



X.A. AKRAMOV

TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARINI LOYIHALASH

O'ZBEKISTON RESPUBLIKASI QURILISH VAZIRLIGI
TOSHKENT ARHITEKTURA-QURILISH INSTITUTI

Akramov Xusnitdin Axrarovich

TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARINI LOYIHALASH

Darslik

70730701 «Qurilish materiallari, buyumlari, konstruksiyalari va ularni
ishlab chiqarish texnologiyalari» mutahassisliklari uchun

«BOOK TRADE KO»
Toshkent 2022

UDK: 624.011

KBK: 38.53

Akramov X.A. Temirbeton konstruksiyalarini loyihalash. Darslik.
– Toshkent, TAQI, 2022. – 352 bet.

Ushbu darslikda korxonalarda tayyorlanadigan temirbeton konstruksiyalari va buyumlarining klassifikatsiyasi va ularni ishlatish sohalari keltirilgan; temirbeton konstruksiyalari va buyumlarini tayyorlash uchun ishlatiladigan beton va armaturalarning hamda temirbetonning fizik-mexanik va deformativ xususiyatlari keltirilgan; har xil kuchlanish va deformatsiyalanish holatida ishlaydigan temirbeton konstruksiyalarni hisoblash va loyihalashning asosiy prinsiplari yoritilgan; ko'p qatlamli temirbeton konstruksiyalarni hisoblash usullari va ularni loyihalash asoslari keltirilgan.

Ushbu darslik «Qurilish materiallari, buyumlari, konstruksiyalari va ularni ishlab chiqarish texnologiyalari» mutahassisligi magistrantlari uchun mo'ljallangan.

O'zbekiston Respublikasi Oliy va o'rta maxsus ta'lim vazirligining 25.12.2021 dagi 538 - sonli buyrug'iga asosan 70730701 «Qurilish materiallari, buyumlari, konstruksiyalari va ularni ishlab chiqarish texnologiyalari» mutahassisligi uchun darslik sifatida tavsiya etilgan.

Taqrizchilar:

t.f.d., prof. Shaumarov S.S. (TDTrU)

t.f.d., dos. Xotamov A.T. (TAQI)

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

ISBN 978-9943-8562-2-6

© Toshkent arxitektura-qurilish instituti 2022.

Аннотатсиya

Ushbu darslikda zavod sharoitida tayyorlanadigan beton va temirbeton konstruksiyalar uchun ishlatiladigan materiallar: beton, armatura va temirbetonning fizik – mexanik xususiyatlari keltirilgan.

Zavod sharoitida tayyorlanadigan beton va temirbeton konstruksiyalarni chegaraviy holatlar uslubi bo'yicha hisoblash asoslari yoritilgan. Egiladigan, siqiladigan va cho'ziladigan konstruksiyalar elementlarining mustahkamligini normal va qiya kesimlar bo'yicha hisoblash berilgan. Zavod sharoitida tayyorlanadigan bino va inshootlarning temirbeton konstruksiyalari o'lchamlari va ta'sir qiladigan yuklarni unifikatsiyalash, yig'ma temirbeton konstruksiyalarni loyihalash va konstruksiyalarni loyihalashni avtomatizatsiyalash bo'yicha tavsiyalar keltirilgan. Oldindan zo'riqtirib tayyorlanadigan temirbeton konstruksiyalarni loyihalash asoslari yoritilgan.

Bir qavatli va ko'p qavatli bino va inshootlarning zavod sharoitida tayyorlanadigan temirbeton konstruksiyalarini loyihalash bo'yicha tavsiyalar keltirilgan. Ko'p qatlamli temirbeton panellarning zamonaviy konstruktiv yechimlari berilgan.

Darslikda zavod sharoitida tayyorlanadigan temirbeton konstruksiyalarni loyihalash bo'yicha misollar yechimi keltirilgan.

Darslik «Temirbeton konstruksiyalarini loyihalash» fanining o'quv dasturiga mos ravishda yozilgan va «Qurilish materiallari, buyumlari, konstruksiyalari va ularni ishlab chiqarish texnologiyalari» mutaxassisligi bo'yicha ta'lim olayotgan magistr'larga mo'ljallangan.

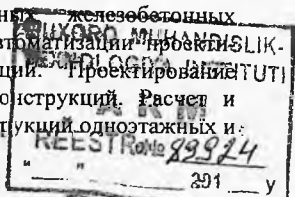
Аннотация

В настоящем учебнике приведены данные о физико-механических свойствах материалов - бетона, стальной арматуры и железобетона, используемых при изготовлении современных железобетонных конструкций в заводских условиях.

Приведены основы расчета сборных железобетонных конструкций заводского изготовления по методу предельных состояний.

Изложена методика расчета несущей способности изгибаемых, сжатых и растянутых элементов по нормальным и наклонным к продольной оси элемента сечениям. Приведена методика расчета конструкций по предельным состояниям второй группы.

Приведена унификация размеров сборных железобетонных конструкций и нагрузок, освещены вопросы автоматизации проектирования сборных железобетонных конструкций. Проектирование предварительно напряженных железобетонных конструкций. Расчет и конструирование сборных железобетонных конструкций одноэтажных и:



многоэтажных зданий. Проектирование многослойных железобетонных панелей.

Приведены примеры расчета и конструирования железобетонных конструкций заводского изготовления.

Учебник составлен в соответствии с типовой учебной программой курса «Проектирование железобетонных конструкций» и предназначен для магистранты, обучающихся по образовательному направлению «Производство строительных материалов, изделий и конструкций».

Annotation

The present textbook provides data about physical – mechanical properties of materials: concrete, steel reinforcement and reinforcement concrete used in the manufacture of modern reinforced concrete constructions in the factory conditions.

The basics of calculating prefabricated reinforced concrete constructions of factory manufacture according to the method of limited states are given.

The methodology of calculation of bearing capacity of bending, compressed and stretched elements according to normal and inclined sections to the longitudinal axis of the element is described. The methodology for calculating construction on limited states for the second group is given.

The authors gives the unification of the sizes of precast concrete constructions and loads. Automatization of designing precast concrete constructions, calculation and design of prefabricated reinforced concrete constructions of one - storey and multi – storey buildings, design of multilayered reinforced concrete panels are covered in the textbook.

Examples of calculation and design of prefabricated reinforced concrete structures are given.

The textbook is compiled in accordance with the standard curriculum of the course «Design reinforcement structures» and is intended for undergraduate and graduate students studying in the educational direction and specialty «Production of building materials, products and structures».

MUNDARIJA

KIRISH	9
I- BOB. BETONNING ASOSIY FIZIK – MEXANIK	
XUSUSIYATLARI	13
1.1. Betonning sinflanishi	13
1.2. Betonning tuzilishi	14
1.3. Betonning mustahkamligi	15
1.4. Beton sinfi va markasi	17
1.5. Vaqt va qotish sharoitining beton mustahkamligiga ta'siri	21
1.6 Betonning siqilishdagi kubik va prizmatik mustahkamliklari...	22
Mavzu bo'yicha misollar.....	24
1.7 Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi.....	26
1.8. Betonning kesilish va yorilishdagi mustahkamligi	27
1.9. Betonning deformatsiyasi	29
1.10. Davomli yuk ta'siridan betonning deformatsiyalanishi	32
1.11. Betonning chegaraviy deformatsiyasi	34
1.12. Betonning deformatsiya moduli	34
1.13. Ba'zi bir tur betonlarning fizik–mexanik xususiyatlari va istiqbollari.....	36
1.14. Armatura	39
1.15 Armaturalar sinflanishi.	41
1.16. Po'lat armaturalarining mexanik xususiyatlari	43
1.17. Konstruksiya armaturaning qo'llanilishi.	46
Mavzu bo'yicha misollar.....	50
1.18. Temirbeton	52
NAZORAT SAVOLLARI.....	56
II-BOB. TEMIRBETON KONSTRUKSIYA ELEMENTLARINI	
HISOBLASH VA LOYIHALASH ASOSLARI	57
2.1. Konstruksiyalarni chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblash	57
2.2. Temir beton elementlarni chegaraviy holatlarning birinchi guruh bo'yicha hisoblash	58
2.2.1. Materiallarning normativ va hisobiy qarshiliklari.....	60
2.2.2. Temirbeton konstruksiyalarga ta'sir qiladigan yuklar	69
2.3. Temirbeton konstruksiyalarning yorilishga chidamliligi talablari	71
2.4. Temirbeton elementlarni chegaraviy xolatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblash	73
Mavzu bo'yicha misollar.....	75
2.5. Loyihalash bo'yicha yo'riqlar.....	77

2.6. Bino va konstruksiyalarni unifikatsiyalash.....	78
2.7. Yig'ma temirbeton konstruksiyalarni loyihalash	98
2.8. Temirbeton konstruksiyalarni loyihalashni avtomatizatsiyalash.....	102
Mavzu bo'yicha misollar.....	104
NAZORAT SAVOLLARI.....	117
III-BOB. EGILUVCHI ELEMENTLAR MUSTAHKAMLIGINI HISOBLASH.....	119
3.1. Egiluvchi elementlar turlari va ularning qo'llanishi.....	119
3.2. Normal kesim bo'yicha mustahkamlikni hisoblash	122
3.3. Bir tomonlama armaturalangan to'g'ri to'rtburchak kesimli elementlar hisobi	125
Mavzu bo'yicha misollar.....	136
3.4. Ikki tomonlama armaturalangan to'g'riburchakli kesim hisobi.....	139
Mavzu bo'yicha misollar	141
3.5. Tavr kesimni xisoblash	144
Mavzu bo'yicha misollar.....	150
3.6. Ko'ndalang kuch ta'siriga qiya kesim mustahkamligini hisoblash	156
3.7. Qiya kesim mustahkamligini eguvchi moment ta'siriga xisoblash	163
Mavzu bo'yicha misollar	169
NAZORAT SAVOLLARI.....	172
IV-BOB. SIQILADIGAN VA CHO'ZILADIGAN ELEMENTLARNING MUSTAHKAMLIGINI HISOBLASH.....	174
4.1. Siqiladigan elementlarning turlari va ularning qo'llanilishi	174
4.2. Shartli markaziy siqiladigan elementlarning mustahkamligini hisoblash	177
4.3. Hisobiy eksentrisitet bilan siqilgan elementlarning mustahkamligini hisoblash	181
Mavzu bo'yicha misollar.....	188
4.4. Markaziy cho'ziluvchi elementlar turlari va ularning qo'llanishi.....	193
4.5. Markaziy cho'zilgan elementlarning kuchlanganlik holati	194
4.6. Markaziy va nomarkaziy cho'ziladigan elementlar mustahkamligini hisoblash	197
Mavzu bo'yicha misollar.....	200
NAZORAT SAVOLLARI.....	203

V-BOB. OLDINDAN ZO'RIQTIRILGAN ELEMENTLARNI	
HISOBLASH VA ULARNI LOYIHALASH PRINSIPLARI	204
5.1. Oldindan zo'riqtirishning mohiyati va zo'riqtirish usullari	204
5.2. Temirbeton konstruksiyalarini oldindan zo'riqtirish usullari.....	205
5.3. Taranglashtiriladigan armaturani betonga mahkamlash.....	208
(ankerlash).....	208
5.4. Armaturalarni taranglashtirish jarayonida beriladigan dastlabki kuchlanishlar.....	211
5.5. Oldindan taranglashtirilgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning yo'qolishi	212
5.6. Zo'riqtiruvchi kuch va uning ta'siridan betondagi kuchlanishlar.....	218
5.7. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyaning tashqi yuklar ta'siridan kuchlanish holatlarining o'zgarishi.....	222
5.8. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarni mustahkamlik bo'yicha hisoblash	227
Mavzu bo'yicha misollar	229
NAZORAT SAVOLLARI.....	232
VI-BOB. YASSI TEMIRBETON ORAYOPMALAR	
6.1. Umumiy ma'lumotlar.....	234
6.2. To'sinli yig'ma orayopmalar	259
6.3. To'sinli yaxlit (quyma) orayopmalar.....	292
6.4. To'sinsiz yaxlit (quyma) orayopmalar	297
NAZORAT SAVOLLARI.....	299
VII -BOB. TEMIR-BETON POYDEVORLARINI	
LOYIHALASH	301
7.1. Yakka poydevorlar.....	301
7.2. Tasmasimon poydevorlar.....	311
7.3. Plita shaklidagi poydevorlar.	314
Mavzu bo'yicha misollar.	316
NAZORAT SAVOLLARI.....	319
VIII-Bob. KO'P QATLAMLI KONSTRUKSIYALAR	
8.1. Ko'p qatlamli temirbeton konstruksiyalarni loyihalash va ishlatish.....	321
8.2. Uch qatlamli panel konstruksiyalari.	324
8.2.1. Elastik bog'lovchili uch qatlamli panel konstruksiyalari.....	324
8.2.2. Monolit bog'langan uch qatlamli temir beton konstruksiyalar.....	330
8.3. Uch qatlamli konstruksiyalarni loyihalash mohiyatlari.....	333

8.3.1. Samarali issiqlik saqlovchi uch qatlamli, elastik bog'lovchili devor panellari	333
8.3.2. Egiluvchan ko'pqatlamli monolit kesimli elementlarni xisoblash	338
8.4. Uch qatlamli devor panellarining iqtisodiy samaradorligi	340
NAZORAT SAVOLLARI	343
FOYDALANILGAN ADABIYOTLAR	344
ILOVALAR	345

KIRISH

Respublika iqtisodiyotining rivojlanishida ilmiy-texnik taraqqiyot muhim rol o'ynaydi. Ilmiy-texnik taraqqiyotni jadallashtirish uchun qurilishni yuqori texnologik jarayonga aylantirish, zavod sharoitida tayyorlanadigan qurilish buyumlari va konstruksiyalarini tayyorlashda yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan ashyolar ishlatish evaziga ularning sifatini oshirish, loyihaviy va qurilish ishlarining narxini kamaytirish va texnik-iqtisodiy ko'rsatkichlarini yaxshilash hamda ob'ektlarni barpo qilish muddatini qisqartirish talab etiladi.

Zamonaviy qurilishni temirbetonsiz tasavvur qilib bo'lmaydi. Temirbeton bino va inshootlar qurilishida poydevor, ustun, to'sin va to'siq konstruksiyalar sifatida keng ko'lamda qo'llanilmoqda. Shuning uchun temirbeton konstruksiyalarning mustahkamligi, bikrligi hamda, ko'pga chidamliligini oshirish asosiy vazifa va talablardan biri hisoblanadi.

Mazkur darslik "Qurilish materiallari, buyumlari, konstruksiyalari va ularni ishlab chiqarish texnologiyalari" mutaxassisliklari uchun mo'ljallangan o'quv dasturlari asosida yozilgan. Darslikning asosiy maqsadi temirbeton konstruksiyalarini ishlab chiqarish texnologiyasi bilan shug'ullanadigan bo'lg'usi mutaxassislarga yig'ma temirbeton konstruksiyalarini hisoblash va loyihalashning asosiy prinsiplarini o'rgatishdan iborat.

Hozirgi davrda qurilish konstruksiyalarining jadal sur'atda rivojlanishi, qo'llanish sohasini kengaytirish va samaradorligini yangi konstruktiv yechimlar hisobiga oshirish uchun ularni hisoblash va loyihalash usullarini takomillashtirish ham talab etiladi.

Ma'lumki beton sun'iy tosh materiali bo'lib, siqilishga yaxshi, cho'zilishga esa, yomon qarshilik ko'rsatadi. Betonning cho'zilishga bo'lgan mustahkamligi siqilishga nisbatan 15-20 marotaba kam. Betonning cho'zilishdagi qarshiligi kam bo'lganligi sababli betondan tayyorlangan egilishga ishlaydigan konstruksiyalarda betonning siqilishdagi mustahkamligidan samarali to'liq foydalanib bo'lmaydi. Shuning uchun ham betondan tayyorlanadigan egiladigan konstruksiyalarning qo'llanish sohasi chegaralangan. Egiladigan beton elementning cho'zilish zonasiga armatura joylashtirilsa, elementning mustahkamligi keskin oshadi. Chunki beton elementning cho'ziladigan zonalarida hosil bo'ladigan cho'zuvchi zo'riqishlarni cho'zilishga yaxshi qarshilik ko'rsatadigan po'lat armatura qabul qiladi. Po'lat armatura

nafaqat cho'zilishga, hatto siqilishga ham yaxshi qarshilik ko'rsatadi. Shuning uchun u temirbeton elementlarning siqiladigan zonalarini kuchaytirish uchun ham ishlatiladi.

Armaturalari ichiga samarali ravishda joylashtirilgan beton konstruksiyalar **temirbeton konstruksiyalar** deb ataladi.

Beton va temirbetondan tayyorlanadigan konstruksiyalarning qurilishdagi salmog'i boshqa materiallardan tayyorlangan konstruksiyalarga nisbatan ancha katta bo'lganligi sababli unga katta e'tibor berilmoqda. Temirbetondan tayyorlanadigan konstruksiyalar takomillashtirilmoqda. Olim va muhandislarning keng ko'lamda olib borayotgan taqqidiotlari asosida temirbeton nazariyasi rivojlanmoqda va yangi ma'lumotlar bilan boyitilmoqda. Hisoblash uslublari takomillashtirilmoqda va temirbeton konstruksiyalarni hisoblashda elektron hisoblash mashinalari (EHM) qo'llanilmoqda. Natijada temirbeton konstruksiyalarni loyihalashning me'yori va qoidalari yangilanib, qo'llanmalar ishlab chiqilmoqda.

Darslikda temirbeton konstruksiyalarini tayyorlash uchun ishlatiladigan beton va armaturalar haqida ma'lumot, temirbeton konstruksiyalarining elementlarini chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblash uslubi yoritilgan. Egiladigan, markaziy va nomarkaziy siqiladigan hamda, markaziy va nomarkaziy cho'ziladigan elementlarni hisoblash va loyihalash asoslari keltirilgan.

Temirbeton barcha sohalarda qurilayotgan zamonaviy bino va inshootlarda keng ko'lamda qo'llanilmoqda. Bunga sabab betonning tashqi ta'sirlarga chidamliligi, mahalliy qurilish materiallaridan foydalanish mumkinligi, metallning kam sarflanishi, ko'rinishining salobatli va turli shakllar berish imkoniyatining borligi hisoblanadi. Bino va inshootlar quyma, yig'ma va yig'ma-quyma temirbetondan tiklanishi mumkin. Quyma temirbeton quriladigan bino va inshootlar bevosita qurilish maydonida armaturalangan qoliplarga beton ko'yish yo'li bilan tiklanadi. Bu usul alohida qismlarga ajratish imkoni bo'lmagan bino va inshootlar qurilishida qo'llaniladi.

Alohida qismlarga ajratish imkoni bo'lgan bino va inshootlar yig'ma va yig'ma - quyma temirbetondan tiklanadi.

Bunda yig'ma temirbeton konstruksiyalar yoki yig'ma-quyma temirbeton konstruksiyalar elementlari zavod sharoitida tayyorlanadi va qurilish maydoniga olib kelinib loyiha bo'yicha montaj qilinadi.

Darslikda asosan korxona sharoitida tayyorlanadigan yig'ma temirbeton konstruksiyalar va yig'ma-quyma temirbeton konstruksiyalarning yig'ma elementlarini loyihalash masalalari yoritilgan.

Zavod sharoitida tayyorlanadigan konstruksiyalar quyidagi texnologik sxemalar bo'yicha tayyorlanadi:

1. **Konveer toxnologiyasi.** Elementlar bir agregatdan ikkinchi agregatga konveer relslari bo'ylab harakatlanadigan vagonetkalar o'rnatilgan qoliplarda tayyorlanadi. Vagonetkalar harakati davomida navbatma navbat quyidagi texnologik operatsiyalar bajariladi:

- a) armatura sinchlari o'rnatiladi;
- b) oldindan zo'riqtiriladigan element armaturasi taranglashtiriladi;
- v) bo'sh tanali elementlarda bo'shliq hosil qiluvchi «vkladishlar» o'rnatiladi;
- g) beton massasi qoliplarga joylashtiriladi va u zichlashtiriladi;
- d) beton tanasidan bo'shliq hosil qiluvchi vkladish sug'urib olinadi;
- y) element yoki buyumga issiqlik va namlik tasirida ishlov beriladi.

Bu texnologiya bilan ommaviy ishlab chiqariladigan kichik o'lchamdagi konstruksiya va buyumlar tayyorlanadi.

2. **Oqim-agregat texnologiyasi.** Texnologik operatsiyalar zavodlarning ma'lum bir sexlarida amalga oshiriladi. Ma'lum bir texnologik operatsiyalarni amalga oshiradigan agregatlar ko'zg'almas bo'lib, qolip buyum bilan birga bir sexdan ikkinchi sexga kranlar yordamida harakatlantiriladi.

3. **Stend texnologiyasi.** Bu texnologiya bo'yicha qolip buyum bilan birga ko'zg'almas bo'lib, ma'lum bir operatsiyalarni amalga oshiradigan agregatlar qolip uzunligi bo'yicha harakat qiladi. Bunday stendlar ko'zg'aluvchi kranlar, beton to'kkichlar va beton zichlashtirgichlar bilan jihozlangan bo'ladi. Stend texnologiyasi bilan o'lchamlari katta bo'lgan oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalar (to'sinlar, fermalar, kranosti to'sinlari va h.o.) tayyorlanadi.

Orayopma plitalari va devor panellarini tayyorlash uchun stend texnologiyasi ko'rinishining biri bo'lgan — kasseta usuli qo'llaniladi. Elementlar ko'zg'almas kassetalarda vertikal holda tayyorlanadi. Bunda birdaniga bir-nechta element tayyorlanishi mumkin.

Hozirgi vaqtda ko'p bo'shliqli orayopma plitalarini tayyorlash uchun stend texnologiyasi ko'rinishining biri bo'lgan yangi, zamonaviy qolipsiz texnologiya qo'llanilmoqda. Bu texnologiya bo'yicha uzunligi bir necha metr dan iborat bo'lgan stenda simdan iborat bo'lgan armatura taranglashtirib mahkamlanadi. Vibrator bilan jihozlangan va

bo'shliqlardan iborat bo'lgan beton joylashtirgich armatura bo'ylab harakat qilib, uzluksiz ko'p bo'shliqli plitani hosil qiladi. Betonga issiqlik va namlik ta'sirida ishlab berilib beton qotiriladi. Qotgan beton ma'lum bir mustahkamlikka erishgandan keyin plita kerakli o'lchamda olmos arra bilan kesib olinadi.

Konstruksiyalarda armaturaning beton bilan birgalikda ishlashini ta'minlaydigan omillar quyidagilardan iborat:

1) qotish jarayonida po'lat armaturaning betonga mahkam yopishishi;

2) zich beton po'lat armaturani zanglashdan va yong'indan asrashi;

3) armatura va betonning harorat ta'siridan chiziqli kengayish koeffitsientlarining bir-biriga juda yaqinligi (beton uchun $\alpha_{bt}=(1...1,5)10^{-5}$; armatura uchun esa $\alpha_{st}=1,2 \times 10^{-5}$).

Bu omillar temirbetonning tashqi yuklar va harorat ta'siridan ishonchli ishlashini ta'minlaydi. Har qanday material kabi temirbeton ham afzalliklar va kamchiliklarga ega.

Temirbetonning afzalliklari: o'ta mustahkamligi; ko'pga chidamliligi; yong'inga bardosh bera olish xususiyatining yuqoriligi; zilzilabardoshligi; mahalliy ashyolardan keng ko'lamda foydalanilishi; ixtiyoriy shaklda tayyorlanish mumkinligi.

Temirbetonning asosiy kamchiliklari: vaznining kattaligi; tovush va issiq-sovuqni o'tkazishga qarshiligining pastligi; buzib qayta qurishning murakkabligi; yorilishga chidamsizligi; tiklashda mavsumga bog'liqligi, betonning qotishi uchun ma'lum vaqt talab qilinishi; betonning qotish jarayonida hajmiy va kuch ta'sirida yoriqlarning paydo bo'lishi; qish mavsumida betonni isitish uchun qo'shimcha harajatlar talab qilinishi va hokazo.

Darslik muallifining Toshkent arxitektura-qurilish institutida shu mutaxassislik uchun chop etilgan o'quv qo'llanmalar, O'zbekiston Respublikasi Oliy va O'rta maxsus ta'lim vazirligi tomonidan oliy o'quv yurtlarining qurilish yo'nalishlari va ixtisosliklari uchun tavsiya etilgan o'quv qo'llanmalar asosida va muallifning ko'p yillik tajribalari asosida yozilgan.

I-BOB. BETONNING ASOSIY FIZIK – MEXANIK XUSUSIYATLARI

1.1. Betonning sinflanishi

Temirbeton konstruksiyalarni tayyorlash uchun ishlatiladigan betonlar yetarli mustahkamlikka, armatura bilan yaxshi bog‘lanishi va armaturani zanglashdan saqlanishi uchun yetarlicha zichlikka ega bo‘lishi shart. Davlat standarti O‘zDST 25192 – 2012 bo‘yicha qo‘llanilish sohasiga qarab, betonlar sovuqqa va yuqori darajadagi xarorat ta‘siriga chidamliligi, yong‘inga bardoshliligi, agressiv muhit ta‘siridan yemirilishga chidamliligi va suvning sizib o‘tishga qarshiligi bo‘yicha quyidagi turlarga bo‘linadi:

1) *tarkibiga ko‘ra:*

a) zich beton (to‘ldiruvchi donalari orasidagi bo‘shliqlar qotgan bog‘lovchi bilan mutlaq to‘lgan);

b) yirik g‘ovakli beton (to‘ldiruvchi donalari orasida bo‘shliqlar mavjud);

v) g‘ovaklashtirilgan (g‘ovakli to‘ldiruvchilar va sun‘iy g‘ovaklikka ega bo‘lgan qotgan bog‘lovchidan tashkil topgan);

g) yacheykali (to‘ldiruvchisiz, kovaklar sun‘iy hosil qilingan);

2) *zichligiga qarab:*

a) o‘ta og‘ir - zichligi 2500 kg/m^3 dan katta;

b) og‘ir – zichligi $2000 - 2500 \text{ kg/m}^3$;

v) yengil – zichligi $800 - 2000 \text{ kg/m}^3$;

g) o‘ta yengil – zichligi 800 kg/m^3 gacha.

3) *bog‘lovchi turiga qarab:*

a) sementli;

b) polimersementli;

v) ohakli (silikatli);

g) gipsli;

d) aralash;

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

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

4. To'ldiruvchining turiga qarab:

- a) tabiiy zich to'ldiruvchi (shag'al, tosh-shag'al, kvars qumi);
- b) tabiiy g'ovak (perlit, pemza, chig'anoq);
- v) sun'iy (keramzit, pemza) maxsus to'ldiruvchili betonlarga.

5. To'ldiruvchilarning donadorlik tarkibiga ko'ra:

- a) yirik donali: yirik va mayda to'ldiruvchilarga;
- b) mayda donali: mayda donali to'ldiruvchilarga.

6. Qotish sharoitiga ko'ra:

- a) tabiiy sharoitda qotgan beton;
- b) atmosfera bosimi ostida issiqlik-namlik bilan ishlov berib qotirilgan beton;
- v) avtoklavda ishlov berilgan beton.

7. Betonlarning quyidagi qisqartirilgan nomlari qo'llaniladi:

- a) og'ir- zichligi $2000-2500 \text{ kg/m}^3$ va undan yuqori, zich tarkibli to'ldiruvchilar asosida;
- b) yengil - zich tarkibli tabiiy g'ovak yoki sun'iy g'ovak to'ldiruvchilar asosida tayyorlangan betonlar.
- v) mayda donador - o'rtacha zichligi 1800 kg/m^3 dan yuqori, mayda to'ldiruvchilar asosida.

1.2. Betonning tuzilishi

Betonning tuzilishi beton mustahkamligiga va deformatsiyasiga katta ta'sir ko'rsatadi. Beton tuzilishi quyidagi omillarga bog'liq:

- 1) yirik va mayda to'ldiruvchilarning donadorlik tarkibiga;
- 2) suv va sementning nisbatiga;
- 3) zichlashtirish usuliga;
- 4) qotish sharoitiga;
- 5) sement toshining suv bilan birikish bosqichi va boshqalarga.

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

Beton - bu bir jinsli bo'lmagan jismdir. Unga klassik mustahkamlik nazariyasini qo'llab bo'lmaydi. Yuk ta'siridan betonda murakkab kuchlanish holati vujudga keladi. Natijada zarrachalarni birlashtiruvchi sirtlarida bog'lanishni buzuvchi zo'riqishlar hosil bo'ladi, betondagi

g'ovaklar va bo'shliqlar vujudga kelgan joylarda kuchlanishning to'planishi sodir bo'ladi.

Betonlardagi g'ovaklar o'zining o'lchamlari bilan bir – biridan bir necha marta farq qiladi va xar 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 ma'lum bir hajmni egallaydi. Betonning qotishi jarayonida ortiqcha suvning bir qismi beton tanasida xar hil 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.

1.3. Betonning mustahkamligi

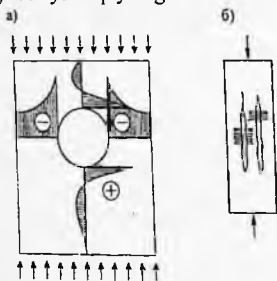
Betonlarda tashqi kuchlar ta'siridan murakkab kuchlanish holati sodir bo'ladi. Siqilgan beton namunadagi kuchlanishlar elastik moduli katta bo'lgan qattiq zarrachalarda to'planadi. Natijada zarrachalarni birlashtiruvchi sirtida bu bog'lanishlarni buzuvchi zo'riqishlar hosil bo'ladi. Shu bilan birga betondagi g'ovaklar va bo'shliqlar hosil bo'lgan joylarda kuchlanishlarning to'planishi sodir bo'ladi. Beton tanasidagi g'ovak va bo'shliqlarning soni ko'p bo'lganligi uchun bir g'ovak atrofidagi 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 xosil bo'ladi. Betonning cho'zilishdagi qarshiligi uning siqilishdagi qarshiligidan bir necha marta kam bo'lganligi sababli cho'zuvchi kuchlanishlar tasiridan betonda mikroyoriqlar paydo bo'ladi. Tashqi yuk ortgani sari mikroyoriqlar kuchayib makroyoriqlarga aylanadi va makroyoriqlarning ochilishi kengligi kattalashib beton buzilish holatiga kelib qoladi.

Beton mustahkamligi quyidagi omillarga: sement turi va markasi, suv bilan sementning nisbati, yirik to'ldiruvchilarning turi va mustahkamligi, beton tuzilishiga bog'liq. Bir qorishmadan tayyorlangan beton namunalarning mustahkamligi har xil bo'lib, beton strukturasiga, qotish vaqti va sharoiti, kuchlanish holatining turi, namunalar o'lchamlari, yuk ta'sirining harakteriga bog'liq. Beton mustahkamligi

vaqt o'tishi bilan ortib boradi va qotish davrining dastlabki birinchi 28 sutkada beton asosiy mustahkamligiga erishadi. Keyinchalik qotish jarayoni sekinlashadi va bu jarayon bir necha yil davom etadi. Beton mustahkamligi davlat standartlari bo'yicha maxsus o'lchamlarda tayyorlangan namunalarni sinash yo'li bilan aniqlanadi.

Tajribalardan ma'lumki, bo'ylama o'qi bo'yicha siqilgan beton namuna bu o'qqa parallel joylashgan yoriqlarning paydo bo'lishidan buziladi. Dastavval beton tanasidagi g'ovakliklarda mayda yoriqlar paydo bo'ladi. Yukning ortishi bilan mayda yoriqlar rivojlanib bir-biriga qo'shilib ketadi va yoriqlar yiriklashadi. (1.1 – rasm: a, b). Yuk miqdorining navbatdagi oshishi namunani buzilish holatiga olib keladi.

Betonning mustahkamligi qator omillarga bog'liq bo'lib, ular ichida eng asosiylari quyidagilar hisoblanadi:



1.1-rasm. Beton namunaning siqilishdagi kuchlanish holati sxemasi:

a – mayda g'ovak va bo'shliq atrofida kuchlanish konsentratsiyasi;
b – prizma bo'ylama o'qi bo'yicha siqilishida betonda hosil bo'ladigan yoriqlar.

- 1) texnologik omillar;
- 2) qotish davri va yoshi;
- 3) namuna shakli va o'lchamlari;
- 4) kuchlanganlik xolati va ko'p muddatli jarayonlar.

Beton turli kuchlanish holatida (siqilish, cho'zilish va kesilishda) turli qarshiliklarga ega bo'ladi.

Hozirgi vaqtda qo'llanilayotgan beton mustahkamligi nazariyasi uning strukturasi e'tiborga olmaydi. Beton mustahkamligini uni strukturasi bilan bog'lash masalasi shu vaqtgacha o'z yechimini topgani yo'q. Shuning uchun betonning mustahkamligi va deformatsiyalanishi bo'yicha malumot juda ko'p beton namunalarini sinash natijasida olinadi. Bunda betonning fizik va mexanik xossalarining o'rtacha qiymatlari topilib, ular temirbeton konstruksiyalarini loyihalash uchun asos qilib olinadi.

1.4. Beton sinfi va markasi

Beton va temirbeton konstruksiyalarni loyihalash davrida foydalanish maqsadi va sharoitlariga ko'ra beton sifatining ko'rsatkichlari o'rnatiladi va ular orasida asosiylari quyidagilar hisoblanadi:

1) o'q bo'yicha siqilishdagi mustahkamligi bo'yicha beton sinfi – B; loyihaning hamma xolatlarida asosiy ta'rif deb ko'rsatiladi.

2) o'q bo'yicha cho'zilishdagi mustahkamligi bo'yicha beton sinfi – B_i; agar

bu xarakteristika asosiy ahamiyatga ega bo'lsa, ishlab chiqarishda nazorat qilinadi-gan holatlarda tanlanadi.

Betonning markasi uning fizikaviy xususiyatlari bilan baholanadi va quyidagi markalaridan iborat:

a) sovuqqa chidamliligi bo'yicha – F;

b) suv o'tkazmasligi bo'yicha – W;

v) zichligi bo'yicha – D;

g) kengayuvchi sementlar asosida tayyorlangan o'z-o'zidan kuchlanuvchi beton bo'yicha – S_p.

Beton sinflari va markalari 1.1 jadvalda keltirilgan.

Betonning siqilishga bo'lgan mustahkamligi bo'yicha sinfi (MPa hisobida) o'lchamlari 15x15x15 sm bo'lgan kub shaklidagi beton namunani harorati $18 \pm 2^{\circ}\text{C}$ va namligi $\approx 90\%$ bo'lgan sharoitda 28 sutka saqlagandan keyin siqilishga sinash yo'li bilan aniqlanadi. Bunda beton namuna mustahkamligining ta'minlanish 95% ni tashkil etishi shart (GOST 10180 va GOST 18105).

Temirbeton buyumlari uchun beton sinfi va markalari:

1. Betonning siqilishga bo'lgan mustahkamligi bo'yicha sinfi:

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

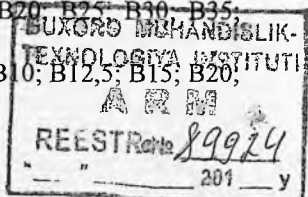
mayda donali betonlar quyidagi guruhlariga bo'linadi:

A – (qum zarrachalarining yiriklik moduli 2,1 va undan ortiq bo'lganda) – B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B30; B35; B40.

B – (qum zarrachalarining yiriklik moduli 2 va undan kam bo'lganda) – B7,5; B10; B15; B20; B25; B30.

V – (avtoklavda ishlov berilganda) – B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60.

Yengil betonlar uchun: B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B30; B35; B40.



Betonning siqilishdagi mustahkamligi bo'yicha sinfi, beton va temirbeton konstruksiya va mahsulotlarining ishchi loyihasiida ko'rsatiladi.

1.1 jadval. Beton sinfi va markasi.

