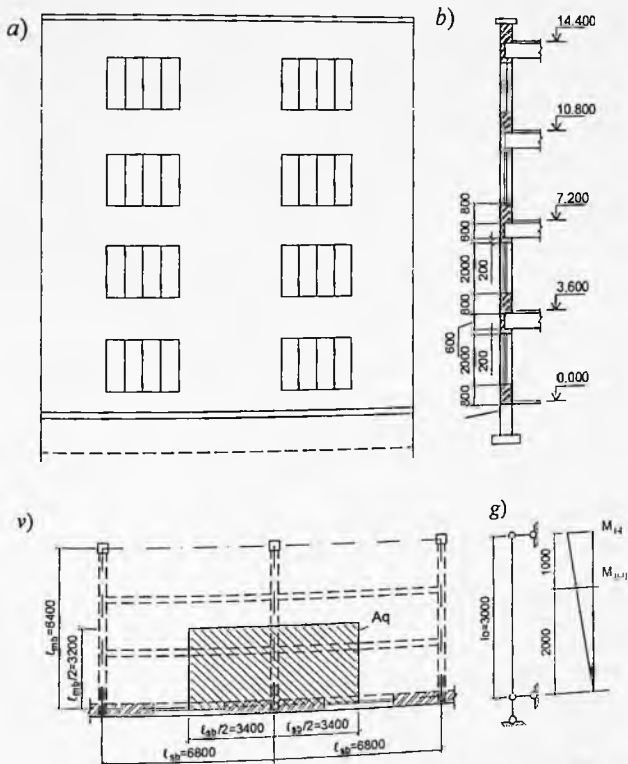
$$= 1(0,4 - 0,08) \times 0,2 \times 6,6 \times 25 \times 1,1 \times 0,95 = 10,03 \text{ kN},$$

bu yerda, $n = 1 - A_q$ yuk ta'sir yuzasiga tushadigan to'sinning soni.

Bosh to'sinning og'irligidan (A_q yuk ta'sir yuzasiga tushadigan qismi) -

$$(h_{mb} - h_s)b_{mb} (l_{mb}/2 + 0,38) \times \rho \times \gamma_f \times \gamma_n =$$

$$= (0,6 - 0,08) 0,3 \times (6,3/2 + 0,38) \times 25 \times 1,1 \times 0,95 = 14,39 \text{ kN},$$



IV.50-rasm. G'isht devorni hisoblashga doir: a- bino fasadining bir qismi; b- bino devorining qirqimi; v- bino planining bir qismi; g- devor hisobiy sxemasi

bu yerda, 0,38 m bosh to'sinning devorga o'rnatilgan qismi.

Bir orayopmadan hosil bo'ladigan jami doimiy yuk -

$$72,765 + 10,03 + 14,39 = 97,185 \text{ kN.}$$

3 ta orayopmaning og'irligidan: $97,185 \times 3 = 291,55 \text{ kN.}$

Tom qurilmasidan hosil bo'ladigan doimiy yuk orayopma og'irligining 80% ga teng qilib olinadi. U vaqtda tom yopmasining og'irligidan hosil bo'ladigan doimiy yuk: $0,8 \times 97,185 = 77,748 \text{ kN.}$

Devorning xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan doimiy yuklar: balandligi $h = 1,2 \text{ m}$, eni $b = 0,25 \text{ m}$ va uzunligi $l_{sb} = 6,6 \text{ m}$ bo'lgan tom to'sig'ining (parapet) og'irligidan -

$$h \cdot b \cdot l_{sb} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1,2 \times 0,25 \times 6,6 \times 17 \times 1,1 \times 0,95 = 35,17 \text{ kH,}$$

bu yerda $\rho = 17 \text{ kN/m}^3$ - g'isht devorning zichligi.

Balandligi $H = 3,6 \text{ m}$, eni $\delta = 0,51 \text{ m}$, uzunligi esa $l_{sb} = 6,6 \text{ m}$ bo'lgan g'isht devorning og'irligidan (o'lchami $3 \times 2 \text{ m}$ bo'lgan deraza yuzasi qayirib tashlanadi) -

$$(3,6 \times 6,6 - 3 \times 2) \times 0,51 \times 17 \times 1,1 \times 0,95 = 160,09 \text{ kN.}$$

3 qavat devorning og'irligi - $160,09 \times 3 = 480,27 \text{ kN.}$

I-I kesimdan yuqori joylashgan bosh to'sin balandligiga teng bo'lgan devor og'irligidan

$$0,6 \times (0,51 - 0,38) \times 6,6 \times 17 \times 1,1 \times 0,95 = 9,14 \text{ kN.}$$

II-II kesimdan yuqori joylashgan $(1/3)H = (1/3)3,6 = 1,2 \text{ m}$ balandlikdagi devor og'irligidan -

$$\left[(0,8 - h_{mb})l_{sb} + \left(\frac{h}{3} 0,8 \right) (l_{sb} - 3,0) \right] \delta \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n =$$

$$= \left[(0,8 - 0,6)6,6 + \left(\frac{3,6}{3} - 0,8 \right) (6,6 - 3,0) \right] 0,51 \times 17 \times 1,1 \times 0,95 = 25,0 \text{ kH,}$$

bu yerda: 0,8 m - derazaning yuqori qismidan ikkinchi qavat poli sathigacha bo'lgan masofa; 3,0 m - derazaning eni.

I-I kesimdagi doimiy yuklarning jami qiymati -

$$N_{I-I} = 291,55 + 77,748 + 35,17 + 480,27 + 9,14 = 893,878 \text{ kN.}$$

II-II kesimdagi qiymati esa -

$$N_{II-II} = N_{I-I} + 26,1 = 893,878 + 25,0 = 918,878 \text{ kN.}$$

Muvaqqat yuklar. Tom orqali ta'sir qiladigan qor qoplami-ning og'irligidan hosil bo'ladigan yuk Samarqand shahri uchun $S_0 =$

0,5 kPa [10]. Qor qoplaminig og'irligidan hosil bo'ladigan me'yoriy yuk

$$S_n = S_0 \cdot \mu = 0,5 \times 2 = 1,0 \text{ kPa} = 1,0 \text{ kH} / \text{m}^2,$$

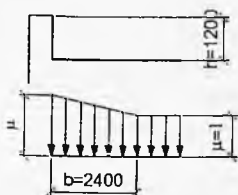
bu yerda - tomoning shakliga bog'lik bo'lgan koeffitsiyent: [10] adabiyotning 3 ilova 10 sxemasiga binoan $h = 1,2 \text{ m} > S_0/2 = 0,5/2 = 0,25 \text{ m}$ bo'lganligi uchun (IV.50-rasmga qarang) $\mu = 2 \times h/S_0 = 2 \times 1,2/0,5 = 4,8$.

$\mu = 4,8 > 3$ bo'lganligi uchun $\mu = 3$ qabul qilinadi. U vaqtda $2 \times h = 2,4 \text{ m}$ masofa uchun μ koeffitsiyentning o'rtacha qiymati $\mu_m = (1 + 3)/2 = 2$.

Qor qoplaminig og'irligidan devorga ta'sir qiladigan me'yoriy yuk - $S_n = S_n \times A_q = 1,0 \times 20,79 = 20,79 \text{ kN}$;

hisobiy yuk - $S = S_n \times \gamma_f \times \gamma_n = 20,79 \times 1,4 \times 0,95 = 27,65 \text{ kN}$.

Muvaqqat yukning davomli ta'siridan 1 ta orayopma uchun $\gamma_f = 1,2$ bo'lganda - $6,5 \times 20,79 \times 1,2 \times 0,95 = 154,05 \text{ kN}$. 3 ta orayopma uchun esa, $154,05 \times 3 = 462,15 \text{ kN}$.



IV.51-rasm.

Muvaqqat yukning qisqa vaqt ta'sir qiladigan qismidan bitta orayopma uchun $\gamma_f = 1,3$ bo'lganda - $1,5 \times 20,79 \times 1,3 \times 0,95 = 38,51 \text{ kN}$. 3 ta orayopma uchun - $38,51 \times 3 = 115,54 \text{ kN}$.

Shamol ta'siridan hosil bo'ladigan yuk. Samarqand shahri, shamol bosimi bo'yicha I tumanga

mansub bo'lib shamolning bosimi $\omega_0 = 0,38 \text{ kPa}$ ga teng [10]. Quriladigan bino shahar chekkasida bo'lganligi uchun joyning V tipiga mansub: $k = 0,65$; aerodinamik koeffitsiyentning qiymati shamol yo'nalishiga tik bo'lgan holda $C_e = 0,8$ teskari bo'lganda esa, $C_e = 0,6$.

Shamol bosimidan hosil bo'ladigan yukning me'yoriy qiymati:

shamol yo'nalishida -

$$\omega_n = \omega_0 \times k \times C_e = 0,38 \times 0,65 \times 0,8 = 0,2 \text{ kPa};$$

shamolga teskari bo'lganda -

$$\omega_n' = \omega_0 \times k \times C_e = 0,38 \times 0,65 \times 0,6 = 0,15 \text{ kPa}.$$

Shamol bosimidan devorning $l_{sb} = 6,6$ m uzunligi bo'yicha ta'sir qiladigan yuklar mos ravishda:

shamol yo'nalishida -

$$\omega = \omega_n \times \gamma_f \times \gamma_n \times l_{sb} = 0,2 \times 1,4 \times 0,95 \times 6,6 = 1,75 \text{ kN/m};$$

shamolga teskari bo'lganda -

$$\omega' = \omega_n \times \gamma_f \times \gamma_n \times l_{sb} = 0,15 \times 1,4 \times 0,95 \times 6,6 = 1,32 \text{ kN/m}.$$

Tashqi yuklar ta'siridan hosil bo'ladigan eguvchi momentlarni aniqlash. Devorning I-I va II-II kesimlarida bosh to'sin orqali ta'sir qiladigan yuklardan eguvchi momentlar hosil bo'ladi. Bosh to'sin-ning devorga o'rnatilgan qismining uzunligini ($S = 380$ mm) e'tiborga olib, kuchning yelkasi aniqlanadi:

$$e = h/2 - C/3 = 0,51/2 - 0,38/3 = 0,13 \text{ m}.$$

$C/3 \leq 7$ sm shartdan esa kuchning yelkasi qo'yidagiga teng:

$$e = h/2 - 0,07 = 0,51/2 - 0,07 = 0,19 \text{ m}.$$

Topilgan yelka qiymatlaridan eng kattasi qabul qilinadi $e = 0,19$ m.

I-I kesimdagi eguvchi momentlar:

doimiy yuklardan (orayopma og'irligidan) -

$$97,185 \times 0,19 = 18,46 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

muvaqqat yuklarning davomli ta'sir qiladigan qismidan -

$$154,05 \times 0,19 = 29,27 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

muvaqqat yuklarning qisqa vaqt ta'sir qiladigan qismidan

$$38,51 \times 0,19 = 7,32 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Shamol ta'siridan hosil bo'ladigan eguvchi momentlar:

shamol yo'nalishida -

$$M_1 = \omega(h - h_{mb})^2/12 = 1,75(3,6 - 0,6)^2/12 = 1,31 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

shamolga teskari bo'lgan yo'nalishda -

$$M_1' = \omega'(h - h_{mb})^2/12 = 1,32(3,6 - 0,6)^2/12 = -0,99 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

II-II kesimda (birinchi qavat orayopmasidan $N/3$ masofada) eguvchi momentlarning qiymatlarini aniqlash uchun I-I kesimda topilgan eguvchi momentlarning qiymatlari $2/3 = 0,67$ ga ko'paytiriladi.

Orayopma og'irligidan hosil bo'ladigan moment -

$$18,46 \times 0,67 = 12,37 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

muvaqqat yuklarning davomli ta'siridan hosil bo'ladigan moment-

$$29,27 \times 0,67 = 19,61 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

muvaqqat yuklarning qisqa vaqt ta'siridan hosil bo'ladigan moment -

$$7,32 \times 0,67 = 4,9 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

IV.13-jadval. Yuklarning barcha xilidan hisobiy
zo'riqlashlarni hisoblash

Kesim	Zo'riqlashlar	Yuk						
		doimiy	muvaqqat		qordan		shamoldan	
			davomli	qisqa vaqt	davomli	qisqa vaqt	davomli	qisqa vaqt
		1	2	3	4	5	6	7
I-I	M, kN·m	18,46	29,27	7,32	-	-	1,31	-0,99
	N, kN	893,878	462,15	115,54	-	27,65	-	-
II-II	M, kN·m	12,37	19,61	4,90	-	-	-0,59	0,33
	N, kN	918,878	462,15	115,54	-	27,65	-	-

Shamol ta'siridan II-II kesimda hosil bo'ladigan eguvchi momentning qiymati (I-I kesimdan $X = (H - h_{mb})/3 = (3,6 - 0,6)/3 = 1 \text{ m}$ masofada): shamol yo'nalishida -

$$\begin{aligned} M &= M_1 - \omega(H - h_{mb}) X/2 + \omega(x^2/2) = \\ &= 1,31 - 1,75(3,6 - 0,6)1/2 + 1,75(1^2/2) = \\ &= 1,16 - 2,625 + 0,875 = 0,59 \text{ kN}\cdot\text{m}; \end{aligned}$$

shamolga teskari bo'lgan yo'nalishda -

$$\begin{aligned} M &= M_1 - \omega'(H - h_{mb}) x/2 + \omega'(x^2/2) = \\ &= -[0,99 - 1,32(3,6 - 0,6)1/2 + 1,32(1^2/2)] = \\ &= -[0,99 - 1,98 + 0,66] = 0,33 \text{ kN}\cdot\text{m}. \end{aligned}$$

Yuklar ta'siridan hosil bo'lgan zo'riqlashlarning qiymatlari
IV.13-jadvalda, birikmalari esa, IV.14-jadvalda keltirilgan.