Beton turi	Mustahkamlik bo'yicha sinfi		Markasi		
	O'q bo'ylab siqilishga	O'q bo'ylab cho'zishga	Muzlashga chidamliligi bo'yicha	Suv o'tkaz masligi bo'yicha	O'z-o'zidan kuchlanishi bo'yicha
Og'ir beton	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60	B ₁ 0,8; B ₁ 1,2; B ₁ 1,6; B ₁ 2; B ₁ 2,4; B ₁ 2,8; B ₁ 3,2	F50; F75; F100; 150; F200; 300; F400; F500	W2; W4; W6; W8; W10; W12	—
Kuchlanuvchi beton	B20; B25; B30; B35; B45; B50; B55; B60	B ₁ 0,8; B ₁ 1,2; B ₁ 1,6; B ₁ 2; B ₁ 2,4; B ₁ 2,8; B ₁ 3,2	F50; F75; F100; 150; F200; 300; F400; F500	W12 паст булма ган	S _p 0,6; S _p 0,8; S _p 1; S _p 1,2; S _p 1,5; S _p 2; S _p 3; S _p 4
Mayda donali beton guruhlari:					
A – tabiiy qotgan yoki issiqlik ta'sirida atmosfera bosi-mi ostida ishlov berilgan betonga qo'shilgan qumning yiriklik modulli 2 va undan katta bo'lganda	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40			W2; W4; W6; W8 W10; W12	
B – xudi shunday, qumning yiriklik modulli 2 va undan kichik bo'lganda	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B20; B25; B30;				
B – avtoklavda ishlov berilgan	B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60				
O'rta zichlikdagi yengil beton markalari			F25; F35; F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500	W2; W4; W6; W8;	—

D800, D900,	B2,5; B3,5; B5; B7,5			W10; W12	
D1000, D1100,	B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5				
D1200, D1300,	B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15				
D1400, D1500,	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30				
D1600, D1700,	B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35				
D1800, D1900,	B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40				
D2000	B20; B25; B30; B35; B40				
O'rta zichlikdagi g'ovakli beton sinflari	Avtokla vli	Avtokl avsiz			
D500	B1; B1,5	B1; B1,5			
D600	B1; B1,5; B2; B2,5	B1,5; B2; B2,5			
D700	B1,5; B2; B2,5; B3	B1,5; B2; B2,5; B3,5			
D800	B2,5; B3,5; B5	B3,5; B5			
D900	B3,5; B5; B7,5	B5; B7,5			
D1000	B5; B7,5; B10	B7,5; B10			
D1100	B7,5; B10; B12,5; B15	B10; B12,5			
D1200	B10; B12 ,5; B15	—			
O'rta zichlikdagi		—		—	—

g'ovakli beton sinflari					
D800, D900, D1000	B2,5; B3,5; B5;		F15; F25; F35; F50; F75;		
D1100, D1200, D1300	B7,5		F100		
D1400	B3,5; B5; B7,5				

2. Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi bo'yicha sinfi – bu ko'rsatgich asosiy bo'lgan va ishlab chiqarishda nazorat qilingan hollarda tayinlanadi. Betonning o'q bo'yicha cho'zilishdagi mustahkamligi bo'yicha sinflari quyidagicha belgilanganadi:

- og'ir betonlar uchun - B_{0,8}; B₁ 1,2; B₁ 1,6; B₁ 2;
- boshqa turdagi betonlar uchun - B₁ 2,4; B₁ 2,8; B₁ 3,2.

Bu yerda raqamlar MPa hisobida.

3. Sovuqqa chidamliligi bo'yicha beton markasi F nam holatda navbatma –navbat muzlash va erish ta'sirida bo'lgan konstruksiyalar uchun tayinlanadi. Og'ir va mayda donali betonlar uchun sovuqqa chidamliligi bo'yicha quyidagi markalar tayinlangan - F50; F75; F100; F150; F200; F300; F500; yengil betonlar uchun - F25; F35; F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500. Bu yerda raqamlar muzlash va erish sonini bildiradi.

4. Suv o'tkazmaslik bo'yicha beton markasi W. Suv sizib o'tishi chegaralangan talabi qo'yiladigan konstruksiyalar uchun tayinlanadi. Ularda suvning ma'lum bosimi ostida sinalayotgan standart namunadan suv sizib chiqmasligi shart. Hamma turdagi betonlar uchun suv o'tkazmasligi bo'yicha quyidagi markalar belgilangan - W₄; W₆; W₈; W₁₀; W₁₂. Bu yerda raqamlar suv bosimini (kg/sm²) da ifodalaydi.

5. Betonning o'rtacha zichligi bo'yicha markasi D. (konstruktiv talablardan tashqari issiqlik o'tkazmaslik talabi qo'yiladigan konstruksiyalar uchun tayinlanadi). Yengil beton uchun - D800 – D2000 markalar belgilangan. Bu yerda raqamlar (kg/sm³) hisobida zichlikni ifodalaydi.

6. Kuchlanuvchi betonning o'z-o'zidan kuchlanganligi bo'yicha markasi S_p. O'z-o'zidan kuchlanadigan konstruksiyalar uchun bu ko'rsatgich hisoblarda e'tiborga olinganda va ishlab chiqarishda nazorat qilinganda tayinlanadi.

Kengayuvchi sementdan tayyorlanadigan o'z-o'zidan kuchlanadigan konstruksiyalar uchun o'z-o'zidan kuchlanish bo'yicha quyidagi markalar belgilangan - S_{p0,6}...S_{p4}. Bu yerda, raqamlar betonning o'z-o'zidan kuchlanishini MPa da ifodalangan.

Konstruksiyalarni loyihalashda ulardan foydalanish sharoiti hisobga olinib, texnik-iqtisodiy tahlil qilish asosida betonning eng ma'qul optimal sinfi tanlanadi.

1.5. Vaqt va qotish sharoitining beton mustahkamligiga ta'siri

Betonning mustahkamligi qulay harorat va sharoitda uzoq vaqt davomida oshib boradi. Beton asosiy mustahkamligiga qotish jarayonining dastlabki davrida erishadi. Portlandsementdan tayyorlangan betonlar uchun bu davr 28 sutkani tashkil etadi. Pussolan va shlakli portlandsementdan tayyorlangan betonlar uchun esa bu davr 90 sutkaga teng. Ya'ni bunday betonlar asosiy mustahkamligiga kechroq erishadi. Qulay sharoitda va haroratda beton mustahkamligining oshishi yillab davom etishi mumkin. Bunday holatning ro'y berishiga sabab sement toshining uzoq vaqt davomida hosil bo'lishi hisoblanadi. Tajribalardan olingan ma'lumotlarga ko'ra muhiti nam bo'lgan sharoitda 11 yil saqlangan beton namunaning mustahkamligi 1,4 barobar oshgan, muhiti quruq bo'lgan sharoitda saqalangan namuna mustahkamligining oshishi esa bir yildan keyin kuzatilmagan (1.2-rasm).

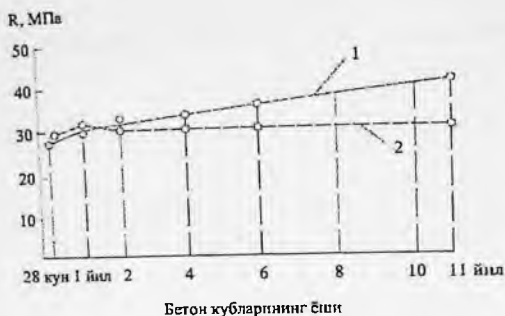
Beton mustahkamligi bilan uning yoshi o'rtasidagi bog'lanishni ifodalovchi ko'p takliflar mavjud. B.G. Skramtaev tomonidan portlandsementdan tayyorlangan betonlar uchun musbat harorat ($>15^{\circ}\text{C}$) va nam muhitda beton mustahkamligining oshishini ifodalovchi quyidagi empirik formula takliflar etilgan

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

R_t —beton kubining t —vaqtdagi siqilishga vaqtinchalik qarshiligi, t —sutka; R_{28} —xuddi shunday, $t = 28$ sudkadagi vaqtinchalik qarshiligi..

Bu formula $t \geq 7$ sutka shart bajarilgandagina tajribaga yaqin natijalar beradi.

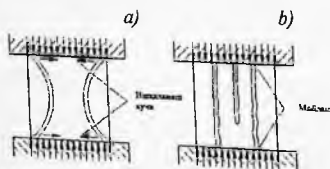
Atrof muhitning harorati va namligi yuqori bo'lganda betonning qotish jarayoni keskin tezlashadi. Shuning uchun zavodlarda temirbeton konstruksiyalar va buyumlarga yuqori harorat ($80 \dots 90^{\circ}\text{C}$) va namlik ($90 \dots 100\%$) ta'siri ostida ishlov beriladi. Bundan tashqari avtoklavda yuqori bosim (8 atm atrofida) va harorat (170°C) ostida bug' bilan ishlov berib betonning qotishini tezlashtirish mumkin. Avtoklavda ishlov berilgan beton loyihaviy mustahkamligiga 12 soatdan keyin erishadi. Atrof muhitning harorati 5°C dan past bo'lib namligi 90 % dan kam bo'lganda betonning qotishi sekinlashadi.



1.2–rasm. Vaqt o'tishi bilan beton mustahkamliligining oshishi:
1 – beton nam muhit sharoitida; 2 – xuddi shunday, quruq muhitda saqlanganda

1.6 Betonning siqilishdagi kubik va prizmatik mustahkamliklari

Betonning siqilishdagi kubik mustahkamligi. Betondan tayyorlanadigan kublar press ostida sinalganda namuna ikki xil ko'rinishda buzilishi mumkin (1.3– rasm). Birinchi holatda beton kubning buzilishi natijasida qisqa asoslari bilan tutashgan ikkita kesik piramida hosil bo'ladi (1.3,a rasm). Bunday buzilishga sabab beton kub sirtlari bilan press plitalari orasida hosil bo'ladigan ishqalanish kuchlarining hosil bo'lishi hisoblanadi. Beton kubning ikkinchi hol bo'yicha buzilishi kuch yo'nalishida beton kubda paralell yoriqlarning paydo bo'lishidan sodir bo'ladi (1.3,b– rasm).



1.3–rasm. Beton kublarning buzilish sxemalari:
a–beton sirti bilan press plitasi orasida ishqalanish mavjud bo'lganda. b–ishqalanish bo'lmaganda

Bunday buzilishga sabab beton kub sirtlari bilan press plitalari orasida ishqalanish kuchlarining nolga teng bo'lishi hisoblanadi. Davlat standarti beton kublarni sinashda birinchi sxemadan foydalanishni tavsiya etadi. Beton kublarning mustahkamliligini aniqlashda davlat

standartiga muvofiq qirralarining o'lchami 150 mm bo'lgan qub shaklidagi namunalar qabul qilingan. Betonning siqilishdagi mustahkamligi standart o'lchamdagi namunalardan tashqari qirralarining o'lchamlari 100 mm va 200 mm bo'lgan beton kublarni sinash yo'li bilan ham aniqlanishi mumkin. Lekin bu holatda qirralarining o'lchami 100 mm bo'lgan beton kub qarshiligi 0,93 koeffitsientga, qirralarining o'lchami 200 mm bo'lgan beton kub qarshiligi esa 1,1 koeffitsientga ko'paytiriladi. Standartga muvofiq beton kub qirralarining o'lchami 150 mm qabul qilinadi va qarshiligi R harfi bilan belgilanadi.

Beton kubining siqilishdagi chegaraviy qarshiligi R buzuvchi F_u kuchni shu kuch yo'nalishiga perendikulyar bo'lgan kub yonining A_b yuzasiga nisbati

bilan ifodalanadi, ya'ni:

$$R = \frac{F_u}{A_b}; \quad (1.2)$$

Betonning kubik qarshiligi uning sifatini nazorat qilish uchungina foydalaniladi. Temirbeton konstruksiyalarda betonning ishlash holati beton kubning ishlash holatidan farq qiladi. Shuning uchun temirbeton konstruksiyalarni loyihalashda betonning kubik emas, prizmatik qarshiligidan foydalaniladi.

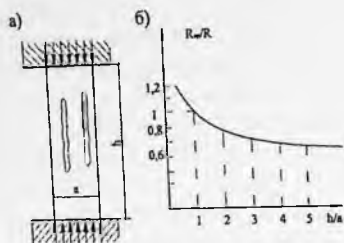
Betonning siqilishdagi prizmatik mustahkamligi. Betonning siqilishga bo'lgan asosiy mustahkamligi xarakteristikasi bu prizmatik mustahkamligidir. Betonning prizmatik mustahkamligi R_b bilan belgilanadi.

Beton prizmatik mustahkamligi asosi tomonlarining o'lchami a va balandligi h bo'lgan prizma shaklidagi beton namunalarni sinash yo'li bilan aniqlanadi. Tajribalar shuni ko'rsatadiki prizma shaklidagi beton namunada h/a nisbat oshib borgan sari uning mustahkamligi kamayib boradi (1.4-rasm). $h/a=4$ bo'lganda R_b deyarli o'zgarmas holatga keladi va taxminan 0,75 R ga tenglashadi.

Betonning prizmatik va kubik qarshiligi o'rtasida to'g'ri proporsional bog'lanish mavjud. Bu bog'lanish quyidagi empirik formula orqali ifodalanadi

$$R_b = (0,77 - 0,001 \times R) R. \quad (1.3)$$

Tajribalardan olingan haqiqiy natijalar (1.3) formuladan aniqlandigan qarshilikka nisbatan bir muncha yuqori bo'lib, og'ir va yengil betonlar uchun 0,78 R dan (betonning sinfi yuqori bo'lganda) 0,83 R gacha (betonning sinfi past bo'lganda) o'zgaradi. G'ovak betonlar uchun esa, mos ravishda, 0,87 R dan 0,94 R gacha o'zgaradi.



1.4-rasm. betonning prizmatik mustahkamligini aniqlashga doir: a — namunani sinash sxemasi; b — R_b/R va h/a nisbatlar orasidagi bogʻlanish

Betonning prizmatik qarshiligi R_b siqilish, egilish, buralish, qiyshiq egilish va qiyshiq nomarkaziy siqilishga ishlaydigan temirbeton konstruksiyalarni xisoblash uchun qoʻllaniladi.

Mavzu boʻyicha misollar.

Beton qarshiliklarini chegaraviy va xisobiy qiymatlarini xisoblash

1) Betonning siqilishga boʻlgan oʻrtacha normativ musaxkamligini topish

$$R_m = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n}{n}$$

2) Betonning oʻrtacha kvadratik farqi

$$\Delta = R_1 - R_m$$

$$\Delta = R_2 - R_m$$

$$\Delta_n = R_n - R_m$$

3) Koeffitsent variatsiyasi

$$V_m = \frac{S_m}{R_m}$$

$$S_m = \sqrt{\frac{\Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \dots + \Delta_n^2}{n - 1}}$$

4) $B = R_m - \theta S_m$ yoki $B = R_m(1 - \theta V_m)$

Misollar

Betonning kubik mustahkamligi	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	17.7	18.5	18.7	19	20	20.2	21.7	22	22.4
2	18.5	18	19.2	18	21	21.2	22.7	23	22.7
3	19	20	18.7	21	21.8	22.1	23	22	23.7
4	17	17.3	18.7	19.4	20.2	20.8	21	21.5	22
5	15.6	17	16.7	18	17.9	20.2	20.7	19.3	18.7

6	19.7	20.5	21.7	19	20.7	21.2	24.7	22	24.4
7	18.5	18.7	19.2	18	21.4	21.2	24.7	23.9	22.7
8	17.4	20	19.7	21.7	22.8	22	23	24.4	25
9	19.7	17.3	18.7	19.4	20.2	20.8	21	21.5	22.7
10	21.6	20	16.7	18	17.9	20.2	20.7	19.3	19.7

1) Betonning cho'zilishga bo'lgan o'rtacha normativ musaxkamligini topish.

$$R_{bm} = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n}{n}$$

2) Betonning o'rtacha kvadratik farqi

$$\Delta = R_1 - R_{bm}$$

$$\Delta = R_2 - R_{bm}$$

$$\Delta_n = R_n - R_{bm}$$

3) Koeffitsent variatsiyasi

$$V_m = \frac{S_m}{R_{bm}}$$

$$S_m = \sqrt{\frac{\Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \dots + \Delta_n^2}{n - 1}}$$

4) $B = R_{bm} - \theta S_m$ yoki $B = R_{bm}(1 - \theta V_m)$

Misollar

Betonning prizmatik mustahkamligi	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	22	23.1	21.5	20	19.6	20.2	22.9	23	24
2	22.2	22.9	23.5	24.6	24.8	25.2	25.9	26	25.4
3	19	19.8	20.5	20.4	19.4	21.2	24.9	23	22
4	22	23.1	21.5	20	18.8	20.2	22.7	23.7	24.2
5	19	23.2	22.5	20.7	19.7	19.1	21.9	23	25.7
6	22	23.1	21.5	20	20.8	20.2	22.9	23.4	24
7	20.2	22.9	23.5	24.4	24.9	25.2	25.8	26	25.4
8	17	19.8	20.5	20.7	19.8	18.4	24.9	23.9	26.4
9	22	23.1	21.5	20	18.4	20.2	22.6	23	24
10	19	23.1	22.5	20	19.8	21.2	24.9	23	22

1.7. Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi

Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi sement toshining cho'zilishdagi mustahkamligi va undagi to'ldiruvchi donlari bilan birikishiga bog'liq. Tajribadan olingan natijalariga binoan, betonning cho'zilishdagi mustahkamligi siqilishdagiga nisbatan 10–20 marta kam. Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi beton sinfining oshishi bilan kamayadi. Betonning cho'zilishdagi mustahkamligining oshishiga sement sarfini oshirish, W/S nisbatni kamaytirish va sirti g'adir–budir bo'lgan yirik to'ldiruvchilar ishlatib erishish mumkin.

Betonning cho'zilishdagi mustahkamligini uning siqilishdagi mustahkamligi orqali tajribalar asosida olingan Fere formulasi bilan ifodalash mumkin:

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

$$R_{br} = 0,23\sqrt[3]{R_b^2}; \quad (1.4)$$

Yuqari mustahkamlikka ega bo'lgan sementli betonlar uchun

$$R_{br} = 0,32\sqrt[3]{R_b^2}; \quad (1.5)$$

Beton-polimerlar uchun

$$R_{br} = 0,5\sqrt[3]{R_b^2}; \quad (1.6)$$

Polimerbetonlar uchun

$$R_{br} = (0,08 \dots 0,15) R_b. \quad (1.7)$$

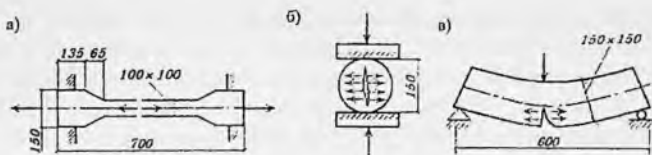
Beton tarkibining bir jinsli bo'lmaganligi sababli (1.4...1.7) formulalar har doim ham ishonchli natija bermaydi.

R_{br} ni aniq qiymati tajribalar orqali sakkiz shaklidagi namunani uzilishga, silindr shaklidagi namunani yorishga va beton to'sinlarni egilishga sinash orqali aniqlanadi (1.5, a,b,v – rasm).

Betonning markaziy cho'zilishdagi mustahkamligi ishchi zonasi prizma shaklida bo'lgan beton namunani uzishga sinash yo'li bilan aniqlanadi (1.5, 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 uzuvchi kuchning beton namuna yuzasiga nisbati orqali aniqlanadi

$$R_{br} = \frac{F_u}{A_{br}}, \quad (1.8)$$

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



1.5-rasm. O'q bo'yicha cho'zilishdagi beton mustahkamligini aniqlash uchun namunalarni sinash sxemalari: *a* – *uzilishga*; *b* – *yorilishga*; *v* – *egilishga*.

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

$$R_{br} = \frac{M}{\gamma W} = 3,5 \frac{M}{bh^2} \quad (1.9)$$

bu yerda: M – egilishdagi buzuvchi moment;

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

$\gamma = 1,7$ – cho'zilgan betonda plastik deformatsiyalarning rivojlanishini hisobga oluvchi koeffitsient.

1.8. Betonning kesilish va yorilishdagi mustahkamligi

Temirbeton konstruksiyalarda sof kesilish amalda uchramaydi va faqatgina bo'ylama kuchlar tasiri natijasida sodir bo'ladi. Betonning yorilishga qarshilik ko'rsatishi egiladigan temirbeton konstruksiyalarda qiya yoriqlar paydo bo'lishi oldidan kuzatiladi. Betonning kesilishdagi mustahkamligi $R_{b,sh}$ tajriba asosida aniqlanadi. Ko'p hollarda betonning kesilishdagi mustahkamligi E.Myorsh tomonidan taklif qilingan, 1.5a-rasmda ko'rsatilgan, sxema bo'yicha sinashdan aniqlanadi. Bu sxema bo'yicha sinashning kamchiligi shundan iboratki, namunada kesilishdan tashqari egilish va maxalliy siqilish sodir bo'ladi. Beton namunalari 1.6,b-rasmda keltirilgan A.A.Gvozdev va A.P.Vasilev tomonidan taklif qilingan sxema bo'yicha siqilganda betonda sof kesilishga yaqin bo'lgan sharoit yaratiladi.

Betonning kesilishiga bo'lgan vaqtinchalik qarshiligi quyidagi empirik formula orqali aniqlanadi:

$$R_{sh} = 0,7 \cdot \sqrt{R_b R_{br}} \text{ yoki } R_{sh} = 2R_{br}. \quad (1.10)$$

Betonning kesilishidagi qarshiligi temirbeton konstruksiyalarni qiya kesim bo'yicha mustahkamligini zamonaviy uslublar bo'yicha hisoblashlarda qo'llaniladi.

Betonning yorilishidagi mustahkamligi egilgan elementlarda to'liq o'rganilmagan bo'lib, yoruvchi kuchlarning kesim balandligi bo'yicha taqsimlanishi parabola bo'yicha o'zgaradi deb qabul qilinadi. Tajribalar asosida olingan natijalarga binoan betonning yorilishidagi mustahkamligi uning cho'zilishdagi mustahkamligidan 1.5.....2 marta katta.

Beton mustahkamligiga uzoq muddatli yuklarning ta'siri. Tajribadan olingan natijalarga binoan uzoq muddat ta'sir qiladigan yuklardan betonda plastik deformatsiyalar rivojlanib uning strukturasini o'zgartiradi. Shuning uchun betonning davomli yuklar ta'siridan o'q bo'yicha siqilishga vaqtinchalik qarshiligi R_b ga nisbatan kam bo'ladi. Tajribadan olingan natijalariga binoan markaziy siqilishdagi betonning chegaraviy davomli qarshiligi $R_{bf} = 0,9R_b$ ni tashkil qilishi mumkin.

Ko'p marta qayta-qayta ta'sir qiladigan yuklarning beton mustahkamligiga ta'siri. Ko'p marta qayta-qayta ta'sir qiladigan yuklardan betonning siqilishdagi muvaqqat qarshiligi R_{bf} betonda mikroyoriqlar paydo bo'lishi hisobiga kamayadi. Beton chegaraviy mustahkamligining kamayishi yuklash davrining soni N , navbatma navbat hosil bo'ladigan eng katta $\sigma_{b,max}$ va eng kichik $\sigma_{b,min}$ kuchlanishlar nisbati yoki davr xarakteristikasi $\rho = \sigma_{b,min} / \sigma_{b,max}$ ga bog'liq bo'ladi. Ko'p marta qayta-qayta ta'sir qiladigan yuklardan betonning chegaraviy mustahkamligi R_{bf} betonning chidamlilik chegarasi deb aytiladi. Amalda betonning chidamlilik chegarasi sifatida ko'p marta qayta-qayta yuklash davrining soniga bog'liq bo'lib, namuna qabul qila oladigan kuchlanishning eng katta miqdori olinadi. Beton chidamlilik chegarasining eng kam qiymati quyidagiga teng

$$R_{bf} = 0,5 R_b \quad (1.11).$$

Betonning chidamlilik chegarasi temirbetondan tayyorlanadigan kranosti to'sinlari, shpallar, kuchli press va stanoklar, staninalarni va poydevorlarni, ko'prik konstruksiyalarini hisoblash uchun ishlatiladi.

1.9. Betonning deformatsiyasi

Beton tashqi kuch, atrof muhitning harorati va namligi ta'siri ostida shaklini va hajmini o'zgartirishi mumkin.

Betonda asosan ikki turdagi deformatsiyalarni kuzatish mumkin:

- harorat va namlikning o'zgarishi natijasida betonning kirishishi yoki shishishi natijasida sodir bo'ladigan hajmiy deformatsiyalar;
- kuch ta'siri yo'nalishida hosil bo'ladigan deformatsiyalar.

Yukning ta'sir qilish xarakteri va muddatiga bog'liq ravishda yuk ta'siridan sodir bo'ladigan deformatsiyalar uch turga bo'linadi:

1) yuk bilan bir marotaba qisqa muddatga yuklashdan hosil bo'ladigan ;

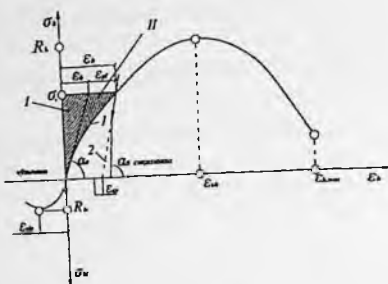
2) yuk bilan uzoq muddatga yuklashdan hosil bo'ladigan;

3) yuk bilan qayta takror–takror yuklashdan hosil bo'ladigan.

Hajmiy deformatsiyalar. Beton kirishishidan hosil bo'ladigan deformatsiya keng ko'lamda o'zgaradi. Beton kirishishidan nisbiy deformatsiya og'ir betonlar uchun $\epsilon_{st} \approx 3 \cdot 10^{-4}$ va undan ortiq, g'ovak to'ldiruvchili betonlar uchun $\epsilon_{st} \approx 4,5 \cdot 10^{-4}$ ga teng bo'lishi mumkin. Betonda shishish deformatsiyasi kirishishga nisbatan 2–5 marta kam.

Harorat o'zgarishi ta'siridan ro'y beradigan beton deformatsiyasi betonning chiziqli kengayish koeffitsienti α_{bt} ga bog'liq. Muhit haroratining -50 dan $+50$ °S gacha o'zgarishidan og'ir va kvars qumli g'ovak to'ldiruvchili betonlar uchun $\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5} C^{-1}$ ga teng. Bu koeffitsient sement turiga, to'ldiruvchiga, betonning namlik holatiga bog'liq bo'lib $\pm 30\%$ gacha o'zgarishi mumkin.

Bir marotaba qisqa muddatli yuklash ta'siridagi beton deformatsiyasi. Beton prizmaga bir marotabalik qisqa muddatli yuk ta'sir qilgandagi beton deformatsiyasi $\epsilon_b = \epsilon_e + \epsilon_{pl}$ ga teng bo'ladi, ϵ_e – elastik va ϵ_{pl} – elastik bo'lmagan, plastik deformatsiyalar (1.7–rasm). Yuk ta'siri to'xtaganda plastik deformatsiyaning 10% ga yaqin qismi ma'lum muddatdan keyin tiklanadi.



1.6–rasm. Beton siqilishidagi va cho‘zilishidagi kuchlanish bilan deformatsiya orasidagi bog‘liqlik diagrammasi: I – elastik deformatsiya zonasi; II plastik deformatsiya zonasi; 1 – yuklash; 2 – yukni tushirish; ϵ_{ub} – chegaraviy siqiluvchanlik; ϵ_{ubl} – chegaraviy cho‘ziluvchanlik; $\epsilon_{b,max}$ – diagrammadagi maksimal siqiluvchanlik nisbiy deformatsiyasi.

Betonning elastik deformatsiyasi namunani yuklashdagi oniy tezlikka mos bo‘ladi. Plastik deformatsiya esa vaqt davomida rivojlanadi va namunani yuklash tezligi o (MPa/s) ga bog‘liq.

Beton namuna cho‘zilishga sinalganda hosil bo‘ladigan deformatsiya quyidagicha aniqlanadi:

$$\epsilon_{bt} = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl,t} \quad (1.12)$$

bu yerda, ϵ_{el} – elastik va $\epsilon_{pl,t}$ – plastik deformatsiyalar.

Jadval 1.2. Betonning ishlash sharoiti koeffitsientlari, γ_{bi}

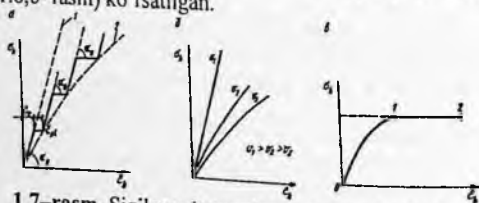
Beton ishlash sharoiti koeffitsientini kiritishga sabab bo‘ladigan omillar	γ_{bi}	Koeffitsient miqdori
1. Ko‘p marta takror ta‘sir qiladigan yuk	γ_{b1}	0,45.....1,0
2. Yuk ta‘sirining muddati: a) doimiy, uzoq va qisqa muddatli yuklar hisobga olinganda, (ta‘sir muddati yig‘indisi ekspluatatsiya davomidan kam bo‘lgan ta‘siri davomli bo‘lmagan yuklardan, masalan, kran yuki, transport vositalaridan vujudga keladigan yuklar, shamol yuki, tayyorlash, tashish va montaj qilishda vujudga keladigan yuklar bundan mustasno) hamda gruntlarning cho‘kishi, bo‘kishi natijasida vujudga keladigan muhim yuklar hisobga olinganda:	γ_{b2}	

Beton ishlash sharoiti koeffitsientini kiritishga sabab bo'ladigan omillar	γ_{bi}	Koeffitsient miqdori
– tabiiy sharoitda va issiqlik ta'sirida ishlov berilgan og'ir, mayda donali va yengil betonlar uchun ekspluatatsiya qilish sharoiti (masalan, suv ostida va nam gruntida yoki namligi 75% dan yuqori bo'lgan muhitda) beton mustahkamligining oshishiga ijobiy ta'sir ko'rsatganda; – boshqa sharoitda		1,0 0,9
b) 2a da ko'rsatilmagan qisqa muddatli (davomsiz ta'sir etuvchi) yuklar qo'shilmasida yoki maxsus yuklamalarni hisobga olganda barcha turdagi betonlar uchun		1,1
3. Vertikal holatda betonlanganda (beton qatlami balandligi 1,5 m dan ortiq bo'lganda): – og'ir, mayda donali va yengil betonlar uchun	γ_{b3}	0,85
4. Ikki o'q bo'yicha «siquilish–cho'zilish» kuchlanish holatining beton mustahkamligiga ta'siri	γ_{b4}	[1] adabiyotning 4.1 bandiga qarang
5. Eng kata kesim o'lchami 30 sm dan kichik bo'lgan yaxlit beto va temirbeton ustunlarni betonlashda	γ_{b5}	0,85
6. Navbatma-navbat muzlash va erish	γ_{b6}	[1] adabiyotning 16 jadvaliga qarang
7. Havoning iyul oyidagi o'rtacha harorat 28°S va undan yuqori bo'lgan sharoitda quyosh radiatsiyasidan himoyalangan konstruksiyalar ekspluatatsiya qilinganda	γ_{b7}	0,85
8. Konstruksiyani oldindan zo'riqtirish bosqichida: – armaturasi simli va betoni yengil bo'lganda; – armaturasi simli betoni esa boshqa xilda bo'lganda; – armaturasi sterjenli va betoni yengil bo'lganda; – armaturasi sterjenli betoni esa boshqa xilda bo'lganda;	γ_{b8}	1,25 1,10 1,35 1,20
9. Beton konstruksiyalar	γ_{b9}	0,9
10. Beton konstruksiyalar yuqori mustahkamli betondan tayyorlanib γ_{b9} koeffitsienti hisobga olinganda.	γ_{b10}	$(0,3+\omega)\leq 1$ $\omega - [1]$ adabiyotning (26) formulasidan aniqlanadi

Beton ishlash sharoiti koeffitsientini kiritishga sabab bo'ladigan omillar	γ_{bi}	Koeffitsient miqdori
11. Uyali betonning namligi: – 10% va undan kam bo'lganda; – 25% dan ko'p bo'lganda; – 10% kata va 25% dan kam bo'lganda;	γ_{b11}	1,0 0,85 Interpolyatsiya bo'yicha
12. Chokning kengligi element eng kichik o'lchamining 1/5 kesimidan va 10 sm dan kam bo'lgan yig'ma elementlar birikmasi choki to'ldiriladigan beton uchun	γ_{b12}	1,15

1.10. Davomli yuk ta'siridan betonning deformatsiyalanishi

Davomli yuklar ta'siridan betondagi plastik deformatsiyalar oshadi. Plastik deformatsiyaning jadal o'sishi birinchi 3–4 oyda kuzatiladi va bir necha yil davom etishi mumkin (1.8, v – rasm). « $\sigma_b - \epsilon_b$ » diagrammadagi 0–1 uchastka qisqa vaqt yuklashdan vujudga keladigan deformatsiyani ifodalaydi; 1–2 uchastka doimiy kuchlanish tasiridan plastik deformatsiyaning o'sishini ifodalaydi (1.8–rasm, v.). Davomli yuklar ta'siridan beton plastik deformatsiyaning o'sish xossasiga **betonning oquvchanligi** (sirpanuvchanligi) deyiladi. Sirpanuvchanlik deformatsiyasi elastik deformatsiyaga nisbatan 3–4 marta ortiq bo'lishi mumkin. Yuklash tezligining oshishi natijasida plastik deformatsiyalar kamayadi. Yuklashning turli tezliklari uchun $v_1 > v_2 > v_3$ « $\sigma_b - \epsilon_b$ » bog'liqlik (1.8, b–rasm) ko'rsatilgan.



1.7–rasm. Siqilgan betonning deformatsiyalanishi:
a– bosqichma-bosqich yuklaganda; b– har xil tezlikda yuklaganda;
v– davomli yuklar ta'siridan:
1 – elastik deformatsiya; 2 – to'liq deformatsiya

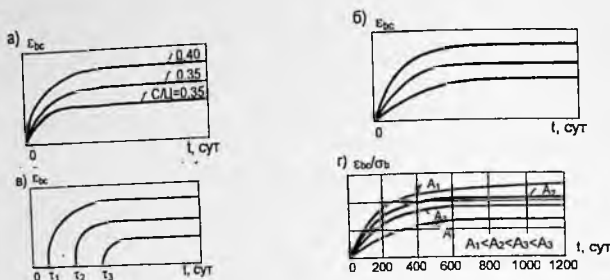
Dastlabki deformatsiyalarning o'zgarmagan miqdorida betondagi dastlabki kuchlanishlarning kamayish xossasi kuchlanishlarning **relaksatsiyalanishi** (kamayishi) deyiladi.

Beton sirpanuvchanligi va kuchlanishlarning relaksatsiyalanishi temirbeton konstruksiyalarning tashqi yuklar ta'siridan ishlashiga katta ta'sir ko'rsatadi. Beton oquvchanligi konstruksiyalarni yoriqlar paydo bo'lishiga chidamlilik va deformatsiya bo'yicha hisoblashda, konstruksiya ustuvorligini tekshirishda, hamda statik noaniq konstruksiyalarda ichki zo'riqlashlarni aniqlashda e'tiborga olinadi.

Kuchlanishlarning kamayishi (relaksatsiyalanishi) esa, statik noaniq konstruksiyalarni loyihalashda tayanchlar cho'kishi natijasida hosil bo'ladigan zo'riqlashlarni aniqlashda va boshqa holatlarda e'tiborga olinadi. Betonning sirpanuvchanlik deformatsiyasiga sementning miqdori, suvning sementga bo'lgan nisbati (S/S), muhitning namligi, betonning yuklash vaqtidagi yoshi, namunaning o'lchamlari va boshqa omillar katta ta'sir ko'rsatadi (1.9-rasm).

Sement miqdorining ixtiyoriy qiymatida suv-sement nisbatining (S/S) oshishi bilan sirpanuvchanlik deformatsiyasi ko'payadi (1.9, a – rasm,). Atrof muhit nisbiy namligining kamayishi natijasida beton sirpanuvchanlik deformatsiyaning oshishi 1.9,b– rasmda ko'rsatilgan. Sirpanuvchanlik deformatsiyasining beton yoshiga nisbatan rivojlanishi 1.9,v - rasmda ko'rsatilgan. Beton namuna o'lchamlarining kichrayishi sirpanuvchanlik deformatsiyasini oshishiga olib keladi (1.9,g – rasm).

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



1.8-rasm. Beton sirpanish deformatsiyasining suv-sement nisbatidan (a), namlikdan (b) va yuklash vaqtidan (v) va namuna o'lchamiga bog'liqligi

1.11. Betonning chegaraviy deformatsiyasi

Betonning siqilishdagi va cho'zilishdagi deformatsiyalari (ϵ_{bu} va ϵ_{btu}) chegaraviy qiymatlari beton mustahkamligi, sinfi, tarkibi, yuk ta'sirining davomiyligiga bog'liq. Beton sinfiniig ortishi bilan chegaraviy deformatsiya kamayadi, ammo yuk ta'siri davomiyligi oshishi bilan ular ortadi. Tajribadan olingan ma'lumotlarga binoan o'q bo'yicha siqilgan beton prizmaning chegaraviy deformatsiyasi $\epsilon_{ub} = (0,8...3) \cdot 10^{-3}$ oraliqda o'zgaradi va o'rtacha qiymati $\epsilon_{ub} = 2 \cdot 10^{-3}$ qabul qilinadi.

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

Betonning chegaraviy cho'ziluvchanligi temirbeton konstruksiyalarning cho'zilgan zonasida yoriqlar paydo bo'lishi qarshiligiga katta ta'sir ko'rsatadi.

1.12. Betonning deformatsiya moduli

Betonning siqilishdagi boshlang'ich elastiklik moduli E_b faqat elastik deformatsiyaga mos keladi. Elastiklik modulning geometrik ma'nosi elastik deformatsiyani ifodalovchi to'g'ri chiziqning (1) absissa o'qiga nisbatan og'ish burchagi tangensidan iborat :

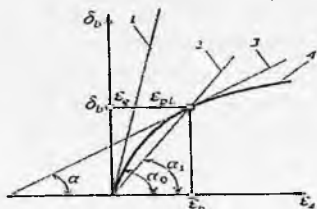
$$E_b = \rho \cdot tg \alpha_0, \quad (1.13)$$

bu yerda: ρ – masshtabli o'lcham koeffitsienti, MPa.

Siqilishdagi betonning to'liq deformatsiyalari moduli E'_b o'zgaruvchan miqdor bo'lib, to'liq deformatsiyaga mos keladi va qo'yidagicha ifodalanadi: (1.10–rasm):

$$E'_b = \frac{d\sigma_b}{d\varepsilon_b} = \rho \cdot \operatorname{tg} \alpha. \quad (1.14)$$

Geometrik jihatdan bu modul egri chiziqli « σ_b – ε_b » diagrammada berilgan kuchlanish joylashgan nuqtadan o'tkazilgan urinma (3) bilan absissa o'qi orastdagi burchak tangensini ifodalaydi.



1.10–rasm. Betonning deformatsiya modulini aniqlash sxemasi:

1 – elastik deformatsiya; 2 – kesuvchi; 3 – urinma;
4 – egri chiziqli diagramma

Temirbeton konstruksiyalarni hisoblashda ishlatiladigan betonning o'rtacha moduli quyidagi formula orqali aniqlanadi:

$$E'_b = \frac{d\sigma_b}{d\varepsilon_b} = \rho \cdot \operatorname{tg} \alpha_1. \quad (1.15)$$

Geometrik jihatdan bu modul « σ_b – ε_b » diagrammada berilgan kuchlanish joylashgan nuqtadan o'tkazilgan kesuvchi (2) bilan absissa o'qi orasidagi α_1 burchak tangensini ifodalaydi.

Betonning boshlang'ich elastiklik moduli va elastik–plastik moduli orasida bog'liqlik mavjud. Betondagi berilgan σ_b kuchlanishni betonning elastik ε_e va to'liq ε_b deformatsiyalari orqali ifodalab quyidagi munosabatni olamiz:

$$\sigma_b = \varepsilon_e E_b = \varepsilon_b E'_b. \quad (1.16)$$

Bu ifodadan $E'_b = \frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_b} E_b$. Bu yerda $\frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_b} = \nu$ – betonning elastiklik koeffitsienti deb ataladi.

Tajribalardan olingan natijalarga binoan ν koeffitsientining qiymati 1 dan 0,15 gacha o'zgarishi mumkin. Betondagi kuchlanish darajasining σ_b/R_b yuqori bo'lishi va yuklanish davomiyligining oshishi bilan koeffitsient ν kamayadi.

Cho'zishda betonning elastik-plastik moduli quyidagicha aniqlanadi:

$$E_{bt} = \nu_{bt} E_b, \quad (1.17)$$

bu yerda: ν_{bt} — betonning cho'zishdagi elastik-plastik deformatsiyasi koeffitsienti.

Beton chegaraviy cho'zish deformatsiyasining miqdori betonning cho'zishdagi vaqtinchalik qarshiligiga bog'liq

$$\varepsilon_{ubt} = \frac{R_{bt}}{E_{bt}} = \frac{2R_{bt}}{E_b}. \quad (1.18)$$

Elastiklik modul qiymati beton sinfining oshishi bilan ortib boradi. Beton sinfi va boshlang'ich elastiklik moduli orasida bog'liklikni ifolaydigan bir-necha empirik formulalar mavjud. Tabiiy holda qotgan og'ir betonlar uchun empirik formula quyidagi ko'rinishga ega:

$$E_b = \frac{550000R}{270+R}. \quad (1.19)$$

Betonga issiqlik ta'sirida ishlov berilganda E_b miqdori 10 % ga, avtoklavda ishlov berilganda 25% ga kamayadi. G'ovak to'ldiruvchili betonlarda boshlang'ich elastiklik moduli og'ir betonlardagiga nisbatan 1,5–2 marta kamdir.

Betonning siljish moduli quyidagi formuladan aniqlanadi

$$G_b = \frac{E_b}{2(1+\nu)}. \quad (1.20).$$

Ko'ndalang deformatsiya koeffitsienti $\nu=0,2$ bo'lganda siljish moduli, taxminan $0,4E_b$ ga teng.

Siqilishdagi betonning sirpanuvchanlik me'yori S_b betondagi sirpanuvchanlik deformatsiyasini aniqlash uchun qo'llaniladi:

$$\varepsilon_{pt} = C_b \sigma_b \quad (1.21)$$

$$(1.21) \text{ ifodadan } C_b = \frac{\varepsilon_{pt}}{\sigma_b} = \frac{\varepsilon_{pt}}{\varepsilon_b E_b} \text{ yoki } C_b = \frac{\phi_t}{E_b} \quad (1.22)$$

bu yerda: ϕ_t — betonning sirpanuvchanlik xarakteristikasi

$$\phi = \frac{\varepsilon_{pt}}{\varepsilon_t} = \frac{1-\nu}{\nu}.$$

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

1.13. Ba'zi bir tur betonlarning fizik-mexanik xususiyatlari va istiqbollari.

O'rta Osiyo sharoitida temirbeton konstruksiyalarini tayyorlashda eng arzon bo'lgan quyosh energiyasidan foydalanib betonning qotishi muddatini qisqartirish juda muhimdir. Beton va temirbeton sohasida

ilmiy-texnik taraqqiyotning asosiy yo'nalishi bu yaqin kelajakda beton va temirbeton uchun ishlatiladigan materiallarning xossasini sistematik ravishda yaxshilash, undan tayyorlanadigan buyumlarni yiriklashtirish va ularni zavod sharoitida tayyorlash jarayonini takomillashtirishdan, konstruksiyalarni tayyorlashda materiallar, energiya va mehnat sarfini kamaytirish hamda, har xil sharoitda ishlatiladigan konstruksiyalarning xizmat muddatini uzaytirish va puxtaligini oshirishdan iborat.

Bu masalalarni yechishda birinchi navbatda sanoat chiqindisidan olinadigan o'ta yengil, g'ovakli to'ldiruvchilar asosida betonning zichligini kamaytirish; namdan himoya qiluvchi maxsus materiallarni qo'llamasdan kengayuvchi sementlarni keng qo'llash natijasida betonning suv o'tkazmasligini puxta ta'minlash; issiqlik sarfini kamaytirgan holda, eng arzon quyosh energiyasidan foydalanib hamda, o'ta tez qotuvchi sementlarni qo'llash natijasida betonning qotish muddatini qisqartirishdan iborat.

Yengil betonlarning sifatini yaxshilash, uning zichligini kamaytirish va sarf qilinadigan yoqilg'i-energiyani kamaytirishga katta talab qo'yilmoqda. Shuning uchun yengil betonlarni industrial usullar bilan sanoat chiqindilari va ikkilamchi mahsulotlar asosida ishlab chiqarish uchun keng imkoniyat yaratiladi. Qurilishda yengil betonlarni qo'llashning birdan bir samarali yo'nalishlaridan biri katta o'lchamdagi tashqi devor konstruksiyalarini zavod sharoitida tayyor holda ishlab chiqarishdan iborat. Bunday konstruksiyalarda yengil betonning qulayliklaridan to'la foydalanish imkoniyati yaratiladi. Tashqi devor konstruksiyalarining zichligini ($150 \dots 200 \text{ kg/m}^3$ gacha) kamaytirish rezervlaridan to'la foydalanish, 1 m^3 betonga sarf qilinadigan energiyani 30 kg shartli yoqilg'igacha kamaytirish va issiqlik o'tkazmaslik xossalarini yaxshilash nazarda tutiladi.

Zichligi kam (1400 kg/m^3 gacha) va mustahkamligi 40 MPa gacha bo'lgan yengil betonlardan tayyorlanadigan yuk ko'taruvchi, shu jumladan egilishga ishlaydigan konstruksiyalarni ishlab chiqarish keng qo'lamda amalga oshiriladi.

Bunday konstruksiyalarning qo'llanilishi po'lat armatura sarfini hamda bino va inshootlarning og'irliklarini kamaytiradi va konstruksiyalarini yiriklashtirish imkoniyatini yaratadi. Yangi xil betonlarni yaratish ishlari davom ettiriladi. Bunda sanoat chiqindilaridan, shu jumladan yog'ochlarga ishlov berish hamda qishloq xo'jaligi chiqindilaridan va tabiiy materiallardan foydalanishga katta e'tibor beriladi.

Zich silikat beton sementsiz beton bo'lib, bog'lovchi sifatida ohak ishlatiladi. Silikat betonlar avtoklavda qotirib tayyorlanadi. Silikat betonlar og'ir betonlar turiga kiradi. To'ldiruvchi sifatida asosan kvarsli qum ishlatiladi. Silikat betonlar armatura bilan yaxshi yopishadi va armaturani korroziyadan saqlaydi. Boshlang'ich elastiklik moduli bir xil mustahkamlikka ega bo'lgan betonlarga nisbatan 1,5–2 marta kam. Sirpanuvchanlik deformatsiyasi kam. Binolarning yig'ma temirbeton elementlarini tayyorlashda foydalaniladi.

Ekspluatatsiya sharoitlari noqulay (dinamik va seysmik yuklarning ta'siri va boshqalar) bo'lganda qo'llash chegaralanadi.

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

Issiqqa chidamli to'ldiruvchi sifatida: xromit, shamot, shlak, bazalt, diabazdan foydalaniladi. Betonning elastiklik moduli haroratning oshishida kamayadi. Tunnel pechlari issiqlik agregatlari, domna pechi fundamentlari konstruksiyalarida qo'llaniladi.

Kislota chidamli beton agressiv muhit (tarkibida kislota mavjud bo'lgan suv va tarkibida kislota bug'i bo'lgan havo muhiti) sharoitiga chidamli betondir. Kislota konsentratsiyasi darajasiga qarab bog'lovchi sifatida pussolanli portlandsement, shlakli portlandsement, suyuq shisha qo'llaniladi. Yer osti inshootlari, kimyo sanoati sexlarining shiftini yopish konstruksiyalarida qo'llaniladi.

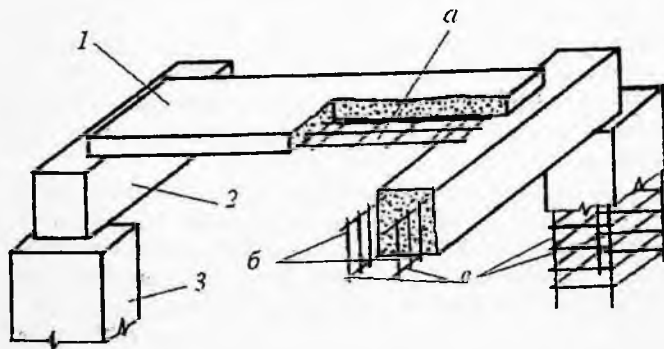
Polimerbeton. Polimerbeton uchun bog'lovchi sifatida polimer materiallar (turli emulsiya, smola) ishlatiladi. Polimerbetonning siqilishga va cho'zilishga qarshiligi, armatura bilan bog'lanish mustahkamligi, agressiv muhitga chidamliligi yuqori hisoblanadi.

Sementli bog'lovchi asosida tayyorlangan beton, keyinchalik temirbeton elementlarda, maxsus texnologiya bo'yicha polimer materiallar bilan shimdirib ishlov berilsa betonopolimer deb ataladi. Ular bosimi kuchli trubalar, yo'l plitalari, to'sinlar, rigellar tayyorlashda qo'llaniladi.

1.14. Armatura

Armatura turlari va ulardan foydalanish. Armatura asosan beton konstruksiyalarning cho'zuvchi zo'riqishlar hosil bo'ladigan zonalarida joylashtiriladi. Beton elementlarning siqaladigan zonalarini kuchaytirish uchun ham armaturalardan foydalanish mumkin.

Talab qilinadigan armatura soni konstruksiya elementlarini yuk va ta'sirlarga hisoblashdan aniqlanadi. Hisoblash yo'li bilan o'rnatiladigan armaturalar **ishchi armaturalar** deb nomlanadi; konstruktiv va texnologik mulohazalar bo'yicha o'rnatiladigan armaturalar esa, **montaj armaturalar** deyiladi. Montaj armaturalar konstruksiyadagi ishchi armaturalarning loyihaviy holatini ta'minlab, zo'riqishlarning ishchi armatura sterjenlari orasiga teng taqsimlaydi. Bundan tashqari, montaj armatura hisob yo'li bilan e'tiborga olish qiyin bo'lgan, ya'ni beton kirishishidan, konstruksiya haroratining o'zgarishi oqibatidan hosil bo'ladigan zo'riqishlarni va boshqa zo'riqishlarni qabul qiladi. Ishchi va montaj armaturalar birlashtirilib armatura buyumlarini – payvandlangan va to'qilgan to'rlarni, sinchlarni hosil qiladi. Bu armatura buyumlari temirbeton elementlar tanasiga ularning yuklar ta'siriga ishlash xarakteriga mos ravishda joylashtiriladi (1.11–rasm).



1.10–rasm. Temirbeton elementlar tanasiga armaturalarni joylashtirishi:
a – to'r (setka); b – yassi sinch; v – fazoviy sinch; 1 – plita; 2 – to'sin (balka);
3 – ustun

Armaturalar alomatiga ko'ra quyidagi to'rt guruhga bo'linadi:

1) tayyorlanish texnologiyasiga ko'ra issiq holda chig'irlangan sterjenlar va sovuq holda cho'zilgan simlarga;

2) mustahkamligini oshirish usuliga ko'ra termik ishlov berishi va sovuq holda cho'zish yo'li bilan mustahkamlangan armaturalarga;

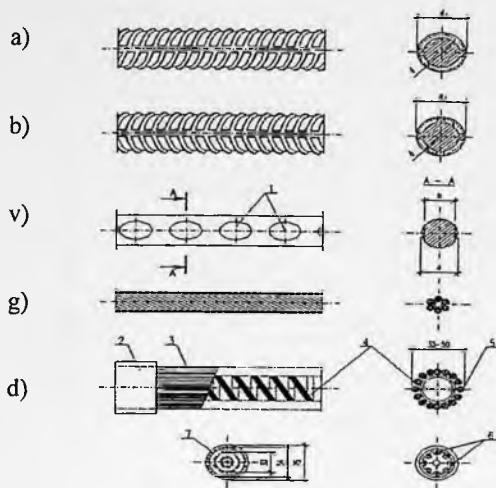
3) armatura sirtining shakliga ko'ra qovurg'ali va tekis sirtli armaturalarga. Davriy profilga ega bo'lgan sterjenli armatura sirtidagi qovurg'alar va simli armaturalar davriy profilli botiqliklar armaturaning beton bilan bog'lanishini ancha yaxshilaydi (1.12- rasm).

4) temirbeton elementlarni armaturalashda qo'llanishiga ko'ra oldindan taranglashtiriladigan va taranglashtirilmaydigan armaturalarga bo'linadi.

Bo'ylama ishchi armaturalar to'sinlarning cho'ziladigan tolalariga yaqin joylashtiriladi va bo'ylama buzuvchi zo'riqlashlarni qabul qilish uchun xizmat qiladi. Ko'ndalang va qiya ishchi armaturalar esa kesuvchi kuchlardan hosil bo'ladigan cho'zuvchi zo'riqlashlarni qabul qiladi. Mantaj armaturalar yordamida bo'ylama va ko'ndalang armaturalar birlashtirilib fazoviy sinchlarni hosil qiladi.

Plitalarda bo'ylama ishchi armaturalar eguvchi moment epyurasiga mos ravishda cho'ziladigan tolalarga yaqin joylashtiriladi. Agar plita uzunligining eniga nisbati 2 dan katta bo'lsa, ishchi armaturalar plitaning qisqa tamoni, eni bo'yicha joylashtiriladi. Chunki bunday plitalarda qisqa tamon bo'yicha eguvchi momentlarning qiymati plita uzunligi bo'yicha xosil bo'ladigan eguvchi momentlar qiymatidan katta bo'ladi. Taqsimlovchi armaturalar plitaning bo'yi bo'yicha, ya'ni ishchi armaturalarga perpendekulyar ravishda joylashtiriladi. Bunda, taqsimlovchi armaturalar o'z navbatida mantaj armaturalar vazifasini bajaradi. Plita bo'yining eniga nisbatan 2 dan kichik bo'lganda, plita ishchi armaturalar bilan ikki yo'nalishda jihozlanadi.

Ustunlarda bo'ylama ishchi armaturalar 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 yordamida birlashtirilib, fazoviy (hajmiy) sinch hosil qilinadi.



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

1.15 Armaturalar sinflanishi.

Issiq holda chig'irlangan sterjenli armatura asosiy mexanik xarakteristikasiga ko'ra olti sinfga bo'linadi va shartli ravishda quyidagicha belgilanadi: A–I (A240), A–II (A300), A–III (A400), A–IV (A600), A–V (A800), A–VI (1000) (1.5–jadval).

Termik ishlov berilgan sterjenli armaturalar quyidagi to'rt sinfga bo'linadi va qo'shimcha ravishda «t» indeksi bilan belgilanadi: At–III (At400), At–IV (At600), At–V (At800), At–VI (At1000). Qo'shimcha «S» harfi bilan belgilangan armaturalar uchma-uch payvandlanishi mumkin. «K» harfi bilan belgilangan armaturalar korroziyaga chidamli hisoblanadi. Misol uchun, At–IIIc (At400c), At–VI K(At1000K).

Mustahkamligi cho'zish yo'li bilan oshirilgan armatura qo'shimcha ravishda «v» indeks bilan belgilanadi, yani AIIIv.

Armaturaning har bir sinfiga mexanik xarakteristikasi bir xil bo'lgan, lekin kimyoviy tarkibi har xil bo'lgan armaturali po'lat markasi mos bo'ladi. Po'lat markasining belgisida uglerodning miqdori va ligerlovchi qo'shimchalarning mavjudligi ko'rsatiladi. Masalan, 25G2S markada birinchi raqam po'lat tarkibida uglerodning miqdori (0,25 %), G-harfi arganes mavjudligi, 2 -raqami maganesning miqdori % hisobida, S-harfi po'lat tarkibida kremniy borligini bildiradi.

Boshqa kimyoviy elementlarning mavjudligi qo'yidagicha ko'rsatiladi: X harfi – xrom, T – titan, II – sirkoniy.

A-I(A240), A-II(A300), A-III(A400) sinfli armaturalar uchun fizikaviy oquvchanlik chegarasi $\sigma_s = (230...400)$ MPa ga teng. A-IV(A600), A-V(A800), A-VI(A1000) sinfli yuqori ligerlangan va termik ishlov berilgan armaturalar uchun esa shartli oquvchanlik chegarasi $\sigma_{0.2} = (600...1000)$ MPa ga teng.

Uzilishdan keyingi cho'zilish deformatsiyasining nisbiy miqdori armatura sinfiga bog'liq. A-II, A-III sinfli armaturalar katta miqdordagi nisbiy cho'zilish deformatsiyasiga ega. Bu sinfli armaturalar uchun nisbiy cho'zilish deformatsiyasi $\epsilon_s = 14...19\%$ tashkil etadi. A-IV, A-V, A-VI sinfli armaturalar va termik ishlov berilgan hamma sinfdagi armaturalar uncha katta bo'lmagan $\epsilon_s = 6...8\%$ nisbiy cho'zilish deformatsiyalarga ega.

Sterjenli armaturalarning elastiklik moduli E_s , mustahkamlikning oshishi bilan bir qancha kamayadi va A-I, A-II sinfli armaturalar uchun $2,1 \cdot 10^5$ MPa ni tashkil qiladi: A-III, A-IVc sinfli armaturalar uchun $2,1 \cdot 10^5$ MPa va A-V, A-VI sinfli armaturalar hamda termik mustahkamligi oshirilgan armaturalar uchun $1,9 \cdot 10^5$ MPa tashkil etadi.

Br-I – oddiy sim shaklidagi armatura (sovuq holda cho'zilgan, kam uglerodli) payvandlangan to'rlarni tayyorlash uchun ishlatiladi. Br-II, Br-II – yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan sim shaklidagi armaturalar oldindan zo'riqtiriladigan elementlarda ishchi armatura sifatida qo'llaniladi. Davriy profil qo'shimcha indeks «r» bilan belgilanadi: Br-I, Br-II. Sim shaklidagi armaturalarning diametrlari 3–8 mm qabul qilingan.

Sim shaklidagi armaturaning asosiy mexanik xarakteristikasi uning vaqtinchalik qarshiligi σ_u bilan ifodalanadi. Sim diametri kichraygan sari mustahkamlik ortib boradi. Oddiy sim armatura uchun $\sigma_u = 550$ MPa,

yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan sim armaturalar uchun $\sigma_u = 1300 \dots 1900$ MPa. Uzilishdan keyingi nisbiy cho'zilish deformatsiyasi nisbatan ko'p emas $\delta = 4 \dots 6\%$. Yuqori mustahkamlikdagi simning uzilishi mo'rt xarakterga ega. Armatura simining elastiklik moduli yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan V-II, Vr-II sinfdagi simlar uchun $- 2 \cdot 10^5$ MPa ga, Br-I sinfli oddiy sim uchun $- 1,7 \cdot 10^5$ MPa ga, armatura arqonlari uchun $- 1,8 \cdot 10^5$ MPa ga teng.

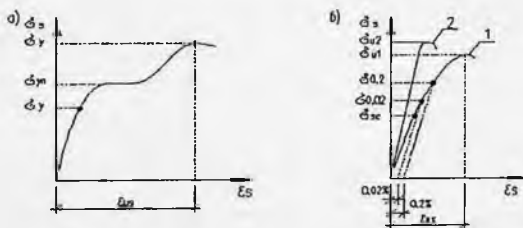
1.16. Po'lat armaturalarining mexanik xususiyatlari.

Po'lat armaturalarning mustahkamlik va deformatsiyalanish xususiyatlari namunalarni cho'zilishga sinashdan olingan $\sigma_s - \epsilon_s$ diagrammasi bo'yicha aniqlanadi (1.13-rasm).

Diagrammada sirpanuvchanlik maydoniga ega bo'lgan issiq holda chig'irlangan po'lat armatura uzilishdan keyin 25% gacha (yumshoq po'lat) cho'ziladi (1.13-rasm, a).

Po'lat armaturaning tashqi yuk ta'siridan cho'zilishdagi « $\sigma_s - \epsilon_s$ » diagrammasida deformatsiyaning oqish chegarasiga mos keladigan kuchlanish σ_u po'latli armaturaning *fizikaviy oquvchanlik chegarasi* deyiladi.

Po'lat armaturaning uzilishiga olib keladigan kuchlanish σ_u esa, po'lat armaturaning *vaqtinchalik qarshiligi* deb nomlanadi. Issiq holda chig'irlangan po'lat armaturaning mustahkamligini oshirish va uzilishdagi cho'zilishini kamaytirish uchun uning tarkibiga uglerod va har xil qo'shimchalar: marganes, kremniy, xrom va boshqalar qo'shiladi.



1.13-rasm. Po'lat armaturani cho'zilishdagi $\sigma_s - \epsilon_s$ diagrammasi:
a – sirpanuvchanlik chegarasi bo'lganda; *b* – yaqqol oquvchanlik
 chegarasi bo'lmaganda; 1 – yuqori mustahkamli po'lat;
 2 – o'ta yuqori mustahkamli po'lat sim

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

Po'lat armatura mustahkamligini qizdirib toblash yoki oddiy cho'zish yo'li bilan oshirsa ham bo'ladi. Po'lat qizdirish yo'li bilan toblanganda u 800–900°C ga qadar qizdiriladi, so'ngra keskin sovutiladi. Undan keyin 300–400°C ga qadar qizdirilib, asta-sekinlik bilan ochiq havoda sovutiladi. Buning natijasida po'lat armaturaning mustahkamligi oshadi.

Yuqori darajada legirlangan va qizdirib mustahkamligi oshirilgan po'lat armaturalar plastik holatga asta-sekinlik bilan o'tadi, ya'ni yaqqol ifodalangan oquvchanlik maydonchasiga ega bo'lmaydi (1.13,b–rasm). Bunday po'latlar uchun me'yoriy qarshilik sifatida shartli oquvchanlik chegarasi $\sigma_{0,2}$ qabul qilinadi. Bu kuchlanish qiymatida armaturadagi qoldiq deformatsiya 0,2 % ni tashkil etadi. Shuningdek, bunday po'latlar uchun shartli elastiklik chegarasi sifatida qoldiq deformatsiyaning 0,02 % miqdoriga mos bo'lgan $\sigma_{0,02}$ kuchlanish qabul qilinadi.

Temirbeton konstruksiyalarni jihozlash uchun payvandlanadigan sinch va to'rlarni keng ko'lamda ishlatilishi sababli po'latlarni payvandlanish xossasi katta ahamiyatga ega. Tarkibida uglerod miqdori kam bo'lgan va ligerlovchi qo'shimchalar qo'shilgan po'latlar yaxshi payvandlanadi. Termik va termomexanik usulda tayyorlanadigan armaturalarni (A-IIIc va A-IVc sinfli armaturalardan tashqari) payvandlash yo'li bilan birlashtirish ruxsat etilmaydi. Chunki payvandlash natijasida erishilgan samaradorlik yo'qoladi.

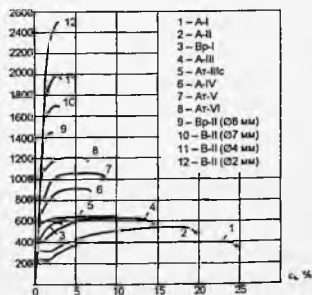
Po'lat armaturalar sirpanuvchanlik (polzuchest) va kuchlanishlarning kamayishi (relaksatsiyalanishi) xossalariga ega. Po'lat armaturalarning sirpanuvchanligi katta kuchlanishlar va yuqori temperaturalar ta'siridan ro'y beradi.

1.5-jadval. Armaturalar klassifikatsiyasi va mexanik xarakteristikasi

Арматураларнинг nomlari va sinfi	Po'lat markasi	Ko'ndalang kesim diametri, mm	Sirpanuvchan lik chegarasi, MPa	Vaqinchalik qarshilik, MPa	Nisbiy cho'zilish, %
Issiq holda chig'irlangan sterjenli armatura: sirti tekis A-I sinfli	St-3, BS, 3	6–40	240	380	25

sirti dabriy profilli A-II sinfli As-II schinflli	BS-5 18G2S 10GT	10-40 40-80 10-32	300	500	19
A-III sinfli	25G2S 35GS 32G2R	6-40 6-40 6-22	400	600	14
A-IV sinfli	20XG2LI 80S	10-22 10-18	600	900	8
A-V sinfli	23X2G2T	10-32	800	1050	7
A-VI sinfli	20X2G2SR	10-18	1000	1200	6
Qizdirish yo'li bilan mustahkamligi oshirilgan armatura: At-III sinfli	BSt5sp	10...32	400	600	—
At-IV	20GS	10...32	600	900	8
At-IV _s	28S,35GS	12...32	600	900	—
At-IVK	10GS2	10...32	600	900	—
At-V	20GS	10...32	800	1050	7
At-VI	20GS	10...32	1000	1200	6
Dabriy profilli oddiy Br-I sinfli armatura	—	3...5	—	550...525	—
Mustahkamligi oqori bo'lgan sim armatura: sirti silliqli B-II sinfli	—	3...8	—	1900...1400	4...6
dabriy profilli Br-II sinfli	—	3...8	—	1800...1300	4...6
Arqon armaturalar: K-7 sinfli	—	6...15	—	1850...1650	—
K-19 sinfli	—	14	—	1800	—

Armatura uchun ishlatiladigan po'latlarning mexanik xarakteristikalarini taqqoslash maqsadida 1.14 rasmda po'latlarning cho'zilishdagi diagrammalari keltirilgan.



1.14-rasm. Po'lat armaturalarning qiyosiy « σ_s - ϵ_s » diagrammalari

1.17. Konstruksiyada armaturaning qo'llanilishi.

Taranglashtirilmaydigan armatura sifatida – At-III, A-III sinfli sterjenli armaturalar va Vr-I sinfli oddiy simlar ishlatiladi. Montaj armatura sifatida hamda to'qilgan sinchlarning xomutlari sifatida A-I, Br-I sinfli armaturalar qo'llaniladi.

Taranglashtiriladigan armatura sifatida qizdirish yo'li bilan (termik usul) mustahkamlangan – At-IV_s, At-V, At-VI sinfli armaturalar hamda A-IV, A-V va A-VI sinfli armaturalarni qo'llash tavsiya etiladi; 12 m dan uzun bo'lgan elementlar uchun arqon armaturalar, yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan simlar Br-II hamda – A-IV, A-V, A-VI sinfli sterjenli armaturalarni qo'llash tavsiya etiladi.

Konstruksiyalarda qo'llash uchun po'latli armaturani tanlashda uning payvandlanish xususiyati hisobga olinadi. A-I, A-II, A-III, A-IV, A-V, A-VI, At-III_c va At-IVC sinfli sterjenli armaturalar va oddiy simlar to'rlarni tayyorlashda kontakt-payvand usulida yaxshi payvandlanadi. Mustahkamligi termik usulda oshirilgan At-V, At-VI sinfli sterjenli armaturalarni va yuqori mustahkamli simlarni payvandlash mumkin emas, chunki mustahkamlash samaradorligi yo'qoladi.

Payvandlangan armatura mahsulotlari. Payvandlanadigan armaturali to'rlar va sinchlar asosan korxonalarda tayyorlanadi. Sinchlar va to'rlarning ko'ndalang va bo'ylama sterjenlari, asosan, to'g'ri burchak ostida nuqtali kontakt usuli bilan elektr – payvandlash mashinalarida bajariladi. To'r va sinchlarni payvandlash mashinasida tayyorlash armatura ishlarini industriyalashtirish, mehnat unumdorligini oshirish va armatura tayyorlash ishlarini arzonlashtirish imkonini beradi.

Payvandlangan to'rlar (1.15, a-v –rasm) sinflari Vr-I va A-III bo'lgan armaturalardan tayyorlanadi (GOST 8478-81). Payvandlangan to'rlar sinflari A-I va 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'ring bo'yi bo'yicha, 5 mm dan katta bo'lgan taqdirda esa, 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.

To'rlar quyidagicha belgilanadi: $C = 1 - \frac{d_1 - Bp - I - S_1}{d_1 - AIII - S_2} B \times L \frac{c_1 \times c_2}{\kappa}$, 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; V -to'ring eni; L -to'ring 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 s_1 qoldiriladi.

Payvandlangan sinchlar bir yoki ikkita bo'ylama ishchi sterjenlar, montaj sterjenlari va ularga ko'ndalang bo'lgan sterjenlar yordamida tayyorlanadi (1.15, g-ye -rasm). Bo'ylama va ko'ndalang sterjenlarning to'rdan chiqarib qoldiriladigan uchlarining uzunliklari $0,5d_1 + d_2$ yoki $0,5d_2 + d_1$ va 20 mm dan kam bo'lmashligi kerak. Fazoviy sinchlar yassi sinchlardan tashkil topib bir biri bilan biriktiruvchi sterjenlar orqali payvandlab tayyorlanadi. (1.15, j -rasm).

To'r va sinchlarni tayyorlashdagi payvandlash sifati payvandlanayotgan ko'ndalang va bo'ylama sterjenlarning diametri orasidagi nisbatga d_1/d_2 bog'liq va $1/3 \dots 1/4$ dan kam bo'lmashligi kerak. Payvandlanadigan sterjenlar o'qlari orasidagi masofaning eng kam miqdori ham sterjenlar diametriga bog'liq.

Simli armatura buyumlari. Temirbeton konstruksiyalarni yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan simlar bilan jihozlashda simlarning soni ko'p bo'lganligi sababli ularni taranglash qiyinlashadi va ayrim xollarda konstruksiya o'lchamlarining kattalashiga olib keladi. Shuning uchun simlar birlashtirilib o'raladi va arqon armaturalar hosil qilinadi (1.16, d -rasm). Arqonlar odatda bir xil diametrdagi 7 yoki 19 simdan bir yoki bir necha qavat qilib mashinalar yordamida o'raladi.

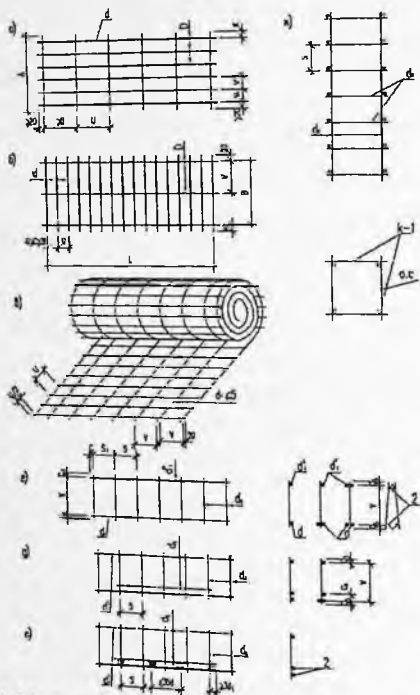
Temirbeton konstruksiyalarni jihozlash uchun diametri 15 mm bo'lgan K-7 sinfdagi arqon armaturalar keng qo'llanilmoqda. Keyingi vaqtda yuqori samaradorlikka ega bo'lgan K-9 sinfli arqon armaturalar ham keng qo'llanilmoqda.

Oldindan zo'riqtiriladigan konstruksiyalarning armaturalari alohida sterjenlardan yoki simlarni birlashtirib tayyorlangan arqonlar va sim tutamlari sifatida tayyorlanadi.

Arqon armatura eng samarali taranglashtiriladigan armatura hisoblanadi. Arqon armatura simlar to'plamidan tashkil topgan bo'lib, yechilib ketmaydigan qilib eshiladi (1.15- rasm). Arqon armaturaning sirti g'adir-budir bo'lganligi uchun beton bilan yaxshi bog'lanadi. Arqon armaturaning uzunligi chegaralanmaganligi uchun yirik o'lchamdagi

konstruksiyalarni ishlab chiqarish imkonini beradi. Arqon armaturalar taranglashtiriladigan armatura sifatida yirik inshootlarda qo'llaniladi.

Payvandlangan sinchlar bo'ylama va ko'ndalang sterjenlardan tashkil topgan bo'lib, bo'ylama armaturalar bir qator yoki ikki qator qilib joylashtiriladi (1.15, a - rasm), konstruksiyalarda yassi sinchlar birlashtirilib hajmiy sinch hosil qilinadi (1.15, g - rasm).



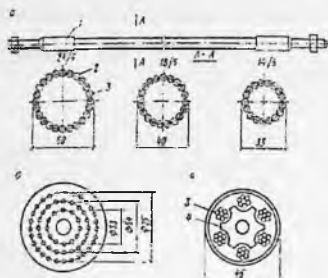
1.14-rasm. Payvandlangan to'r va sinchlar turi:

a va b – yassi to'r; v – rulonli to'r; g va d – yassi sinchlar; j – fazoviy sinch, d_1 – yassi sinch bo'lama sterjeni diametri; d_2 – yassi sinchlarni biriktiruvchi sterjen diametri; 1 – qo'shimcha sterjenlar; 2 – sterjenlar payvandi.

1.15-rasm. Armatura kanatlari.

3, 7 va 19 –simli kanatlarning

*ko'ndalang kesimlari
ko'rsatilgan.*



1.16 – rasm. Armatura bog'lamlari.

- a) bir qatorli;
- b) ko'p qatorli;
- v) 7 simli kanatdan to'qilgan
1-anker, 2-birlashtiruvchi
armatura
3-kanat, 4 – taqsimlagich,
14, 18 va 24 – bog'lami
simlar

Payvandlanadigan sinchlarda bo'ylama va ko'ndalang armaturalarning diametrini tanlashda payvandlash texnologiyasining shartlari e'tiborga olinishi shart. Bunda ko'ndalang va bo'ylama armaturalar diametrlari nisbati $d_1/d_2 \geq 0.25$ qabul qilish tavsiya etiladi.

Armaturalarni bir-biri bilan ulash usullari. Armatura sterjenlari bir-biri bilan asosan uchma-uch holatda kontakt payvandlash usuli bilan ulanadi (1.17 rasm). Zavod sharoitida kontakt payvandlash maxsus payvandlovchi mashinalar bilan amalga oshiriladi. Bunda payvandlanadigan sterjenlarning eng kichik diametri $d_1 = 10$ mm qabul qilib, sterjenlar diametrlarining nisbati $d_1/d_2 = 0.85$ bo'lishi shart.

Diametrlari 36 mm dan kichik bo'lgan A-I, A-II va A-III sinfli armaturalar sterjenlari mustahkamlik to'liq foydalanilmaydigan joylarda payvandlanmasdan biriktirilishi mumkin. Bunda sterjenlar $l = (20 \dots 50)$ d uzunlikda bir-biriga o'tkazilib birlashtiriladi.

Cho'ziladigan elementlarda armatura sterjenlarini payvandlamasdan bir-biriga o'tkazilib birlashtirish ruxsat etilmaydi.

Mavzu bo'yicha misollar.
Masala. Armaturani almashtirish.

Berilgan:

1) $2\emptyset 10A-III$, $R_s=365 \text{ MПа} \rightarrow \emptyset 10A-II$, $R_s=280 \text{ MПа}$

2) $2\emptyset 14A-III$, $R_s=365 \text{ MПа} \rightarrow \emptyset 12A-II$, $R_s=280 \text{ MПа}$

Yechim. 1) $\delta_{2\emptyset 10AIII}$ ni aniqlaymiz.