2-hol bo'yicha zo'riqlashlar jamlanmasi quyida keltirilgan:

I-I kesim uchun -

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 18,46 + (29,27 + 1,31) \times 0,95 + (7,32 - \\ &0,99) \times 0,9 = 18,46 + 29,05 + 5,697 = 53,2 \text{ kNm}. \end{aligned}$$

$$N=893,878+462,15 \times 0,95+(115,54+27,65)0,9=$$

$$893,878+439,04+128,87=1461,79 \text{ kN.}$$

II – II kesim uchun-

$$M_{\max}=12,37+(19,61-0,59) \times 0,95+(4,9+0,33) \times 0,9=$$

$$=12,37+18,07+4,707=35,147 \text{ kNm.}$$

$$N=918,878+462,15 \times 0,95+(115,54+27,65)0,9=$$

$$+893,878+439,04+128,87=1461,79 \text{ kN.}$$

$$M=18,46+(29,27+1,31) \times 0,95+7,32 \times 0,9=$$

$$=18,46+29,05+6,588=54,1 \text{ kNm.}$$

$$N_{\max}=893,878+462,15 \times 0,95+(115,54+27,65)0,9=$$

$$=893,878+439,04+128,87=1461,79 \text{ kN.}$$

$$M=12,37+(19,61-0,59) \times 0,95+(4,9+0,33) \times 0,9=$$

$$=12,37+18,07+4,707=35,147 \text{ kNm.}$$

$$N_{\max}=918,878+462,15 \times 0,95+(115,54+27,65)0,9=$$

$$=918,878+439,04+128,87=1486,79 \text{ kN.}$$

IV.14-jadval. Yuklarning hisobiy birikmalari

Kesim	Yuklarning asosiy birikmalari					
	1-hol: $\psi = 1$ bo'lganda			2-hol: $\psi_1 = 0,95$ bo'lganda va $\psi_2 = 0,9$		
	$M_{\max}$ N	$M_{\min}$ N	M $N_{\max}$	$M_{\max}$ N	$M_{\min}$ N	M $N_{\max}$
I – I	1,2,3	1,7	1,2,3	1,2,3,6		1,2,3,5,6
	55,05	17,47	55,05	53,2	-	54,1
	1471,57	893,878	1471,57	1461,79	-	1461,79
II – II	1,2,3	1,6	1,2,3	1,2,3,7		1,2,3,5,7
	37,21	11,78	37,21	35,147	-	35,147
	1496,57	918,878	1496,57	1461,79	-	1486,79

Eslatma: Yuklarning asosiy birikmalarini hisoblashda, birinchi hol uchun doimiy yuklardan hosil bo'lgan zo'riqishga bitta muvaqqat yukdan hosil bo'lgan zo'riqish qo'shilgan; ikkinchi holi uchun esa, davomli yuklardan hosil bo'lgan zo'riqishlar $\psi = 0,95$ ga, muvaqqat yuklardan hosil bo'lgan zo'riqishlar esa $\psi_1=0,9$ ga ko'paytirilgan.

Devorning mustahkamligi quyidagi zo'riqishlar ta'siriga tekshiriladi:

$$\begin{aligned}\text{I-I kesimda} \\ M &= 55,05 \text{ kN}\cdot\text{m}; \\ N &= 1471,57 \text{ kN}; \\ e_0 &= M/N = 3,74 \text{ sm.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{II-II kesimda} \\ M &= 37,21 \text{ kN}\cdot\text{m}; \\ N &= 1496,57 \text{ kN}; \\ e_0 &= M/N = 2,49 \text{ sm.}\end{aligned}$$

2. G'isht devor mustahkamligi hisobi

Ilovada keltirilgan I.11 jadvaldan 100 markali g'isht va 50 markali sement qorishmasidan tiklangan devor qarshiligi $R = 1,5 \text{ MPa}$. Devorning I-I kesimdagi hisobiy yuzasi $A = 3,6 \times 0,51 = 1,836 \text{ sm}^2$. Bo'ylama egilish koeffitsiyentining qiymati $\varphi = 1$ va $h = 510 > 300 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun $m_g = 1$ qabul qilinadi. ω koeffitsiyentning qiymati

$$\omega = 1 + e_0/h = 1 + 3,74/51 = 1,073 < 1,45.$$

Devorning hisobiy balandligi $l_0 = H - h_{mb} = 3,6 - 0,6 = 3 \text{ m}$, egiluvchanligi esa, $l_n = l_0/h = 300/51 = 5,9 < 6$. Ilovada keltirilgan I.12 jadvaldan devorning egiluvchanligi λ_n va elastiklik xarakteristikasi $\alpha = 1000$ ga mos bo'lgan koeffitsiyent $\varphi = 0,96$.

Devor ko'ndalang kesimi siqilgan zonasining balandligi -

$$h_c = h - 2e_0 = 510 - 75 = 435 \text{ mm.}$$

Devor siqilgan qismining egiluvchanligi -

$$\lambda_{hc} = l_0/h_c = 3000/435 = 6,7.$$

Ilovada keltirilgan I.12 -jadvaldan $\alpha = 1000$ va $\lambda_{hc} = 6,7$ qiymatlar uchun - $\varphi_c = 0,946$. U vaqtda

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2 = (0,96 + 0,946)/2 = 0,953.$$

I-I kesimda devorning yuk ko'tarish qobiliyati (mustahkamligi)

$$\begin{aligned}N_u &= m_g \times \varphi_1 \times R \times A \cdot (1 - 2e_0/h) \cdot \omega = \\ &= 1 \times 0,953 \times 1,1 \times 1,836 \times (1 - 2 \times 3,74/51) \times 1,073 \times (10^3) = 1762,2 \text{ kN.}\end{aligned}$$

Devorning yuk ko'tarish qobiliyati tashqi yuklardan hosil bo'lgan zo'riqishlardan katta ($N_u = 1762,2 \text{ kN} > N_{I-I} = 1471,57 \text{ kN}$) bo'lganligi uchun devorning mustahkamligi I-I kesimda ta'minlangan.

II-II kesim uchun devorning hisobiy balandligi $l_0 = 0,8(H - h_{mb}) = 0,8(3,6 - 0,6) = 2,4 \text{ m}$, egiluvchanligi esa, $\lambda_h = l_0/h = 2,4/0,51 = 4,7 < 6$.

Ilovada keltirilgan I.12 -jadvaldan $\varphi = 0,987$. Devor ko'ndalang kesimi siqilgan zonasining balandligi $h_c = h - 2 \times e_0 = 510 - 2 \times 2,49 \approx 46,00 \text{ sm}$.

Siqilgan qism egiluvchanligi - $\lambda_{hc} = l_0/h_c = 2,4/0,46 = 5,2 < 6$.

Ilovada keltirilgan I.12 jadvaldan $\varphi_c = 0,976$. $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2 = (0,987 + 0,976)/2 = 0,9815$.

II-II kesim bo'yicha devor mustahkamligi:

$$N_u = 1 \times 0,9815 \times 1,1 \times 1,836(1 - 2 \times 2,49/51) \times 1,073 \times 10^3 = 1919,25 \text{ kN.}$$

Bu kesimda ham devorning yuk ko'tarish qobiliyati tashqi yuklardan hosil bo'lgan zo'riqishdan katta bo'lganligi uchun

$$N_u = 1919,25 \text{ kN} > N_{II} = 1496,57 \text{ kN,}$$

devorning mustahkamligi ta'minlangan.

Ishtixon shahri 7 ballik seysmik tumanda joylashganligi uchun:

1. G'ishtdan tiklangan bino qavati soni $n = 4 > 2$ va bino balandligi $h > 9$ m bo'lganligi uchun bino devorlari temirbeton o'zaklar bilan QMQ [9] talabiga mos ravishda kompleks konstruksiyaga aylantiriladi.

2. Bino devorlarning kesishgan joylari (burchaklari) balandlik bo'yicha har 700 mm dan bo'ylama armaturasining ko'ndalang kesim yuzasi 1 sm^2 dan kam bo'lmagan armaturali to'r bilan jihozlanadi. To'rning uzunligi 1,5 m qabul qilinadi.

3. Deraza va eshik usti to'sinlari devor eni bo'yicha 350 mm dan kam bo'lmagan uzunlikda o'rnatiladi.

3. G'isht devor ostidagi tasma poydevor hisobi

G'isht devor ostidagi tasma poydevorlar alohida yig'ma qismlardan iborat bo'lgan bolish (podushka) lardan yig'ilib, ularning ustidan poydevor bloklari qo'yiladi. Blok-bolishlarning shakli to'g'ri to'rtburchak va trapetsiya shaklida qovurg'ali va bo'shliqlarga ega bo'lgan uzluksiz bo'lishi mumkin. Trapetsiya shaklidagi kesimi to'liq bloklar oddiy geometrik shakliga ega bo'lganligi uchun va tayyorlash jihatidan boshqa shakldagi bloklarga nisbatan sodda bo'lganligi uchun keng qo'llaniladi. Blok bolishlari bir-biriga zich yoki oralari ochiq qilib o'rnatiladi.

Bloklarning eni kesuvchi kuch ta'siriga hisoblanib 200 mm dan kam qabul qilinmaydi.

Hisobiy yuklar. Poydevorning 1 m uzunligiga mos keladigan hisobiy yuk birinchi qavat devorining II-II kesimi sathida $N_f = N_{II} / (l_{sb} - b_D) = 1496,57 / (6,6 - 3) = 415,70 \text{ kN/m}$, bu yerda 3 m - derazaning eni. Birinchi qavat devori II-II kesimidan poydevor blok-

bolishi ustiga qo'yilgan beton blok sathigacha bo'lgan

$$h = 2(H - h_{mb})/3 + 100 = 2(3600 - 600)/3 + 100 = 2000 + 100 = 2100 \text{ mm} = 2,1 \text{ m}$$

balandlikdagi g'isht devor og'irligidan hosil bo'ladigan yuk

$$N_{f1} = h \times \delta \times \rho \times 1 \times \gamma_f \times \gamma_n = 2,1 \times 0,51 \times 17 \times 1 \times 1,1 \times 0,95 = 18,1 \text{ kH/M}$$

Balandligi $h = 1,2 \text{ m}$ eni $b_b = 0,5 \text{ m}$ bo'lgan poydevor beton bloklari 1 m uzunligining og'irligidan hosil bo'ladigan yuk

$$N_{f1} = b \times h \times 1 \times \rho \times \gamma_f \times \gamma_n = 0,5 \times 1,2 \times 1 \times 24 \times 1,1 \times 0,95 = 15 \text{ kH/M}$$

Poydevorga ta'sir qiladigan jami hisobiy yuk $\gamma_f > 1$ bo'lganda

$$N_f = N_f^{II} + N_{f1} + N_{f2} = 415,7 + 18,1 + 15,0 = 448,8 \text{ kN},$$

$\gamma_f = 1$ bo'lganda

$$N_{f(\gamma_f=1)} = N_f / \gamma_m = 448,8 / 1,15 = 390,26 \text{ kH}.$$

Uzunligi 1 m bo'lgan blok bolishning eni

$$b_f = \frac{N_{f(\gamma_f=1)}}{R_0 - \rho_m \times d_f} = \frac{390,26}{0,35 \times 10^3 - 20 \times 1,2} = 1,197 \text{ m}.$$

Poydevor blok-bolishining eni 200 mm ga karra etib $b_f = 1,2 \text{ m}$ qabul qilinadi.

Poydevor blok-bolishi ostidagi grunt da hosil bo'ladigan bosim

$$p_{sf} = \frac{N_f}{l \cdot b_f} = \frac{448,8}{1 \times 1,2} = 374,0 \text{ kH/M}^2.$$

Beton blok qirrasini bo'yicha bolish kesimidagi kesuvchi kuch

$$Q = \frac{p_{sf} \cdot l(b_f - b_b)}{2} = \frac{374,0 \times 1 \times (1,2 - 0,5)}{2} = 130,9 \approx 131 \text{ kH}.$$

Beton sinfi B15 bo'lgan blok-bolishning ishchi balandligi

$$h_0 = \frac{Q}{\varphi_{b3} \times R_{bt} \times b} = \frac{131 \times 10^3}{0,6 \times 0,9 \times 0,75 \times 1000} = 323 \text{ mm}.$$

To'liq balandligi $h = h_0 + a = 321 + 30 = 351 \text{ mm}$. $h = 350 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

Blok-bolish bosilishga tekshirib ko'riladi. Bosuvchi kuch

$$F = N_f - p_{sf} \cdot l(b_b + 2h_0) =$$

$$= 448,8 - 374,0 \cdot 1(0,5 + 2 \times 0,30) = 37,4 \text{ кН}$$

Quyidagi $F \leq \alpha \times R_{bt} \times U_m h_0$ shart tekshiriladi:

$$37,4 \text{ кН} < 0,6 \times 0,9 \times 0,75 \times 3,6 \times 0,3(10^3) = 437,4 \text{ кН},$$

bu yerda $b_m = 2(h_{cf} + h_0) + (1+1) = 2(0,5 + 0,30) + 2 = 3,6 \text{ m}$; 1-poydevor uzunligi.