1) $\delta_{2\emptyset 10AIII} = R_s A_s = 3650 \cdot 2 \cdot 3.14 \cdot 0.5^2 = 5730.5 \text{ kr}$

2) $\delta_{\emptyset 10AII} = R_s A_s = 2800 \cdot 3.14 \cdot 0.5^2 = 2198 \text{ kr}$

Almashtiramiz: $\delta = \frac{\delta_{2\emptyset 10AIII}}{\delta_{\emptyset 10AII}} = \frac{5730.5}{2198} = 2.60 \approx 3 \text{ ta}$

Yechim. 2) $\delta_{2\emptyset 14AIII}$ ni aniqlayiz

1) $\delta_{2\emptyset 14AIII} = R_s A_s = 3650 \cdot 2 \cdot 3.14 \cdot 0.7^2 = 11231.78 \text{ kr}$

2) $\delta_{\emptyset 12AII} = R_s A_s = 2800 \cdot 3.14 \cdot 0.6^2 = 3165.12 \text{ kr}$

Almashtirish: $\delta = \frac{\delta_{2\emptyset 14AIII}}{\delta_{\emptyset 12AII}} = \frac{11231.78}{3165.12} = 3.54 \approx 4 \text{ ta}$

Masala. Armaturani almashtirish

2) $2\emptyset 16A-III$, $R_s=365 \text{ MПа} \rightarrow \emptyset 14A-II$, $R_s=280 \text{ MПа}$

Yechim. 1) $\delta_{3\emptyset 16AIII}$ ni aniqlayiz

1) $\delta_{3\emptyset 16AIII} = R_s A_s = 3650 \cdot 3 \cdot 3.14 \cdot 0.8^2 = 22005.12 \text{ kr}$

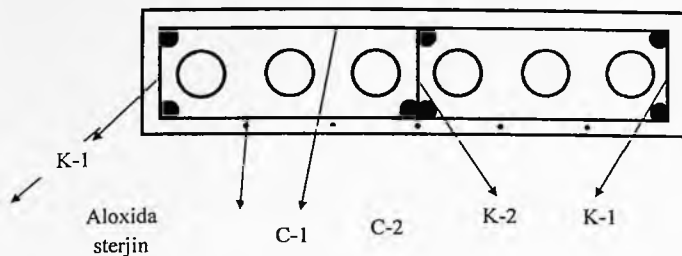
2) $\delta_{\emptyset 14AII} = R_s A_s = 2800 \cdot 3.14 \cdot 0.7^2 = 4308.08 \text{ kr}$

Almashtirish: $\delta = \frac{\delta_{3\emptyset 16AIII}}{\delta_{\emptyset 14AII}} = \frac{22005.12}{4308.08} = 5.2 \approx 6 \text{ ta}$



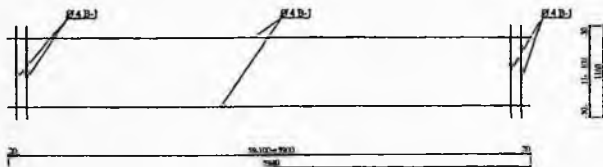
$2\emptyset 16A-III$
 $\emptyset 14A-II$

Masala. Ora yopma plita

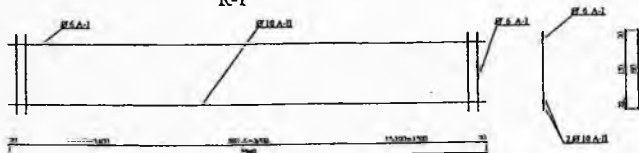


Berilgan: $l = 6000 \text{ mm}$; $h = 220 \text{ mm}$; $b = 1200 \text{ mm}$.

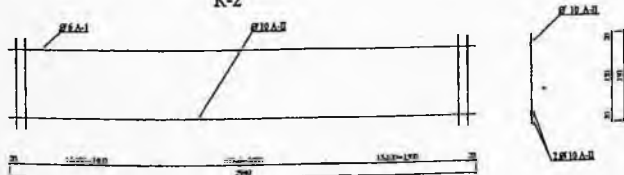
C-1



K-1



K-2



№	Elemint nomi	Elemint pazitsa	Armatura klass	Armatura d	Armatura soni	Armatura um. soni	Armatura uzunligi	Armatura um. uzunligi	lp metr	Umumiy uzunligi
1	S-1	n1	B-I	5	32	1,16	64	37,12	0,154	11,4
		n2	B-I	5	7	5,96	14	41,72	0,154	12,8
2	K-1	n1	A-III	10	1	11,92	2	11,92	0,617	7,3
		n2	B-I	5	32	12,8	64	12,8	0,154	1,9
		n3	A-II	14	1	11,92	2	11,92	1,208	14,3
3	K-2	n1	A-III	10	1	5,96	1	5,96	0,617	3,6
		n2	B-I	5	32	6,4	32	6,4	0,154	0,9
		n3	A-II	14	1	11,92	2	11,92	1,208	14,3
4	As	n1	A-IV	14	1	6,20	5	31	1,208	37,4

1.18. Temirbeton

Temirbeton konstruksiyalarda armatura bilan betonning birgalikda ishlashi ular orasidagi bog'lanish kuchi va armaturani har xil qonstruktiv usullar bilan betonga biriktirilishi asosida ta'minlanadi.

Temirbetonning mexanik xossasi armatura va betonning mexanik xossalariga bog'liq bo'lib, hamma vaqt ham ularga mos tushmaydi. Masalan, betonda paydo bo'ladigan yoriq uni buzilish holatiga olib keladigan bo'lsa, temirbetonda yoriqlarning paydo bo'lishi xavfli hisoblanmaydi. Metall sterjenlar alohida 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'ganilishi talab qilinadi.

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'alarining betonga tishlashib qolishi natijasida betonning siqilish va kesilishdagi mustahkamligi;

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

Betonning cho'kishi 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'kishi 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) bo'lgan 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 mustahkamligi 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, armaturaning betonga birikish joyidan ma'lum masofada eng katta qiymatga erishadi va armaturaning betonga joylashish uzunligiga bog'liq bo'lmaydi. Armaturaning betonga bog'lanish mustahkamligi urinma kuchlanishlarning o'rtacha qiymati bilan ifodalanadi:

$$\tau_{gm} = \frac{F}{\pi \cdot d \cdot l_{an}}, \quad (1.23)$$

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 bo'lgan armaturalar uchun $\tau_{gm} = 2,5 \dots 4$ MPa, sirti qovurg'ali bo'lgan armaturalar uchun esa $\tau_{gm} = 7$ 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.

Armaturalarning betonga ankerlanishi. Beton tanasidagi armatura ma'lum zo'riqlashlarni qabul qila olishi uchun u beton tanasida yoki sirtida betonga mahkamlanishi-ankerlanishi 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 hollarda bunday armaturalarning uchlari maxsus ankerlar bilan jihozlanadi.

Sirti qovurg'ali, taranglashtirilmaydigan armaturalar bilan jihozlangan temirbeton elementlarda cho'ziladigan sterjenlar armaturaning 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

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d \geq \lambda_{an} \cdot d, \quad (1.24)$$

bu yerda ω_{an} , $\Delta\lambda_{an}$, λ_{an} koeffitsientlarning qiymatlari va masofaning eng kichik qiymati 1.6 jadvaldan olinadi.

Betonning himoya qobig'i Betonning himoya qobig'i konstruksiyalarning barcha ishlash davrlarida ishchi armaturalarning beton bilan birgalikda ishlashini ta'minlash hamda atmosfera, temperatura va boshqa ta'sirlardan armaturani himoya qilish uchun hosil kilinadi. Betonning himoya qobig'ini tayinlashda konstruksiyaning xili va o'lchamlari, ishlash sharoiti, ishchi armaturaning diametri va xili e'tiborga olinadi. Himoya qobig'ining qalinligi ishchi armaturaning diametridan hamda quyidagi qiymatlardan kam bo'lmashligi shart: plita va to'sin devorining qalinligi $h \leq 100$ mm bo'lganda - 10 mm; $h > 100$ mm bo'lganda esa - 15 mm; to'sinlar va qovurg'alarining balandligi $h <$

250 mm bo'lganda - 15 mm; $h \geq 250$ mm bo'lganda esa - 20 mm; ustunlar uchun - 20 mm; poydevor to'sinlari uchun - 30 mm; yig'ma temirbetondan tayyorlangan poydevorlar uchun - 30 mm; poydevorlar yaxlit temirbetondan tayyorlangan bo'lib, poydevor ostida beton asos hosil qilingan bo'lsa - 35 mm, beton asos hosil qilinmagan bo'lsa - 70 mm.

Ko'ndalang, konstruktiv va taqsimlovchi armaturalar uchun betonning himoya qobig'i shu armaturalarning diametridan hamda, quyidagi qiymatlardan kam qabul qilinmaydi: elementning balandligi $h < 250$ mm bo'lganda 10 mm, $h \geq 250$ mm bo'lganda esa - 15 mm.

1.6-jadval

Taranglashtirilmaydigan armaturalarning ishlash sharoiti	Armaturalarni betonga ankerlanish masofalarini aniqlash uchunkoeffitsientlar							
	sirti qovurg'ali bo'lgan amaturalar uchun				sirti tekis bo'lgan amaturalar 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 siqiladigan betonga ankerlaganda	0,50	8	≥ 12	≥ 200	0,8	8	≥ 15	≥ 200

Nazorat savollari

1. Konstruktiv material sifatida temirbetonga tushuncha bering.
2. Beton va armaturaning birgalikda ishlashini qanday omillar ta'minlaydi?
3. Temirbetonning umumiy afzalligi nimadan iborat?.
4. Hajmiy og'irligi bo'yicha beton qanday markalanadi?
5. Siqilish va cho'zilishga qanday shakldagi beton namunalar sinaladi?
6. Beton sinfi nima? Betonning qanday sinflarini bilasiz?
7. Sovuqbardoshlik, suv o'tkazmaslik, o'rtacha zichligi bo'yicha beton markalariga tushuncha bering.
8. Betonning cho'zilishidagi xususiyatlari va betonning kirishishi.
9. Armatura qanday ko'rsatgichlari bo'yicha sinflarga bo'linadi?
10. Po'lat armaturalarning sinflari va ularning temirbeton konstruksiyalarida qo'llanilishi.
11. Armatura buyumlari turlari.
12. Armaturaning beton bilan birikishi.
13. Temirbetonni korroziyadan himoya qilishda qanday usullar qo'llaniladi?
14. Po'lat simli arqonlar va ularning turlari.
15. Sim bog'lamlari haqida nimalarni bilasiz?
16. Armatura bilan betonning bog'lanishini qanday omillar ta'minlaydi? Armaturalar betonga qanday ankerlanadi?
17. Betonning himoya qobig'i qanday vazifani bajaradi va uning kalinligi qanday qabul qilinadi.

II-BOB. TEMIRBETON KONSTRUKSIYA ELEMENTLARINI HISOBLASH VA LOYIHALASH ASOSLARI

2.1. Konstruksiyalarni chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblash

Qurilish konstruksiyalarini hisoblashdan maqsad ularning tashqi yuklar ta'siridan yuk ko'tarish qobiliyatini va ekspluatatsiyaga yaroqliligini ta'minlashdan iborat. Qurilish konstruksiyalari 1955 yildan chegaraviy holatlar uslubi bo'yicha hisoblanib, loyihlashtirilib kelinmoqda.

Amaldagi qurilish normalariga muvofiq temirbeton konstruksiyalarini hisoblashda chegaraviy holatlar usulidan foydalaniladi. 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 (salqiliq, tebranish, yoriqlarning paydo bo'lishi va ochilishi bo'yicha) ta'minlanishi shart.

Chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo'yicha hisoblash konstruksiyalar uchun asosiy bo'lib, kuchlanish va deformatsiyalanish holatining III bosqichiga asoslanadi. Chegaraviy holatning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblashlar esa, mustahkamligi ta'minlangan konstruksiyalarda yoriqlarning paydo bo'lishi va ochilish kengligining hamda, salqiliklarning chegaraviy qiymatlaridan oshib ketishi kutilgan hollarda bajariladi. Bunda kuchlanish va deformatsiyalanish holatining Ia va II bosqichlari asos qilib olinadi.

Konstruksiyalarni chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo'yicha hisoblashdan maqsad, buzilishning oldini olishdan iborat. Bunda konstruksiyaning mo'rt va qayishqoq holatda, shaklining yo'qotishi natijasida, takroriy yuklar ta'siridan va tashqi yuklar hamda muhit ta'siridan buzilishining oldi olinadi.

Konstruksiyalarni chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblashdan maqsad, ularda katta miqdordagi ko'chishlar (salqilik, buralish burchagi, amplituda va h.o.) va katta yoriqlar ochilishining oldini olishdan iborat.

Temirbeton konstruksiyalari elementlari va konstruksiyalari chegaraviy holatlar usuli bo'yicha ularni tayyorlash, tashish va montaj qilish hamda, ekspluatatsiya qilish bosqichlarida ham hisoblanadi. Bunda qabul qilingan hisobiy sxemalar konstruktiv yechimlar va ishlash bosqichlariga javob berishi shart.

2.2. Temir beton elementlarni chegaraviy holatlarning birinchi guruh bo'yicha hisoblash

Temir beton elementlarning mustahkamliklari ularning bo'ylama o'qlariga normal va qiya bo'lgan kesimlar bo'yicha tekshiriladi. Buruvchi momentlar mavjud bo'lganda, hisoblar o'ta xavfli joydagi kesimlar bo'yicha amalga oshiriladi. Bundan tashqari, hisoblash mahalliy yuklar ta'siriga (ezilishga va uzilishga) ham bajariladi. Mustahkamlikning umumiy sharti elementlar kesimlaridagi ichki va tashqi zo'riqishlarning muvozanat shartlaridan olinadi va quyidagi tengsizlik bilan ifodalanadi:

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

bu yerda, F – tashqi yuklar ta'siridan hosil bo'ladigan zo'riqishlar (bo'ylama kuch N , eguvchi moment M , ko'ndalang kuch Q) eng katta miqdori;

F_u – element kesimi qabul qila oladigan zo'riqishning eng kam miqdori;

S – kesimning geometrik xarakteristikasi;

R_{bn}, R_{sn} – beton va armaturaning me'yoriy qarshiliklari;

γ_b, γ_s – beton va armatura bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari;

γ_{bi}, γ_{si} – beton va armaturaning ishlash sharoitlari koeffitsientlari.

Temirbeton konstruksiyalar elementlarini mustahkamlik bo'yicha hisoblashda ta'sir etayotgan yuklarning xarakteri, ishlash sharoiti va bosqichiga, tayyorlash usuliga, ko'ndalang kesim o'lchamlari va boshqa holatlarga qarab beton mustahkamligi kamaytiriladi yoki oshiriladi.

Masalan:

a) ko'p marta takror–takror ta'sir qiladigan yuklar ta'sirida bo'lgan konstruksiyalarni hisoblashda beton qarshiligi $\gamma_{bi} < 1$ koeffitsientga ko'paytiriladi;

b) doimiy va davomli yuklar ta'sirida bo'lgan konstruksiyalarni hisoblashda betonning qarshiligi $\gamma_{bi} = 0,9$ koeffitsientga ko'paytiriladi;

v) yuklarning qisqa vaqt ta'sirida bo'lgan konstruksiyalarni hisoblashda betonning qarshiligi $\gamma_{bi} = 1,1$ koeffitsientga ko'paytiriladi.

Xuddi shunday betonning ishlash sharoitini e'tiborga olib, uning qarshiligiga mos ravishda $\gamma_{b2} \dots \gamma_{b12}$ ko'effitsientlar ko'paytirilib kamaytiriladi yoki oshiriladi.

Bu ko'effitsientlarning qiymatlari 1.2 jadvalda va QMQ [1] da keltirilgan. Yuklarning qisqa vaqt ta'sirida yoki buzuvchi yuklar ta'sirida bo'lgan konstruksiyalarni hisoblash "v" holat bo'yicha olib boriladi va quyidagi shart bajarilishi kerak

$$F_I < 0,82 F_{II}, \quad (2.2)$$

bu yerda, F_I – «b» holat bo'yicha ta'sir qiladigan yuklardan topilgan zo'riqish (moment M_I , ko'ndalang kuch Q_I yoki bo'ylama kuch N_I). Nomarkaziy yuklangan elementlarni normal kesimlar bo'yicha hisoblashda M_I moment eng ko'p cho'zilgan (eng kam cho'zilgan) armatura sterjeni o'qiga nisbatan olinadi; F_{II} – xudi shunday, "b" holat bo'yicha ta'sir qiladigan yuklardan topilgan zo'riqish.

(2.2) shart bajarilganda xisoblash faqatgina «b» holat bo'yicha ta'sir qiladigan yuklardan topilgan zo'riqish bo'yicha amalga oshiriladi va betonning xisobiy qarshiliklari R_b va R_{bt} , $\gamma_{bt}=0,9F_{II}/F_I \leq 1,1$ ko'effitsientga ko'paytirilib qabul qilinadi. Bunda $\gamma_{b2}=1,0$ qabul qilinadi.

Nomarkaziy siqilgan elementlar deformatsiyalanmagan sxema bo'yicha hisoblanganda F_{II} va F_I zo'riqishlar miqdorlari element egilishini hisobga olmasdan aniqlanishi mumkin. Beton mustahkamligining oshishi uchun qulay bo'lgan sharoitda ekspluatatsiya qilinadigan konstruksiyalar uchun (2.2) shart quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi – $F_I < 0,9F_{II}$. Bunda ko'effitsient $\gamma_{bt} = F_{II}/F_I$.

Konstruksiyalarni chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo'yicha hisoblash hamma hollar uchun majburiydir. Chunki chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo'yicha shartning qanoatlanmasligi konstruksiyalarni buzilishiga yoki avariya holatiga olib kelishi mumkin.

Korxonada ishlab chiqariladigan yig'ma temir beton konstruksiyalar tayyorlash, tashish va montaj qilish jarayonlarida hosil bo'ladigan yuklar ta'siriga hisoblanishi shart.

Hisoblarda konstruksiyaning xususiy og'irligidagi hosil bo'ladigan yuklar dinamik ko'effitsienti orqali hisobga olinadi. Ko'tarish va montaj qilish jarayonida dinamik ko'effitsienti 1,4; tashish jarayonida esa – 1,6 qabul qilinadi. Asoslangan holatlarda dinamik ko'effitsientning qiymati kamaytirilishi ruxsat etiladi, lekin 1,25 dan kam qabul qilinmaydi.

2.2.1. Materiallarning normativ va hisobiy qarshiliklari

Konstruksiylar chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblanganda ta'sir etayotgan yuklar va materiallar xarakteristikalarining o'zgaruvchanligi e'tiborga olinadi. Qurilish normalarida ta'sir etayotgan yuklar va materiallar xarakteristikalarining normativ va hisobiy qiymatlarini tayinlashda bu holat e'tiborga olingan.

Bir xil beton qarishmasidan tayyorlangan N ta namunaning qarshiliklarini $R_1, R_2, R_3 \dots R_N$ dekart koordinata sistemasining absissa o'qi bo'ylab, bu qarshiliklarning paydo bo'lish extimolliklari $p_1, p_2, p_3 \dots p_N$ ni ordinata o'q bo'ylab joylashtirilganda beton qarshiliklarining empirik taqsimot qonunini ifodalovchi grafikni olamiz (2.1, a rasm). Bunda beton qarshiliklarining o'rtacha qiymati

$$R_m = p_1 R_1 + p_2 R_2 + p_3 R_3 + \dots + p_N R_N. \quad (2.3)$$

$R_1, R_2, R_3 \dots R_N$ qarshiliklarning o'rtasida joylashgan bo'ladi. Bu formulada $p_1 = N_1/N, p_2 = N_2/N, p_3 = N_3/N \dots p_N = N_N/N$ bo'lib, $N_1, N_2, N_3 \dots N_N$ betonning $R_1, R_2, R_3 \dots R_N$ qarshiliklariga mos bo'lgan sinovlar soni; N - umumiy sinovlar soni. Bu masalani yechishda o'zgaruvchan miqdor uchun yana bir xarakteristikani aniqlaymiz. Har bir qarshilikdan uning o'rtacha qiymatini ayirib, farqini topamiz

$$\Delta_1 = R_1 - R_m, \Delta_2 = R_2 - R_m, \dots \Delta_N = R_N - R_m. \quad (2.4)$$

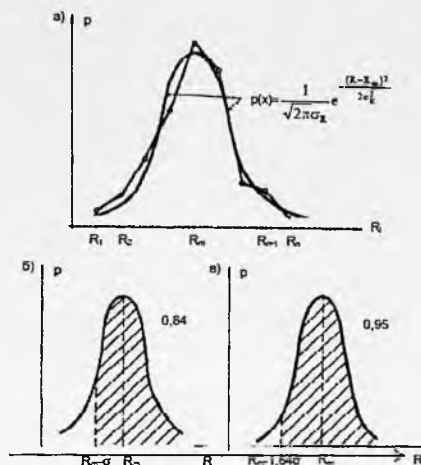
Bu farqlarning har birini kvadratga ko'tarib, shu farqlarning paydo bo'lish ehtimollariga ko'paytiramiz va yig'amiz. Hosil bo'lgan yig'indidan kvadrat ildiz chiqaramiz

$$\sigma_R = \sqrt{p_1 \times \Delta_1^2 + p_2 \times \Delta_2^2 + \dots + p_N \times \Delta_N^2}. \quad (2.5)$$

Olingan natija σ_R beton qarshiliklarining o'rtacha kvadratik cheklanishi deb aytiladi.

Beton qarshiliklarining o'rtacha qiymati R_m va o'rta kvadratik cheklanishi σ_R ma'lum bo'lganda o'zgaruvchan miqdor uchun nazariy taqsimot qonuni aniqlanishi mumkin. Ko'p tadqiqiy tajribalar shuni ko'rsatadiki, beton mustahkamligi o'zgaruvchanligining normal - Gauss taqsimot qonuniga bo'ysunadi (2.1, a rasm). 2.1, a - rasmdagi egri chiziq va absissa o'qi bilan chegaralangan sathning yuzasi birga teng bo'ladi.

Betonning me'yoriy qarshiligi sifatida shunday bir 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.



2.1-rasm. Beton mustahkamligining taqsimot qonuni

Bu qarshilik sifatida ($R_m - \sigma_R$) qabul qilinadigan bo'lsa, egri chiziq ostidagi yuza $A = 0,84$ ga (2.1, b rasm) teng bo'ladi; ($R_m - 1,64\sigma_R$) qarshilik qabul qilinadigan bo'lsa $A = 0,95$ (2.1, b rasm) va $R_m - 3\sigma_R$ qarshilik qabul qilinadigan bo'lsa, $A = 0,999$ ga teng bo'ladi. Umumiy holda betonning normativ qarshiligini aniqlash uchun quyidagi ifodani yozish mumkin

$$R_{bn} = R_{bm} - \chi\sigma_R. \quad (2.6)$$

Beton qarshiligi o'rta kvadratik cheklanishini o'rtacha qarshilik miqdoriga nisbati beton qarshiligi o'zgaruvchanligini ifodalaydi, ya'ni

$$\nu = \frac{\sigma_R}{R}.$$

U vaqtda

$$R_{bn} = R_{bm}(1 - \chi\nu), \quad (2.7)$$

bu yerda χ - ishonchlilik darajasi.

Beton qarshiligining o'zgaruvchanligini ifodalovchi ν koeffitsientning 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 normativ qarshiligini ta'minlash shart bo'lib, o'rtacha qarshilik R_m esa beton qarshiligining o'zgaruvchanligini e'tiborga olgan holda ishlab chiqarishning har bir konkret sharoiti uchun alohida aniqlanadi. Betonning sifati yaxshi bo'lsa ν koeffitsientning miqdori

kichik bo'lib betonning o'rtacha qarishligi 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 $v = 1,64$ ga teng bo'lishi kerak. U vaqtda

$$R_{bn} = R_m (1 - 1,64v) \quad (2.8)$$

Qurilish me'yori va qoidalariga [15] binoan beton qarshiligi o'zgaruvchanligini ifodalovchi koeffitsientning qiymati $v = 0,135$ ga teng.

Beton prizmalarning markaziy siqilishdagi normativ qarshiligi (prizmatik mustahkamlik) kubik mustahkamlikning normativ qiymatlariga bog'liq bo'lgan holda (2.7) formuladan aniqlanadi. Betonning prizmatik mustahkamligi uning sinfiga mos ravishda 2.1 jadvalda keltirilgan.

Betonning markaziy cho'zilishdagi normativ qarshiligi, betonning cho'zilishdagi mustahkamligi nazorat qilinmaganda, kubik mustahkamligining normativ qiymatlariga bog'liq bo'lgan holda (1.6)... (1.9) formulalardan aniqlanadi. Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi uning sinfiga mos ravishda 2.1 jadvalda keltirilgan. Betonning markaziy cho'zilishdagi mustahkamligi ishlab chiqarishda bevosita namunalarni sinash yo'li bilan nazorat qilinadigan bo'lsa, betonning markaziy cho'zilishdagi normativ qarshiligi quyidagi formuladan aniqlanadi va betonning cho'zilishdagi mustahkamligi bo'yicha sinfini " B_r " ifodalaydi

$$R_{btm} = R_{bm} (1 - 1,64v) \quad (2.9)$$

Betonning normativ qarshiliklari sifatida prizma shaklidagi beton namunaning o'q bo'yicha siqilishdagi qarshiligi R_{bn} va cho'zilishdagi R_{btm} qarshiliklari qabul qilingan.

Konstruksiyalarni chegaraviy holatlarning I va II guruhlarini bo'yicha hisoblashda betonning hisobiy qarshiliklari R_b , $R_{b,ser}$ va R_{bt} , $R_{bt,ser}$ uning normativ qarshiliklarini beton bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlariga bo'lib topiladi.

Chegaraviy holatlarning I guruhi uchun:

- betonning siqilishdagi hisobiy qarshiligi $R_b = R_{bn} / \gamma_{bc}$
- betonning cho'zilishdagi hisobiy qarshiligi $R_{bt} = R_{btm} / \gamma_{bt}$

Beton bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlarining qiymatlari og'ir, mayda donali, yengil va g'ovaklashtirilgan betonlar uchun quyidagicha qabul qilinadi: $\gamma_{bc} = 1,3$; $\gamma_{bt} = 1,5$.

Chegaraviy holatlarning II guruhi uchun:

– betonning siqilishdagi hisobiy qarshiligi $R_{b,ser} = R_{bn}/\gamma_{bc}$;

– betonning cho'zilishdagi hisobiy qarshiligi $R_{bt,ser} = R_{btr}/\gamma_{bt}$.

Beton bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlarining qiymatlari og'ir, mayda donali, yengil va g'ovaklashtirilgan betonlar uchun $\gamma_{bc} = 1,0$ qabul qilinadi.

Betonning normativ va hisobiy qarshiliklarining qiymatlari 2.1 va 2.2 jadvallarda keltirilgan.

Armaturaning normativ qarshiligi R_{sn} quyidagicha qabul qilinadi:

– sterjenli armaturalar uchun fizik oqish chegarasi σ_u yoki shartli oqish chegarasi $\sigma_{0,2}$ ga teng bo'lgan kuchlanish;

– sim armaturalar uchun uzilishga vaqtinchalik qarshilikning 0,75% ga teng bo'lgan kuchlanish.

Bu kuchlanishlar Davlat standarti bo'yicha qabul qilinadi va 95% ehtimollik bilan ta'minlanadi.

2.1–jadval.Chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi uchun betonning meyoriy R_{bn} $R_{bt,n}$ va hisobiy $R_{b,ser}$ $R_{bt,ser}$ qarshiliklari, MPa

Qarshilik xili	Beton	Siqilishdagi mustahkamligi bo'yicha betonning sinfi															
		V3.5	V5	B7.5	B10	B12.5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	
Markaziy siqilish (prizmatik mustahkamligi) R_{bn} va $R_{bt,ser}$	Og'ir va mayda donador	2.7	3.5	5.5	7.5	9.5	11.0	15.0	18.5	22.0	25.5	29.0	32.0	36.0	39.5	43	
	yengil	2.7	3.5	5.5	7.5	9.5	11.0	15.0	18.5	22.0	25.5	29.0	—	—	—	—	
	kovakli	3.3	4.6	6.9	9.0	10.5	11.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Markaziy cho'zilish R_{bn} va $R_{bt,ser}$	Og'ir, mayda donador guruxlari:																
	A	0.39	0.55	0.70	0.85	1.00	1.15	1.40	1.60	1.80	1.95	2.10	—	—	—	—	
	B	0.26	0.40	0.60	0.70	0.85	0.95	1.15	1.35	1.50	—	—	—	—	—	—	
	V	—	—	—	—	—	1.15	1.40	1.60	1.80	1.95	2.10	2.20	2.30	2.40	2.5	
	yengil, mayda to'ldiruvchilar quyidagi turlarida:																

zich	0.39	0.55	0.70	0.85	1.00	1.15	1.40	1.60	1.80	1.95	2.10	—	—	—	—
g'ovak-dor	0.39	0.55	0.70	0.85	1.00	1.10	1.20	1.35	1.50	1.65	1.80	—	—	—	—
kovakli	0.41	0.55	0.63	0.89	1.00	1.05	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Armaturaning normativ va hisobiy qarshiliklari. Armaturaning normativ qarshiligi sifatida nazorat qilinadigan quyidagi qiymatlarning eng kichigi qabul kilinadi:

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

- fizik oqish chegarasiga ega bo'lmagan sterjenli armaturalar, yuqori mustahkamliqqa 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 vaqtinchalik qarshiligi-ning 75%, ya'ni $R_{ns}=0,75R_{stb}$, $R_{su} = N_u / A_s$ - simli armaturaning uzilishdagi vaqtinchalik qarshiligi.

2.2 jadval. Betonning hisobiy qarshiliklari R_b va R_{bt} , MPa

Qarshilik xili	Beton	Siyilishdagi mustahkamligi bo'yicha betonning sinfi														
		V3.5	V5	B7.5	B10	B12.5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
O'q bo'yicha siqilish (prizmatik mushkamligi) R_{bn} va $R_{b,ser}$	Og'ir va mayda donali	2.1	2.8	4.5	6.0	7.5	8.5	11.5	14.5	17.0	19.5	22.0	25.0	27.5	30	33.0
	Yengil	2.1	2.8	4.5	6.0	7.5	8.5	11.5	14.5	17.0	19.5	22.0	—	—	—	—
	kovakli	2.2	3.1	4.6	6.0	7.0	7.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Markaziy cho'zilish R_{bn} va $R_{b,ser}$	Og'ir	0.26	0.37	0.48	0.57	0.66	0.75	0.90	1.05	1.20	1.30	1.40	1.45	1.55	1.6	1.65
	Mayda donali. guruhlari															
	A	0.26	0.37	0.48	0.57	0.66	0.75	0.95	1.05	1.20	1.30	1.40	—	—	—	—
	B	0.17	0.27	0.40	0.45	0.57	0.64	0.77	0.90	1.00	—	—	—	—	—	—
	V	—	—	—	—	—	0.75	0.90	1.05	1.20	1.30	1.40	1.45	1.55	1.60	1.65
	Mayda to'ldiruvchili:															
	yengil	0.26	0.37	0.48	0.57	0.66	0.75	0.90	1.05	1.20	1.30	1.40	—	—	—	—
	zich	0.26	0.37	0.48	0.57	0.66	0.74	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	—	—	—	—
	kovakli	0.18	0.24	0.28	0.39	0.44	0.46	—	—	—	—	—	—	—	—	—

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

Konstruksiyalarni chegaraviy holatlarning birinchi va ikkinchi guruhlarini bo'yicha hisoblashda betonning hisobiy qarshiliklari R_b va R_{bt} , zarurat tug'ilganda, betonning ishlash sharoitini e'tiborga oladigan γ_{bi} koeffitsientlarga ko'paytirilib qiymati kamaytiriladi yoki oshiriladi. Masalan, konstruksiya davomli yuklar ta'sirida bo'lsa, beton mustahkamligining kamayishi $\gamma_{b2} = 0,9$ koeffitsienti orqali, davomli bo'lmagan (qisqa vaqt ta'sir qiladigan) muvaqqat yuklar ta'sirida bo'lsa, beton mustahkamligining oshishi $\gamma_{b2} = 1,1$ koeffitsienti orqali e'tiborga olinadi.

Armaturalarning hisobiy qarshiligi quyidagi formuladan aniqlanadi

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s}, \quad (2.10)$$

bu yerda γ_s - armatura bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti. Bu koeffitsientning qiymati quyidagicha qabul qilinadi: sinfi A-I, A-II bo'lgan armaturalar uchun $\gamma_s = 1,05$; A-III armatura uchun - 1,07...1,1; A-IV va A-V armatura uchun - 1,15; A-VI armatura uchun - 1,2; Vr-I armatura uchun - 1,1; V-II, Vr-III, K-7 va K-19 sinfli armaturalar uchun - 1,2. Chegaraviy holatlarning ikkinchi guruxi uchun armaturalarning sinflaridan qat'iy nazar $\gamma_s = 1,0$ qabul qilinadi.

Armaturaning siqilishdagi hisobiy qarshiligi R_{sc} armaturaning beton bilan birikishi yaxshi ta'minlangan holda hisobga olinadi. Betonning siqilish holatidagi chegaraviy nisbiy deformatsiyasi $\varepsilon_{bc,u} = 2 \cdot 10^{-3}$ va elastik modulining qiymati $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa bo'lganda armaturaning siqilishdagi qarshiligi $R_{sc} = \varepsilon_{bc,u} \times E_s = 2 \cdot 10^{-3} \times 2 \cdot 10^5 = 400$ MPa ga teng bo'ladi.

Konstruksiyalarni chegaraviy holatlarning birinchi guruxi 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.

Armatura bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlarining qiymatlari 2.3 jadvalda keltirilgan.

Chegaraviy holatlarning birinchi va ikkinchi guruhlarini uchun armaturalarning hisobiy qarshiliklari R_s , $R_{s,ser}$ va R_{sn} hamda elastiklik modullari qiymati 2.4 jadvalda keltirilgan.

Xuddi shunday, temirbeton konstruksiyalarni chegaraviy holatning birinchi guruxi bo'yicha hisoblanganda armaturalarning cho'zilishdagi hisobiy qarshiliklari armaturaning ishlash sharoitini hisobga oladigan γ_{si} koeffitsientlarga kupaytirilib (2.5-jadvalga qarang), miqdori oshiriladi yoki kamaytiriladi.

2.3 jadval. Armatura bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlarining qiymatlari

Armatura	Konstruksiyalarni hisoblashda chegaraviy holatlar guruhiga mos bo'lgan armatura bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari	
	birinchi guruh uchun	ikkinchi guruh uchun
A-I va A-II sinfli sterjenli armaturalar uchun	1,05	1,0
A-III sinfli sterjenli armatura diametri:		
6-8 mm bo'lganda	1,10	1,0
10-40 mm bo'lganda	1,07	1,0
A-IV va A-V sinfli sterjenli armaturalar uchun	1,15	1,0
A-VI va A-VII sinfli sterjenli armaturalar uchun	1,2	1,0
A-IIIv sinfli sterjenli armatura uchun:		
cho'zilish va kuchlanish nazorat qilinganda;	1,1	1,0
faqat cho'zilish nazorat qilinganda	1,2	1,0
Vr-I sinfli sim armatura uchun	1,1	1,0
V-II, Vp-II sinfli sim armaturalar uchun	1,2	1,0
K-7 va K-19 sinfli arqon armaturalar uchun	1,2	1,0

2.4. jadval. Armaturalarning normativ va hisobiy qarshiliklari, elastik moduli, MPa

Armaturalarning sinfi	Diametri, mm	Chegaraviy holatning ikkinchi gruppasi bo'yicha hisoblashda armaturalarning normati R_{sn} va hisobiy $R_{s,ser}$ qarshiliklari	Chegaraviy holatning birinchi gruppasi bo'yi hisoblashda armaturalarning hisobiy qarshiligi			Elastiklik moduli, $E_s \cdot 10^5$
			cho'zilishda		s'qilishda R_s	
			bo'ylama va qiya eguvchi moment ta'siriga hisoblanganda ko'ndalang armatura uchun, R_s	qiya kesim kesuvchi kuch ta'siriga hisoblanganda ko'ndalang armatura uchun, R_{sw}		
STERJENLI						
A-I	6...22	235	225	175	225	2,1
A-II	10...32	295	280	225	280	2,1
A-III	6...8	390	355	285	355	2,0
A-III	10...40	390	365	290	365	2,0
A-IIIv cho'zilish nazorat qilinganda	20...40	540	490	390	200	1,8
kuchlanish va cho'zilish nazorat qilinganda	20...40	540	450	360	200	1,8
A-IV	10...32	590	510	405	400	1,9
A-V	10...32	785	680	545	400	1,9
A-VI	10...32	980	815	650	400	1,9
SIMLI						
Bp-I	3	410	375	270 (300)	375	1,7
	4	405	365	265 (296)	365	1,7
	5	395	360	260 (290)	360	1,7
Bp-II	3	1460	1215	970	400	2,0
	4	1370	1145	915	400	2,0
	5	1250	1045	835	400	2,0
	6	1175	980	785	400	2,0
	7	1100	915	730	400	2,0
	8	1020	850	680	400	2,0
B-II	3	1490	1240	990	400	2,0
	4	1410	1180	940	400	2,0
	5	1335	1110	890	400	2,0

	6	1255	1050	835	400	2,0
	7	1175	980	785	400	2,0
	8	1100	915	730	400	2,0
ARQONLI						
K-7	6	1450	1210	965	400	1,8
	9	1370	1145	915	400	1,5
	12	1335	1110	890	400	1,5
	15	1295	1080	865	400	1,5
K-19	14	1410	1175	940	400	1,5

Armaturaning ishlash sharoitini hisobga oladigan γ_{si} koefitsientlarning qiymatlari 2.5 – jadvalda keltirilgan.

2.5. jadval Armaturaning ishlash sharoiti koefitsienti γ_{si}

Armaturaning ish sharoiti koefitsientining kiritilishiga sabab bo'lgan omil	Armatura xarakteristikasi	Armatura sinfi	Armaturaning ishlash sharoiti koefitsienti	
			shartli belgisi	miqdori
1. Armaturaning ko'ndalang kuchlar ta'siriga ishlashi	ko'ndalang	sinfidan kat'iy nazar	γ_{s1}	[1] adabiyotning 2.28 bandiga qarang
2. Ko'ndalang kuch ta'sirida ishlaydigan armaturada payvand birikma mavjud bo'lganda		A-III, B _p -I	γ_{s2}	[1] adabiyotning 2.28 bandiga qarang
3. Ko'p marta qaytariladigan yuk	Bo'ylama va ko'ndalang	sinfidan kat'iy nazar	γ_{s3}	[1] adabiyotning 24 jadvaliga qarang
4. Ko'p marta qaytariladigan yuk ta'sirida payvandli birikmalar mavjud bo'lganda	Bo'ylama va ko'ndalang armaturalarda payvandli birikmalar mavjud bo'lganda	A-I, A-II, A-III, A-IV, A-V,	γ_{s4}	[1] adabiyotning 25 jadvaliga qarang
5. Ankersiz taranglashtiriladigan armatura uchun kuchlanishlarni	Bo'ylama taranglashtiriladigan Bo'ylama ta-	Sinfidan qat'iy nazar.	γ_{s5}	$\frac{l_x}{l_p}$ $\frac{l_x}{l_{an}}$ l_x – kuchlanish uzatish zonasi

uzatish zonasi va taranglashtirilmaydigan armaturani ankerlanish zonasi	ranglashtirilmaydigan			boshidan qaralayotgan kesimgacha bo'lgan masofa; l_p, l_{an} – mos ravishda kuchlanishlarni uzatish zonasi va armaturani ankerlanish zonasi.
6. Yuqori mustahkamli armaturaning shartli oquvchanlik chegarasidan yuqori bo'lgan kuchlanishlar ta'sirida ishlashi	Bo'ylama cho'zilgan	A–IV, A–V, A–VI, At–VII, B–II, B _p –II, K–7 va K–19	γ_{s6}	[1] adabiyotning 3.13 bandiga qarang
7. Sinfi B7,5 va undan past bo'lgan yengil betondan tayyorlangan elementlar	ko'ndalang	A–I, B _p –I	γ_{s7}	0,8
8. Sinfi B7,5 va undan past bo'lgan kovakli (yacheistyy) betondan tayyorlangan elementlar	Bo'ylama siqilgan Ko'ndalang	Sinfidan qat'iy nazar Sinfidan qat'iy nazar	γ_{s8}	$\frac{190 + 40V}{R_{sc}} \leq 1,0$ $\frac{25V}{R_{sc}} \leq 1,0$
9. Kovakli betondan tayyorlangan elementlarda armaturaning himoya qatlami	Bo'ylama siqilgan	Sinfidan qat'iy nazar	γ_{s9}	[1] adabiyotning 26 jadvaliga qarang

2.2.2. Temirbeton konstruksiyalarga ta'sir qiladigan yuklar

Yuklar ta'sir qilish davomiyligiga ko'ra doimiy va vaqtinchalik ta'sir qiladigan yuklarga bo'linadi. Doimiy yuklarga bino va inshootlar qismlari, tuproq og'irligi va ularning bosimi, tog' jinslari bosimi, oldindan zo'riqtiruvchi kuchlanishlar ta'siri kiradi. Vaqtinchalik yuklar uzoq muddatli, qisqa muddatli va maxsus yuklarga bo'linadi.

Vaqtinchalik uzoq muddatli yuklarga orayopmaga ta'sir qiladigan turg'un asbob-uskunalar og'irligi, ya'ni stanoklar, apparatlar, dvigatellar, sig'imlar va h.o. og'irligidan hosil bo'ladigan yuklar kiradi. Bundan tashqari bunday yuklarga qor qoplami og'irligining 30% dan 60% gacha bo'lgan qismi (qor qoplamining og'irligi bo'yicha III...VI rayonlari uchun), kranlardan hosil bo'ladigan yuklarning 50% dan 70 % gacha bo'lgan qiymatlari va sig'implarda saqlanadigan gaz, suyuqlik va sochma materiallar bosimi kiradi.

Vaqtinchalik qisqa va uzoq muddatli yuklarning turi va qiymatlari QMQ 2.01.07-96 [2] «Yuklar va ta'sirlar» da keltirilgan.

Qisqa muddat ta'sir qiladigan yuklarga uskunalarni ishga tushirish va to'xtatish, ko'chirish va sinash jarayonida hosil bo'ladigan yuklar, uskunalarni ta'mirlash va xizmat ko'rsatish zonalaridagi odamlar va ta'mirlash materiallari og'irligidan hosil bo'ladigan yuklar, turar-joy, jamoat va qishloq xo'jaligi binolari orayopmalariga odamlar, hayvonlar va uskunalar og'irligidan hosil bo'ladigan yuklarning to'liq normativ qiymatlari, qor yuki, shamol, kranlardan hosil bo'ladigan yuklarning 30% dan 50% gacha bo'lgan qiymati, shamol bosimidan hosil bo'ladigan yuk, qor qoplami og'irligining 40% dan 70% gacha bo'lgan qiymati (III...VI rayonlar uchun) va boshqa yuklar kiradi. *Qisqa muddatli yuklar haqida to'liq ma'lumot* QMQ 2.01.07-96 «Yuklar va ta'sirlar» [2]da keltirilgan.

Maxsus yuklar turiga seysmik va portlash natijasida vujudga keladigan ta'sirlar kiradi.

Yuklar ikki xil, normativ va xisobiy, bo'ladi.

Yuklarning normativ qiymatlari ularning o'zgaruvchanligini e'tiborga olgan holda oldindan berilgan ehtimollik bilan o'rtacha qiymatdan cheklanishini hisobga olib tayinlanadi.

Doimiy yuklarning me'yoriy qiymatlari loyihada qabul qilingan konstruksiya va elementlar geometrik o'lchamlari hamda konstruksiya va elementlarni tayyorlash uchun ishlatiladigan materiallar o'rtacha zichligi bo'yicha hisoblanadi. Vaqtinchalik texnologik va montaj yuklarning normativ qiymatlari konstruksiyalarni normal ekspluatatsiya qilish shartidan eng katta miqdorlarda tayinlanadi. Qor va shamol yuklari yillik o'rtacha qiymatning eng noqulayi bo'yicha qabul qilinadi.

Hisobiy yuklardan konstruksiyalarni mustahkamlik va ustivorlikka hisoblashda foydalaniladi. Hisobiy yuklarning qiymatlari normativ qiymatlarni yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari γ_g ga ko'paytirish yo'li bilan aniqlanadi. Masalan, doimiy yuklar uchun yukning hisobiy qiymat

quyidagicha aniqlanadi, $g = g_n \gamma_f$, g_n – doimiy yukning normativ qiymati; γ_f – doimiy yuklar uchun ishonchlilik koeffitsienti. Beton va temirbeton konstruksiyalar uchun $\gamma_f = 1,1$ qabul qilinadi. Hajmiy og'irligi 1600 kg/m^3 va undan kam bo'lgan yengil betonlar, zavod sharoitida tayyorlanadigan to'shamalar, issiqlik saqlovchi materiallar uchun $\gamma_f = 1,2$ qabul qilinadi. Qurilish maydonida tayyorlanadigan to'shamalar, issiqlik saqlovchi materiallar uchun $\gamma_f = 1,3$ qabul qilinadi.

Vaqtinchalik yuklar uchun yuklarning hisobiy qiymatlarini aniqlashda yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari γ_f ning qiymatlari yuk miqdoriga bog'liq ravishda qabul qilinadi. Masalan, vaqtinchalik yukning to'liq normativ qiymati $p_n < 2,0 \text{ kPa}$ bo'lganda $\gamma_f = 1,3$, $p_n \geq 2,0 \text{ kPa}$ bo'lganda esa, $\gamma_f = 1,2$ qabul qilinadi. Ya'ni mustahkamlikka hisoblashda hamma vaqt yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlarining qiymati $\gamma_f > 1,0$ qabul qilinadi.

Konstruksiyalar umumiy ustivorlikka hisoblanganda og'ishdan saqlovchi moment bilan og'natuvchi moment o'rtasida quyidagi shart bajarilishi lozim, ya'ni $M_{\text{og'ish}}/M_{\text{og'natuvchi}} \leq 1,3$.

Og'nashdan saqlovchi momentning qiymati konstruksiya og'irligidan hosil bo'ladigan yukni yuk yelkasiga ko'paytirish yo'li bilan aniqlanadi, ya'ni $M_{\text{saqlovchi}} = G \cdot e$. Bu yerda G – konstruksiya xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan yuk; e – G yuk qo'yilgan nuqtadan og'ish nuqtasigacha bo'lgan masofa. Og'nashdan saqlovchi $M_{\text{saqlovchi}}$ momentni aniqlashda konstruksiya xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan yukning miqdori birdan kichik bo'lgan $\gamma_f < 1,0$ yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsientiga ko'paytiriladi.

Og'natuvchi momentning qiymati gorizontal yuklar ta'siridan aniqlanadi.

Yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari γ_f haqida to'liq ma'lumot 2.5 jadvalda va QMQ 2.01.07–96 «Yuklar va ta'sirlar» [2] da keltirilgan.

Konstruksiyalar chegaraviy holatlarning II guruhi bo'yicha hisoblanganda yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari $\gamma_f = 1,0$ qabul qilinadi.

2.3. Temirbeton konstruksiyalarning yorilishga chidamliligi talablari

Temirbeton konstruksiyalarning yorilish chidamliligiga, ya'ni ularning normal va qiya kesimlarida yoriqlar hosil bo'lishiga qarshiligi

yoki yoriqlarni ochilishiga qarshiligi bo'yicha talablar ishlatiladigan armatura xiliga bog'liq ravishda 3 toifaga bo'linadi:

1 – toifaga mansub bo'lgan konstruksiyalarda yoriqlarning hosil bo'lishiga yo'l qo'yilmaydi;

2 – toifaga mansub bo'lgan konstruksiyalarda doimiy, davomli va qisqa vaqt ta'sir qiladigan yuklardan yoriqlarning chegaralangan, qisqa muddatli ochilishi ruxsat etiladi. Lekin, yuklarning qisqa vaqt ta'sir qiladigan qismi yo'qolganda yoriqlar yopilishi shart.

3 – toifaga mansub bo'lgan konstruksiyalarda doimiy, davomli va qisqa

vaqt ta'sir qiladigan yuklardan yoriqlarning chegaralangan qisqa muddatli va uzoq muddat davomida ochilishiga ruxsat etiladi.

2.6 – jadval. Qurilish konstruksiyalari, tuproq va asbob – uskunalar og'irligidan tushadigan statistik yuklar uchun ishonchlik koeffitsientlari

No	Konstruksiyalar, tuproq va asboblar	Koeffitsient γ_r
1	Metall konstruksiyalar	1,05
2	Zichligi $\rho > 1600 \text{ kg/m}^3$ bo'lgan beton, temirbeton, tosh-g'isht, armotosh va yog'och konstruksiyalar	1,1
3	Zichligi $\rho < 1600 \text{ kg/m}^3$ bo'lgan beton, himoyalovchi, tekislovchi va pardozlovchi qatlamlar (plitalar, rulonli materiallar, ko'muvchi, silliqlovchi, suvoq qatlamlar va boshqalar) zavod sharoitida tayyorlanadigan bo'lsa qurilish maydonida tayyorlanadigan bo'lsa	1,2 1,3
4	Tabiiy holdagi tuproqlar	1,1
5	Uyilgan tuproqlar	1,15
6	Statsionar asboblar	1,05
7	Statsionar asboblarni izolyatsiyalash	1,2
8	Trubaprovod, rezervuarlar va asboblarning to'ldiruvchilari: suyuqliklar suzpenziyalar, chiqindi bo'tqalar, sochiluvchan materiallar	1,0 1,1
9	Ortuvchi va tashuvchi vositalar	1,2
10	Ko'priklar kranlari va osma kranlar	1,1

Sterjenli yoki simli armaturalar bilan jihozlangan oldindan zo'riqtirilgan elementlari to'liq cho'zilishga ishlaydigan suyuqlik va gaz bosimi ostida ishlaydigan inshootlar (suyuqlik saqlaydigan havzalar, bosim ostida ishlaydigan quvurlar va h.o.) birinchi toifa talabiga javob

berishi shart. Xuddi shunday, diametri 3 mm va undan kichik bo'lgan simli armaturalar bilan jihozlangan oldindan zo'riqtirilgan elementlari qisman siqilgan inshootlar ham birinchi toifa talabiga javob berishi shart.

Temirbeton konstruksiyalarning oldindan zo'riqtirilgan boshqa elementlari konstruksiyaning ishlash sharoiti va armaturaning xiliga qarab ikkinchi va uchinchi toifalar talablariga javob berishi shart.

Sterjenli armaturalar bilan jihozlangan oldindan zo'riqtirilmagan elementlar uchinchi toifa talabiga javob berishi shart. Yoriqlarning chegaralangan qisqa muddatli ochilishi deb doimiy, davomli va qisqa muddatli yuklarning birgalikda ta'siridan ochilishiga aytiladi.

Yoriqlarning chegaralangan uzoq muddat davomida ochilishi deb doimiy va davomli muddatli yuklarning birgalikda ta'siridan ochilishiga aytiladi.

Temirbeton konstruksiyalarning yorilish chidamligiga talablar toifalari va armaturani saqlanishini ta'minlash shartidan ruxsat etiladigan yoriqlarning chegaraviy ochilish kengligi 2.7 jadvalda keltirilgan.

2.4. Temirbeton elementlarni chegaraviy xolatlarining ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblash

Temir beton konstruksiyalarni chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblash ularning kesimlarida normal va qiya yoriqlarning paydo bo'lishi yoki bo'lmasligi, yoriqlar paydo bo'lishi ruxsat etilgan holda yoriqlar ochilish kengligini tekshirish va salqiliklarni aniqlashdan iborat.

Hisoblash natijasida yoriqlar paydo bo'lishi ruxsat etilmagan konstruksiyalar uchun ularning yoriqbardoshligi ta'minlanadi. Yoriqlar paydo bo'lishi ruxsat etilganda ularning ochilish kengligi ruxsat etiladigan miqdordan kam bo'lishi ta'minlanadi. Konstruksiyalarning haddan katta miqdorda salqilanishining oldi olinadi.

Chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisobiy yuklarni aniqlashda yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti $\gamma_f=1$ qabul qilinadi.

2.7 – jadval. Konstruksiyalarning yorilishiga chidamlilik talablari toifalari

Konstruksiyani ekspluatatsiya qilish sharoiti	Temirbeton konstruksiyalarning yoriqbardoshligiga qo'yiladigan talab toifalari va armaturaning saqlanishini ta'minlash uchun ruxsat etiladigan yoriqlarning chegaraviy ochilish kengligi $a_{crc,1}$ va $a_{crc,2}$, mm		
	Sterjenli - A-I, A-II, A-III, A-IIIv, A-IV; simli - B-I, Br-I	Sterjenli - A-V, A-VI; simli - V-II, Br-II, K-19, K-7 diametrli sim diametri $\geq 3,5$ mm	Simli - V-II, B-II, K-7 sim diametri ≤ 3 mm; sterjenli At-VII
Yopiq xonada	3 toifa $a_{crc,1}=0,4$; $a_{crc,2}=0,3$;	3 toifa $a_{crc,1}=0,3$; $a_{crc,2}=0,2$;	3 toifa $a_{crc,1}=0,2$; $a_{crc,2}=0,1$;
Ochiq havoda hamda gruntida yer osti suvlari sathidan pastda yoki yuqorida	3 toifa $a_{crc,1}=0,4$; $a_{crc,2}=0,3$;	3 toifa $a_{crc,1}=0,2$; $a_{crc,2}=0,1$;	2 toifa $a_{crc,1}=0,2$;
gruntida yer osti suvlari sathidan o'zgaruvchan bo'lganda	3 toifa $a_{crc,1}=0,3$; $a_{crc,2}=0,2$;	2 toifa $a_{crc,1}=0,2$;	2 toifa $a_{crc,1}=0,1$;

Yoriqlar hosil bo'lishi-bo'lmashligi quyidagi shartdan tekshiriladi

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

Yoriqlar ochilishining kengligi a_{crc} quyidagi shartdan tekshiriladi

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

bu yerda $a_{crc,u}$ – yoriqlarning ruxsat etiladigan ochilish kengligi, mm.

Yoriqbardoshlik talabining ikkinchi toifasiga mansub bo'lgan konstruksiyalarda doimiy, uzoq muddatli va vaqtincha yuklar ta'siridan ochilgan yoriqlar doimiy va uzoq muddatli yuklar ta'siridan yopilishi talab etiladi.

II toifaga mansub temirbeton konstruksiyalar uchun yoriqlarning ishonchli yopilishi uchun quyidagi shart bajarilishi lozim:

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

bu yerda: σ_b – element cho'ziladigan zonasidagi betonda doimiy va davomli yuklar ta'siridan hosil bo'ladigan normal kuchlanish.

Konstruksiyalar deformatsiya bo'yicha hisoblanganda quyidagi shart bajarilishi lozim:

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

bu yerda f_u – ruxsat etiladigan salqilik.

Temirbeton elementlarining ruxsat etiladigan chegaraviy salqiliklari texnologik, konstruktiv va estetik omillarga bog'liq [1].

Ba'zi bir kamchiliklariga qaramasdan chegaraviy holatlar uslubi materiallar qarshiliklarini va yuklar miqdorining o'zgaruvchanligini alohida-alohida koeffitsientlar orqali e'tiborga olinganligi sababli progressiv uslub sanaladi.

Hozirgi vaqtda chegaraviy holatlar uslubi hamma qurilish konstruksiyalarini, shu jumladan temirbeton konstruksiyalarni ham hisoblash uchun qo'llanilmoqda va shunga o'xshagan uslub xorijiy davlatlarda ham to'liqsiz ehtimollik uslubi nomi bilan qo'llanilmoqda. Chegaraviy holatlar uslubining kamchiliklariga har bir hisoblash omili uchun materiallar va yuklar bo'yicha ishonchlilik yueffitsientlarini boshqa omillar o'zgaruvchanligini e'tiborga olmasdan topilishi misol bo'ladi. Bunda, tasodifiy omillarning soni ko'p bo'lgan konstruksiyaning ishonchlilik darajasi talab qilinadigan miqdordan katta bo'ladi va yetarli darajada tejamli hisoblarga olib kelmaydi. Agar tasodifiy omil bitta bo'lsa, konstruksiyaning ishonchlilik darajasi talab qilinadiganidan past bo'ladi.

Bundan tashqari chegaraviy holatlar uslubi konstruksiyalarning vaqt davomida mustahkamligini hamda xizmat muddatini aniqlashga imkon bermaydi.

Texnologik omillarga kranlarning normal ishlashini ta'minlash, texnologik qurilmalarning normal ishlashi va hakazo kiradi. Estetik omillarga konstruksiyalarning tashqi ko'rinishiga qo'yiladigan talablar kiradi.

Turli turdagi konstruksiyalar uchun ruxsat etilgan chegaraviy salqilik qiymatlari [2] adabiyotning 19 jadvalida keltirilgan.

Mavzu bo'yicha misollar

Masala 1. Rigelni normal yoriq M_{schs} paydo bo'lishi aniqlansin?

Berilgan: $M = 171,5 kHm$; beton sinfi V30; kesim o'lchamlari $axh = 20 \times 50 cm$

Yechim. Quyidagi qiymatlarni aniqlaymiz $R_{o.t.sor} = 1,8 MIta$;
 $\gamma\gamma = 1,75$ — to'g'ri to'rt burchak kesimlar uchun elastik qarshilik momentni aniqlaymiz.

$W_{pc} = \gamma W_o = 1,75 \cdot 8333,3 = 14600 cm^3$ bu yerda $W_o = \frac{bh^2}{6} = 8333,3 cm^3$
quyidagi shart tekshiriladi $M \leq M_{cvc}$

$$M = 171,5 kHm > M_{cvc} = R_{ctscr} W_{pl} = 1,8(100)14600 = 26,3 \cdot 10^5 Hcm \\ = 26,3 kHm$$

shart bajarilmadi. Demak, to'sinning o'rtasida yoriqlar paydo bo'ladi.

Masala 2 Ko'p bo'shliqli ora yopma plitani montaj yuklar ta'siriga tekshirilsin?

Berilgan: Plitada 4 ta sirtmoq bor. A-I sinfli po'latdan tayyorlangan, ular panel qirrasidan 70sm masofada o'rnatilgan. $\ell = 6,37m$ Dinamik koeffitsientini xisobga olgan holda o'z vaznidan hosil bo'lgan yuk: $g = 5050 \frac{H}{m}$

Yechimi:

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{5050 \cdot 0,7^2}{2} = 1240 Hm$$

Bu momentni karkasni bo'ylama montaj armaturasi qabul qiladi. Uni yuzasini topamiz:

$$A_s = \frac{M}{Z_1 A_s} = \frac{124000}{17,1 \cdot 280 \cdot (100)} = 0,26 cm^2$$

bu yerda: $Z_1 = 0,9h_o = 0,9 \cdot 19 = 17,1 cm$

Konstruktiv muloxazalarga ko'ra 3 ϕ 10 A I, $A_s = 2,36 cm^2$ armatura olamiz.

Plitani kran bilan ko'targanda yuk ikki sirtmoqqa tushadi. Shuning uchun 1 sirtmoqqa tushadigan yuk:

$$N = \frac{ql}{2} = \frac{5050 \cdot 6,37}{2} = 16100 H$$

Sirtmoq armaturasining ko'ndalang kesim yuzasi: $A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{16100}{225 \cdot (100)} = 0,765 cm^2$

Konstruktiv muloxazalarga ko'ra diametri 12mm A - Isterjen olindi. $A_s = 1,13 cm^2$

Masala 3. Rigelda doimiy va uzoq muddatli yuklar ta'sirida, yoriqlarning uzoq muddat ochilishi hisoblansin?

Berilgan: $[a_{cvc}] = 0,3 mm$; $M = 121000 Hm$

Armatura sinfi: 2 ϕ 22A - III; 2 ϕ 25A - III; $A_s = 7,6 + 9,82 = 17,4 cm^2$ kesimdagi siqiluvchi va cho'ziluvchi kuchlar orasidagi yelka $Z_1 = 38 cm$. $E_s = 20 \cdot 10^4 MPa$ kesim o'lchamlari $exh = 20 \times 50 cm$; $a = 6 cm$.

Yechim. Quyidagi qiymatlarni aniqlaymiz

$$h_o = h - a = 50 - 6 = 44 cm$$

$$a_{cvc} = \delta \phi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = 1 \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot \frac{183}{20 \cdot 10^4} 20(3,5 - 100 \cdot$$

$$0,02) \sqrt[3]{25} = 0,113_{MM} < [a_{cvc}] = 0,3_{MM}$$

$$\text{bu yerda } \sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot Z_1} = \frac{12100000}{17,4 \cdot 38} = 18300 \text{ H.c.m}^2 = 183 \text{ MPa}$$

$$\phi_l = 1,6 - 15 A_s / e h_o = 1,6 - 15 \cdot 17,4 / 20 \cdot 40 = 1,3$$

$$\mu = \frac{A_s}{e h_o} = \frac{17,4}{20 \cdot 44} = 0,0197 < 0,02 \text{ qabul qilamiz}$$

δ – egiluvchi elementlar uchun = 1

η – davriy profilni sterjenlar uchun = 1

d – sterjenli armatura diametri

2.5. Loyihalash bo'yicha yo'riqlar

Bino va inshootlarning loyihalarini tayyorlashda ularning konstruktiv yechimlari qurilish sharoitini e'tiborga olgan holda texnikaviy-iqtisodiy asoslash natijasida qabul qilinadi. Bunda materiallar sarfi, tiklashdagi mehnat sarfi va qurilish narxi kabi ko'rsatgichlar e'tiborga olinadi. Bu ko'rsatgichlarni kamaytirishga samarali qurilish materiallarini va konstruksiyalarini ishlatish, konstruksiyalarning massasini kamaytirish, materiallarning fizik va mexanik xossalardan to'liq foydalanish hisobiga erishiladi.

Qabul qilingan konstruktiv sxemalar bino va inshootlarning hamda ularning alohida elementlarining mustahkamligi, ustivorligi va fazoviy o'zgarmasligini, bino va inshootlarni tiklash va ekspluatatsiya qilish jarayonida ta'minlashi shart.

Temirbeton konstruksiyalarning yig'ma elementlari mumkin darajada yuqori unumdorlikka ega bo'lgan mashina va mexanizmlar yordamida maxsus zavodlarda tayyorlanishi talab qilinadi. Imkoni boricha tayyorlash, tashish va montaj qilish uchun qo'llaniladigan mashina va mexanizmlarning ko'tarish qobiliyatiga qarab yig'ma elementlarni yiriklashtirish maqsadga muvofiqdir.

Konstruksiyalarning yig'ma elementlarini mumkin darajada yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan beton va armaturalardan oldindan zo'riqtirilib tayyorlanishi talab qilinadi. Boshqa me'yoriy hujjatlar talabi bilan cheklanmagan hollarda yengil va kovakli betonlarni qo'llash ham maqsadga muvofiqdir.

Yaxlit temirbeton konstruksiyalarni loyihalashda inventar qoliplarni qo'llash va yiriklashtirilgan hajmiy armaturali sinchlarni ishlatishga imkon beradigan unifikatsiyalashgan o'lchamlar qabul qilinishi kerak.

Seysmik tumanlarda tiklanadigan bino va inshootlarni loyihalashda quyidagi asosiy holatlarga e'tibor berish talab qilinadi:

1. Seysmik ta'sirdan hosil bo'ladigan yuklarni kamaytiruvchi materiallar va konstruksiyalar hamda konstruktiv sxemalarni qabul qilish;

2. Bino va inshootlarning massalari va birkliklari ularning hajmi bo'yicha teng taqsimlanishi;

3. Bino va inshootlar asosan yaxlit va yig'ma-yaxlit temirbetondan tiklanishi, yig'ma temirbetondan tiklangan bino va inshootlarda esa konstruksiyalarning birikishi va tutashishiga katta ahamiyat berilishi zarur;

4. Temirbeton konstruksiyalari elementlarida va tugunlarida plastik deformasiyalarning rivojlanishini ta'minlovchi tadbirlarning nazarda tutilishi;

5. Seysmik jihatdan aktiv bo'lgan tumanlarda tiklanadigan bino va inshootlarning plandagi shakli murakkab bo'lmasligi tavsiya etiladi. Xuddi shunday binolarning balandliklari ularning bo'yi va eni bo'yicha keskin o'zgarishligi kerak. Aks holda binoning birkligi uning plandagi o'lchamlari yo'nalishi va balandligi bo'yicha har xil bo'lib, seysmik ta'sir natijasida bino konstruksiyalarida murakkab kuchlanish holatlari ro'y beradi va bino buzilish holatiga kelib qolishi mumkin. Shuning uchun planda shakli murakkab bo'lgan va balandligi har xil bo'lgan bino va inshootlar seysmikaga qarshi choklar bilan sodda to'g'ri to'rtburchak va aylana shakllarga ajratiladi. Odatda seysmikaga qarshi choklar temperatura va cho'kish choklari bilan birlashtiriladi.

2.6. Bino va konstruksiyalarni unifikasiyalash

Temirbeton konstruksiyalaridan tiklanadigan bino va inshootlarni loyihalashda mumkin darajada bir xildagi va markadagi maksimal ravishda unifikasiyalashgan konstruksiyalarni qo'llashni ta'minlaydigan hajmiy-loyihaviy va konstruktiv yechimlar tanlanishi maqsadga muvofiqdir. Bu yechimlar unifikasiyalashtirilgan hisobiy ma'lumotlar asosida amalga oshiriladi.

Binolarning loyihaviy va konstruktiv parametrlari o'lchamlarini tayinlashda umumiy modul tizimi asos bo'lib xizmat qiladi. Umumiy modul tizimi 100 mm (1 M) ga teng bo'lgan asosiy modul bazasida binolarning hajmiy-loyihaviy va konstruktiv elementlarning o'lchamlarini muvofiqlashtirish qoidalarini o'zida mujassamlashtiradi.

Hajmiy-loyihaviy va konstruktiv elementlarning o'lchamlarini va ularning o'zaro joylashishi asosiy va qo'shimcha modullar asosida bo'luvchi o'qlarni joylashtirish va bu o'qlarga bino konstruksiyalarini bog'lash qoidalarini e'tiborga olib tayinlanadi.

Qo'shimcha modullar asosiy modulni butun yoki kasr sonlarga ko'paytirib hosil qilinadi. Binolarni loyihalashda hajmiy-loyihaviy va konstruktiv elementlarning o'lchamlarini tayinlashda qo'shimcha modullarning quyidagi qiymatlari qo'llaniladi: yiriklashtirilgan modullar - 60 M (6000 mm); 30 M (3000 mm); 15 M (1500 mm); 12 M (1200 mm); 6 M (600 mm); 3 M (300 mm); kasr modullar $(1/2)M$, $(1/5)M$ va $(1/10)M$.

Ishlab chiqarish binolari. Ishlab chiqarish binolarini loyihalashda planda sodda shakllarga ega bo'lgan, asosan, to'g'ri to'rtburchak shaklidagi sxemalarni tanlash tavsiya etiladi. Bu ayniqsa seysmik tumanlarda quriladigan binolar uchun juda muhim hisoblanadi. Bundan tashqari, imkoni boricha, binolarning balandliklarini bir xil qabul qilish maqsadga muvofiqdir.

Ishlab chiqarish binolari uchun asosan sinchli bo'lgan konstruktiv sxemalar qabul qilinadi. Sinchli konstruktiv sxema asosini gorizontal va vertikal elementlardan tashkil topgan ramalar tashkil etadi. Ramalarda gorizontal va vertikal elementlar bir-biri bilan biki yoki sharnirli tugunlar orqali birlashtiriladi. Binolarning devorlari, yopma va orayopmalari, asosan, yirik izoralardan (panellardan) tayyorlanadi.

Bir qavatli sanoat binolari. Bir qavatli sanoat binolari, ko'pchilik hollarda, eni va balandligi bir xil bo'lgan parallel ravishda joylashgan ravoqlardan tashkil topgan bo'lib, bir xildagi yuk ko'taruvchi kranlar bilan jihozlanadi. Binodagi ravoqlar va ustunlar qadamining soni binoning ishlab chiqarish quvvatiga binoan tayinlanadi.

Bir qavatli binolarni loyihalashda ravoq eni yiriklashtirilgan 60 M (6 m) modulga karra etib tayinlanadi va quyidagicha qabul qilinadi:

ko'prik kranlar bilan jihozlangan binolar uchun - 12, 18, 30, 36 m;
elektr ko'prik kranlar bilan jihozlangan binolar uchun - 8, 24, 30, 36 m;

Qo'l yordamida harakatga keltiriladigan ko'prik kranlar bilan jihozlangan binolar uchun - 9, 12, 18 m.

Texnologik talablar bo'yicha ravoq eni 36 metrdan ham katta qabul qilinishi mumkin. Bunda ravoqning eni 6 metrga karra bo'lishi shart.

Ustunlar qadami texnikaviy-iqtisodiy hisoblar asosida tayinlanadi va 6 metrga karra qilib olinadi. Chetki ustunlar qadami, ko'pchilik hollarda,

stropila konstruksiyasining (to'sin, ferma) qadamiga mos ravishda 6 yoki 12 m qabul qilinadi. O'rta ustunlar qadami bino ravog'ining eni 12 m va balandligi $N=(7,0...9,6)$ m bo'lganda, ko'pravoqli binolar uchun 6 m; bino ravog'ining eni (18...36) m va bino balandligi $N=(7,0...10,8)$ m bo'lganda, 6 yoki 12 m; bino balandligi $N=(7,0...18,0)$ m bo'lganda esa, 6 m qabul qilinadi. Texnologik va iqtisodiy jihatdan samarali bo'lgan hollarda o'rta ustunlar qadami 12 metrdan ham katta qabul qilinishi mumkin.

Bir qavatli sinchli binolarning balandligi (pol sathidan tayanchlarda yotgan ko'taruvchi konstruksiya ostigacha bo'lgan masofa) $N < 6,0$ m bo'lganda yiriklashtirilgan 6 M modulga, $N=(6...18)$ m bo'lganda esa, 12 M modulga karra qilib tayinlanadi.

2.8. jadvalda bir qavatli binolarning ravoqlariga mos bo'lgan unifikatsiyalashtirilgan balandliklari keltirilgan.

2.9 jadvalda kranlar bilan jihozlangan binolarning yuk ko'tarish qobiliyatiga mos bo'lgan unifikatsiyalashgan ravoq va balandlik o'lchamlari keltirilgan.

Yuk ko'tarish kranlari bilan jihozlangan binolarda kranosti relsi qalpoqchasining sathi o'lchamlari 2.10 jadvalda keltirilgan.

Jadvalda kran yuk ko'tarish qobiliyatini ko'rsatadigan raqamlar bilan birga kranning ish rejimini aniqlovchi O, N va T harflar ko'rsatilgan (O - oblegchennyy - yengil, N - normal va T - tyajelyy - og'ir). Agar harfiy shartli belgilar ko'rsatilmagan bo'lsa, sath o'lchamlari uchala ish rejimiga ham ta'luqlidir. **Ko'p qavatli sanoat binolari.** Unifikatsiyalashtirish asosida tarmoqlararo qo'llaniladigan to'sin qurilmali ko'p qavatli sanoat binolari muvaqqat yukning normativ qiymatlari va ustunlar turiga bog'liq ravishda ikki guruhga bo'linadi:

1. Yukning normativ qiymati 25 kPa gacha va ustunlar to'ri 6x6; 9x6; 12x6 va (6+3+6)x6; (9+3+9)x6 m bo'lgan binolar;

2. Yukning normativ qiymati 10 kPa gacha va ustunlar to'ri 6x6 va 9x6 m bo'lgan binolar.

Ko'p qavatli binolarni loyihalashda ravoqlar eni yiriklashtirilgan 30M modulga karra etib 6 metrdan 12 metrgacha qabul qilinadi. 12 metrdan katta bo'lgan ravoqlar 60M modulga karra etib tayinlanadi. Eni 3 metrga teng bo'lgan qo'shimcha ravoq ham qabul qilinishi mumkin.

Binoning balandligi 4,8 metrgacha bo'lsa, ustunlar qadami yiriklashtirilgan 6 M modulga karra etib, 4,8 metrdan baland bo'lsa, 12 M modulga karra etib tayinlanadi. Yordamchi bino qavatlarining balandligi 3 m qabul qilinadi.

**2.7 jadval. Binolarning ravoqlar eniga mos bo'lgan
unifikasiyalashgan balandliklari**

Tayanchda yotgan tom konstruksiyasining ostigacha bo'lgan masofa (balandlik), m	Ravoqlarning eni, m						
	6	9	12	18	24	30	36
3	+	+	+	-	-	-	-
3,6	+	+	+	-	-	-	-
4,2	+	+	+	-	-	-	-
4,8	+	+	+	+	+	-	-
5,4	+	+	+	-	-	-	-
6,0	+	+	+	+	+	+	-
7,2	-	-	+	+	+	+	+
8,4	-	-	+	+	+	+	+
9,6	-	-	+	+	+	+	+
10,8	-	-	-	+	+	+	+
12,0	-	-	-	+	+	+	+
13,2	-	-	-	-	+	+	+
14,4	-	-	-	-	+	+	+
15,6	-	-	-	-	-	+	+
16,8	-	-	-	-	-	+	+
18,0	-	-	-	-	-	+	+

Ko'p qavatli sanoat binolarining unifikasiyalashtirilgan qurilish parametrlari 2.8 jadvalda keltirilgan.