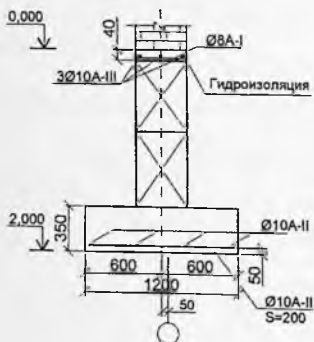
Beton blok qirrası bo'yicha poydevor bolishi kesimidagi eguvchi moment

$$M = p_{sf}(b_f - b_b)^2 / 8 = 374,0(1,2 - 0,5)^2 / 8 = 22,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Poydevor 1 m uzunligi bo'yicha talab qilinadigan armatura kesim yuzasi

$$A_s = M / (R_s \times 0,9 \times h_0) = 22,9 \times 10^6 / (280 \times 0,9 \times 300) = 302,9 \text{ mm}^2.$$

Poydevor bolishini jihozlash uchun 1 m uzunlik bo'yicha 5 $\varnothing 10$ A300 ($A_s = 393 \text{ mm}^2 > 302,9 \text{ mm}^2$) sterjen qabul qilinadi. Sterjenlar qadami $S = 200 \text{ mm}$. Konstruktiv armatura qadami $S = 350 \text{ mm}$, $\varnothing 10$ A300. Tasma poydevorni armatura bilan jihozlanishi IV.51-rasmda ko'rsatilgan.



IV.52-rasm. Tasma poydevorni armatura bilan jihozlash.

Yig'ma beton bloklar ustidan qalinligi 40 mm dan kam bo'lmagan armaturalangan markasi 100 dan kam bo'lmagan sementli qatlam hosil qilinadi. Bino 7 ballik tumanda tiklanishi mo'ljallanganligi sababli 3 $\varnothing 10$ A-III bo'ylama armatura qabul qilinadi.

Bu bo'ylama armaturalar har 300...400 mm masofada diametri 8 mm bo'lgan ko'ndalang armaturalar bilan biriktiriladi.

ADABIYOTLAR RO'YXATI

1. Akramov H.A., Usmanov V.F. Korxonada tayyorlanadigan qurilish konstruksiyalari. Darslik, TAQI, 2019, -461 bet.
2. Asqarov B.A. Temirbeton va tosh-g'isht konstruksiyalari. Darslik. B.A. Asqarov, Sh.R.Nizomov. -to'ldirilgan va qayta ishlangan 3 nashri.- Toshkent: «Iqtisod-moliya», 2008. -440 b.
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. -М.:Стройиздant, 1991, 500 с.
4. Голышев А.Б., Бачинский В.Я., Полищук В.П. Железобетонные конструкции. Том II. Строительная механика железобетона. Киев, Логос. 2003, -415 с.
5. Кузнецов В.С. Железобетонные и каменные конструкций: Учебное издание. - 2-изд., перераб. и доп. -М.:Издательство АСВ, 2019. -360 с.
6. Кузнецов Н.В. Практический расчет рам и каркасов. Киев, изд-во «Будівельник», 1970.
7. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций. -М.:Высшая школа, 1989, 400 с.
8. QMQ 2.03.01-96. Beton va temirbeton konstruksiyalar. O'zbekiston Respublikasi Davarxitektqurilishqo'mi. - Toshkent, 1996 -215 bet.
9. QMQ 2.01.03-96. Zilzilaviy xududlarda qurilish. /O'zbekiston Respublikasi Davarxitektqurilishqo'mi. -Toshkent: Ibn Sino nomidagi TNMB, 1995 -59 bet.
10. QMQ 2.01.07-96. YUklar va ta'sirlar. / O'zbekiston Respublikasi Davarxitektqurilishqo'mi. - Toshkent, 1996 -126 bet.
11. QMQ 2.03.07-98. Tosh va o'zaktoshli qurilmalar. (O'zbekiston Respublikasi Davarxitektqurilishqo'mi) - Toshkent shahri, 1998, 106 bet.
12. QMQ 2.02.01-98. Asos va poydevorlar. (O'zbekiston Respublikasi Davarxitektqurilishqo'mi) - Toshkent shahri, 1998, 106 bet.
13. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). Москва стройиздат, 1978.
14. Железобетонные конструкции./Под ред. Полякова Л.П., Лисенко Е.Ф. и Кузнецова Л.В. -Киев. :Вища школа. 1984.-352 с.
15. Улицкий И.И. и др. Железобетонные конструкции. Расчет и конструирование. Киев. :Будівельник. 1972.-989 с.
16. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2-х кн. Кн. 1

Под ред. А.А.Уманского. Изд.2-е, перераб. и доп. М., Стройиздат, 1972, 600 с.

17. **Проектирование** и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов: Учеб. пособие для вузов/ П.Ф.Дроздов, М.И.Додонов, Л.Л.Паньшин, Р.Л.Саруханян/Под ред. П.Ф.Дроздова. –М.:Стройиздат, 1986. -351 с., ил.

18 **Usmonov V.F.** Temir-beton qurilmalari elementlarini hisoblash: /Injenerlik qurilish oliy o'quv yurtlarining talabalari uchun o'quv qo'llanma. 2 qismdan iborat. 1 qism. Toshkent, 1992. 248 b. 2 qism. Toshkent, 1992,162 b.

19. **Шербаков В.А.** Сборно-монолитное каркасное домостроение. Издание 5-е. Санкт-Петербург, 2008.

ILOVALAR

I.1 -jadval. Betonning me'yoriy va hisobiy qarshiliklari,
dastlabki elastiklik moduli

Siqilishdagi mus-tahkamligi bo'yicha betonning sinfi	O'q bo'yicha siqilishdagi prizmatik mus-tahkamlik, MPa		O'q bo'yicha cho'zilishdagi mustahkamlik, MPa		Betonning siqi-lish va cho'zi-lishdagi dastlabki elastik moduli, $E_b \times 10^{-3}$, MPa
	me'yoriy R_{bn} va R_{bser}	hisobiy R_b	me'yoriy R_{btn} va $R_{bt,ser}$	hisobiy R_{bt}	
B3,5	2,7	2,1	0,39	0,26	9,5/8,5
B5	3,5	2,8	0,55	0,37	13,0/11,5
B7,5	5,5	4,5	0,70	0,48	16,0/14,5
B10	7,5	6,0	0,85	0,57	18,0/16,0
B12,5	9,5	7,5	1,00	0,66	21,0/19,0
B15	11,0	8,5	1,15	0,75	23,0/20,5
B20	15,0	11,5	1,40	0,90	27,0/24,0
B25	18,5	14,5	1,60	1,05	30,0/27,0
B30	22,0	17,0	1,80	1,20	32,5/29,0
B35	25,5	19,5	1,95	1,30	34,5/31,0
B40	29,0	22,0	2,10	1,40	36,0/32,5
B45	32,0	25,0	2,20	1,45	37,5/34,0
B50	36,0	27,5	2,30	1,55	39,0/35,0
B55	39,5	30,0	2,40	1,60	39,5/35,5
B60	43,0	33,0	2,50	1,65	40,0/36,0

Izoh. Suratda tabiiy qotadigan betonning elastik moduli, maxrajda esa, atmosfera bosimi ostida issiqlik ta'sirida ishlov berilgan beton uchun elastik modul miqdorlari keltirilgan.

I.2- jadval. Armaturaning me'yoriy va hisobiy qarshiliklari, elastiklik moduli

Armaturaning sinfi	O'q bo'yicha cho'zilishdagi mustahkamligi, MPa			O'q bo'yicha siqilishdagi mustahkamlik, MPa	Armatura ning elastik moduli, $E_s \times 10^{-3}$, MPa
	bo'ylama		ko'ndalang		
	me'yoriy R_{sn} va R_{sser}	hisobiy R_s	hisobiy R_{sw}	hisobiy R_{sc}	
A240	235	225	175	225	210
A300	295	280	225	280	210
A400 6-8 mm 10-40 mm	390	355	285	355	200
		365	290	365	
A600	590	510	405	450	190
A800	785	680	545	500	190
A1000	980	815	650	500	190
A1200	1175	980	785	500	190
A400v uzayish va kuchlanish nazorat qilinganda	540	490	390	200	180
faqat uzayish nazorat qilinganda		450	360		
Br-I 3 mm	410	375	270, 300*	375	170
4 mm	405	365	265, 296*	365	170
5 mm	395	360	260, 290*	360	170
B- II, 3 mm	1490	1240	990	400	200
4 mm	1410	1180	940	400	200
5 mm	1335	1110	890	400	200
6 mm	1255	1050	835	400	200
7 mm	1175	980	785	400	200
8 mm	110	915	730	400	200
Bp-II 3 mm	1460	1215	970	400	200
4 mm	1370	1145	915	400	200
5 mm	1255	1045	835	400	200
6 mm	1175	980	785	400	200
7 mm	1100	915	730	400	200
8 mm	1020	850	680	400	200
K-7 6 mm	1450	1210	965	400	180
9 mm	1370	1145	915	400	180
12 mm	1335	1110	890	400	180
15 mm	1295	1080	865	400	180
K-19 14 mm	1410	1175	940	400	180

I.3- jadval. Kesimi to'g'ri to'rtburchak bo'lib, cho'ziladigan
zonasi armatura bilan jihozlangan egiladigan
elementlarni hisoblash uchun jadval

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,40	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,966	0,085	0,44	0,78	0,343
0,10	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,50	0,75	0,375
0,15	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,20	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,30	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,70	0,65	0,455

I.4 jadval. Plitalarning taqribiy minimal qalinligi

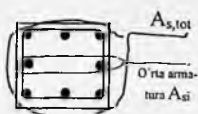
Plita turlari va tayanish tasnifi	Beton turi	
	og'ir	yengil
To'sinli: erkin tayanish elastik qistiril- ganda	$l_1/35$	$l_1/30$
	$l_1/45$	$l_1/35$
	40 mm – tom yopmalarida	
	50 mm – turarjoy binolarining orayopmalarida	
	60 mm sanoat binolarining orayopmalarida	
	80 mm – o'tish joyi osti yopmalari uchun Sinf B7,5 va undan kichik bo'lgan yengil betondan tayyorlangan plitalar uchun	
	80 mm	70 mm
ikki yo'nalishda ishlaydigan: Tomonlari bo'yicha erkin tayanganda	$l_1/45$	$l_1/38$
xuddi shunday, elastik qistirilganda	$l_1/50$	$l_1/42$
kesson plitalar erkin tayanganda	$l_1/30$	$l_1/25$
xuddi shunday, elastik qistirilganda	$l_1/35$	$l_1/30$
to'sinsiz orayopmalarning plitalari: kapitel usti plitalari bilan	$l_1/40$	$l_1/30$
xuddi shunday, kapitel usti plitalarisiz	$l_1/35$	$l_1/27$

ESLATMA: Bir oraliqli va g'isht devorga tayanuvchi plitalar erkin tayangan, temirbeton to'sinlar bilan yaxlit birlashgan plitalar esa elastik qistirilgan deb hisoblanadi.

I.5 jadval. φ_b va φ_{sb} koeffitsiyentlarni aniqlash uchun

l_0/h nisbat	N_g/N nisbatga mos bo'lgan φ_b koeffitsiyenti			N_g/N nisbatga mos bo'lgan φ_{sb} koeffitsiyenti		
	0	0,5	1	0	0,5	1
6	0,93	0,92	0,92	0,93/0,92	0,92/0,92	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

Izoh: l_0 -hisobiy uzunlik; ko'p qavatli binolarning yig'ma ustunlari uchun $l_0=h$; ko'p qavatli binolarning orayopmalari yaxlit temirbetondan tiklangan bo'lsa, ustunlar uchun $l_0=0,7h$, bu yerda, h – qavat balandligi. Jadvalda φ_2 koeffitsiyent uchun keltirilgan kasr suratida o'rta armatura sterjenlari kesim yuzasi $A_{si} < A_{s,toi}/3$ bo'lganda, maxrajda esa, $A_{si} \geq A_{s,toi}$ bo'lgandagi qiymatlari keltirilgan. N_g -



doimiy va muvaqqat yuklarning davomli ta'siridan bo'ylama kuch; N to'liq yukdan bo'ylama kuch.