**2.8 jadval. Bir qavatli sinchli ishlab chiqarish binolarining
unifikasiyalashtirilgan qurilish o'lchamlari**

Tayanchda yotgan tom konstruksiyasi ostigacha bo'lgan masofa (balandlik), m	Ravoq eniga (m) mos bo'lgan kran jihozlarning yuk ko'tarish qobiliyati						
	9-p	12-p	18-p	18	24	30	36
6	3,2...5,8	3,2...5,8	5...8	-	-	-	-
6,6	3,2...5,8	3,2...5,8	5...8	-	-	-	-
7,2	3,2...5,8	3,2...5,8	5...8	-	-	-	-
		12,5...20	12,5...20	-	-	-	-
7,8	3,2...5,8	3,2...5,8	5...8	-	-	-	-
		12,5...20	12,5...20	-	-	-	-
8,4	3,2...5,8	3,2...5,8	5...8	-	-	-	-
		12,5...20	12,5...20	10	10	-	-

9,0	-	12,5...20	12,5...20	-	-	-	-
9,6	-	12,5...20	12,5...20	10...20	10...20	-	-
10,8	-	-	-	10...20	10...20	10...20	10...20
12,0	-	-	-	10...20	10...20	10...20	10...20
				30	30...50	30...50	30...50
13,2	-	-	-	10...20	10...20	10...20	10...20
				30	30...50	30...50	30...50
14,4	-	-	-	10...20	10...20	10...20	20
					30...50	30...50	30...50
15,6	-	-	-	-	30...50	30...50	30...50
16,8	-	-	-	-	30...50	30...50	30...50
18,0	-	-	-	-	30...50	30...50	30...50

Izoh: 1) Yuk ko'tarish qobiliyati 5 t bo'lgan elektr ko'prik kranlar qo'llanilganda, yuk ko'tarish qobiliyati 10 t bo'lgan kranlar uchun mo'ljallangan ustunlarni qo'llash tavsiya qilinadi. 2) 9-r, 12-r, 18-r - qo'lda harakatlantiriladigan ko'prik kranlar.

2.9 jadval. Kranosti relsi qalpoqchasining nominal nishoni (h_k)

Modul baland- lik N,m	Kran yuk ko'tarish qobiliyati, t	Nishon h_k ,m	Modul baland- lik N,m	Kran yuk ko'tarish qobiliyati, t	Nishon h_k , m
8,4	5	6,2	13,2	5;8;12,5(O,N)	10,95
	8			12,5(T);20	10,45
9,0	5;8	6,8		32	10,05
	12,5(O,N)	6,8		50	9,70
9,6	12,5(T); 20	6,3	13,8	5;8;12,5(O,N)	11,55
	5;8	7,4		12,5(T);20	11,05
	12,5(O,N)	7,4		32	10,65
10,2	12,5(T); 20	6,9	14,4	50	10,30
	5;8	7,95		5;8;12,5(O,N)	12,15
	12,5(O,N)	7,95		12,5(T);20	11,65
10,8	12,5(T); 20	7,45	15,0	32	11,25
	5;8;12,5(O,N)	8,55		50	10,90
	32	8,05		12,5(T); 20	12,25
11,4	50	7,65	15,6	32	11,85
	5;8;12,5(O,N)	9,15		50	11,50
	12,5(T); 20	8,65		12,5(T); 20	12,85
	32	8,25		32	12,45
12	50	7,9	16,2	50	12,10
	5;8;12,5(O,N)	9,75		12,5(T); 20	13,45
	12,5(T); 20	9,25		32	13,05

	32	8,85		50	12,70
12,6	5;8;12,5(O,N)	10,35	17,4	12,5(T); 20	14,65
	12,5(T); 20	9,85		32	14,25
	32	9,45		50	13,90
	50	9,10	18,0	12,5(T); 20	15,25
				32	14,85
				50	14,50

Turar-joy va jamoat binolari. Turar joy binolari va rejalashtirish tarkibi bo'yicha turar-joy binolariga yaqin bo'lgan jamoat binolarini (mehmonxona va sanatoriyalarning yashash xonalari, maktab, litsey va kollejlarning yotoqxonalar va hokazo) loyihalashda yirik panellardan iborat bo'lgan ko'ndalang konstruktiv sxemalarni qo'llash tavsiya qilinadi. Bunda tashqi devorlar faqat o'z og'irligini ko'taradi yoki panellardan tayyorlanib ustunlarga osiladi. Tashqi devor panellarini yuqori mustahkamli materiallardan tayyorlash maqsadga muvofiq bo'lganda, tashqi devordan ham, ko'ndalang devor bilan birgalikda yuk ko'taruvchi qurilma sifatida foydalanish mumkin.

Texnik va iqtisodiy sharoitlar bo'yicha izorali (panelli) konstruksiyalarni qo'llash mumkin bo'lmagan taqdirda shahar tipidagi ko'p qavatli baland binolarni sinchli konstruktiv sxema bo'yicha tiklash maqsadga muvofiqdir. Bunda tashqi devorlar yengil izoralardan tayyorlanib ustunlarga osiladi.

Seysmik tumanlarda ko'p qavatli turar-joy binolarini yirik panellardan tiklash maqsadga muvofiqdir. Chunki bunday binolar zilzilabardosh hisoblanadi.

Texnologik va iqtisodiy talablar hamda bino qismlarining qaysi maqsadda foydalanishiga qarab bir binoda har xil konstruktiv sxemalar qo'llanilishi ruxsat etiladi. Masalan, panelli turar-joy binolarining birinchi qavatlari savdo do'konlari sifatida foydalaniladigan bo'lsa, birinchi qavat sinchli konstruktiv sxema bo'yicha tiklanadi.

Jamoat binolari hajmiy-loyihaviy yechimlarining turli xil bo'lishi bilan tavsiflanadi. Shuning uchun jamoat binolari konstruksiyalarini unifikasiyalash turar-joy va ishlab chiqarish binolariga nisbatan ancha murakkab hisoblanadi. Binolarni yig'ma temirbeton konstruksiyalaridan tiklash va ularni bir xil tipga keltirish sharoitida jamoat binolari uchun erkin rejalash tavsiya etiladi. Bunday rejalash jamoat binolarining ko'rinishi va ichki tuzilishini xarajatsiz o'zgartirishga imkon beradi.

Turar-joy binolari va shunga mos bo'lgan jamoat binolarining tashqi devorlari balandligi qavat balandligiga mos bo'lgan yig'ma panellarga ajratiladi.

Jamoat binolari uchun tashqi devorlar tasmasimon gorizontaal va vertikal panellarga ajratiladi.

2.10 jadval. Ko'p qavatli sanoat binolarining unifikatsiyalashtirilgan qurilish parametrlari

Qavalar soni					
	6x11	6x3	6x3	9x11	6x3
Qavatlar balabalandligi, m					
2	3,6 - 4,8 6 6...4,8 3,6 4,8	- - - 4,8...4,8...7,2 6...6...7,2	- - - 4,8...4,8...10,8 6...6...10,8	3,6 4,8 6 6...4,8 3,6 4,8	- - - 4,8...4,8...7,2 6...6...7,2
3	6 6...4,5 7,2...6 3,6 4,8 6	- - - 4,8...4,8...7,2 6...6...7,2 -	- - - 4,8...4,8...10,8 6...6...10,8 -	6 6...4,8 7,2...6 3,6 4,8 6	- - - 4,8...4,8...7,2 6...6...7,2 -
4	6...4,8 7,2...6 3,6 4,8	- - 4,8...4,8...7,2 6...6...7,2	- - 4,8...4,8...10,8 6...6...10,8	6...4,8 7,2...6 3,6 4,8	- - 4,8...4,8...7,2 -
5	6 6...4,8 7,2...6* 3,6* 4,8*	- - - -	- - - -	6 6...4,8 -	- - -
6	6* 6...4,8*	-	-	-	-

*)Ko'rsatilgan balandlik ikki ravvoqli binolar uchun nazarda tutilmagan.

IZOHLAR: 1. Kranlarning yuk ko'tarish qobiliyati: osma kranlar uchun 2; 3,2; 5 t; ko'prik kranlar uchun - 5 va 8 t yengil va o'rta ish

rejimi uchun va 12.5 t og'ir ish rejimi uchun. 2. 3,3 m balandlik faqat ma'muriy-maishiy xonalar uchun nazarda tutilgan.

Turar-joy va jamoat binolarining yuk ko'taruvchi ko'ndalang va bo'ylama devorlari qadamlari (devorlar orasidagi masofa) yiriklashtirilgan modullarga karra etib quyidagicha tayinlanadi:

devor qadami 3.6 metrgacha bo'lganda	- 3 M;
7.2 metrgacha bo'lganda	- 6 M va 12 M;
12.0 metrgacha bo'lganda	- 15 M;
18.0 metrgacha bo'lganda	- 30 M;
devor qadami cheklanmaganda	- 60 M.

Devor qadamlarini yiriklashtirilgan 60 M va 30 M modullarga karra etib qabul qilish maqsadga muvofiqdir. Turar-joy binolari uchun esa 12 M modul ham qo'llanilishi tavsiya qilinadi.

Yuk ko'taruvchi devorlari bo'ylama yo'nalishda joylashgan turar-joy binolari va shunga mos bo'lgan jamoat binolari uchun ko'ndalang qadamlar (ravoqlar) o'lchamini 4,8; 5,1; 5,4; 5,7; 6,0 m qabul qilish tavsiya etiladi; bo'ylama qadamlarning o'lchami esa 2,4; 2,7; 3,0; 3,3 va 3,6 m qabul qilinadi. Yuk ko'taruvchi devorlari bo'ylama yo'nalishda joylashgan boshqa xildagi jamoat binolari uchun asosiy ko'ndalang qadamning o'lchamini 6,3 m (devorlar sirtlari orasidagi masofa 6,0 m), 6,0 m va 4,8 m, qo'shimcha qadami – 3,0 m qabul qilinadi. Ko'ndalang qadamlar o'lchami 6,0 va 3,0 m qabul qilinadi. Bo'ylama devorlari g'isht va bloklardan tiklanib, orayopma panellarining eni 1,5 metrgacha bo'lgan turar-joy va jamoat binolari uchun bo'ylama qadam sifatida 3M modulga karra bo'lgan ixtiyoriy o'lchami qabul qilinishi ruxsat etiladi.

Sinchsiz konstruktiv sxemali turar-joy va jamoat binolarining eni, ya'ni bo'ylama o'qlari orasidagi masofa 3M modulga karra etib qabul qilinadi. Bo'ylama qadamlar 30M va 12M modulga karra etib 2,4; 3,0; 3,6; 4,8 va 6,0 m qabul qilinadi. Talab qilinganda qadamlar 2,7 va 3,3 m, texnikaviy-iqtisodiy jihatdan qulay bo'lganda esa 5,7; 6,3 va 6,6 m ham qabul qilinadi.

Sinchli turar-joy va jamoat binolari ustunlarining bo'ylama va ko'ndalang qadamlari asosan 6 m qabul qilinadi. Qo'shimcha ravishda (zinapoyalar joylashgan xona, koridorlar uchun va hokazo) ustunlar qadami 3 m qabul qilinadi.

Jamoat binolarining ravoqlari 9, 12, 15, 18, 24, 30 m va undan ham katta qabul qilinishi mumkin.

Qavatlar uchun quyidagi unifikasiyalashtirilgan balandliklar qabul qilinadi:

- yerto'la xonalari - 2,4 m;
- turar-joy binolari, mehmonxonalarning yashaydigan qismlari, bolalar dam oladigan lager binolari, sanatoriyalarning yotoq korpuslari, dam olish uylari, maktab-internatlar, yerto'la qavatlari - 2,7 m;

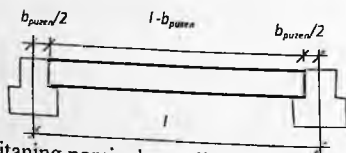
- o'quv yurtlarining binolari, ma'muriy, davolanish profilaktoriyalari, savdo (yuzasi 300 m^2 dan kam bo'lganda), umumiy ovqatlanish, sanoat korxonalarining ma'muriy-maishiy yordamchi binolari - 3,3 m;

- yuzasi 300 m^2 dan katta bo'lgan savdo zallari, yuzasi 150 m^2 va undan katta bo'lgan va ichki pardevorlar bilan bo'linmagan faollar zali va texnologik uskunalar bilan jihozlangan va xonaning baland bo'lishini taqoza etadigan xonalar, laboratoriyalar - 4,2 m;

- jamoat binolari zallarining balandligi 4.8; 5.4; 6; 7.2 m (6 Mga karra); 8,4; 9,6; 10,8 m (12 M ga karra); 12,6; 14,4; 16,2 m; 18 (18M ga karra).

Yuk ko'taruvchi devorlari g'ishtdan tiklangan zallarning balandliklari uchun 3M modulga karra bo'lgan boshqa balandliklar ham qabul qilinishi mumkin.

Konstruktiv elementlarning nominal o'lchamlari binolarning hajmiy-loyihaviy parametrlari bilan bevosita bog'liq. Binolarning unifikasiya qilingan hajmiy loyihaviy parametrlari (ravoq, qadam, qavat balandligi) bo'yicha konstruksiyalarni yig'ma elementlarga ajratilishi konstruktiv intervalni e'tiborga olib tayinlanadi. Konstruktiv interval ajratuvchi elementning (rigel, ustun va h.o) nominal o'lchamiga teng qilib olinadi. Rigel, progon, tom to'sini va fermasi, orayopma va yopma paneli, tashqi devor paneli va boshqa elementlarning nominal uzunliklari binoning unifikasiyalashgan ko'ndalang va bo'ylama qadami o'lchamiga teng qilib olinadi. Ajratuvchi elementlar mavjud bo'lgan hollarda nominal uzunlikdan ajratuvchi elementni ayirib tashlanadi. Masalan, rigel polkasiga mindiriladigan orayopma panelining nominal uzunligi, bo'luvchi o'qlar orasidagi masofadan rigelni ayirmasiga teng qilib olinadi: $l_{\text{nominal}} = l - b_{\text{pucset}}$, bu yerda l - bo'luvchi o'qlar orasidagi masofa (2.1 rasm).



2.1 rasm. Plitaning nominal uzunligini aniqlashga doir

Ba'zi bir elementlarning nominal uzunliklarini aniqlash 2.2-rasmda keltirilgan. Konstruksiyalarning konstruktiv o'lchamlari ularning nominal o'lchamlaridan me'yorlashtirilgan choklar enini ayirib topiladi, ya'ni $l_{\text{констр}} = l_{\text{номинал}} - 2\Delta$, bu yerda Δ - me'rlashtirilgan chok eni.

Unifikasiyalashtirilgan yuklar. Ishlab chiqarish, turar-joy va jamoat binolari hamda inshootlarining yig'ma yopma va orayopmalari uchun tipik temirbeton konstruksiyalar unifikasiyalashtirilgan yuklar asosida ishlab chiqiladi. Yuklarning bir-biridan kam farq qiladigan har bir miqdori uchun konstruksiya nomenklaturasini ishlab chiqish maqsadga muvofiq emas. Chunki temirbeton konstruksiyalari zavodlari cheksiz nomenklaturadagi temirbeton konstruksiyalarini tayyorlash imkoniyatiga ega bo'lmaydilar. Shuning uchun armaturalar va betonlar ma'lum sinflarga bo'linganidek, yuklar ham unifikasiyalashtirilib, ularning ma'lum bir miqdorlari qabul qilingan.

Plitalar, panellar, rigellar va progonlar uchun ko'yidagi unifikasiyalashtirilgan yuklar xili qabul qilingan:

- vertikal teng taksimlangan hisobiy yuk (hisoblanadigan konstruksiya og'irligi hisobga olinmagan);

- hisobiy yukka mos bo'lgan me'yoriy yuk; konstruksiyani hisoblashda me'yoriy yukning bir qismi davomli ta'sir qiladi deb hisoblanadi;

- konstruksiyani hisoblashda me'yoriy va hisobiy yukning bir qismi vaqtinchalik ta'sir qiladi deb hisoblanadi.

Plitalar, yopma va orayopma panellari uchun unifikasiyalashtirilgan yuklarning miqdorlari 2.12 jadvalda keltirilgan.

Sinchli konstruksiyalarning rigellari va qavatlar orasidagi orayopma progonlari uchun unifikasiyalashtirilgan yuklarning miqdorlari 1.6 jadvalda keltirilgan.

Bir qavatli sanoat binolari. Chetki ustunlarni bo'luvchi o'qlarga bog'lash quyidagi qoidalar asosida amalga oshiriladi:

- ko'prik kranlar bilan jihozlanmagan va yuk ko'tarish qobiliyati 30 tonnagacha bo'lgan ko'prik kranlar bilan jihozlangan binolarda xona balandligi $H < 16,2$ m bo'lganda ustunning tashqi tomoni bo'ylama bo'luvchi o'q bilan ustma-ust joylashtiriladi ("nol" bog'lanish-2.3, a rasm);

- yuk ko'tarish qobiliyati 50 tonnagacha bo'lgan ko'prik kranlar bilan jihozlangan binolarda xona balandligi 16,2 va 18 m bo'lib, ustun qadami 12 m bo'lsa, ustunning tashqi tomoni bo'luvchi bo'ylama o'qdan

250 mm tashqarida joylashadi (2.3,b rasm). Ayrim, asoslangan hollarda bu miqdor 500 mm gacha ko'paytirilishi mumkin.

O'rta qator ustunlari kranosti qismi ko'ndalang kesimining geometrik o'qlari (bino chetida va deformasiya choklariga yaqin joylashgan ustunlar bundan mustasno) bo'luvchi bo'ylama va ko'ndalang o'qlar bilan ustma-ust joylashtiriladi (2.3,v rasm).

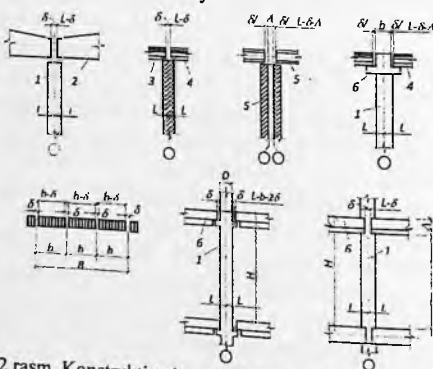
Bino chetida joylashgan chetki va o'rta qator ustunlari kranosti qismi kesimining geometrik o'qi bo'luvchi ko'ndalang o'qdan 500 mm bino ichkarisiga joylashtiriladi (2.4,b rasm).

Bir xil balandlikdagi ravoqlarda juft ustunlar qo'yib hosil qilingan ko'ndalang temperatura chokining o'qi bo'luvchi o'q bilan ustma-ust joylashtiriladi (2.4,v rasm). Temperatura choklarida qo'sh o'q hosil qilinib ustunlarni bog'lash ham ruxsat etiladi. Bunda qo'sh o'q o'rtasidagi masofa 50 mm ga karra etib tayinlanadi (2.4,g rasm).

Stropila osti konstruksiyasi qo'llanilgan binolar uchun bo'ylama temperatura choki hosil qilinganda ustunlarni bo'luvchi o'qlarga bog'lanishi 2.6,a rasmda ko'rsatilgan.

Bir xil balandlikdagi ravoqlarda juft ustunlar qo'yib hosil qilindigan bo'ylama temperatura choklarida ikkita bo'luvchi o'q qabul qilinadi (2.5 rasm). Bunda bo'luvchi bo'ylama o'qlar orasiagi masofa 500 mm va undan katta (250 mm ga karra etib) qabul qilinishi mumkin.

Seysmik tumanlarda stropila osti konstruksiyasi qo'llanilgan binolarni loyihalash tavsiya etilmaydi.



2.2 rasm. Konstruktiv elementlarning nominal o'lchamlari:
1 - ustun; 2 - to'sin yoki ferma; 3 - devor paneli; 4 - orayopma paneli; 5 - tanasida teshiklar mavjud bo'lgan devor paneli; 6 - rigel

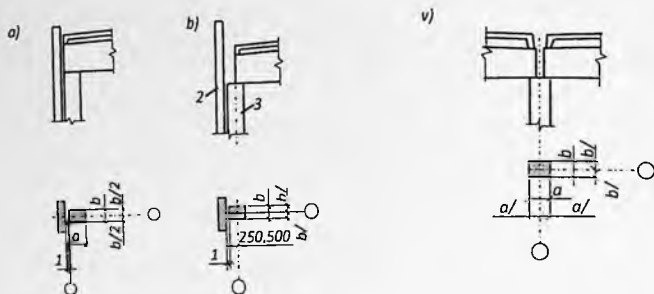
2.11 jadval. Plitalar, yopma va orayopma panellari uchun unifikatsiyalashtirilgan yuklarning miqdorlari

Yuk turi	Yuk, kPa												
Hisobiy	2	3	4,5	6	8	10	12,5	16	21	27	33	41	51
Me'yoriy	1,7	2,4	3,6	5	6,7	8,5	10,5	13,5	17,5	22,5	27,5	34,5	42,5
Me'yoriy yukning davomli ta'sir qiladigan qismi	1,2	1,5	2,1	3,5	5,2	7	9	12	16	21	26	33	41
Yukning bir qismi vaqtincha ta'sir qiladi deb hisoblanadi: xisobiy me'yoriy	1,0,7	1,4,1,0	2,8,2	3,9,3	6,5	8,7	10,8,9	14,4,12	18,15	24,20	30,25	38,4,32	48,40

Yuk turi	Yuk, kPa														
Hisobiy	7,5	10	15	21	30	40	52	72	90	110	145	180	215	265	320
Me'yoriy	6	8,5	12,5	17,5	25	34	44	62	78	93	123	153	183	225	273
Me'yoriy yukning davomli ta'sir qiladigan qismi	4,5	6,3	10,3	13	20,5	29,5	35	53	66	81	111	141	171	213	261
Yukning bir qismi vaqtincha ta'sir qiladi deb hisoblanadi: xisobiy me'yoriy	3,8,2,7	3,8,2,7	3,8,2,7	7,6,5,4	11,8,5	16,12	23,18	36,30	54,45	72,60	108,90	144,120	180,150	230,192	288,240

2.12 jadval. Sinchli konstruksiyalarning rigellari va qavatlar orasidagi orayopma progonlari uchun unifikatsiyalashtirilgan yuklarning miqdorlari

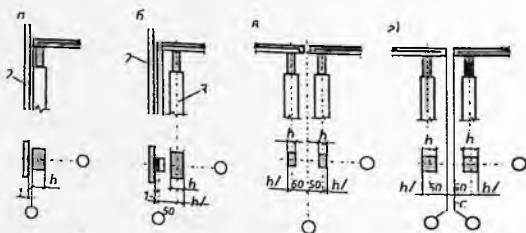
Bino ravog'iga ko'ndalang bo'lgan yo'nalishda balandlik har xil bo'lgan taqdirda juft ustunlar qo'yilib, ikkita ko'ndalang bo'lavchi o'qlar qabul qilinadi. Bu bo'lavchi o'qlar orasidagi masofa 300 mm dan kam qabul qilinmaydi. Katta o'lchamlar qabul qilinganda 50 mm ga karra bo'lishi shart (2.6,b rasm).



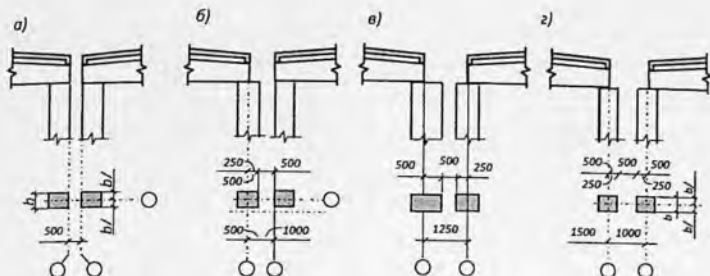
2.3 rasmi. Ustunlarning bo'luvchi o'qlarga bog'lanishi
 a - chetki ustunlar qatorining chetki qirrasiga bo'ylama bo'luvchi o'q bilan mos tushgan hol («0» bog'lanish); b - xuddi shunday, mos tushmagan hol: 1 - chok; 2 - devor; 3 - ustun; v - o'rta ustunning ko'ndalang bo'luvchi o'q bilan bog'lanishi.

Parallel ravoqlarning balandligi har xil bo'lganda juft ustunlar qo'yilib, ikkita bo'ylama bo'luvchi o'q qabul qilinadi. Bu bo'ylama o'qlar orasidagi masofa 300 mm dan kam qabul qilinmaydi. Katta o'lchamlar qabul qilinganda esa 50 mm ga karra bo'lishi shart (2.6 rasmi).

O'zaro perpendikulyar bo'lgan ravoqlarning birikishi juft ustunlar qo'yilib ikkita, chetki bo'ylama va chetki ko'ndalang bo'luvchi o'qlarga bog'lanadi. Bu o'qlar orasidagi masofa 50 mm ga karra etib, 300 mm dan kam qabul qilinmaydi

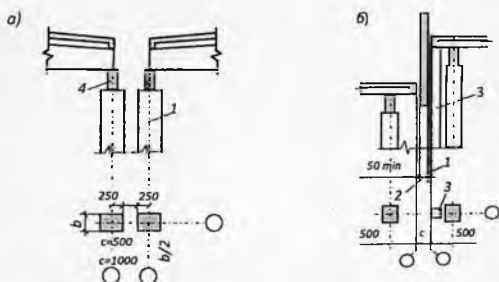


2.4- rasmi. O'rta ustunlar qatorining bo'luvchi o'qlarga bog'lanishi:
 a -bino chetidagi ustun tashqi qirrasining ko'ndalang bo'luvchi o'q bilan mos tushgan hol («0» bog'lanish); b - xuddi shunday, ustunning geometrik o'qi ko'ndalang bo'luvchi o'qdan bino ichkarisiga siljirilgan hol; 1-chok; 2-devor; 3- ustun; v - temperatura choki hosil qilingan joyda ustunlarning bitta bo'luvchi o'qga bog'lanishi; g - xuddi shunday, ikkita bo'luvchi o'qga bog'lanishi; $S=50n$ (mm), $n=1,2,3$.



2.5 rasm. Binolarning bo'ylama temperatura chok hosil qilingan joylarida ustunlarning bo'luvchi o'qlarga bog'lanishi:

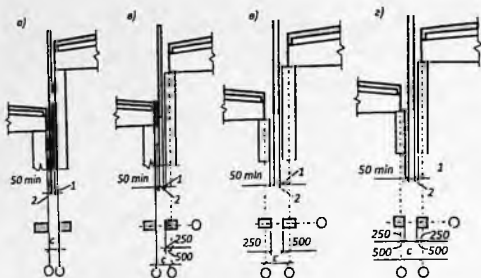
a- bo'luvchi o'qlar orasidagi masofa 500 mm bo'lganda; b- xuddi shunday, 750 mm va 1000 mm bo'lganda; v - xuddi shunday, 1250 mm bo'lganda; g - xuddi shunday, 1000 mm va 1250 mm bo'lganda.



2.6 rasm. U ustunlarning bo'luvchi o'qlarga bog'lanishi:

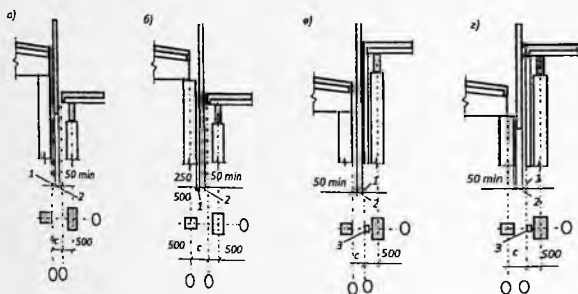
a - stropilaosti konstruktsiya ishlatilgan binolarning bo'ylama temperatura chok hosil qilingan joylarida ustunlarning bo'luvchi o'qlarga bog'lanishi; b- bino ravog'iga ko'ndalang bo'lgan yo'nalishda balandligi o'zgargan joylarda ustunlarning bo'luvchi o'qlarga bog'lanishi:

1 – chok; 2- devor qalinligi; 3 – po'lat faxverk ustun; 4 – stropilaosti konstruktsiyasi; S- o'qlar orasidagi masofa.



2.7 rasm. Parallel ravoqlarning balandliklari o'zgargan joylarda ustunlarning bo'luvchi o'qlarga bog'lanishi:

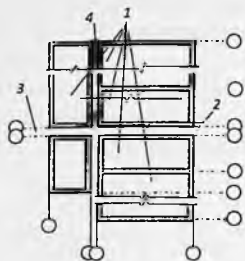
1 – chok; 2- devor qalinligi; S- o'qlar orasidagi masofa.



2.8 rasm. Har xil balandlikka ega bo'lgan va ravoqlari o'zaro perpendikulyar joylashgan binolar ustunlarining bo'luvchi o'qlarga bog'lanish variantlari:

1 – oraliq chok; 2- devor qalinligi; 3- faxverk ustun; S - bo'luvchi o'qlar orasidagi masofa.

Ko'ndalang ravoqqa birikadigan parallel ravoqlar o'rtasidagi temperatura choki ko'ndalang ravoqda ham davom ettiriladi va ko'ndalang ravoq uchun ko'ndalang temperatura chokini hosil qiladi (2.9 rasm).

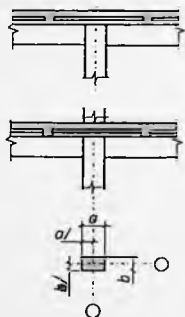


2.9 rasm. O'zaro
perpendikulyar joylashgan
ravoqlarda temperatura choklarini
hosil qilish:

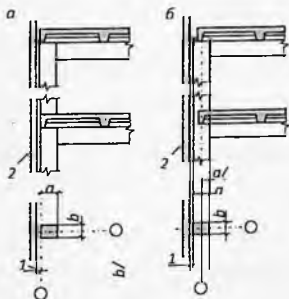
1- ravoqlar; 2- bo'yлама
temperatura choki; 3- ko'ndalang
temperatura choki; 4 – bo'lurvchi
o'qlar orasidagi masofa

Ko'p qavatli sanoat binolari. Ko'p qavatli sanoat binolarida o'rta ustun qatorlari ko'ndalang kesimining geometrik o'qlari bo'lurvchi o'qlar bilan ustma-ust joylashtiriladi (2.10 rasm). Chetki ustun qatorlari uchun bo'lurvchi o'q bilan ustunning tashqi cheti ustma-ust joylashtiriladi yoki ustunning tashqi cheti bo'lurvchi o'qdan 200 mm yoki 250 mm tashqariga chiqariladi (2.11 rasm). Binoning chetida joylashgan o'rta va chetki qator ustunlarining bo'lurvchi ko'ndalang o'qlarga bog'lanishi 2.12 rasmda ko'rsatilgandek bajariladi.

Ko'ndalang deformasiya choklari va balandlik har xil bo'lgan joylardagi ustunlar ikkita bo'lurvchi o'qqa nisbatan bog'lanadi yoki chok o'qi bilan ustma-ust tushadigan bitta bo'lurvchi o'qqa bog'lanadi. Bu o'qlar orasidagi masofa 1000 mm va undan katta (250 mm ga karra etib) qabul qilinadi (2.13 rasm).

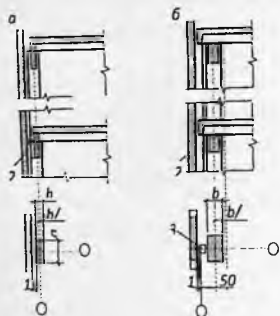


2.10 rasm. Ko'p qavatli
binolarning o'rta qator ustunlarini
bo'lurvchi o'qlarga bog'lanishi

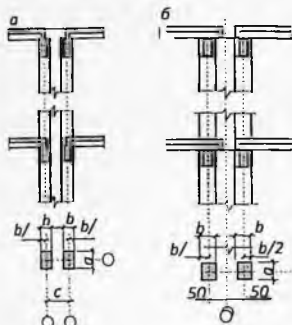


2.11 rasm. Ko'p qavatli
binolarning chetki qator ustunlarini
bo'lurvchi o'qlarga bog'lanishi
variantlari: 1-oraliq; 2 – devor.

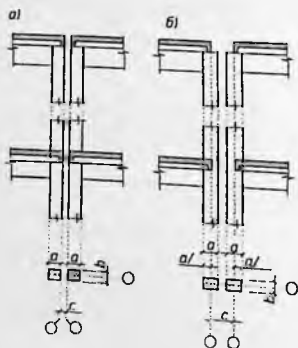
Bo'ylama temperatura choklarida joylashgan qo'sh ustunlar ikkita bo'luvchi o'qlarga bog'lanadi. Ustunning tashqi tomoni bo'ylama bo'luvchi o'q bilan ustma-ust tushganda bu o'qlar orasidagi masofalar 50 mm ga karra etib, 300 mm dan kam qabul qilinmaydi. Ustun ko'ndalang kesimining geometrik o'qlari bo'ylama o'qlar bilan ustma-ust tushganda bu o'qlar orasidagi masofa 1000 mm dan kam qabul qilinmaydi (2.14 rasm).



2.12 rasm. Ko'p qavatli binolarning chetlarida joylashgan chetki va o'rta ustunlarning ko'ndalang bo'luvchi o'qlarga bog'lanishi: a – faxverkli ustun bo'lmagan hol; v- faxverkli ustun bo'lgan hol; 1-oraliq; 2 – devor; 3-faxverk ustun.



2.13 rasm. Ko'p qavatli binolarning ko'ndalang temperatura choklari hosil qilingan joylaridagi ustunlarning bo'luvchi o'qlarga bog'lanishi: S - bo'luvchi o'qlar orasidagi masofa.



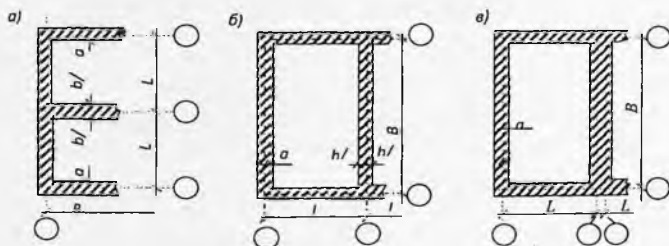
2.14 rasm. Ko'p qavatli binolarning bo'ylama temperatura choklari hosil qilingan joylaridagi ustunlarning bo'luvchi o'qlarga bog'lanishi: S - bo'luvchi o'qlar orasidagi masofa.

Fuqaro va jamoat binolari. Binolarning yuk ko'taruvchi devorlari bo'luvchi o'qlarga quyidagi ko'rsatmalar asosida bog'lanadi (2.15 rasm):

- ichki devorlarning geometrik o'qlari bo'luvchi o'qlar bilan ustma-ust joylashtiriladi;

- devor qalinligi 300 mm va undan katta bo'lganda, ayniqsa devorlarda ventilyasiya kanallari hosil qilinganda va bunda unifikatsiyalashgan orayopma elementlarini qo'llash maqsadga muvofiq bo'lsa, bu elementlarni devorga o'rnatilishi shartidan ikkita bo'luvchi modul o'qlaridan foydalanish mumkin.

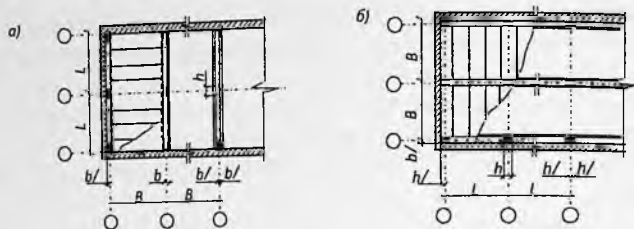
Yuk ko'taruvchi tashqi devorning ichki tomoni bo'luvchi modul o'qdan ichkari tomonga $(1/2)M$ modulga teng va shunga karra bo'lgan a masofaga joylashtiriladi; panelli binolarda $a=100$ mm qabul qilinadi, ko'p qatlamli chetki devorlar uchun a masofa devorning yuk ko'taradigan qatlami qalinligiga teng qilib olinadi.



2.15 rasm. Sinchsiz binolarda devorlarning bo'luvchi o'qlarga bog'lanishi:

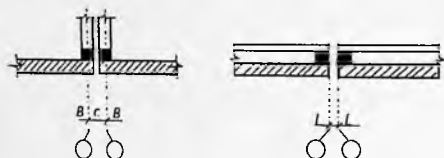
a- yuk ko'taruvchi devorlar bo'lama joylashganda; b - xuddi shunday, ko'ndalang joylashganda; v - xuddi shunday, ko'ndalang joylashib, ikkita bo'luvchi o'q hosil qilinganda

Sinchli binolarda o'rta qator ustunlari ko'ndalang kesimining geometrik o'qlari bo'ylama va ko'ndalang bo'luvchi o'qlar bilan ustma-ust joylashtiriladi. Chetki qator ustunlari bo'lsa, ustun ichki tomonini bo'luvchi o'qdan ichkari tomonga a masofaga o'tkazib bog'lanadi. Bunda a masofa o'rta ustun kesimi balandligining yarimiga teng qilib olinadi. Chetki ustunlar tashqi tomoni bilan bo'luvchi o'qlarga ustma-ust joylashtirilishi ham mumkin.



2.16 rasm. To'liq sinchli bino ustunlarining bo'luvchi o'qlar bilan bog'lanishi: a – ramalar ko'ndalang joylashganda; b – ramalar bo'ylama joylashganda.

Deformasiya choklari joylashgan va har xil balandlikdagi joylar uchun ikkita bo'luvchi o'qlar qabul qilinadi. Bu o'qlar orasidagi masofa 300 va 600 mm qabul qilinadi (2.17 rasm).



2.17 rasm. To'liq sinchli bino ustunlarining deformasiya choklari hosil qilingan joylarida bo'luvchi o'qlar bilan bog'lanishi.