1.6- jadval. Ferma va arka elementlarining hisobiy uzunliklari

Elementlarning turi	Ferma va arka elementlarining hisobiy uzunligi l_0
1.Ferma elementlari uchun:	
a) yuqori tasma ferma tekisligida hisoblanib $e_0 < (1/8)h_1$ bo'lganda;	0,9 /
$e_0 \geq (1/8)h_1$ bo'lganda;	0,8 /
ferma tekisligiga perpendikulyar bo'lgan tekislikda hisoblanganda:	
fonar ostidagi uchastkalar uchun (fonarning eng 12 m va undan katta bo'lganda)	0,8 /
boshqa hollar uchun	0,9 /
b) havon va ustunlar ferma tekisligida hisoblanganda	
ferma tekisligiga perpendikulyar bo'lgan tekislikda hisoblanib: $b_1/b_2 < 1,5$ bo'lganda;	0,8 /
$b_1/b_2 < 1,5$ bo'lganda;	0,9 /
$b_1/b_2 < 1,5$ bo'lganda;	0,8 /
2. Arkalar uchun:	
a) hisob arka tekisligida bajarilganda	
uch shamirli arka uchun	0,580·L
ikki shamirli arka uchun	0,540 L
shamirsiz arka uchun	0,365·L
b) hisob arka tekisligiga perpendikulyar bo'lgan tekislikda bajarilganda	L

1.6- jadvalda qabul qilingan belgilashlar: / - ferma tugunlarining markazlari orasidagi masofa, fermanın yuqori tasmasi ferma tekisligida hisoblanganda esa, tasma biriktirilgan nuqtalar orasidagi masofa; L - arkaning geometrik o'qi bo'yicha uzunligi, hisob arka tekisligida bajarilganda esa, arka biriktirilgan nuqtalar orasidagi masofa; h_1 - yuqori tasma kesimining balandligi; b_1, b_2 - ferma yuqori tasmasi kesimining va ustunining (havonining) eni.

1.7- jadval. Plitaning 1 m eniga to'g'ri keladigan ishchi sterjenlarning kesim yuzalari, sm²

Sterjenlar dia- metri, mm	Ko'ndalang sterjenlar qadami, mm							
	100	125	150	200	250	300	350	400
3	0,71	0,57	0,47	0,35	0,28	0,23	0,20	0,18
4	1,26	1,01	0,84	0,63	0,50	0,42	0,36	0,32
5	2,96	1,57	1,31	0,98	0,79	0,65	0,56	0,49
6	2,83	2,26	1,84	1,41	1,13	0,94	0,81	0,71
8	5,03	4,02	3,35	2,51	2,01	1,68	1,44	1,25
10	7,85	6,28	5,23	3,93	3,14	2,61	2,24	1,96
12	11,31	9,05	7,54	5,65	4,52	3,77	3,23	2,82
14	15,39	12,31	10,26	7,69	6,16	5,13	4,44	3,50
16	20,11	16,08	13,40	10,05	8,04	6,70	5,74	5,02
18	25,45	20,36	16,96	12,72	10,18	8,48	7,27	6,36
20	31,42	25,13	20,94	19,71	12,56	10,47	8,97	7,86
22	38,01	30,41	25,33	19,00	15,20	12,66	10,86	9,50
25	49,09	39,27	32,72	24,54	19,64	16,36	14,00	12,49

1.8 jadval. To'sinsimon plitalarda taqsimlovchi armatura sterjenlarining diametri va qadami, mm

Ishchi armaturalar sterjenlarining diametri, mm	Taqsimlovchi armaturalar sterjenlarning ishchi armatura sterjenlarining quyidagi qiymatlardagi qadamiga mos keluvchi diametri va qadami, mm					
	100	125	150	200	250	300
3...4	3/400	3/400	3/400	3/400	3/400	3/400
5	3/350	3/350	3/350	3/350	3/400	3/400
6	3/350	3/350	3/350	3/350	3/400	3/400
8	5/350	5/350	4/350	4/350	3/350	3/350
10	6/350	6/350	5/350	5/350	5/350	5/350
12	6/250	6/300	6/350	6/350	6/350	6/350
14	8/300	8/350	8/350	8/350	8/350	8/350
16	8/250	8/300	8/350	8/350	8/350	8/350
18	10/300	10/350	10/350	8/350	8/350	8/350
20	10/200	10/250	10/300	10/350	10/350	10/350
22	12/250	12/300	10/300	10/350	10/350	10/350
25	14/300	10/200	8/150	8/200	8/250	8/300

I.9 jadval. Beton va temir-beton konstruksiyalardan tiklanadigan binolarda hisoblamasdan qabul qilinadigan temperatura choklari orasidagi masofalar

№	Konstruksiya turi	Ekspluatatsiya qilish sharoiti		
		Isitiladigan binoda yoki gruntida	Isitilmaydigan binoda	Ochiq muhitda
1	Yig'ma beton	40	35	30
2	Yaxlit beton:			
	a) konstruktiv talab bo'yicha armaturalanganda	30	25	20
	b) konstruktiv bo'lmagan talab bo'yicha armaturalanganda	20	15	10
3	Yig'ma sinchli temirbeton			
	a) bir qavatli binolarda	72	60	48
	b) ko'p qavatli binolarda	60	50	40
4	Yig'ma-yaxlit va yaxlit temirbeton			
	a) sinchli bo'lganda	50	40	30
	b) uzluksiz bo'lganda	40	30	25

I.10- jadval. Beton va temir-beton konstruksiyalardan seysmik tumanlarda tiklanadigan binolarda hisoblamasdan qabul qilinadigan temperatura choklari orasidagi masofalar

№	Yuk ko'taruvchi konstruksiya	Hisobiy seysmiklikka (ballarda) mos bo'lgan bino uzunligi, m				
		7	8	9	>9	9*
1	Bir qavatli sinchli temirbeton binolar	Noseysmik tumanlardagidek I.9-jadvaldan qabul qilinadi			36	24
2	Ko'p qavatli sinchli temirbeton binolar:					
	a) bikir armaturali yaxlit temirbeton	Noseysmik tumanlardagidek I.9-jadvaldan qabul qilinadi			36	24
	b) yaxlit, yig'ma-yaxlit temirbetondan bikir tugunli fazoviy rama	Noseysmik tumanlardagidek I.9-jadvaldan qabul qilinadi			36	24
	v) yig'ma temirbeton	80	60	40	24	18
	g) rama-diafragmali va ramayadroli temirbeton sinch	100	80	60	40	30

№	Yuk ko'taruvchi konstruksiya	Hisobiy seysmiklikka (ballarda) mos bo'lgan bino uzunligi, m				
		7	8	9	>9	9*
	d) seysmik ta'simi qabul qiliuvchi orasi pishiq g'isht, tosh va bloklar bilan to'ldirilgan temirbeton sinch	80	60	40	24	18
	e) rigellari ustunlar bilan shar-nirli birikkan temirbeton sinch	Noseysmik tumanlardagidek I.9-jadvaldan qabul qilinadi			—	—

I.11-jadval. Hamma xildagi g'isht va eni 12 mm gacha bo'lgan tirqish shaklidagi vertikal bo'shliqli sopol toshdan og'ir qorishmaga terilgan va qator balandligi 50-150 mm bo'lgan g'isht terimining siqilishdagi hisobiy qarshiliklari R, MPa

G'isht yo-ki tosh markasi	Qorishma markasiga mos bo'lgan R qarshilik								Qorishma mustahkamligi	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2 MPa bo'lganda	Nol bo'lganda
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	-	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	-	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	-	-	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	-	-	-	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	-	-	-	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Izoh: 4... 50 markali qorishma uchun hisobiy qarshiliklar sementli qattiq va yengil qorishmada (loy va ohak qo'shmasdan) terilgan g'isht va tosh terimi uchun 0.85 ga; organik qo'shimchalar qo'shilgansementli qorishmada (ohaksiz va loysiz) terilgan g'isht va tosh terimi uchun 0.9 ga ko'paytiriladi.

I.12-jadval. Bo'ylama egilish koeffitsiyenti φ

Egiluvchanlik		Tosh-g'isht terimining elastiklik xarakteristikasi α ga mos bo'lgan bo'ylama egilish koeffitsiyentlari						
λ_b	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0.98	0.94	0.90	0.82
6	21	0.98	0.96	0.95	0.91	0.88	0.81	0.68
8	28	0.95	0.92	0.90	0.85	0.80	0.70	0.54
10	35	0.92	0.88	0.84	0.79	0.72	0.60	0.43

Egiluvchanlik		Tosh-g'isht terimining elastiklik xarakteristikasi α ga mos bo'lgan bo'ylama egilish koeffitsiyentlari						
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
12	42	0.88	0.84	0.79	0.72	0.64	0.51	0.34
14	49	0.85	0.79	0.73	0.66	0.57	0.43	0.28
16	56	0.81	0.74	0.68	0.59	0.50	0.37	0.24
18	63	0.77	0.70	0.63	0.53	0.45	0.32	-
22	76	0.69	0.61	0.53	0.43	0.35	0.24	-
26	90	0.61	0.52	0.45	0.36	0.29	0.20	-
30	104	0.53	0.45	0.39	0.32	0.25	0.17	-
34	118	0.44	0.38	0.32	0.26	0.21	0.14	-
38	132	0.36	0.31	0.26	0.21	0.17	0.12	-
42	146	0.29	0.25	0.21	0.17	0.14	0.09	-
46	160	0.21	0.18	0.16	0.13	0.10	0.07	-
50	173	0.17	0.15	0.13	0.10	0.08	0.05	-
54	187	0.13	0.12	0.10	0.08	0.06	0.04	-

Izoh: Egiluvchanlikning oraliq qiymatlarida ϕ koeffitsiyenti interpolatsiya bo'yicha olinadi.

I.13- jadval. Taranglashtirilmagan armaturaning ankerlanishini aniqlash uchun koeffitsiyentlar

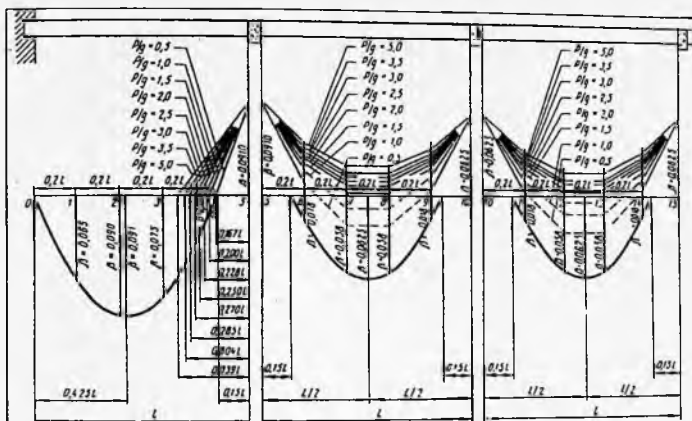
Taranglashtirilmagan armaturaning ishlash sharoiti	Taranglashtirilmagan armaturaning ankerlanishini aniqlash uchun koeffitsiyentlar							
	qovurg'ali armatura				silliqlik armatura			
	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	$\frac{\lambda_{an}}{l_{an}}, mm$		ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	$\frac{\lambda_{an}}{l_{an}}, mm$	
			shundan kam emas				shundan kam emas	
1. Armaturaning biriktirilishi								
a) cho'zilgan armatura	0,7	11	20	250	1,2	11	20	250
cho'zilgan betonga mahkamlangan								
b) siqilgan yoki cho'zilgan armatura siqilgan betonga mahkamlangan	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200
2. Armaturalar bir-birining ustiga o'tkazilib:								
a) cho'zilgan betonga joylashtirilganda	0,9	11	20	250	1,55	11	20	250
b) siqilgan betonga joylashtirilganda	0,65	8	15	200	1,0	8	15	200

I.14-jadval. Temirbeton konstruksiyalar uchun
armaturalarning ko'ndalang kesim yuzalari

Nominal diametr, mm	Sterjenlar va armaturalarning soni									1 m armatura massasi, kg
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
	bo'lganda ko'ndalang kesimning hisobiy yuzasi, mm ²									
Simli va sterjenli armatura										
3	7,1	14,1	21,7	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,1	0,144
6	28,3	57	85	113	141	198	226	226	254	0,222
8	50,3	105	151	201	251	302	352	402	453	0,395
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	4321	2,984
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4925	5542	4,83
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865
Yettita simdan o'ralgan K-7 sinfli arqon										
4,5(1,5)	12,7	25,4	38,1	50,8	63,5	76,2	88,9	101,6	114,4	0,1
6(2)	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5	136,2	158,9	181,6	204,3	0,173
7,5(2,5)	35,4	70,8	106,2	141,6	177	212,4	247,8	283,2	318,6	0,279
9(3)	51	102	153	204	255	306	357	408	459	0,402
12(4)	90,6	181,2	271,8	362,4	453	543,6	643,2	724,8	815,4	0,714
15(5)	141,6	283,2	424,8	566,4	708	849,6	991,2	1132,8	1274,4	1,116
O'n to'qqizta simdan K-19 sinfli arqon										
14(3)	128,7	257,4	386,1	514,8	643,5	772,2	901	1029,6	1158,3	1,02

Izoh: Qavs ichida o'raladigan simning diametri berilgan

I.15- jadval. $M = \beta (g + p)l^2 = \beta ql^2$ moment manfiy
ordinatarlarini aniqlash uchun β koeffitsiyenti qiymatlari



I.1-rasm.

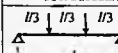
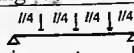
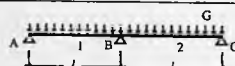
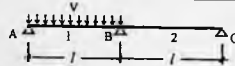
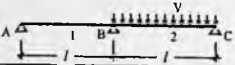
p/g	Nuqtalar nomerlari									
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,5	0,091	0,025	+0,011	+0,016	0,008	0,0625	0,003	+0,028	+0,028	0,003
1,0	0,091	0,035	-0,005	+0,001	0,018	0,0625	0,013	+0,013	+0,013	0,013
1,5	0,091	0,041	-0,014	-0,008	0,024	0,0625	0,019	+0,004	+0,004	0,019
2,0	0,091	0,045	-0,020	-0,014	0,028	0,0625	0,023	-0,003	-0,023	0,023
2,5	0,091	0,048	-0,023	-0,017	0,031	0,0625	0,025	-0,006	-0,006	0,025
3,0	0,091	0,050	-0,027	-0,022	0,033	0,0625	0,028	-0,010	-0,010	0,028
3,5	0,091	0,052	-0,030	-0,025	0,035	0,0625	0,029	-0,013	-0,013	0,029
4,0	0,091	0,053	-0,032	-0,026	0,036	0,0625	0,030	-0,015	-0,015	0,030
4,5	0,091	0,054	-0,033	-0,028	0,037	0,0625	0,032	-0,016	-0,016	0,032
5,0	0,091	0,055	-0,035	-0,029	0,038	0,0625	0,033	-0,013	-0,018	0,033

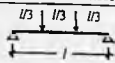
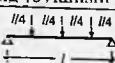
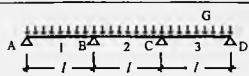
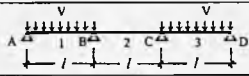
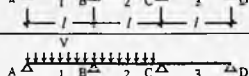
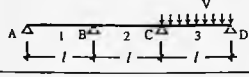
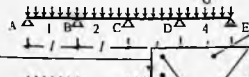
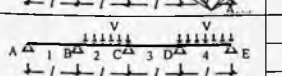
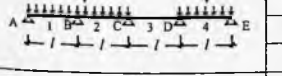
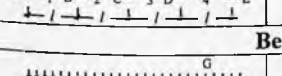
I.16- jadval. η koeffitsiyenti miqdori

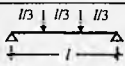
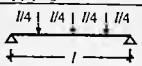
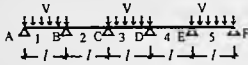
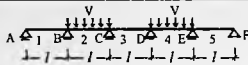
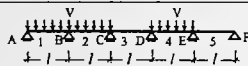
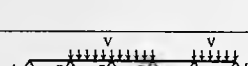
Egiluvchanlik		Loydan tayyorlangan g'isht va sopol tosh; toshdan va og'ir betondan tayyorlangan yirik blok; hamma xildagi tabiiy toshdan		Silikat g'ishtdan va silikat toshlardan; g'ovak to'ldiruvchi beton toshlardan; kovakli yirik beton bloklardan	
λ_h	λ_i	bajarilgan terim uchun η koeffitsiyenti			
		bo'ylama armaturalash foizi			
		$\leq 0,1$	$\geq 0,3$	$\leq 0,1$	$\geq 0,3$
≤ 10	≤ 35	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	70	0,20	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0,20	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,30

Izoh: armaturalanmagan g'isht terimi uchun η koeffitsiyentning miqdori 0,1% va undan kam miqdorda armaturalangan g'isht terimidagidek olinadi. Armaturalash foizi 0,1% va undan katta va 0,3%dan kichik bo'lganda η koeffitsiyentining miqdori interpolyasiya bo'yicha olinadi.

I.17-jadval. Teng ravoqli to'sinlardagi eguvchi momentlar va kesuvchi kuchlarning qiymati [16]

To'sinlarni yuklash sxemalari	Tayanchlardagi eguvchi moment qiymatlari	Yuklangan ravohlarda kuchlarning joylanishi	
			
Ikki ravoqli to'sin			
	M_B	$-0,333Gl$	$-0,469Gl$
	Q_{1A}	$0,667G$	$1,104G$
	$B(\max)$	$2,667G$	$3,792G$
	Q_{1B}	$-1,333G$	$-1,896G$
	M_B	$-0,167Vl$	$-0,198Vl$
	$Q_{1A} (\max)$	$0,667V$	$1,104V$
	M_B	$-0,167Vl$	$-0,198Vl$
	$Q_{1A} (\max)$	$0,167V$	$0,198V$

To'sinlarni yuklash sxemalari	Tayanchlardagi eguvchi moment qiymatlari	Yuklangan ravvoqlarda kuchlarning joylanishi	
			
Uch ravvoqli to'sin			
	$M_B = M_C$	$-0,267Gl$	$-0,375Gl$
	Q_{1A}	$0,733G$	$1,183G$
	Q_{1B}	$-1,267G$	$-1,817G$
	$Q_{2B} = Q_{2S}$	$1,000G$	$1,500G$
	$M_B = M_C$	$-0,133Vl$	$-0,158Vl$
	M_C	$-0,133Vl$	$-0,188Vl$
	M_B	$-0,133Vl$	$-0,188Vl$
	M_C	$-0,133Vl$	$-0,188Vl$
	M_B	$-0,311Vl$	$-0,438Vl$
	M_C	$-0,089Vl$	$-0,125Vl$
	M_B	$+0,044Vl$	$+0,063Vl$
	M_C	$-0,178$	$-0,250Vl$
To'rt ravvoqli to'sin			
	M_B	$-0,286Gl$	$-0,402Gl$
	M_C	$-0,190Gl$	$-0,268Gl$
	M_B	$-0,143Vl$	$-0,201Vl$
	M_C	$-0,095Vl$	$-0,134Vl$
	M_B	$-0,321Vl$	$-0,452Vl$
	M_C	$-0,048Vl$	$-0,067Vl$
	M_d	$-0,155Vl$	$-0,218Vl$
	M_B	$-0,095Vl$	$-0,134Vl$
	M_C	$-0,286Vl$	$-0,402Vl$
	M_d	$-0,095Vl$	$-0,134Vl$
	M_B	$-0,095Vl$	$-0,134Vl$
	M_C	$-0,286Vl$	$-0,402Vl$
	M_C	$-0,286Vl$	$-0,402Vl$
Besh ravvoqli to'sin			
	M_B	$-0,281Gl$	$-0,395Gl$
	M_C	$-0,211Gl$	$-0,296Gl$
	M_d	$-0,211Gl$	$-0,296Gl$

To'sinlarni yuklash sxemalari	Tayanchlardagi eguvchi moment qiymatlari	Yuklangan ravoqlarda kuchlarning joylanishi	
			
	M_B	-0,140Vl	-0,197Vl
	M_C	-0,105Vl	-0,148Vl
	M_d	-0,105Vl	-0,148Vl
	M_B	-0,140Vl	-0,197Vl
	M_C	-0,105Vl	-0,148Vl
	M_d	-0,105Vl	-0,148Vl
	M_B	-0,319Vl	-0,449Vl
	M_C	-0,057Vl	-0,081Vl
	M_d	-0,118Vl	-0,166Vl
	M_E	-0,137Vl	-0,193Vl
	M_B	-0,093Vl	-0,130Vl
	M_C	-0,297Vl	-0,417Vl
	M_d	-0,054Vl	-0,076Vl

Izoh: To'sin ravoqlaridagi eguvchi momentlarining qiymatlarini topish uchun tayanchlardagi eguvchi moment epyurasiga mos bo'lgan ikki tayanchda yotgan to'sinni shu yuklar bilan yuklangandagi moment epyurasi qo'shiladi

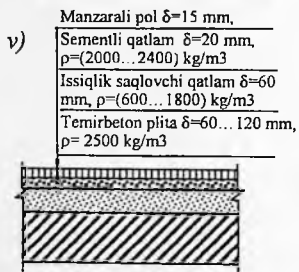
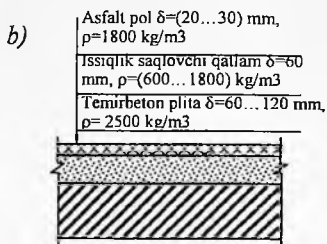
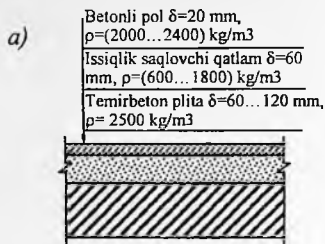
I.18-jadval. Qish mavsumidagi o'rtacha oylik manfiy harorat yig'indisining absolyut qiymatlari ΣT_M

Shaharlar	ΣT_M	Shaharlar	ΣT_M	Shaharlar	ΣT_M
Akt'yubinsk	55,6	Kiev	15,0	Ekatirenburg	56,4
Andijon	3,0	Semipalatinsk	63,9	Kirov	52,4
Armavir	6,9	Kirvograd	14,3	Simferopol's	1,7
Arxangelsk	58,4	Kishinev	6,9	Smolensk	27,7
Ashgabat	1,0	Amur	88,7	Sochi	1,0
Boku	1,0	Krasnodar	0,7	Stavropol's	7,8
Belgorod	22,6	Krasnoyarsk	64,5	Sumi	23,5
Blagoveshchensk	85,6	Samara	48,4	Tallin	15,5
Bratsk	87,9	Kurgan	63,6	Toshkent	1,0
Brest	10,2	Kursk	27,5	Tbilisi	1,0
Bryansk	27,2	Kustanay	60,1	Tomsk	74,0
Buxoro	1,0	Xo'jand	,0	Tula	33,7
Novgorod	42,0	Sankt-Piterburg	25,4	Tyumen	64,5
Vil'nyus	14,4	Lipets	32,8	Ulyanovsk	61,2
Vladimir	39,0	L'vov	11,8	Urganch	48,3

Shaharlar	ΣT_M	Shaharlar	ΣT_M	Shaharlar	ΣT_M
Volgograd	26,3	Magadan	98,2	Kamenogorsk	8,8
Vologda	42,4	Minsk	20,0	Turg'ay	53,2
Voronej	30,4	Moskva	34,3	Ufa	59,9
Lugansk	16,8	Murmansk	41,8	Uxta	53,2
Gomel	18,3	Nalchik	10,5	Farg'ona	47,2
Vitebsk	23,6	Namangan	3,4	Bishkek	3,2
Grodno	13,0	Nikolaev	7,5	Xabarovsk	8,8
Jizzax	1,0	Novgorod	28,5	Xarkov	74,6
Dnepropetrovsk	13,3	Novosibirsk	73,6	Xerson	20,7
Donetsk	18,0	Nukus	14,2	Xiva	6,6
Dushanbe	1,0	Odessa	4,5	Selinograd	8,8
Erevan	6,2	Omsk	74,2	CHerkassi	67,3
Zaporojje	11,4	Orenburg	52,6	CHernovsi	15,3
Ivanovo	42,1	Penza	42,2	CHimkent	10,9
Irkutsk	78,4	Perm	55,2	CHirchio'	3,8
Icha	53,3	Petrozavodsk	36,8	Elista	1,0
Qozon	49,1	Petropavlovsk	71,3	Elston	17,0
Kitob	1,0	Rovno	12,4	Saxalinsk	32,2
Qarshi	1,0	Rostov-na-Donu	13,9	YAnaul	44,4
Kaluga	33,9	Kamchatka	30,6	YAreksk	56,8
Karaganda	57,0	Ryazan	35,1	Denov	56,7
Kemerovo	73,6	Samarqand	1,0	Olma-Ota	1,0
Kerch	1,3	Saratov	39,5	Bekobod	17,8
Ohangaron	1,5	Angren	9,4		3,1
Buxoro	1,0	CHorju	1,0		

I.19-jadval. Binolarning issiqlik rejimini e'tiborga oladigan K_h koeffitsiyent qiymatlari

Binolarning konstruktiv xususiyatlari	Xonaning tashqi devori va ustki poydevori sathidagi havoning hisobiy o'rtacha harorati			
	5°C	10°C	15°C	20°C
1. Yerto'lasi bo'lmagan binolarning poli:				
a-gruntga o'rnatilgan bo'lsa	0,8	0,7	0,6	0,5
b-gruntga qo'yilgan lagalarga o'rnatilgan bo'lsa	0,9	0,8	0,7	0,6
v-sokol orayopmasiga o'rnatilgan bo'lsa	1,0	0,9	0,8	0,7
2. Yerto'ali binolar uchun	0,7	0,6	0,5	0,4