Deformasiya choklari. Bino va inshootlar nafaqat tashqi yuklar ta'siri ostida balki atrof muhit ta'siri (namlik, temperatura), betonning hajmiy o'zgarishi va bino asosining cho'kishi natijasida ham deformasiyalanishi mumkin. Bu deformasiyalar bino va inshoot konstruksiyalarida qo'shimcha zo'riqishlar hosil qiladi. Bu qo'shimcha zo'riqishlar natijasida statik aniqmas sistemalarning elementlarida yoriqlar paydo bo'lishi, hattoki elementlar buzilish holatiga yaqinlashib qolishi mumkin. Shuning uchun bino va inshootlar temperatura va cho'kish choklari bilan alohida qismlarga ajratiladi.

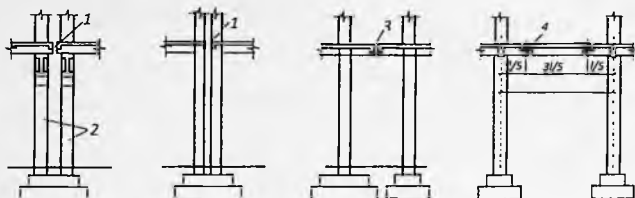
Temperatura choklari bino va inshootlarni poydevor sathigacha qismlarga ajratadi.

Cho'kish choklari bino va inshootlarning poydevorlarini ham qo'shib qismlarga ajratadi.

Temperatura choklari binoning umumiy poydevoriga qo'sh ustun qo'yib hosil qilinadi. Cho'kish choklari bo'lsa, har bir ustun ostiga alohida poydevor qo'yib hosil qilinadi (2.18 rasm).

Temperatura choklari orasidagi masofa asosan binoning bikrligiga hamda poydevorga qanday birikishiga bog'liqdir. Undan tashqari temperatura choklari orasidagi masofalarni tayinlashda bino ichidagi harorat ham e'tiborga olinadi. Shuning uchun bu binolarda temperatura choklari orasidagi masofalar boshqa ko'rsatgichlarni e'tiborga olmagan holda kam qabul qilinadi.

Cho'kish choklari binolarning uzunligi bo'yicha balandligi keskin o'zgarganda, quriladigan bino mavjud binolarga yaqin joylashganda, bino quriladigan joyning asosi sifat jihatdan har xil bo'lgan gruntlardan tashkil topganda, bino asosining deformasiyalanishi tekis bo'lmagan hollarda hosil qilinadi.



2.18 rasm. Deformasiya choklari:

- 1 – temperatura choki; 2 – qo'sh ustun; 3 – cho'kish va antiseysmik choki;
- 4 – qo'shimcha ravog' yordamida cho'kish va antiseysmik chok hosil qilish.

Choklarning sonini kamaytirish maqsadida temperatura va cho'kish choklari ko'p hollarda birlashtiriladi. Choklarning eni (ustunlar qirralari orasidagi masofa) 20-30 mm qabul qilinadi. Oldindan kuchlanish berib zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalardan tiklangan binolarda (konstruksiyalarda yoriqlar paydo bo'lishi ruxsat etilmaganda) temperatura choklari orasidagi masofalar konstruksiyalarni yoriqbardoshlikka hisoblash asosida qabul qilinadi. Boshqa hollarda choklar orasidagi masofalar 2.7 jadvaldan qabul qilinishi mumkin.

Seysmik jihatdan aktiv bo'lgan tumanlarda quriladigan bino va inshootlarning plandagi shakli oddiy bo'lishi tavsiya etiladi. Xuddi shunday binolarda balandliklar bir-biridan keskin farq qilmasligi shart. Aks holda binoning bikrligi uning plandagi o'lchamlari yo'nalishi va balandligi bo'yicha har xil bo'lib seysmik ta'sirlar natijasida binoda murakkab kuchlanish holati ro'y beradi. Bu holat binoni buzilishiga olib

kelishi mumkin. Shuning uchun planda shakli murakkab bo'lgan va uzunligi bo'yicha balandligi o'zgaradigan binolar seysmikaga qarshi choklar bilan sodda to'g'ri to'rtburchak va aylana shakllarga ajratiladi. Odatda seysmikaga qarshi choklar temperatura va cho'kish choklari bilan birlashtiriladi.

2.13 jadval. Beton va temirbeton konstruksiyalardan tiklanadigan binolarda hisoblamasdan qabul qilinadigan temperatura choklari orasidagi masofalar

№	Konstruksiya turi	Ekspluatasiya qilish sharoiti		
		isitiladigan binoda yoki gruntida	isitilmaydigan binoda	ochiq muhitda
1	Yig'ma beton	40	35	30
2	Yaxlit beton			
	a) armatura bilan konstruktiv talablar asosida jihozlanganda	30	25	20
3	b) armatura bilan nokonstruktiv talablar asosida jihozlaganda	20	15	10
4	Yig'ma-sinchli temirbeton:			
	a) bir qavatli bo'lganda			
	b) ko'p qavatli bo'lganda			
	Yig'ma-yaxlit va yaxlit temir beton:	72	60	48
		60	50	40
	a) sinchli bo'lganda			
	b) uzluksiz bo'lganda			
		50	40	30
		40	30	25

Seysmik tumanlarda quriladigan binolarning uzunliklari 2.15 jadvalda keltirilgan miqdorlardan katta bo'lgan taqdirda bino uzunligi bo'yicha antiseysmik choklar bilan qismlarga ajratiladi.

2.7. Yig'ma temirbeton konstruksiyalarni loyihalash

Yig'ma temirbeton konstruksiyalarning grajdan va sanoat binolari hamda injenerlik inshootlari qurilishidagi salmog'i yildan-yil kamayib borishi kuzatilmoqda. Bunga sabab ishlab chiqarish bazalarini yaratishdagi xarajatlar, yig'ma temirbeton konstruksiyalarni tayyorlash uchun metall va energiya sarfining yuqoriligi hisoblanadi.

Bundan tashqari konstruksiyalarni tashish va ularni montaj qilishda yuk ko'tarish qobiliyati katta bo'lgan kranlarning talab etilishidir.

Yig'ma temirbeton konstruksiyalar bir xil tipda zavod sharoitida tayyorlanib, keng ko'lamda quriladigan bino va inshootlarda qo'llanilgan taqdirda ularning samaradorligi oshadi. Shuning uchun bino va inshootlar yig'ma elementlarga ajratilayotgan vaqtda mumkin darajada bir hil turdagi konstruksiya va elementlarga ajratilishi lozim. Masalan, sanoat qurilishida ishlatiladigan temir beton to'sinlar, fermalar, fuqaro (jamoat) qurilishida ham ishlatilishi mumkin. Xuddi shunday tom plitalari, ustunlar, devor panellari va boshqalarni misol keltirish mumkin.

Bino va inshootlarni yig'ma elementlarga ajratishda quyidagi talablar e'tiborga olinishi shart:

- 1) montaj qilish uchun ishlatiladigan ko'tarma kranlarning yuk ko'tarish qobiliyati;
- 2) tashish uchun ishlatiladigan mashinalarning yuk ko'tarish qobiliyati;
- 3) yig'ma element o'lchamlari.
- 4) yig'ma elementlarni tayyorlanish texnologiyasi.

2.14 jadval. Beton va temirbeton konstruksiyalardan seysmik tumanlarda tiklanadigan binolarda hisoblamasdan qabul qilinadigan temperatura choklari orasidagi masofalar

		Hisobiy seysmiklikka (ballarda) mos bo'lgan bino uzunligi, m				
No	Yuk ko'taruvchi konstruksiya	7	8	9	>9	9*
1	Bir qavatli temirbeton sinchli binolar	Noseysmik tumanlardagidek 1.5 jadvaldan qabul qilinadi			36	24
2	Ko'p qavatli temirbeton sinchli binolar:	Noseysmik tumanlardagidek 1.7 jadvaldan qabul qilinadi			36	24
	a) bikr armaturali yaxlit temirbeton	Noseysmik tumanlardagidek 1.7 jadvaldan qabul qilinadi				
	b) yaxlit, yig'ma-yaxlit temirbetondan bikr tugunli fazoviy rama	Noseysmik tumanlardagidek 1.7 jadvaldan qabul qilinadi			36	24
	v) yig'ma temirbeton	80	60	40	24	18
	g) rama-diafragmali va rama-yadroli temirbeton sinch	100	80	60	40	30
	d) seysmik ta'sirni qabul	80	60	40	24	18

	qiluvchi oralari pishiq g'isht, tosh va bloklar bilan to'ldirilgan temirbeton sinch					
	ye) rigellari ustunlarga sharnirli biriktirilgan temirbeton sinch	Noseysmik tumanlardagidek 1.5 iadvaldan qabul qilinadi			-	-
3	Devorlari yaxlit temirbetondan tiklangan, yirik paneli va hajmiy temirbeton bloklardan tiklangan binolarda ko'ndalang devorlarining qadami:					
	a) $a \leq 4,2$ m bo'lganda;	60	45	36	36	30
	b) $4,2 < a \leq 6,6$ m bo'lganda;	60	45	36	36	30
	v) $a > 6,6$ m bo'lganda;	60	45	36	36	30

Yig'ma elementlarni mumkin daraja yiriklashtirish maqsadga muvofiqdir. Bunda montaj qilish jarayonida ko'tarish, o'rnatish operatsiyalari soni va montaj choklari soni kamayadi.

Fuqaro binolarida orayopma va yopmalarning o'lchamini xona o'lchamiga teng qilib olish maqsadga muvofiqdir. Yirik panelli konstruksiyalardan tiklanadigan binolarda esa devor panellarining o'lchamini xona balandigi va eniga teng qilib olish tavsiya etiladi.

Sanoat binolarida tom konstruksiyalarining o'lchamlarini mumkin darajada katta qabul qilish tavsiya etiladi.

Ba'zi hollarda yig'ma elementlarni yiriklashtirish ularning og'irligi bilan chegaralanadi. Bu holatlarda yig'ma elementlarning kesimida bo'shliqlar hosil qilinib yengillashtirilishi, mustahkamligi yuqori bo'lgan beton va armaturalarni ishlatilishi hisobiga konstruksiya kesimi o'lchamlarini kamaytirish va shu hisobiga uning og'irligini ham kamaytirishga erishish mumkin. Yig'ma temirbeton konstruksiyalar texnologiyabop bo'lishi shart.

Texnologiyabop deb, zavod sharoitida yuqori unumdorlikka ega bo'lgan mashina va mexanizmlar yordamida qo'l mehnatidan foydalanilmasdan keng ko'lamda ishlab chiqarish imkoniyatiga ega bo'lgan elementlarga aytiladi.

Qo'p qavatli binolarni alohida yig'ma elementlarga ajratilishini ko'rib chiqaylik. Ko'p qavatli binolar konstruksiyalarining ishlash sharoitiga qarab yig'ma elementlarga ajratilganda tugunlar eguvchi momentlarning eng kam miqdori hosil bo'ladigan joylarda hosil qilinadi (2.17 rasm). Bu holatda ko'p qavatli bino ustunlarini konsolli qilib

tayyorlashga to'g'ri keladi. Kosolli ustunlarni konveer va potok-agregat usulida tayyorlash texnologiyabop bo'lmaydi. Shuning uchun ko'p qavatli sinchli binolar yig'ma chiziqli elementlarga konsolsiz qilib ajratiladi. Bunda elementlarni konveer va potok-agregat usulida tayyorlash texnologiyabop hisoblanadi.

Kosolli ustunlar stend usulida oson tayyorlanadi va texnologiyabop hisoblanadi.

Hamma yig'ma elementlarda ularni bir-biri bilan biriktirish uchun beton tanasida biriktiruvchi detallar qo'yiladi. Biriktiruvchi detallar asosan metallardan tayyorlanib, yig'ma temirbeton konstruksiya tanasiga ankerlanadi. Konstruksiyaning ishlash sharoitiga bog'liq ravishda biriktiruvchi detallar cho'zilishga, siqilishga va egilishga hisoblanadi.

Yig'ma temirbeton konstruksiyalar va ularning elementlari montaj qilish bo'yicha ham texnologiyabop bo'lishi shart. Masalan, yig'ma temirbeton ustunlarning bir biri bilan birikish tugunining pol sathidan 800...1000 mm balandlikda joylashishi ham texnologiya talablari bo'yicha tayinlanadi.

Yig'ma temirbeton konstruksiyalarni montaj qilishda ularni ko'tarish uchun halqalar qo'yiladi. Halqalarning ko'ndalang kesim yuzasi hisob bo'yicha qabul qilinadi. Halqalar uchun dinamik ta'sirirlarga yaxshi qarshilik ko'rsatadigan VSt3sp2 markali po'latdan tayyorlanadigan A-I sinfli, 10GT markali po'latdan tayyorlanadigan A-II sinfli armaturalar ishlatiladi. Halqalarning ko'ndalang kesim yuzalari hisob bo'yicha qabul qilinadi.

Bino va inshootlarni yig'ma elementlarga ajratish 2.18 rasmda ko'rsatilgan.

Yig'ma konstruksiyalarning tashish va ko'tarish jarayonida hisobiy sxemalari. Yig'ma temirbeton konstruksiyalarni ko'tarish, tashish va montaj qilish jarayonida ularning tanasida konstruksiya xususiy og'irligidan zo'riqishlar hosil bo'ladi. Bu zo'riqishlarning hosil bo'lishi konstruksiyalarni ko'tarish, tashish va montaj qilishdagi hisobiy sxemalariga bog'liq bo'ladi. Konstruksiyalarni ekspluatasiya qilish jarayonida ularning hisobiy sxemalari konstruksiyalarni ko'tarish, tashish va montaj qilish jarayonidagi hisobiy sxemalaridan farq qilishi mumkin.

Konstruksiyaning loyihaviy holatdagi ishlash sxemasi bo'yicha qabul qilingan ko'ndalang kesimi o'lchamlari bazi holatlarda ularni ko'tarish, tashish va montaj qilish holatida yetarli bo'lmay qoladi. Shuning uchun konstruksiyalarning hisobiy sxemalari shunday

tanlanishi kerakki ularni ko'tarish, tashish va montaj qilishda hosil bo'ladigan zo'riqishlar mumkin darajada kam bo'lsin.

Temirbeton konstruksiyalar xususiy og'irligi ta'siriga quyidagicha hisoblanadi. Konstruksiyalarni tashish jarayoni bo'yicha hisoblanganda yukning miqdori konstruksiya xususiy og'irligini 1,6 ga teng bo'lgan dinamik koefitsientga ko'paytirib topiladi. Konstruksiya ko'tarish va montaj qilish jarayonida hisoblanganda esa dinamik koefitsientning miqdori 1,4 qabul qilinadi. Bu holatda yuk bo'yicha ishonchlilik koefitsienti $\gamma_T=1$ qabul qilinadi.

2.8. Temirbeton konstruksiyalarni loyihalashni avtomatizasiyalash

Bino va inshootlarni loyihalash bilan shug'ullanadigan injener hozirgi sharoitda o'z faoliyatini elektron-hisoblash mashinalarisiz (EHM) tasavvur qila olmaydi. Temirbeton konstruksiyalarni loyihalash bo'yicha EHM uchun juda ko'p dasturlar tayyorlangan bo'lib, bu dasturlar quyidagilardan

iborat:

"MARSS YeS" kompleks dasturi SNIPIASS (Moskva shahri) institutida tayyorlangan bo'lib, sterjenli qurilish konstruksiyalarining mustahkamligini statik va dinamik ta'sirga hisoblash uchun mo'ljallangan. Hisoblar natijasida konstruksiya elementlaridagi zo'riqishlar va inshoot tugunlarining ko'chishi aniqlanadi. Zo'riqishlar birikmasi hisoblanib, armatura ko'ndalang kesim yuzasi ham tanlanishi mumkin.

"START" dasturi rama-yadroli sinchli binolarni geometrik nochiqlikligini va asos ta'sirini e'tiborga olib hisoblash uchun mo'ljallangan. Bu dastur KievZNIIEP institutida ishlab chiqilgan.

"PRIKAZ" dasturi bikrlilik diafragmalarida hosil bo'ladigan zo'riqishlarni aniqlash, normal kesimining mustahkamligini tekshirish, bikrlilik diafragmalari va ustunlar orasidagi vertikal choklarda hosil bo'ladigan zo'riqishlarni aniqlash uchun mo'ljallangan (SNIIEP *тorgovыx i бытовых зданий*, Moskva).

"TOST-ES" dasturi ko'p qavatli panelli va sinchli-panelli binolarni hajmiy hisoblash, bikrlilik yadrolarni hisoblash uchun tuzilgan. Hisoblash natijasida konstruksiya kesimlaridagi zo'riqishlar aniqlanadi. Bu dastur Kievproekt institutida ishlab chiqilgan.

"BALKAN-35" dasturi oldindan zo'riqtirilgan egiladigan konstruksiyalarni hisoblash uchun qo'llaniladi. Bu dastur bo'yicha

chegaraviy holatlarning I va II guruhlari bo'yicha normal va qiya kesimlar hisoblanadi. Bo'ylama va ko'ndalang armaturalar tanlanib element kesimiga joylashtiriladi (SNIiproekt, Moskva).

"KORPUS-ES" kompleks dastur elastik asosda yotgan poydevor plitalarini statik ta'sirlarga hisoblash uchun qo'llaniladi. Bu dasturdan to'sinsiz orayopmalarning plitalarini, bunkerlarning devorlarini va boshqa konstruksiyalarni hisoblash uchun foydalanish mumkin (Promstroyproekt, S.Peterburg).

"AVRORA-ES" dasturi sterjenli konstruksiyalarni statik va dinamik (seysmik ta'sirni e'tiborga olib) ta'sirlarga hisoblash uchun mo'ljallangan. Ko'p qavatli sanoat binolarining temirbeton sinchlarini optimal ravishda loyihalashga imkon beradi (Promstroyproekt, S.Peterburg).

Juda keng ko'lamda qo'llanilayotgan "LIRA" dasturi NILAS (Kiev) institutida ishlab chiqilgan bo'lib, "Paket prikladnykh programm dlya avtomatizirovannogo proektirovaniya jelezobetonnykh konstruksiy nadzemnykh i podzemnykh sooruzheniy v promyshlennom i grajdanskom stroitelstve" (PPP AP JBK-LIRA) deb ataladi.

Bu dastur ixtiyoriy temirbeton konstruksiyalarini (ixtiyoriy ko'rinishdagi yassi va hajmiy sterjenlar tizimi, egiladigan plitalar, to'sindevorlar, qobiqlar, uch o'lchovli yirik jismlar va h.o.) statik va dinamik yuklar ta'siriga hisoblash uchun mo'ljallangan bo'lib, chegaralangan elementlar uslubiga (ChEU) asoslangan. Bunda materiallarning deformasiyalanishi elastik holat chegarasida e'tiborga olinadi.

"LIRA" dasturi hisoblanadigan tizimning sterjenli va yassi elementlari uchun hisobiy zo'riqishlar birikmasini tanlash, jami ta'sirlardan eng xavfli birikmani aniqlab, qurilish me'yori va qoidalariga muvofiq mustahkamlik va yoriqbardoshlik shartidan bo'ylama va ko'ndalang armaturani tanlash va unifikasiyalashtirish yoki qabul qilingan armaturani tekshirishga imkon beradi.

Hisoblash natijasida ko'chishlar, zo'riqishlar, zo'riqishlarning hisobiy birikmalari, xususiy tebranish shakli va davri hamda kesimlarni armaturalar bilan jihozlanish bo'yicha ma'lumotlar olinadi. Natijalar qulay bo'lgan jadval shaklida bosmaga chiqariladi va yetarli ma'lumotlar bilan izohlanadi. Hisoblashning hamma bosqichida dastlabki axborotdagi mumkin bo'lgan xatolar ko'rsatib boriladi.

Hozirgi vaqtda temirbeton konstruksiyadan tiklangan bino va inshoot larni loyihalashda LIRA COFT va LIRA SAPR dasturidan va boshqa zamonaviy dasturlardan foydalanilmoqda [4].

Mavzu bo'yicha misollar.

Ko'p bo'shliqli panellarni hisoblash va loyihalash

Loyihalash uchun topshiriq. Naminal uzunligi 6,0 m va eni 1,2 m bo'lgan aylana shaklidagi bo'shliqlarga ega bo'lgan ko'p bo'shliqli panelni hisoblash hamda loyihalash talab etiladi (2.17-rasm). Panelga ta'sir qiladigan yuklar 2.16-jadvalda keltirilgan.

Yechish. Yuklar va zo'riqishlarni aniqlash. Eni 120 sm bo'lgan panelning 1 m uzunligiga quyidagi yuklar ta'sir ko'rsatadi, N/m: qisqa muddatli normativ (me'yoriy) $p^n = 2600 \cdot 1,2 = 3120$, qisqa muddatli hisobiy $p = 3120 \cdot 1,2 = 3744$; doimiy va uzoq muddatli normativ (me'yoriy) $g^n = 5340 \cdot 1,2 = 6408$; doimiy va uzoq muddatli hisobiy

2.15-jadval. Qavatlararo yig'ma tom yopma paneliga tushadigan yuk ta'siri

Yuklarning turlari	Me'yoriy yuklar, N/m ²	Yuk bo'yicha ishonchlik koeffitsienti γ_f	Hisobiy yuk, N/m ²
Doimiy:			
qalinligi $t = 20$ mm parketli pol xususiy og'irligidan yuk, $\rho = 800 \text{ kg/m}^3$	160	1,1	176
shlakbetonli qatlami og'irligidan tushadigan yuk, qalinligi $t = 30$ mm, $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$	480	1,2	576
penobetonli tovush izolyatsiyalovchi plitalar og'irligidan dan tushadigan yuk, qalinligi $t = 60$ mm, $\rho = 500 \text{ kg/m}^3$	300	1,2	360
temirbeton panel og'irligidan tushadigan yuk, katalog bo'yicha keltirilgan qalinligi $t = 120$ mm, $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$	3000	1,1	3300
Jami doimiy yuk	$g_n = 3940$	—	$g = 4412$
Vaqtinchalik:			
qisqa muddatli	2600	1,2	3120
uzoq muddatli	1400	1,2	1680
Jami	$p_n = 4000$	1,2	$p = 4800$
To'liq yuk ta'siri:			
qisqa muddatli	2600	—	3120
doimiy va uzoq muddatli	5340	—	6092
Jami	$g_n + p_n = 7940$	—	$g + p = 9212$

$$g = 6092 \cdot 1,2 = 7310,4; \quad \text{jami} \quad \text{normativ} \quad (\text{me'yoriy})$$

$$q^n = g^n + p^n = 6408 + 3120 = 9528; \quad \text{jami} \quad \text{hisobiy}$$

$$q = g + p = 7310,4 + 3744 = 11054,4.$$

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

$$M = ql_0^2 \gamma_n / 8 = 11054,4 \cdot 5,85^2 \cdot 0,95 / 8 = 44924,2 \text{ N}\cdot\text{m}$$

bu yerda $l_0 = 6,0 - 0,3/2 = 5,85\text{m}$; $\gamma_n = 0,95$ - bino vazifasiga ko'ra ishonchlilik koeffitsienti.

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

$$M^n = q^n l_0^2 \gamma_n / 8 = 9528 \cdot 5,85^2 \cdot 0,95 / 8 = 38721,0 \text{ N}\cdot\text{m};$$

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

$$M_{ld} = 6092 \cdot 5,85^2 \cdot 0,95 / 8 = 24757,4 \text{ N}\cdot\text{m};$$

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

$$M_{cd} = 3120 \cdot 5,85^2 \cdot 0,95 / 8 = 12679,4 \text{ N}\cdot\text{m}.$$

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

$$Q = ql_0 \gamma_n / 2 = 11054,4 \cdot 5,85 \cdot 0,95 / 2 = 30717,4 \text{ N};$$

xuddi shunday, normativ (me'yoriy) yukdan

$$Q^n = 9528 \cdot 5,85 \cdot 0,95 / 2 \approx 26476,0 \text{ N};$$

$$Q_{ld} = 6092 \cdot 5,85 \cdot 0,95 / 2 = 16928,1 \text{ N}.$$

Kesim tanlash. Yig'ma panelni tayyorlash uchun quyidagi materiallar ishlatiladi: sinfi B25 bo'lgan beton ($E_b = 30,0 \cdot 10^4 \text{MPa}$, $R_b = 14,5 \text{MPa}$, $R_{bt} = 1,05 \text{MPa}$), bo'ylama armatura uchun diametri 10 mmdan kata bo'lgan A400 (A-III) sinfli po'latdan tayyorlangan sterjenlar ($R_s = 365 \text{MPa}$), ko'ndalang armatura uchun A240 (A-I) sinfli po'lat tayyorlangan sterjenlar ($R_{sw} = 175 \text{MPa}$). Panel pastki va ustki tomonidan payvandlangan to'rlar bilan armaturalanadi. Armaturali to'rlar Vr-I sinfli diametri 4–5 mm bo'lgan simlardan payvandlanib tayrlanadi ($d = 5 \text{mm}$ bo'lganda $R_s = 360 \text{MPa}$, $d = 4 \text{mm}$ bo'lganda $R_s = 365 \text{MPa}$). Panelga ta'sir qiladigan yuklarning asosiy qismini doimiy va davomli yuklar tashkil etgani uchun $\gamma_{b2} = 0,9$ qabul qilinadi.

Panel ko'ndalang kesimining balandligini mustahkamlik va birklikni ta'minlash shartidan qo'yidagi formula [2] bo'yicha aniqlaymiz:

$$h = \frac{c l_n R_s \theta g_n + p_n}{E_s q_n} = \frac{18 \cdot 585 \cdot 365}{2,1 \cdot 10^5} \times \frac{2 \cdot 1400 + 2600}{7000} = 14,1 \text{ cm},$$

bu yerda, s – panel ko'ndalang kesmi shaklini e'tiborga oladigan koeffitsient: bo'shliqli panellar uchun $s = 18-20$ ga teng; tokchasi siqilgan zonada joylashgan qovurg'ali panellar uchun $30-34$ ga teng.

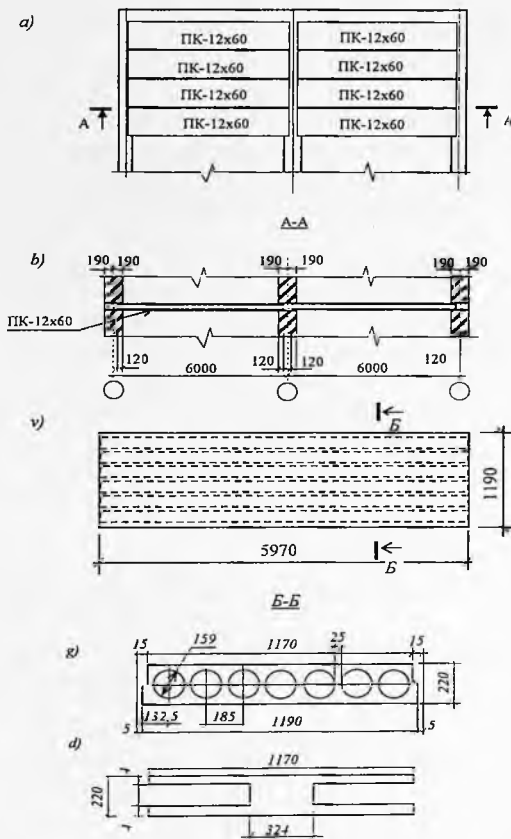
θ – yuklarning doimiy va davomli ta'sir etishidan salqilining oshishini inobatga oluvchi koeffitsient: bo'shliqli panellar uchun $\theta = 2$; tokchasi siqilgan zonada joylashgan qovurg'ali panellar uchun $\theta = 1,5$; $g_n = 1400 \text{ N/m}^2$ - panelning 1 m^2 yuzasiga ta'sir qiladigan davomli yuklarning me'yoriy qiymati; $p_n = 2600 \text{ N/m}^2$ panelning 1 m^2 yuzasiga qisqa muddat ta'sir qiladigan yuklarning me'yoriy qiymati; $q_n = g_n + p_n + 3000 = 2600 + 1400 + 3000 = 7000 \text{ N/m}^2$ – panel xususiy og'irligini (3000 N/m^2) e'tiborga olgan holdagi me'yoriy yuklar yig'indisi.

Mustahkamlik va bikrlilni ta'minlash shartidan aniqlangan panel ko'ndalang kesimining balandligi $h=14,1 \text{ sm}$ tipik panel kesimi balandligi $h=22 \text{ sm}$ dan kichik bo'lganligi uchun hisoblarda panel kesimi balandligini $h=22 \text{ sm}$ qabul qilamiz.

Panel ko'ndalang kesimi yuzasida aylana shaklidagi oltita bo'shliq mavjud (2.19 – rasm). Aylana shaklidagi bo'shliklar diametri 159 mm .

Panelni hisoblashda uning bo'shliqli ko'ndalang kesimi muqobil bo'lgan qo'shtavr shaklidagi ko'ndalang kesimga keltiriladi. Bunda yuzalari bir-biriga teng bo'lgan aylana shaklidagi bo'shliqlar kvadrat shaklidagi bo'shliqlar bilan almashtiriladi, ya'ni $A_o = A_{\square}$.

Bu yerda $A_o = \pi D^2/4$ – aylana shaklidagi bo'shlik yuzasi; $A_{\square} = h_1^2$ – tomoni h_1 bo'lgan kvadrat yuzasi.



2.19–rasm. Olti bo‘shliqli tom panelini hisoblashga doir:

a– panelning plpnda joylashishi; *b*– qirgim A–A; *v* – panelning polanda ko‘rinishi; *g*– panelning ko‘ndalang kesimi; *d*– panelning hisobiy ko‘ndalang kesimi

Quyidagi tenglikdan $\pi D^2/4 = h_1^2$ kvadrat shaklidagi bo‘shliq tomonini aniqlaymiz:

$$h_1 = 0,886D = 0,886 \cdot 159 \approx 141 \text{ mm.}$$

Qo‘sh-tavrga keltirilgan kesim tokchasining qalinligi

$$h_f = h'_f = (h - h_1)/2 = (220 - 141)/2 = 39,5 \text{ mm} \approx 4,0 \text{ sm}$$

Qo'shtavrga keltirilgan kesim qovurg'asining eni

$$b = 1170 - 6 \cdot 141 = 324 \text{ mm} = 32,4 \text{ cm}.$$

Qo'shtavrga keltirilgan kesim eni $b'_f = 1170 \text{ mm} = 117 \text{ sm}$.

Panel mustahkamligininormal kesim bo'yicha hisoblash

Qabul qilingan qo'shtavr kesim uchun quyidagilarni hisoblaymiz:

Nisbat $h'_f/h = 3,95/22 \approx 0,18 > 0,1$ bo'lganligi uchun hisoblarda

panelning enini $b'_f = 117 \text{ sm}$ qabul qilamiz.

Quyidagilarni hisoblaymiz:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b_f h_0^2} = \frac{44924,2 \times 100}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 117 \cdot 19^2 (100)} = 0,08,$$

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

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,08} = 0,083,$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \times 0,083 = 0,9585.$$

Siqilgan zonaning balandligi $x = \xi h_0 = 0,083 \cdot 19 = 1,577 \text{ sm}$
 $< h'_f = 3,95 \text{ sm}$ bo'lganligi uchun neytral o'q siqilgan tokchada joylashadi.

Bo'ylama armatura ko'ndalang kesimining yuzasi:

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{44924,2 \times 100}{0,9585 \cdot 19 \cdot 365 (100)} = 6,76 \text{ sm}^2.$$

Panelni armaturalash uchun 4Ø16A—III sterjen qabul qilamiz ($A_s = 8,04 \text{ sm}^2$).

Panel mustahkamligini qiya kesimlar bo'yicha hisoblash. Ko'p bo'shliqli panelni ko'ndalang armatura bilan jihozlash zarurligini quyidagi shartdan tekshiramiz

$$Q \leq Q_b, \quad (8.1)$$

bu yerda: $Q = 30717,4 \text{ H}$ — tashqi yuklardan hosil bo'ladigan kesuvchi kuch; Q_b — armaturalanmagan panel kesim qabul qiladigan kesuvchi kuch, quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$Q_b = \frac{\phi_{b2}(1 + \phi_f + \phi_n) R_{b2} b h_0^2}{c}. \quad (8.2)$$

Bu formuladan $Q_b = Q_{sw} = Q/2$ ekanligini e'tiborga olib, qiya kesimning gorizonttal o'qqa proeksiyasini hisoblaymiz

$$c = \frac{\phi_{b2}(1 + \phi_f + \phi_n) R_{b2} b h_0^2}{Q_b} = \frac{2(1 + 0,4 + 0) 1,05 \times 32,4 \times 19^2 (100)}{0,5 \times 30717,4} = \frac{34,39 \cdot 10^5}{0,153 \cdot 10^5} = 224 \text{ sm},$$

bu yerda $\phi_{b2} = 2$ og'ir beton uchun; ϕ_f — siqilgan tokchalarning qiya kesim mustahkamligiga ta'sirini e'tiborga oluvchi koeffitsient; yetti qovurg'ali ko'p bo'shliqli plitada

$$\phi_f = 7 \cdot 0,75 \frac{(3h_f') \cdot h_f}{bh_0} = 7 \cdot 0,75 \frac{(3 \cdot 3,95) \cdot 3,95}{32,4 \cdot 19} = 0,4 < 0,5.$$

Bo'ylama zo'riqish $N=0$ bo'lganligi tufayli $\phi_n = 0$.

Hisoblangan qiya kesimda $c = 224 \text{ sm} > 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ sm}$ bo'lganligi uchun $c = 38 \text{ sm}$ qabul qilamiz. U vaqtda armaturalanmagan panel kesimi qabul qiladigan kesuvchi kuch miqdori

$$Q_b = \phi_{b2} (1 + \phi_f + \phi_n) R_{bt} b h_0^2 / c = 34,39 \cdot 10^5 / 38 = 0,9 \cdot 10^5 \text{ N} = 90 \text{ kN} > Q = 30,7 \text{ kN}.$$

Ko'ndalang armatura hisob bo'yicha talab qilinmaydi.

Ko'ndalang armaturalarni konstruktiv shartlardan kelib chiqqan holda qabul qilamiz. Ko'ndalang sterjenlarning qadamini $s \leq h/2 = 22/2 = 11 \text{ sm}$, hamda $s \leq 15 \text{ sm}$ shartlardan $s=100 \text{ mm}$ qabul qilamiz.

Panel uzunligining tyanchlardan $l/4$ ga teng bo'lgan qismlarida ko'ndalang armatura sifatida diametri 6 mm ga teng bo'lgan A240 (A-I) sinfi po'lat sterjenlar qabul qilamiz. Ko'ndalang sterjenlarning qadamini esa $s=100 \text{ mm}$ qabul qilamiz.

Panelning o'rta, ya'ni $l/2$ qismida sinchlardagi bo'ylama sterjen (armatura)larni bog'lash maqsadida ko'ndalang armaturalar (sterjenlar)ning qadamini $s=500 \text{ mm}$ qabul qilamiz.

Yig'ma temirbeton ustunni loyihalash

Ustunni loyihalash. Tasodifiy eksentrisitetda ($ye_0 = ye_d$) yassi tomli uch oraliqli besh qavatli ishlab chiqarish binosining o'rta qator ustunini loyihalash va hisoblash talab etiladi. Qavat balandligi $N=4,2 \text{ m}$. Ustunlar joylashish to'ri $6 \times 6 \text{ m}$. Poydevorning ustki qismi pol sathidan $0,6 \text{ m}$ pastda joylashgan. Qurilish tumani qor qoplarning og'irligi bo'yicha II rayonga mansub. Qavatlararo orayopmasiga tushadigan foydali (vaqtinchalik) yuk 6 kN/m^2 ni tashkil etadi, shu jumladan, uzoq muddatli yuk 2 kN/m^2 . Bino konstruktiv yechimi to'liqsiz sinchdan iborat. Binoga ta'sir qiladigan gorizontal yuklarni tashqi devorlar va ichki ko'ndalang devorlar qabul qiladi.

Ustun uchun betonning siqilishidagi mustahkamlik bo'yicha sinfi V30 qabul qilingan. Ustunni armaturalash uchun bo'ylama armaturalarning sinfi A-III, ko'ndalang armaturaning sinfi esa A-I qabul qilingan. Bino tayinlanishi bo'yicha ikkinchi sinfga mansub ($\gamma_n = 0,95$).

Hisoblash. Yuk va zo'riqish yuklarini aniqlash. Ustunlar joylashish to'riining o'lchamlari $6 \times 6 \text{ m}$ bo'lganligi uchun ustunga yuklar

$A_{yuk} = 6 \times 6 = 36 \text{ m}^2$ yuzadan yig'iladi. Yuklarni hisoblash 4-jadvalda keltirilgan.

Rigel ko'ndalang kesimi balandligi va eni qo'yidagi o'lchamlarda qabul qilingan: $h_r \approx 0,1l = 0,1 \times 600 = 60 \text{ sm}$; $b_r \approx 0,5h = 0,5 \times 60 = 30 \text{ cm}$.

Bunday o'lchamlarda rigel 1 m uzunligining vazni: $g_r = b_r \times h_r \times \rho_{tb} = 0,3 \times 0,6 \times 2500 = 450 \text{ kg/m}$.

2.16-jadval.