1.2 - rasm. Pol konstruksiyalari:

a – beton pol; b – asfalt pol; v – manzarali pol;

g – sopol plitali pol

MUNDARIJA

KIRISH.....	3
I BO'LIM. TEMIRBETON VA TOSH KONSTRUKSIYALARINI LOYIHALASH ASOSLARI	4
1. TEMIRBETON VA TOSH KONSTRUKSIYALARINI HISOBLASH VA LOYIHALASH TARTIBI	4
1.1. Temirbeton konstruksiyalarini hisoblash va loyihalashning maqsadi, vazifalari	4
1.2. Temirbeton konstruksiyalarga qo'yiladigan talablar	4
2. TEMIRBETON KONSTRUKSIYALAR HAQIDA UMUMIY MA'LUMOTLAR.....	6
2.1. Temirbetonning mohiyati.....	6
2.2. Temirbetonning afzallik va kamchiliklari.....	7
2.3. Temirbetonning ishlatish sohalari.....	8
2.4. Temirbeton konstruksiyalarining rivojlanish tarixi	9
3. TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARNI CHEGARAVIY HOLATLAR BO'YICHA HISOBLASH.....	13
3.1. Chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblashning mohiyati	13
3.2. Chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo'yicha hisoblash.....	13
3.3. Chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblash.....	14
4. YUKLAR VA TA'SIRLAR.....	15
4.1. Yuklarning turlari.....	15
4.2. Doimiy yuklar	15
4.3. Vaqtinchalik yuklar	15
4.4. Muhim yuklar	16
4.5. Montaj yuklar	16
4.6. Yuklarning me'yoriy va hisobiy qiymatlari.....	16
4.7. Yuklar jamlanmasi	17
5. BETONNING FIZIK-MEXANIK XOSSALARI	18
5.1. Betonning tarkibi.....	18
5.2. Betonning mustahkamligi	20
5.3. Betonning kubik mustahkamligi	21
5.4. Betonning prizmatik mustahkamligi.....	22

5.5. Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi.....	23
5.6. Betonning deformatsiyasi.....	25
5.7. Betonning sinfi va markalari	37
6. ARMATURANING FIZIK-MEXANIK XOSSALARI.....	37
6.1. Armaturaning vazifasi	37
6.2. Armaturaning turlari.....	38
6.3. Armaturaning fizik-mexanik xossalari.....	40
6.4. Armatura tasnifi.....	46
6.5. Armaturalash usullari	48
7. TEMIRBETON.....	50
7.1. Armatura bilan betonning bog'lanishi.....	51
7.2. Armaturalarning betonga ankerlanishi	53
8. BETON VA ARMATURANING ME'YORIY VA HISOBIIY QARSHILIKLARI	55
8.1. Beton me'yoriy va hisobiy qarshiliklari.....	55
8.2. Armaturaning me'yoriy va hisobiy qarshiliklari.....	58
9. TEMIRBETON KONSTRUKSIYALAR KUCHLANISH-DEFORMATSIYALANISH HOLATINING BOSQICHLARI	59
9.1. Kuchlanish-deformatsiyalanish holatining birinchi bosqichi	59
9.2. Kuchlanish-deformatsiyalanish holatining ikkinchi bosqichi.....	60
9.3. Kuchlanish-deformatsiyalanish holatining uchinchi bosqichi	61
10. OLDINDAN ZO'RIQTIRILGAN TEMIRBETON KONSTRUKSIYALAR	63
10.1. Oldindan zo'riqtirishning mohiyati	63
10.2. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarning afzalliklari.....	65
11. OLDINDAN ZO'RIQTIRILGAN TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARNI LOYIHALASH.....	65
11.1. Oldindan zo'riqtirish usullari	65
11.2. Armaturani taranglash usullari	67
11.3. Taranglashtirilgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning yo'qolishi	68
11.4. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiya elementlaridagi kuchlanishlarni aniqlash	76

12. EGILADIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI LOYIHALASHNING O'ZIGA XOS XUSUSIYATLARI	80
12.1. Plitalarni loyihalash.....	80
12.2. To'sinlarni loyihalash.....	82
12.3. Oldindan zo'riqtiriladigan elementlarni loyihalash	87
13. EGILADIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI NORMAL KESIM BO'YICHA MUSTAHKAMLIKKA HISOBLASH	91
13.1. Bir tomonlama armaturalangan to'g'ri to'rtburchak kesimli elementlarni hisoblash.....	92
13.2. Ikki tomonlama armaturalangan to'g'ri to'rtburchak kesimli elementlarni hisoblash.....	96
13.3. Tavr kesimli elementlarni hisoblash	98
14. EGILADIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI QIYA KESIM BO'YICHA MUSTAHKAMLIKKA HISOBLASH	101
14.1. Qiya kesim mustahkamligini kesuvchi kuch ta'siriga hisoblash.....	104
14.2. Qiya kesim mustahkamligini eguvchi moment ta'siriga hisoblash.....	110
15. SIQILISHGA ISHLAYDIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI LOYIHALASHNING O'ZIGA XOS XUSUSIYATLARI.....	112
15.1. Siqiladigan elementlar to'g'risida umumiy ma'lumotlar	112
15.2. Siqilishga ishlaydigan elementlarni loyihalash va armaturalash	115
16. SIQILISHGA ISHLAYDIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI MUSTAHKAMLIKKA HISOBLASH	118
16.1. Tasodifiy yelka bilan siqiladigan elementlar	118
16.2. Hisobiy yelka bilan nomarkaziy siqiladigan elementlar.....	119
16.3. Siqiladigan elementlarning bo'ylama egilishini hisobga olish.	122
16.4. Siqiladigan elementlar armaturalari kesimining yuzalarini aniqlash.....	125
17. CHO'ZILADIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI LOYIHALASH VA HISOBLASH	125
17.1. Cho'ziladigan temirbeton elementlar to'g'risida umumiy ma'lumotlar	125

17.2. Markaziy va normarkaziy cho‘ziladigan elementlarni mustahkamlik bo‘yicha hisoblash	127
18. TEMIRBETON ELEMENTLARNI YORIQBARDOSHLIK BO‘YICHA HISOBLASH	131
18.1. Temirbeton elementlar yoriqbardoshligi to‘g‘risida umumiy ma‘lumotlar	131
18.2. Markaziy cho‘ziladigan elementlar yoriqbardoshligini hisoblash	132
18.3. Egiladigan elementlar yoriqbardoshligini normal kesimlar bo‘yicha hisoblash	134
18.4. Egiladigan elementlar yoriqbardoshligini qiya kesimlar bo‘yicha hisoblash	138
19. TEMIRBETON ELEMENTLARNI YORIQLARNING OCHILISHI BO‘YICHA HISOBLASH	139
19.1. Umumiy holatlar.....	139
19.2. Normal yoriqlar kengligini hisoblash.....	139
19.3. Qiya yoriqlar kengligini hisoblash	140
19.4. Yoriqlarning yopilishi bo‘yicha hisoblash	141
20. EGILADIGAN ELEMENTLARNI DEFORMATSIYA BO‘YICHA HISOBLASH	142
20.1. Cho‘zilish zonasida yoriqlar paydo bo‘lmagan uchastkalarining egriligini hisoblash	142
20.2. Cho‘zilish zonasida yoriqlar paydo bo‘lgan uchastkalarining egriligini hisoblash	145
20.3. Salqilikni aniqlash	147
II BO‘LIM. BINOLARNING KONSTRUKSIYALARINI LOYIHALASH	150
21. YASSI TEMIRBETON ORAYOPMALAR	150
21.1. Umumiy ma‘lumotlar	150
21.2. To‘sinli yig‘ma orayopmalar.....	154
21.3. Orayopmaning yig‘ma temirbeton panellarini loyihalash	156
21.4. To‘sinsiz yaxlit orayopmalar	161
22. QOVURG‘ALI YAXLIT ORAYOPMALAR.....	168
22.1. Orayopmaning konstruktiv sxemasi.....	168
22.2. To‘sin plitali qovurg‘ali yaxlit orayopma	169

22.3. Plita, yordamchi to'sin va bosh to'sinni loyihalash.....	169
23. TOMONLARI BO'YICHA TAYANGAN PLITALI	
QOVURG'ALI YAXLIT ORAYOPMALAR.....	178
23.1. Orayopmaning konstruktiv sxemasi	178
23.2. Tomonlari bilan tayangan plitani loyihalash.....	178
23.3. To'sinlarni loyihalash.....	181
24. ZAMIN VA POYDEVORLAR.....	182
24.1. Grunt va poydevorlar turlari	182
24.2. Asos va poydevorlarni loyihalash asoslari.....	185
24.3. Asoslarni yuk ko'tarish qobiliyati bo'yicha hisoblash	186
25. POYDEVORLARNI LOYIHALASH, HISOBLASH VA	
ARMATURALASH ASOSLARI.....	188
25.1. Poydevorlar to'g'risida umumiy ma'lumotlar	188
25.2. Ustun osti poydevorlari. Markaziy va nomarkaziy yuklangan alohida poydevorlar.....	189
26. TABIIY ZAMINDA SAYOZ JOYLASH TIRILADIGAN	
POYDEVORLAR.....	198
26.1. Markaziy yuklangan yakka poydevorlarni hisoblash	198
26.2. Nomarkaziy yuklangan yakka poydevorlarni hisoblash.....	201
27. MAXSUS SHAROITDA TIKLANADIGAN	
POYDEVORLAR.....	203
27.1. Cho'kishga moyil gruntlarda tiklanadigan poydevorlarni loyihalashning o'ziga xos xususiyatlari	203
27.2. Zilzilaviy xududlarda tiklanadigan poydevorlarni loyihalashning o'ziga xos xususiyatlari.....	205
28. YAXLIT POYDEVORLARNI LOYIHALASH, HISOBLASH	
VA ARMATURALASH ASOSLARI.....	206
28.1. Tasmasimon va plita shaklidagi poydevorlar	206
28.2. Ustun osti poydevorlari. Markaziy va nomarkaziy yuklangan alohida poydevorlar.....	210
29. TOSH-G'ISHT KONSTRUKSIYALARI.....	216
29.1. Tosh-g'isht konstruksiyalarining rivojlanish tarixi.....	216
29.2. Tosh-g'isht konstruksiyalar uchun ishlatiladigan materiallarning fizik-mexanik xarakteristikalarini	220

29.2.1. Umumiy ma'lumotlar	220
29.2.2. Qo'lda teriladigan tosh-g'isht ashyolar	222
29.2.3. G'isht terimining siqilishdagi kuchlanganlik holati	225
29.3. Tosh-g'isht konstruksiyalarni hisoblash	227
29.3.1. Markaziy siqiladigan elementlar	227
29.3.2. Nomarkaziy siqiladigan elementlar	229
30. ARMATURALANGAN TOSH-G'ISHT KONSTRUKSIYALARI	230
30.1. Umumiy ma'lumotlar	230
30.2. To'r bilan ko'ndalang ravishda armaturalangan elementlar	230
31. BIR QAVATLI SINCHLI BINOLAR KONSTRUKSIYALARINI LOYIHALASH	233
31.1. Umumiy ma'lumotlar	233
31.2. Ko'ndalang rama hisobi	241
32. KO'P QAVATLI SINCHLI BINOLAR KONSTRUKSIYALARINI LOYIHALASH	252
32.1. Ko'p qavatli sanoat binolar	252
32.2. Ko'p qavatli grajdan binolari	253
32.3. Ramali konstruktiv sxemaga ega bo'lgan binolar hisobi	259
32.4. Rama-diafragmali konstruktiv sxemaga ega bo'lgan binolar hisobi	261
32.5. Rama-yadroli konstruktiv sxemaga ega bo'lgan binolar hisobi	263
32.6. Ramalarni vertikal yuklar ta'siriga hisoblash	264
32.7. Ramalarni gorizontal yuklar ta'siriga hisoblash	267
II BO'LIM. TEMIRBETON VA TOSH-KONSTRUKSIYALARNI AMALIY HISOBLASH	270
1. TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARI UCHUN MATERIALLAR	270
2. ARMATURANING BETONGA ANKERLANISH ZONASINI ANIQLASH	275
3. BETON KIRISHISHINING TEMIRBETONGA TA'SIRI	276
4. BETON SIRPANUVCHANLIGINING TEMIRBETONGA TA'SIRI	279

5. TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARNI HISOBLASH USHLUBLARI.....	280
5.1. Ruxsat etilgan kuchlanishlar uslubi	281
5.2. Buzuvchi zo'riqlashlar uslubi	284
5.3. Chegaraviy holatlar uslubi	285
5.3.1. Yuklarni aniqlash	286
5.3.2. Mustahkamlikni normal kesimlar bo'yicha hisoblash.....	290
5.3.3. Mustahkamlikni qiya kesimlar bo'yicha hisoblash	300
6. SIQILADIGAN ELEMENTLARNI HISOBLASH.....	304
7. OLDINDAN ZO'RIQTIRILADIGAN ELEMENTLARNI HISOBLASH.....	314
7.1. Armaturani taranglashdagi kuchlanishlarni tayinlash.....	314
7.2. Kesim geometrik xarakteristikalarini aniqlash	316
7.3. Taranglashtirilgan armaturadagi kuchlanishlarning kamayishini aniqlash.....	317
7.4. Kesimlarni darz ketishga tekshirish	320
8. DEFORMATSIYA BO'YICHA HISOBLASH.....	323
III BO'LIM. LABORATORIYA MASHG'ULOTLARI.....	325
III.1. LABORATORIYA ISHI №1	326
III.2. LABORATORIYA ISHI №2.....	335
IV BO'LIM. KURS LOYIHASI	346
1. Loyihalash bo'yicha ko'rsatmalar	346
2. Loyihalash uchun ma'lumotlar	348
3. Orayopmani joylashtirish. Variantlarni taqqoslash	349
IV.1. PAYVANDLANGAN TO'R VA SINCHLAR BILAN IJHOZLANGAN ELEMENTLAR HISOBI (1 VARIANT).....	351
A. Plitani hisoblash va qurilmalash.....	351
1. Hisobiy ravoqlar va yuklar.....	352
2. Hisobiy zo'riqlashlarni aniqlash	354
3. Kesim mustahkamligini hisoblash	355
4. Plitani qurilmalash	361
B. YORDAMCHI TO'SINNI HISOBLASH VA QURILMALASH	361
1. Hisobiy sxema.....	362
2. Hisobiy zo'riqlashlarni aniqlash	365
3. Bo'ylama armatura hisobi.....	

4. Ko'ndalang armatura hisobi.....	368
5. Yordamchi to'sinni qurilmalash.....	369
V. BOSH TO'SINNI HISOBLASH VA QURILMALASH	378
1. Hisobiy sxema. Yuklarni hisoblash	378
2. Hisobiy zo'riqishlarni aniqlash	381
3. Bo'ylama armatura hisobi	393
4. Ko'ndalang armatura hisobi	394
5. Bosh to'sinni qurilmalash	396
G. USTUNNI HISOBLASH	403
1. Yuklarni hisoblash.....	403
2. Armatura kesim yuzasini tanlash	404
D. POYDEVOR HISOBI	405
IV-2. BOG'LANGAN TO'R VA SINCHLAR BILAN	
JIHOZLANGAN ELEMENTLAR HISOBI (2 VARIANT).....	410
A. PLITANI HISOBLASH VA QURILMALASH.....	410
1. Bo'ylama armatura hisobi	410
2. Plitani qurilmalash.....	411
B. YORDAMCHI TO'SINNI HISOBLASH VA QURILMALASH.....	413
1. Bo'ylama armatura hisobi	413
2. Ko'ndalang va qiya armaturalar hisobi	415
3. Yordamchi to'sinni qurilmalash.....	416
V. BOSH TO'SINNI HISOBLASH VA QURILMALASH	423
1. Hisobiy sxema. Yuklarni hisoblash.	423
2. Hisobiy zo'riqishlarni aniqlash.	423
3. Bo'ylama armatura hisobi.	423
4. Ko'ndalang va qiya armaturalar hisobi	423
5. Bosh to'sinni qurilmalash	429
G. USTUNNI HISOBLASH VA QURILMALASH	430
D. POYDEVORNI HISOBLASH VA QURILMALASH	430
IV.3.TOSH -G'ISHT KONSTRUKSIYASINI LOYIHALASH	430
1. Yuklarni hisoblash.....	430
2. G'isht devor mustahkamligi hisobi	437
3. G'isht devor ostidagi tasma poydevor hisobi.....	438
ADABIYOTLAR RO'YXATI.....	441
ILOVALAR.....	443

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1 РАЗДЕЛ. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	4
1. ПОРЯДОК ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	4
1.1. Цели и задачи расчета и проектирования железобетонных конструкций	4
1.2. Требования, предъявляемые к железобетонным конструкциям	4
2. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ	6
2.1. Сущность железобетона	6
2.2. Преимущества и недостатки железобетона	7
2.3. Область применения железобетона	8
2.4. История развития железобетона	9
3. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ	13
3.1. Сущность расчета по предельным состояниям	13
3.2. Расчет по предельным состояниям первой группы	13
3.3. Расчет по предельным состояниям второй группы	14
4. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ	15
4.1. Виды нагрузок	15
4.2. Постоянные нагрузки	15
4.3. Временные нагрузки	15
4.4. Особые нагрузки	16
4.5. Монтажные нагрузки	16
4.6. Нормативные и расчетные величины нагрузок	16
4.7. Сочетания нагрузок	17
5. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА	18
5.1. Структура бетона	18
5.2. Прочность бетона	20
5.3. Кубиковая прочность бетона	22
5.4. Призменная прочность бетона	23
5.5. Прочность бетона на растяжение	25
5.6. Деформации бетона	37
5.7. Классы и марки бетонов	37
6. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ АРМАТУРЫ	37
6.1. Назначение арматуры	37
6.2. Виды арматуры	38
6.3. Физико-механические свойства арматуры	40

6.4. Классы арматуры	46
6.5. Способы армирования	48
7. ЖЕЛЕЗОБЕТОН	50
7.1. Сцепление арматуры с бетоном	51
7.2. Анкеровка арматуры в бетоне	53
8. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА И АРМАТУРЫ.....	55
8.1. Нормативные и расчетные сопротивления бетона.....	55
8.2. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры.....	58
9. СТАДИИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	59
9.1. Первая стадия напряженно-деформированного состояния.....	60
9.2. Вторая стадия напряженно-деформированного состояния.....	61
9.3. Третья стадия напряженно-деформированного состояния	63
10. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....	63
10.1. Сущность предварительного напряжения	63
10.2. Преимущества предварительного напряженных железобетонных конструкций	65
11. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	65
11.1. Методы предварительного напряжения	65
11.2. Способы предварительного напряжения арматуры.....	67
11.3. Потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.....	68
11.4. Определение напряжений в элементах предварительно- напряженных конструкций.....	76
12. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.....	80
12.1. Проектирование плит	80
12.2. Проектирование балок	82
12.3. Проектирование предварительно напряженных элементов.....	87
13. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ.....	91
13.1. Расчет элементов прямоугольного сечения с односторонней арма- турой.....	92
13.2. Расчет элементов прямоугольного сечения с двусторонней арма- турой	96
13.3. Расчет элементов таврового сечения	98
14. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ.....	101

14.1. Расчет прочности наклонного сечения на действие поперечной силы	104
14.2. Расчет прочности наклонного сечения на действие изгибающего момента	110
15. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА СЖАТИЕ.....	112
15.1. Общие сведения о сжатых элементах	112
15.2. Проектирование и армирование элементов, работающих на сжатие	115
16. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА СЖАТИЕ	118
16.1. Сжатые элементы со случайным эксцентриситетом	118
16.2. Внецентренно сжатые элементы с расчетным эксцентриситетом	119
16.3. Учет влияния продольного изгиба сжатых элементов	122
16.4. Определение площади арматуры сжатых элементов	125
17. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ РАСТЯНУТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	125
17.1. Общие сведения о растянутых железобетонных элементах	125
17.2. Расчет прочности центрально и внецентренно растянутых элементов	127
18. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ	131
18.1. Общие сведения о трещиностойкости железобетонных элементов..	131
18.2. Расчет трещиностойкости центрально растянутых элементов	132
18.3. Расчет трещиностойкости изгибаемых элементов по нормальным сечениям.....	134
18.4. Расчет трещиностойкости изгибаемых элементов по наклонным сечениям.....	138
19. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН.....	139
19.1. Общие положения	139
19.2. Расчет ширины раскрытия нормальных трещин	140
19.3. Расчет ширины раскрытия наклонных трещин	141
19.4. Расчет по закрытию трещин	142
20. РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ.....	142
20.1. Определение кривизны на растянутых участках без трещин	145
20.2. Определение кривизны на растянутых участках с трещинами	147
20.3. Определение прогибов	150
21. ПЛОСКИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ	150
21.1. Общие сведения	154
21.2. Балочные сборные перекрытия	156
21.3. Проектирование сборных железобетонных панелей перекрытия	

21.4. Безбалочные монолитные перекрытия	161
22. РЕБРИСТЫЕ МОНОЛИТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ	168
22.1. Конструктивная схема перекрытия.....	168
22.2. Ребристые монолитные перекрытия с балочными плитами	169
22.3. Проектирование плиты, второстепенных и главных балок	169
23. РЕБРИСТЫЕ МОНОЛИТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С ПЛИТАМИ ОПЕРТЫМИ ПО КОНТУРУ.....	178
23.1. Конструктивная схема перекрытия.....	178
23.2. Проектирование плит опертых по контуру.....	178
23.3. Проектирование балок	181
24. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ	182
24.1. Грунты и виды фундаментов.....	182
24.2. Основы проектирования основания и фундаментов.....	185
24.3. Расчет основания по несущей способности.....	186
25. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ, РАСЧЕТА И АРМИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ	188
25.1. Общие сведения о фундаментах	188
25.2. Фундаменты под колонн. Центально и внецентренно нагружен- ные отдельные фундаменты	189
26. ФУНДАМЕНТЫ НЕГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ НА ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЯХ.....	198
26.1. Расчет центрально нагруженного отдельного фундамента	198
26.2. Расчет внецентренно нагруженного отдельного фундамента	201
27. ФУНДАМЕНТЫ ВОЗВОДИМЫ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ.....	203
27.1. Особенности проектирования фундаментов на просадочных грун- тах.....	203
27.2. Особенности проектирования фундаментов в сейсмических зонах	205
28. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ, РАСЧЕТА И АРМИРОВАНИЯ МОНОЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	206
28.1. Ленточные и плитные фундаменты	206
28.2. Фундаменты колонн. Центально и внецентренно нагруженные отдельные фундаменты	210
29. КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ	216
29.1. История развития каменных конструкций.....	216
29.2. Физико-механические характеристики материалов, используемых в каменных конструкциях.....	220
29.2.1. Общие сведения.....	220
29.2.2. Материалы для ручной кладки	222
29.2.3. Напряженное состояние каменной кладки при сжатии	225
29.3. Расчет каменных конструкций	227
29.3.1. Центально сжатые элементы.....	227

29.3.2. Внецентренно сжатые элементы	229
30. АРМИРОВАННЫЕ КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ	230
30.1. Общие сведения	230
30.2. Элементы с сетчатым армированием	230
31. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНЫХ	
КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ	233
31.1. Общие сведения	233
31.2. Расчет поперечной рамы	241
32. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ	
КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ	252
32.1. Многоэтажные производственные здания	252
32.2. Многоэтажные гражданские здания	253
32.3. Расчет зданий с рамной конструктивной схемой	259
32.4. Расчет зданий с рамно-связевой конструктивной схемой	261
32.5. Расчет зданий со связевой конструктивной схемой	263
32.6. Расчет рам на вертикальные нагрузки	264
32.7. Расчет рам на горизонтальные нагрузки	267
II РАЗДЕЛ. ПРАКТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ	
И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	270
1. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	270
2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНУ ЗОНЫ АНКЕРОВКИ АРМАТУРЫ В	
БЕТОНЕ	275
3. ВЛИЯНИЕ УСАДКИ БЕТОНА НА ЖЕЛЕЗОБЕТОН	276
4. ВЛИЯНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА НА ЖЕЛЕЗОБЕТОН	279
5. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	280
5.1. Метод допускаемых напряжений	281
5.2. Метод разрушающих усилий	284
5.3. Метод предельных состояний	285
5.3.1. Определение нагрузок	286
5.3.2. Расчет прочности по нормальным сечениям	290
5.3.3. Расчет прочности по наклонным сечениям	300
6. РАСЧЕТ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	314
7. РАСЧЕТ ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	314
7.1. Назначение преднапряжения в арматуре	316
7.2. Определение геометрических характеристик	317
7.3. Определение потерь преднапряжений в арматуре	320
7.4. Проверка сечений по трещиностойкости	323
8. РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ	325
III РАЗДЕЛ. ЛАБОРАТОРНЫЕ ЗАНИЯТИЯ	326
III.1. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА №1	335
III.2. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА №2	

IV РАЗДЕЛ. КУРСОВОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ	346
1. Указания по проектированию	346
2. Данные для проектирования	348
3. Компоновка перекрытия. Вариантное сравнение	349
IV.1. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ АРМИРОВАННЫХ СВАРНЫМИ	
СЕТКАМИ И КАРКАСАМИ (1 ВАРИАНТ).....	351
А. РАСЧЕТ ПЛИТЫ И КОНСТРУИРОВАНИЕ	351
1. Расчетные пролеты и нагрузки	351
2. Определение расчетных усилий	352
3. Расчет прочности сечений	354
4. Конструирование плиты	355
Б. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ	361
1. Расчетная схема	361
2. Определение расчетных усилий	362
3. Расчет продольной арматуры	365
4. Расчет поперечной арматуры	368
5. Конструирование второстепенной балки	369
В. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ	378
1. Расчетная схема. Расчет нагрузок	378
2. Определение расчетных усилий	381
3. Расчет продольной арматуры	393
4. Расчет поперечной арматуры	394
5. Конструирование главной балки	396
Г. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОННЫ	403
1. Расчет нагрузок	403
2. Подбор площади сечения арматуры	404
Д. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА	405
IV-2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ АРМИРОВАННЫХ ВЯЗАНЫМИ	
СЕТКАМИ И КАРКАСАМИ (2 ВАРИАНТ).....	410
А. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ	410
1. Расчет продольной арматуры	410
2. Конструирование плиты	411
Б. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ	413
1. Расчет продольной арматуры	413
2. Расчет поперечной арматуры и отгибов	415
3. Конструирование второстепенной балки	416
В. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ	423
1. Расчетная схема. Расчет нагрузок	423
2. Определение расчетных усилий	423
3. Расчет продольной арматуры	423
4. Расчет поперечной арматуры и отгибов	423

5. Конструирование главной балки.....	429
Г. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОННЫ	430
Д. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА	430
IV.3.ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННОЙ КОНСТРУКЦИИ	430
1. Расчет нагрузок	430
2. Расчет прочности каменной стены.....	437
3. Расчет ленточного фундамента под каменной стеной	438
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	441
ПРИЛОЖЕНИЯ	443

TABLE OF CONTENTS

INTRODUCTION	3
SECTION I BASES FOR DESIGNING REINFORCED CONCRETE AND STONE STRUCTURES	4
1. PROCEDURE FOR DESIGNING REINFORCED CONCRETE AND STONE STRUCTURES	4
1.1. Goals and objectives of the calculation and design of reinforced concrete structures	4
1.2. Requirements for reinforced concrete structures	4
2. GENERAL INFORMATION ABOUT REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIONS	6
2.1. The essence of reinforced concrete	6
2.2. Advantages and disadvantages of reinforced concrete	7
2.3. Scope of reinforced concrete	8
2.4. The history of reinforced concrete development	9
3. CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES BY LIMIT STATES	13
3.1. The essence of the calculation for limit states	13
3.2. Calculation for the limiting states of the first group	13
3.3. Calculation based on the limiting states of the second group	14
4. LOADS AND IMPACTS	15
4.1. Types of loads	15
4.2. Permanent loads	15
4.3. Live loads	15
4.4. Special loads	16
4.5. Mounting loads	16
4.6. Standard and calculated values of loads	16
4.7. Combinations of loads	17
5. PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE	18
5.1. Concrete structure	18
5.2. Concrete strength	20
5.3. Cubic strength of concrete	21
5.4. Prismatic strength of concrete	22
5.5. Concrete tensile strength	23
5.6. Concrete deformation	25
5.7. Classes and grades of concrete	37
6. PHYSICAL AND MECHANICAL CHARACTERISTICS OF VALVES	37
6.1. Appointment of valves	37
6.2. Types of fittings	38
6.3. Physical and mechanical properties of reinforcement	40
6.4. Reinforcement classes	46
6.5. Reinforcement methods	48
7. REINFORCED CONCRETE	50

7.1. Coupling of reinforcement to concrete	51
7.2. Anchoring reinforcement in concrete	53
8. NORMATIVE AND DESIGNED RESISTANCE OF CONCRETE AND VALVES	55
8.1. Standard and design concrete resistance	55
8.2. Standard and design resistances of reinforcement	58
9. STAGES OF THE STRESS-DEFORMED STATE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES	59
9.1. The first stage of the stress-strain state	59
9.2. The second stage of the stress-strain state	60
9.3. The third stage of the stress-strain state	61
10. PRE-STRESSED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES	63
10.1. The essence of prestressing	63
10.2. Advantages of prestressed reinforced concrete structures	65
11. DESIGNING OF PRE-STRESSED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES	65
11.1. Prestressing methods	65
11.2. Methods of prestressing reinforcement	67
11.3. Losses of prestressing in prestressing reinforcement	68
11.4. Determination of stresses in elements of prestressed structures	76
12. DESIGN FEATURES OF BENDED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS	80
12.1. Slab design	80
12.2. Design of beams	82
12.3. Design of prestressed elements	87
13. CALCULATION OF STRENGTH OF BENDING ELEMENTS AT NORMAL SECTIONS	91
13.1. Calculation of elements of rectangular cross-section with one-sided reinforcement	92
13.2. Calculation of elements of rectangular cross-section with double-sided reinforcement	96
13.3. Calculation of T-section elements	98
14. CALCULATION OF THE STRENGTH OF BENDING ELEMENTS ON INCLINED SECTIONS	101
14.1. Calculation of the strength of an inclined section for the action of a transverse force	104
14.2. Calculation of the strength of an inclined section for the action of a bending moment	110
15. FEATURES OF DESIGNING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WORKING IN COMPRESSION	112
15.1. General information about compressed elements	112
15.2. Design and reinforcement of elements working in compression	115

16. CALCULATION OF STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE	
ELEMENTS WORKING IN COMPRESSION	118
16.1. Compressed elements with random eccentricity	118
16.2. Off-center compressed members with design eccentricity	119
16.3. Consideration of the influence of buckling of compressed elements	122
16.4. Determination of the area of reinforcement of compressed elements	125
17. DESIGN AND CALCULATION OF EXTENDED REINFORCED	
CONCRETE ELEMENTS	125
17.1. General information about tensile reinforced concrete elements	125
17.2. Strength calculation for centrally and eccentrically aligned elements	127
18. CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS BY	
CRACKING	131
18.1. General information on crack resistance of reinforced concrete elements ...	131
18.2. Calculation of fracture toughness of centrally tensioned members.....	132
18.3. Calculation of crack resistance of bending members along normal sections	
.....	134
18.4. Calculation of crack resistance of bending elements along inclined sec-	
tions	138
19. CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS FOR	
OPENING CRACKS	139
19.1. General provisions	139
19.2. Calculation of the width of the opening of normal cracks	139
19.3. Calculation of the width of the opening of inclined cracks	140
19.3. Fracture closure analysis	141
20. CALCULATION OF BENDE ELEMENTS BY	
DEFORMATIONS	142
20.1. Determination of curvature in stretched sections without cracks	142
20.2. Determination of curvature in stretched sections with cracks	145
20.3. Determination of deflections	147
21. FLAT CONCRETE FLOORS	150
21.1. General information	150
21.2. Prefabricated girder floors	154
21.3. Design of precast concrete floor panels	156
21.4. Beamless monolithic floors	161
22. RIBBED MONOLITHIC COVERINGS	168
22.1. Structural floor plan	168
22.2. Monolithic ribbed slabs with beam slabs	169
22.3. Design of Slab, Secondary and Main Beams	169
23. RIBBED MONOLITHIC FLOORS WITH PLATES SUPPORTED ON	
THE CIRCUIT	178
23.1. Structural floor plan	178
23.2. Design of slabs supported along the contour	178
23.3. Beam Design	181

24. BASE AND FOUNDATIONS	182
24.1. Soils and types of foundations	182
24.2. Foundations of foundation and foundations design	185
24.3. Calculation of the base for the bearing capacity	186
25. BASIC DESIGN, CALCULATION AND REINFORCEMENT OF FOUNDATIONS	188
25.1. General information about foundations	188
25.2. Column foundations. Centrally and eccentrically loaded individual foundations	189
26. FOUNDATIONS OF SHALLOW LOCATION ON NATURAL BASES	198
26.1. Calculation of a centrally loaded single foundation	198
26.2. Calculation of an eccentrically loaded single foundation	201
27. FOUNDATIONS ARE CONSTRUCTED IN SPECIAL CONDITIONS	203
27.1. Features of the design of foundations on collapsible soils	203
27.2. Features of the design of foundations in seismic zones	205
28. BASICS OF DESIGN, CALCULATION AND REINFORCEMENT OF MONOLITHIC FOUNDATIONS	206
28.1. Strip and slab foundations	206
28.2. Column foundations. Centrally and eccentrically loaded individual foundations	210
29. STONE CONSTRUCTIONS	216
29.1. The history of the development of stone structures	216
29.2. Physical and mechanical characteristics of materials used in stone structures	220
29.2.1. General information	220
29.2.2. Materials for hand masonry	222
29.2.3. The stress state of masonry under compression	225
29.3. Calculation of stone structures	227
29.3.1. Central compression members	227
29.3.2. Off-center compressed elements	229
30. REINFORCED STONE STRUCTURES	230
30.1. General Information	230
30.2. Elements with mesh reinforcement	233
31. DESIGNING OF SINGLE-STOREY FRAME BUILDINGS	233
31.1. General Information	241
31.2. Calculation of the transverse frame	241
32. DESIGNING OF STRUCTURES OF MULTI-STOREY FRAME BUILDINGS	252
32.1. Multi-story industrial buildings	252
32.2. Multi-story civil buildings	253
32.3. Calculation of buildings with a frame structural scheme	259
32.4. Calculation of buildings with frame-braced structural scheme	261

32.5. Calculation of buildings with a tie structural scheme	263
32.6. Calculation of frames for vertical loads	264
32.7. Calculation of frames for horizontal loads	267
SECTION II. PRACTICAL CALCULATIONS OF REINFORCED	
CONCRETE AND STONE STRUCTURES	270
1. MATERIALS FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES	270
2. DETERMINATION OF THE LENGTH OF THE ANCHORING ZONE	
OF THE REINFORCEMENT IN CONCRETE	275
3. INFLUENCE OF CONCRETE SHRINKING ON REINFORCED	
CONCRETE	276
4. INFLUENCE OF CONCRETE CREEP ON REINFORCED	
CONCRETE	279
5. METHODS FOR CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE	
STRUCTURES	280
5.1. Allowable stress method	281
5.2. Destructive Effort Method	284
5.3. Limit state method	285
5.3.1. Determination of loads	286
5.3.2. Strength calculation for normal sections	290
5.3.3. Strength calculation for inclined sections	300
6. CALCULATION OF COMPRESSED ELEMENTS	304
7. CALCULATION OF PRE-STRESSED ELEMENTS	314
7.1. Assigning prestressing to the reinforcement	314
7.2. Determination of geometric characteristics	316
7.3. Determination of prestress losses in reinforcement	317
7.4. Checking sections for crack resistance	320
8. CALCULATION BY DEFORMATIONS	323
SECTION III. LABORATORY LESSONS	325
III.1. LABORATORY WORK №1	326
III.2. LABORATORY WORK №2	335
SECTION IV. COURSE DESIGN	346
1. Planning notes	346
2. Design data	348
3. Layout of the floor. Variant Comparison	349
IV.1. CALCULATION OF ELEMENTS REINFORCED WITH WELDED	
NETS AND FRAMES (1 OPTION)	351
A. PLATE CALCULATION AND DESIGN	351
1. Design spans and loads	351
2. Determination of design efforts	352
3. Calculation of the strength of sections	354
4. Construction of the slab	355
B. CALCULATION AND DESIGN OF THE SECONDARY BEAM	361
1. Design scheme	361

2. Determination of the calculated effort	362
3. Calculation of longitudinal reinforcement	365
4. Calculation of transverse reinforcement	368
5. Construction of the secondary beam	369
B. CALCULATION AND DESIGN OF THE MAIN BEAM	378
1. Design scheme. Calculation of loads	378
2. Determination of design efforts	381
3. Calculation of longitudinal reinforcement	393
4. Calculation of transverse reinforcement	394
5. Construction of the main beam	396
D. CALCULATION AND DESIGN OF THE COLUMN	403
1. Calculation of loads	403
2. Selection of the cross-sectional area of reinforcement	404
E. CALCULATION AND DESIGN OF THE FOUNDATION	405
IV-2. CALCULATION OF ELEMENTS REINFORCED BY KNITTED	
NETS AND FRAMES (2 OPTION).....	410
A. <i>CALCULATION AND DESIGN OF THE PLATE</i>	410
1. Calculation of longitudinal reinforcement	410
2. Construction of the slab	411
B. CALCULATION AND DESIGN OF THE SECONDARY BEAM	413
1. Calculation of longitudinal reinforcement	413
2. Calculation of transverse reinforcement and bends	415
3. Construction of the secondary beam	416
B. CALCULATION AND DESIGN OF THE MAIN BEAM	423
1. Design scheme. Calculation of loads	423
2. Determination of design efforts	423
3. Calculation of longitudinal reinforcement	423
4. Calculation of transverse reinforcement and bends	423
5. Construction of the main beam	429
D. CALCULATION AND DESIGN OF THE COLUMN	430
E. CALCULATION AND DESIGN OF THE FOUNDATION	430
IV.3 DESIGN OF STONE STRUCTURE	430
1. Calculation of loads	437
2. Calculation of the strength of a stone wall	438
3. Calculation of the strip foundation under a stone wall	441
REFERENCES	443
APPENDICES	

Usmanov Valiaxmat Fayzillayevich

TEMIRBETON VA TOSH KONSTRUKSIYALARI

Nazariy kurs. Amaliy mashg'ulotlar.
Laboratoriya ishlari. Kurs loyihasi.

Darslik

Muharrir: X. Tahirov
Texnik muharrir: Ch.A. Asmanova
Musahhih: Ch.A. Asmanova
Sahifalovchi: X.M. Ibragimov

Nashr. lits № 1961. 07.04.2022.

Bosishga ruxsat etildi 02.11.2022.

Bichimi 60x84 1/16. Ofset qog'ozi. "Times New Roman"
garniturası. Hisob-nashr tabog'i. 32,0.

Adadi 100 dona. Buyurtma № 10.

«BOOK TRADE 2022» MCHJ bosmaxonasida chop etildi. Manzil:
Toshkent v., Chirchiq sh., Madaniyat MFY, Saodat ko'chasi, 17-1.



ISBN 978-9943-8610-5-3



9 789943 861053