Normativ (me'yoriy) va hisobiy yuklar

Yuk turi	Normativ (me'yoriy) yuk, N/m ²	yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti, γ_f	Hisobiy yuk, N/m ²
A. Tomdan tushadigan doimiy yuklar:			
1) (metall profnastil, yog'och panjara va stopil og'irligidan);	180	1,2	216
2) qalinligi $t=20 \text{ mm}$; zichligi $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ bo'lgan sementli tekislovchi qattam og'irligidan;	400	1,3	520
3) qalinligi $b=120 \text{ mm}$; $\rho = 400 \text{ kg/m}^3$ bo'lgan issiq saqllovchi – ko'pikbeton plitalardan;	480	1,2	576
4) bir qatlamli bug' izolyatsiyasi og'irligidan;	40	1,2	48
5) keltirilgan qalinligi $h_{red} = 100 \text{ mm}$ bo'lgan yig'ma qovurg'ali panellar og'irligidan;	2500	1,1	2750
6) rigellar og'irligidan (oldindan hisoblash bo'yicha) $g_r \times (l_r - h) / A_{yuk}$	700	1,1	770
7) ventilyasiya korobkalari va quvur o'tkazgichlar og'irligidan	500	1,1	550
Jami	4800	—	5430
Vaqtinchalik ta'sir ko'rsatadigan qor-ning og'irligidan	700	1,4	980
Jami tomdan tushadigan yuklar	5500	—	6410
B. Orayopmadan tushadigan yuklar			
1) qalinligi $t=15 \text{ mm}$; $\rho=2000 \text{ kg/m}^3$ bo'lgan plitkali poldan;	300	1,1	330
2) qalinligi $t=20 \text{ mm}$; zichligi $\rho=2000 \text{ kg/m}^3$ bo'lgan sementli qorishmadan;	400	1,3	520
3) qalinligi $t=60 \text{ mm}$, zichligi $\rho=1000 \text{ kg/m}^3$ bo'lgan keramzitobeton og'irligidan;	600	1,3	780

4) qalinligi $h_{red} = 100$ mm bo'lgan qovurg'ali panel og'irligidan ;	2500	1,1	2750
5) rigellar og'irligidan	700	1,1	770
Jami	4500	—	5150
Vaqtinchalik ta'sir ko'rsatadigan yuklar:			
uzoq muddatli	5000	1,2	6000
qisqa muddatli	2000	1,2	2400
Jami tom yopmasidan tushadigan yuk	11500	—	13550

Ustun ko'ndalang kesimining o'lchamlarini oldindan $b_c \times h_c = 40 \times 40$ sm ga teng qabul qilamiz. Birinchi qavat ustuni balandligi poydevor yuqorisidan pol sathigacha bo'lgan masofa 600 mm ga teng ekanligini hisobga olib aniqlanadi: $N_1 = N + 0,6 = 4,2 + 0,6 = 4,8$ m ga teng bo'ladi. U vaqtda ustunning hisobiy uzunligi quyidagi formuladan aniqlanadi: $l_0 = 0,7H = 0,7 \times 4,8 = 3,36$ m. Ikkinchi – beshinchi qavatlar ustunlarining hisobiy uzunliklari qavat balandligiga teng qilib olinadi, ya'ni $l_0 = H = 4,2$ m.

Bitta ustunning xususiy vaznidan vujudga keladigan hisobiy yuk: birinchi qavat ustuni uchun:

$G_{s,1} = b_c \times h_c \times N_1 \rho_{t.b.} \gamma_f = 0,4 \times 0,4 \times 4,8 \times 2500 \times 1,1 = 2112$ kg = 21,12 kN; ikkinchi — beshinchi qavatlar ustunlari uchun:

$G_{s,2-5} = b_c \times h_c \times N_{p.t.b.} \gamma_f = 0,4 \times 0,4 \times 4,2 \times 2500 \times 1,1 = 1848$ kg = 18,48 kN.

Ustunga tushadigan yuklar hisobi 2.11–jadvalda keltirilgan. Tom va qavatlararo orayopmasidan bitta ustunga tushadigan yuklar hisobi 2.17–jadvalda keltirilgan. Yuklar quyidagi $N_c = (g+p)A_c$ formula bo'yicha hisoblanadi. Bu yerda $A_s = 36$ m² – yuklanish yuzasi. 2.17–jadvalda qavatlar bo'yicha barcha yuklar yuqoridan pastga qarab ketma–ket qo'shish orqali oshib borish tartibida keltirilgan. Bunda UzRST 2.01.07–85 3.9 punktida ko'zda tutilgan ikki qavatdan yuqori bo'lgan binolarda vaqtinchalik ta'sir ko'rsatadigan yuklarning kamaytirilishi bajarilmagan. Chunki ishlab chiqarish (sanoat) binolari uchun buni tegishli instruksiyalardagi ko'rsatmalar bo'yicha bajarish mumkin, bu ko'rsatmalar loyihalash topshiriqnomasida beriladi.

2.17-jadval. Ustunga tushadigan hisobiy yuklarni hisoblash

Qavat	Tom va qavatlararo yopmadan tushadigan yuk, kN		Ustunning o'z og'irligi, kN	Jamlanma hisobiy yuk, kN		
	uzoq muddatli	qisqa muddatli		uzoq muddatli N_{ld}	qisqa muddatli N_{cd}	To'liq Yuk
4	195,48	35,28	18,48	213,96	35,28	249,24
3	596,88	121,68	36,96	633,84	121,68	846,52
2	998,28	208,08	55,40	1053,68	208,08	1261,76
1	1399,68	294,48	73,92	1473,60	294,48	1768,08

Ustunlar uchun quyidagi hisobiy kesimlar qabul qilingan:

– birinchi qavat ustuni uchun ustunning poydevor bilan tutashgan joyidagi kesim;

– ikkinchi–beshinchi qavat ustunlari uchun rigellar bilan tutashgan joylardagi kesimlar qabul qilinadi.

Ustunlarning yuklanish sxemasi 2.18–rasmda ko'rsatilgan.

Birinchi qavat ustunini hisoblash. Binoning tayinlanishi bo'yicha

II sinfga mansub. Tayinlanishi bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti $\gamma_n = 0,95$ ni e'tiborga olib yuklarning hisbiy qiymatlarini aniqlaymiz:

$$N_1 = 1768,08 \cdot 0,95 = 1679,68 \text{ kN},$$

$$N_{ld} = 1473,6 \cdot 0,95 = 1399,92 \text{ kN}.$$

$b_c \times h_c = 40 \times 40 \text{ sm}$, betonning sinfi V30 ($R_b = 17 \text{ MPa}$), armaturaning sinfi A-III ($R_s = 365 \text{ MPa}$), $\gamma_{b2} = 0,9$

Quyidagi nisbatni $\frac{N_{ld}}{N_1} = \frac{1399,92}{1679,68} = 0,83$ hisoblaymiz. Ustunning egiluvchanligi $\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{236}{40} = 8,4 > 4$ bo'lganligi uchun uning egilishini hisobga olish zarur.

Tasodifiy ekscentrisitet

$$e_a = \frac{h_c}{30} = \frac{40}{30} = 1,33 > \frac{l_0}{600} = \frac{480}{600} = 0,8 \text{ sm}$$

$e_a = 1,33 \text{ sm}$ qabul qilinadi.

Ustunning hisobiy uzunligi $l_0 = 0,7H = 0,7 \times 4,8 = 3,36 \text{ m} < 20 \times h_c = 20 \times 0,4 = 8,0 \text{ m}$ bo'lganligi uchun bo'ylama armatura ko'ndalang kesim yuzasini shartli ravishda markaziy siqilgan elementlardagidek quyidagi formula bo'yicha hisoblash mumkin:

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta \phi R_s} - A \frac{R_b}{R_{sc}}$$

armaturalash foizini $\mu=1\%$ qabul qilamiz (koeffitsient $\mu=0,01$) va quyidagilarni hisoblaymiz:

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_s}{\phi_{b2} R_b} = 0,01 \frac{365}{0,9 \times 17} = 0,238.$$

Nisbat $\frac{N_{id}}{N_1} = 0,83$ va egiluvchanlik $\lambda = \frac{l_0}{h_c} = 8,5$ qiymatlari bo'yicha

$\phi_b = 0,91$ va topamiz hamda $A_{ms} < \frac{1}{3}(A_s + A'_s)$ qabul qilib $\phi_r = 0,915$ koeffitsientlarni topamiz. ϕ koeffitsientni hisoblaymiz

$$\phi = \phi_b + 2(\phi_r - \phi_b)\alpha_1 = 0,91 + 2(0,915 - 0,91)0,238 = 0,912 < \phi_r = 0,915.$$

Talab etiladigan bo'ylama armatura kesim yuzasi (1) formula bo'yicha:

$$(A_s + A'_s) = \frac{1679680}{0,912 \times 1,0 \times 365(100)} - 1600 \frac{17 \times 0,9}{365} = 50,45 \text{ sm}^2 - 67,07 \text{ sm}^2 < 0.$$

$(A_s + A'_s) < 0$ bo'lganligi sababli birinchi qavat usutuni uchun bo'ylama armatura kesim yuzasi hisob bo'yicha talab qilinmaydi. Ustunni konstruktiv talab bo'yicha armaturalaymiz: 4 $\varnothing 16$ A-III, $(A_s + A'_s) = 8,04 \text{ sm}^2$; $\mu = (8,04/1600) 100 = 0,5\%$. Armaturalash koeffitsienti avval qabul qilingan qiymatidan ($\mu=1\%$) kam bo'lganligi uchun ustun ko'ndalang kesimi o'lchamlarini kamaytirish yoki beton sinfini pasaytirish yoki mustahkamligi past bo'lgan po'lat armaturani qabul qilish mumkin.

Ustun ko'ndalang kesimi o'lchamlarini 350x350 mm qabul qilamiz va materiallarning avval qabul qilingan xarakteristikalari saqlagan holda hisoblashlarni bajaramiz:

$$\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{336}{35} = 9,6 > 4;$$

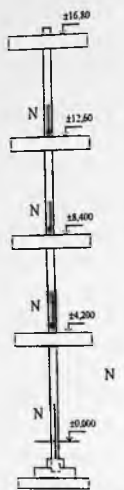
$$\phi = \phi_b + 2(\phi_r - \phi_b)\alpha_1 = 0,91 + 2(0,915 - 0,91)0,358 = 0,913 < \phi_r = 0,915;$$

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_s}{\phi_{b2} R_b} = 0,015 \frac{365}{0,9 \times 17} = 0,358,$$

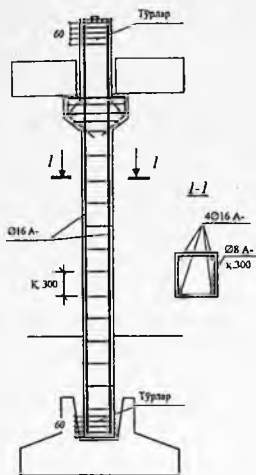
Bu yerda: $\phi_b = 0,91$; $\phi_r = 0,915$; $\mu = 0,015$.

$$(A_s + A'_s) = \frac{1679680}{0,913 \times 1,0 \times 365(100)} - 35 \times 35 \frac{17 \times 0,9}{365} = 50,45 \text{ sm}^2 - 51,35 \text{ sm}^2 < 0.$$

Simmetrik armaturalash uchun dastlabki armatura yuzasini qoldiramiz: 4 $\varnothing 16$ A-III, $(A_s + A'_s) = 8,04 \text{ sm}^2$; $\mu = [8,04/(35 \times 35)] 100 = 0,65 \%$. Armaturalash koeffitsienti avval qabul qilingan qiymatiga ($\mu=0,5\%$) yaqin bo'lganligi uchun ustun ko'ndalang kesimi o'lchamlarini qoldiramiz.



2.20 - расм. Устунни
хисоблашга доир



2.21 - расм. Биринчи қават
устунининг арматураланиши

Ko'ndalang kesim o'lchamlari 350x350 mm bo'lgan ustunning haqiqiy yuk ko'tarish qobiliyati qo'yidagi formula bo'yicha hisoblanadi:

$$N_{fc} = \eta \times \varphi (\gamma_{b2} R_b A + A_s R_{sc})$$

$$= 1 \cdot 0,913 [0,9 \times 17(100) \times 1225 + 8,04 \times 365 \cdot (100)] =$$

$$= 0,913(1874250 + 293460)H = 1979120H = 1979,12 \text{ kH} > N_1$$

$$= 1768,08 \text{ kH.}$$

Ustun ko'ndalang kesimining yuk ko'tarish qobiliyati yetarli (+12,0%).

Ustun uchun ko'ndalang armatura sifatida sinfi A-I diametri 8 mm bo'lgan armatura qabul qilamiz. Ko'ndalang armaturalarning qadami $s=30 \text{ sm} < h_c=35 \text{ sm} < 20d_1 = 20 \times 2,5=50 \text{ sm}$ qabul qilinadi. Birinchi qavat ustunlarini armaturalash 2.21-rasmda ko'rsatilgan.

Ikkinchi qavat ustunini hisoblash. Rigellarni unifikasiyalash uchun ikkinchi va barcha yuqori qavat ustunlari ko'ndalang kesimlarining o'lchamlarini $b_c \times h_c=30 \times 30 \text{ sm}$ qabul qilamiz. Beton va armatura sinflarini birinchi qavat ustunlari uchun qanday qabul qilingan bo'lsa, shunday qoldiramiz. Ta'sir qiluvchi hisobiy yuklar 2.11-jadvaldan olinadi. To'liq yuk $N_2=1768,08 \cdot 0,95=1679,67 \text{ kN}$, shu

jumladan, uzoq muddat ta'sir qiladigan yuk $N_{ld}=1473,6 \cdot 0,95=1399,92$ kN. $N_{ld}/N_2 = 1399,92/1679,67=0,83$.

Ustunning egiluvchanligi $\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{420}{30} = 14 > 4$ bo'lganligi uchun ustunning egilishini hisobga olish zarur.

$\lambda = 14$ va $N_{ld}/N_2 = 0,83$ qiymatlarga mos bo'lgan koeffitsientlarni aniqlaymiz: $\phi_b=0,823$ va $A_{ms} < \frac{(A_s+A'_s)}{3}$ deb hisoblagan holda $\phi_b=0,863$.

Tasodifiy eksentrisitet

$$e_a = \frac{h_c}{30} = \frac{30}{30} = 1,0 > \frac{l_0}{600} = \frac{420}{600} = 0,7 \text{ sm}$$

$e_a = 1$ sm qabul qilinadi.

Ustun ko'ndalang kesimi o'lchami $h_c=30$ sm > 20 sm bo'lganligi uchun koeffitsient $\eta=1$. Dastlab armaturalash koeffitsientini $\mu=0,02$ qabul qidib quyidagilarni hisoblaymiz:

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_s}{\phi_{b2} R_b} = 0,02 \frac{365}{0,9 \times 17} = 0,478;$$

$$\phi = \phi_b + 2(\phi_r - \phi_b) \times \alpha_1 = 0,823 + 2(0,863 - 0,823) \times 0,478 = 0,861 < 0,863.$$

Talab etiladigan ,o'ylama armatura kesimi yuzasi qo'yidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$(A_s + A'_s) = \frac{1679670}{0,861 \times 1,0 \times 365(100)} - 900 \frac{17 \times 0,9}{365} = 53,44 - 37,72 = 15,72 \text{ sm}^2.$$

Bo'ylama armatura uchun 4Ø22A-III ($A_s=15,2 \text{ sm}^2$) sterjen qabul qilamiz. Armaturalash foizi $\mu = (15,2/900)100 = 1,7\%$. Bu qiymat oldindan qabul qilingan armaturalash foizidan ($\mu=2\%$) ko'p farq qilmaydi. Shuning uchun qabul qilingan 4Ø22A-III ($A_s=15,2 \text{ sm}^2$) armaturani qoldiramiz. Agar armaturalash foizi oldindan qabul qilingan armaturalash foizidan katta farq qilsa, hisob qaytadan yangi armaturalash foizi bo'yicha bajariladi.

$\phi=0,861$ qabul qilib, ustunning yuk ko'tarish qobiliyatini hisoblaymiz:

$$N_{fc} = \eta \times \phi (\gamma_{b2} R_b A + A_s R_{sc}) = 1 \times 0,861 [0,9 \times 17(100)900 + 15,2 \times 365(100)] = 0,861 (1377000 + 554800) = 1663280 \text{ H} = 1663,28 \text{ kN} > N_2 = 1679,67 \text{ kN}.$$

Ikkinchi qavat ustuni $\frac{1679,67-1663,28}{1679,67} 100\% = 1\%$ ga ortiqcha zo'riqqan.

Bu ortiqcha zo'riqish 5% gacha ruxsat beriladi.

Ustun uchun ko'ndalang armatura sifatida sinfi A-I diametri 8 mm bo'lgan armatura qabul qilamiz. Ko'ndalang armaturalarning qadami $s=30 \text{ sm} < h_c=35 \text{ sm} < 20d_1 = 20 \times 2,5 = 50 \text{ sm}$ qabul qilinadi. Birinchi qavat ustunlarini armaturalash 8.3-rasmda ko'rsatilgan.

Uchinchi qavat ustunini hisoblash. Ustunga tushadigan to'liq hisobiy yuk $N_3=1261,76-0,95=1198,67 \text{ kN}$, shu jumladan uzoq muddatli ta'sir etuvchi yuk: $N_{ld}=1053,68-0,95=1001,0 \text{ kN}$. $N_{ld} / N_3 = 1001,0/1198,67=0,83$.

Ustun ko'ndalang kesimi o'lchami $b_c \times h_c = 30 \times 30 \text{ sm}$. Ustunning egiluvchanligi $\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{420}{30} = 14$.

Ustun ko'ndalang kesimi o'lchami $h_c=30 \text{ sm} > 20 \text{ sm}$ bo'lgan uchun koeffitsient $\eta=1$. Ikkinchi qavat ustuni bo'yicha berilganlardan $\varphi \approx 0,861$ qabul qilib, talab etiladigan bo'ylama armaturaning kesim yuzasini aniqlaymiz:

$$(A_s + A'_s) = \frac{1198670}{0,861 \times 1,0 \times 365(100)} - 900 \frac{17 \times 0,9}{365} = 38,14 - 37,72 = 0,42 \text{ sm}^2$$

Ustun ko'ndalang kesimini bo'ylama armaturalash uchun $4\emptyset 12$ A-III ($A_s=4,52 \text{ sm}^2$) armatura qabul qilamiz; armaturalash foizi $\mu = 100 \cdot (4,52/900) = 0,5\%$.

Kesimning haqiqiy yuk ko'tarish qobiliyatini aniqlash uchun quyidagilarni hisoblaymiz:

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_s}{\phi_{b2} R_b} = 0,005 \frac{365}{0,9 \times 17} = 0,12.$$

$$\phi = 0,823 + 2(0,863 - 0,823) \times 0,12 = 0,813.$$

$$N_{fc} = 1 \times 0,813 [17(100)0,9 \times 900 + 4,52 \times 365(100)] = 0,813(1377000 + 164980) = 1253629 \text{ H} = 1253,63 \text{ kN} > N_3 = 1198,67 \text{ kN}.$$

Ustun ko'ndalang kesimning mustahkamligi yetarli. Ustun $\frac{1198,67-1253,63}{1198,67} 100\% = 4,5\%$ kam zo'riqqan. Bu kam zo'riqish 5% gacha ruxsat beriladi.

Ustun uchun ko'ndalang armatura sifatida sinfi A-I diametri 8 mm bo'lgan armatura qabul qilamiz. Ko'ndalang armaturalarning qadami $s=30 \text{ sm} < h_c=35 \text{ sm} < 20d_1 = 20 \times 2,5 = 50 \text{ sm}$ qabul qilinadi. Birinchi qavat ustunlarini armaturalash 14-rasmda ko'rsatilgan.

To'rtinchi qavat ustunlarini hisoblash. Ko'ndalang kesim o'lchamlari $300 \times 300 \text{ mm}$ bo'lgan nisbatan kam yuk tushadigan to'rtinchi va beshinchi qavatlar ustunlari uchun sinfi B15 ($R_b=8,5 \text{ MPa}$) bo'lgan beton qabul qilish mumkin.

Koeffitsientlar $\varphi=0,85$ va $\eta=1$ qabul qilib talab etiladigan bo'yлама armatura kesimi yuzasini hisoblaymiz.

To'rtinchi qavat ustuni uchun $N_4=846,52 \times 0,95=804,19 \text{ kN}$.

$$(A_s + A_s') = \frac{804190}{0,85 \times 1,0 \times 365(100)} - 900 \frac{8,5 \times 0,9}{365} = 25,92 - 18,86 = 7,06 \text{ sm}^2$$

Ustunni armaturalash uchun 4 $\varnothing 16$ A-III ($A_s=8,04 \text{ sm}^2$) armatura qabul qilamiz; $\mu = \frac{A_s}{b_c h_c} 100\% = \frac{8,04}{30 \times 30} 100\% = 0,89\%$.

α_1 va φ koeffitsientlarning qiymatlarini aniqlaymiz:

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_s}{0,9 R_b} = 0,0089 \frac{365}{0,9 \times 8,5} = 0,424.$$

$$\phi = 0,823 + 2(0,863 - 0,823) \times 0,424 = 0,857 < 0,863.$$

Kesimning haqiqiy yuk ko'tarish qobiliyati:

$$\begin{aligned} N_{fc} &= 1 \times 0,857 [8,5(100)0,9 \times 900 + \\ &8,04 \times 365(100)] = 0,863(688500 + 293460) = \\ &= 841540 \text{ H} = 841,54 \text{ kN} > N_4 = 804,19 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Demak mustahkamlik yetarli.

Beshinchi qavat ustuni uchun $N_5=249,24 \times 0,95=236,78 \text{ kN}$. Ustunni konstruktiv tablar bo'yicha armaturalaymiz: 4 $\varnothing 12$ A-III armatura ($A_s = 4,52 \text{ sm}^2$) qabul qilamiz. U holda $\varphi=0,85$ va $\eta=1$ qiymatlarda ustun ko'ndalang kesimning yuk ko'tarish qobiliyati: $N_{fc} = 1 \times 0,85 [8,5(100)0,9 \times 900 + 4,52 \times 365(100)] = 728000 \text{ H} = 728 \text{ kN} > N_4 = 241 \text{ kN}$.

Kesim mustahkamligi ancha yuqori bo'lsada, uning ko'ndalang kesimini va ustunni armaturalashni o'zgartirish konstruktiv jihatdan (konstruktiv shart-sharoitlar bo'yicha) maqsadga muvofiq emas.

Nazorat savollari

1. Binolarning konstruktiv yechimlari qanday qabul qilinadi?
2. Yig'ma temirbeton konstruksiyalarni tayyorlashda qanday talablar qo'yiladi?
3. Yaxlit temirbeton konstruksiyalar tayyorlashda qanday talablar qo'yiladi?
4. Seysmik tumanlarda tiklanadigan binolarni loyihalashga qanday holatlarga e'tibor beriladi?
5. Bino va konstruksiyalarni unifikasiyalash deganda nima tushuniladi?
6. Modul tizimi nima?
7. Bir qavatli sanoat binolari qanday loyihalanadi?

8. Ko'p qavatli sanoat binolari qanday loyihalanadi?
9. Turar joy va jamoat binolari qanday loyihalanadi?
10. Sanoat binolarida konstruksiya elementlari bo'luvchi o'qlarga qanday bog'lanadi?
11. Grajdani va jamoat binolarida konstruksiya elementlari bo'luvchi o'qlarga qanday bog'lanadi?
12. Unifikatsiyalashtirilgan yuklar deganda nima tushuniladi?
13. Konstruktiv elementlarning nominal va konstruktiv o'lchamlari qanday tayinlanadi?
14. Deformatsiya choklari deganda nima tushuniladi?
15. Yig'ma temirbeton konstruksiyalarni loyihalashda qanday talablar qo'yiladi?
16. Temirbeton konstruksiyalarni loyihalashni avtomatizatsiyalash deganda nima tushuniladi?
17. Chegaraviy holat bo'yicha hisoblashning asosiy sharti. Chegaraviy holat guruhlari.
18. Chegaraviy holatlarning birinchi va ikkinchi guruhlari bo'yicha hisoblashdan maqsad?
19. Yuklar turlari, ularni aniqlash.
20. Betonning normativ qarshiligi. Betonning normativ qarshiligi o'rtacha mustahkamlik bilan qanday bog'langan?
21. Chegaraviy xolatlarning I va II guruhlari uchun betonning hisobiy qarshiligi qanday aniqlanadi?

III-BOB. EGILUVCHI ELEMENTLAR MUSTAHKAMLIGINI HISOBLASH

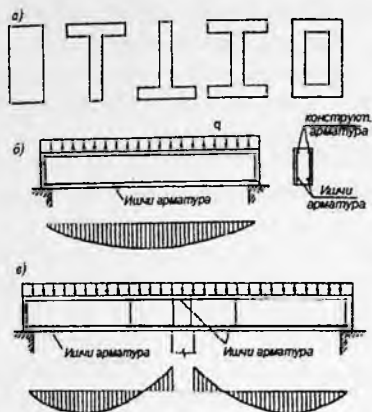
3.1. Egiluvchi elementlar turlari va ularning qo'llanishi

Egiluvchi temirbeton elementlarga plitalar va to'sinlar kiradi. Ular alohida holda yoki murakkab konstruksiya va inshootlar tarkibida bo'lishi mumkin.

Plitalar. Plitalar deb, qalinligi h eni b va uzunligi l dan bir necha marta kichik bo'lgan yassi elementlarga aytiladi. Yig'ma plitalarning qalinliklari 25...50 mm qabul qilinadi.

Plitalar payvandlangan yoki bog'lanadigan to'rlar bilan armaturalanadi. Plitalar armaturalari ishchi sterjinining diametrlari 3...12 mm qabul qilinadi, 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. Konstruktiv talablar bo'yicha qabul qilinadigan taqsimlovchi sterjenlarning diametrlari 3...8 mm qabul qilinadi. Plitalardagi ishchi armaturalar bo'ylama yoki ko'ndalang joylashtirilishi mumkin. Plitalarni armaturalash uchun bo'ylama armaturalarning kesim yuzalari hisob bo'yicha aniqlanadi. Ishchi armatura sterjenlarining orasidagi masofalar 200 mm dan oshmasligi talab etiladi. Taqsimlovchi sterjenlar orasidagi masofalar esa 300 mm dan oshmasligi talab etiladi. Konstruktiv talablar bo'yicha qo'yiladigan armatura ko'ndalang kesim yuzasi ishchi armaturalar kesim yuzasining 10% dan kam bo'lmashligi kerak. 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 to'qilgan to'rlar bilan ham jihozlanishi mumkin.

To'sinlar. To'sinlar deb, uzunligi ko'ndalang kesim o'lchamlaridan bir necha marta katta bo'lgan elementlarga aytiladi. Bo'ylama armaturasi oldindan taranglashtirilmaydigan temirbeton to'sinlarning ko'ndalang kesimlari to'g'ri burchak, tavr, qo'shtavr va trapetsiya shaklida bo'lishi mumkin. Armaturasi oldindan taranglashtiriladigan to'sinlarning ko'ndalang kesimlari tavr yoki qo'shtavr shakllarda qabul qilinadi. Tasir qiladigan yuk miqdoriga bog'liq ravishda to'sinlarning balandligi uzunligining $1/8 \dots 1/15$ qismiga teng qilib olinishi mumkin. Armaturasi oldindan taranglashtiriladigan to'sinlarning balandliklari uzunligining $1/25$ qismiga teng bo'lishi mumkin.



3.1- rasmlar. To'sinlarni armaturalar bilan jihozlash

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

To'sinlarning ko'ndalang kesimi balandligi h 500 mm gacha bo'lganda 50 mm ga karra etib, 500 mm dan katta bo'lganda esa, 100 mm ga karra etib tayinlanadi. To'sinlarning eni $b=(0,3 \dots 0,5) h$ qabul qilinadi.

To'sinlar payvandlangan yoki bog'lanadigan sinchlar bilan armaturalanadi. Payvandlanadigan sinchlarda bo'ylama ishchi va konstruktiv armaturalar ko'ndalang armaturalar bilan payvand yordamida birlashtiriladi. Bog'lanadigan sinchlarda bo'ylama ishchi va konstruktiv armaturalar ko'ndalang armaturalar bilan sim yordamida bog'lab birlashtiriladi. To'sinlarni payvandlangan va bog'lanadigan armatura sinchlari bilan armaturalash 3.1 rasmda ko'rsatilgan.

To'sinlarda bo'ylama ishchi va montaj armaturalarning diametrlari 12 mm dan kam qabul qilinmaydi. Yig'ma to'sinlarni armaturalash uchun ishlatiladigan armaturali sinchlarda konstruktiv hamda montaj armaturalar uchun eng kichik diametrdagi strejenlarni ishlatish tavsiya etiladi. Imkoni boricha bo'ylama ishchi armaturalar uchun bir xil diametrli strejenlarni qo'llash maqsadga muvofiq hisoblanadi. Engil betondan tayyorlanadigan konstruksiyalar uchun diametri 18 mm gacha bo'lgan armatura strejenlarni qo'llash mumkin. Bo'ylama ishchi armaturalar to'sinlar ko'ndalang kesimining eni bo'yicha bir me'yorda, bir yoki ikki va undan ortiq qator qilib joylashtiriladi. Elementlar ko'ndalang kesimining o'lchov va qolipi ko'rinishi, shuningdek

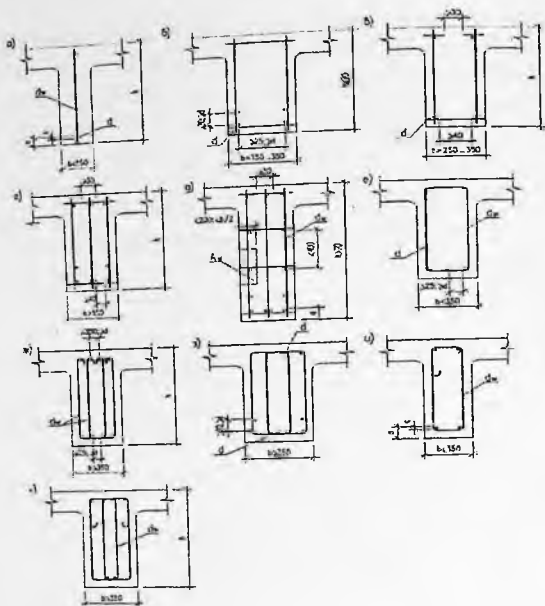
sterjenlararo minimal masofa va betonning talab qilinadigan himoya qatlami armatura joylashishiga ta'sir qiladigan asosiy faktorlardir. Betonni joylashtirish qulay bo'lishi uchun alohida sterjenlar oralig'i sterjenlar eng katta diametridan kichik bo'lmagan holda pastki armatura uchun 25 mm dan kam, yuqorigi armaturalar uchun 30 mm dan kam bo'lmashligi kerak. Pastki armaturalar ikki qatordan ortiq joylashtirilganda sterjenlar orasidagi gorizontal masofalar uchinchi va undan yuqori joylashgan armatura sterjenlari uchun 50 mmdan kam qabul qilinmaydi. Bu holat beton qorishmasidagi yirik to'ldiruvchilarning armatura sterjenlari oralaridan erkin o'tishini taminlaydi.

To'sinlar bo'lama armaturalardan tashqari ko'ndalang armaturalar bilan ham armaturalanadi. Ko'ndalang armaturalar hisob bo'yicha yoki, ma'lum shartlar bajarilganda, konstruktiv talablar bo'yicha qabul qilinadi. Ko'ndalang armaturalar to'sin mustahkamligini qiya kesim bo'yicha ta'minlash bilan birga bo'ylama armaturalarning loyihaviy holatini saqlashni ham ta'minlaydi.

Teng taqsimlangan yuklar bilan yuklangan to'sinlar konstruktiv talablar bo'yicha quyidagicha armaturalanadi:

-balandligi $h \leq 450$ mm bo'lgan to'sinlarning $l/4$ uzunlikdagi tayach zonalarda ko'ndalang armaturalarning qadami $s = h/2 \leq 150$ mm qabul qilinadi; uzunligi $l/2$ bo'lgan o'rta qismida esa, $s=3h/4 \leq 500$ mm qabul qilinadi.

- balandligi $h > 450$ mm bo'lgan to'sinlarning $l/4$ uzunlikdagi tayach zonalarda ko'ndalang armaturalarning qadami $s = h/3 \leq 500$ mm qabul qilinadi; uzunligi $l/2$ bo'lgan o'rta qismida esa, $s=3h/4 \leq 500$ mm qabul qilinadi.



3.2–rasm. Payvandlangan (a–d) va bog‘langan (e–k) armaturali sinchlarning elementlar ko‘ndalang kesimda joylashishi

To‘sinlarni jihozlash uchun qo‘llaniladigan armaturali sinchlarning bo‘ylama ishchi sterjenlari sifatida sinfi A-II, A-III, A-IV va A-IIIb bo‘lgan armaturalar, ko‘ndalang sterjenlar va kuchanlar sifatida esa sinfi A-I va Vr-I bo‘lgan armaturalar ishlatiladi.

3.2. Normal kesim bo‘yicha mustahkamlikni hisoblash

Egiluvchan temirbeton elementlar mustahkamligini normal kesim bo‘yicha hisoblashda tashqi yuklar ta‘siridan element kuchlanish–deformatsiyalanish holatining III bosqichi asos qilib olinadi.

Quyida egiladigan temirbeton element tashqi yuklar ta‘siridan kuchlanish–deformatsiyalanish holatining bosqichlari keltirilgan.

Egiluvchi elementlarning normal kesimi bo‘yicha kuchlanganlik deformatsiyalanish holati bosqichlari Tashqi yuk miqdorining oshishi bilan egiladigan temirbeton element normal kesimida kuchlanishlarning o‘zgarishi 3.3–rasmida keltirilgan. Konstruksiyalarning normal kesim

bo'yicha buzilishi, umuman olganda, armaturaning miqdori, uning mexanik xossalari va taranglashtirishda beriladigan dastlabki kuchlanishlarning miqdoriga bog'liq bo'lib, uchta sxema bo'yicha sodir bo'ladi. Element kuchlanish holati uch bosqichdan iborat.

Birinchi bosqich betonning elastik ishlashi bilan xarakterlanadi. Betonning siqilgan va cho'zilgan zonalaridagi normal kuchlanish epyuralari uchburchak shaklida bo'ladi. Cho'zilgan betonda yuk miqdorining ortishi bilan noelastik deformatsiya rivojlanadi. Bosqich oxirida cho'zuvchi kuchlanish epyurasi egri chiziqli bo'lib, cho'zilgan betondagi kuchlanish miqdori betonning chegaraviy mustahkamligiga teng bo'ladi (bosqich I, a). Tashqi yuk miqdorining navbatdagi oshishidan to'sin cho'zilgan kesimida yoriqlar paydo bo'ladi va bu kesim ishdan chiqadi. Shundan keyin kesimda kuchlanish va deformatsiyalanish holatining II bosqichi boshlanadi.

Ikkinchi bosqich element cho'zilgan zonasida yoriqlarning hosil bo'lishidan keyin boshlanadi. Yoriqlar hosil bo'lgan kesimlarda beton qarshilik ko'rsatmaydi va ishdan chiqadi. Bu kesimlarda ichki cho'zuvchi zo'riqishlarni armaura qabul qiladi. Yoriqlar oralig'ida esa cho'zuvchi zo'riqishlarni cho'zilgan beton va armatura birgalikda qabul qiladi.. Element siqilgan zonasidagi betonda plastik deformatsiyalar rivojlana boshlaydi va normal kuchlanish epyurasi egri chiziqli bo'ladi.

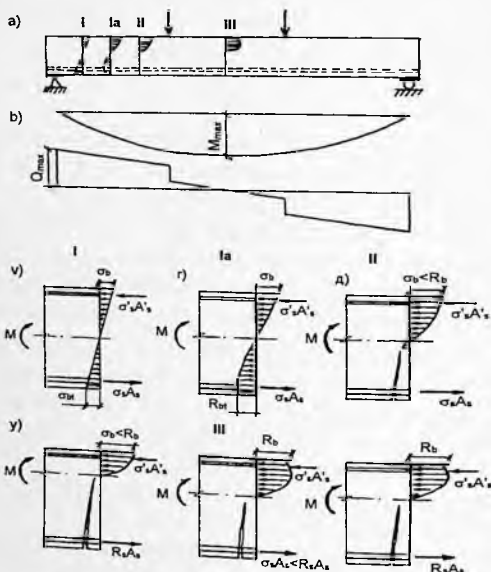
Tashqi yuk miqdorining yanada oshishi natijasida to'sin cho'zilgan zonasida hosil bo'lgan yoriqlar siqilish zonasiga qarab rivojlanib, neytral o'qgacha etib boradi va yoriqlarning ochilish kengliklari kattalashadi. Bu holatda cho'zilish zonasidagi yoriqlar hosil bo'lgan kesimlarda cho'zuvchi zo'riqishlarning hammasini faqat armatura qabul qiladi. Siqilgan beton va cho'zilgan armaturalardagi kuchlanishlar yoriqlar orasida notekis taqsimlanadi. Biroq o'tkazilgan ko'p tadqiqotlar asosida siqilgan zonadagi beton va cho'zilgan armaturaning yoriqlar hosil bo'lgan kesimlar oralig'idagi o'rtacha deformatsiyalarining o'zgarish xarakteri to'g'ri chiziqdan unchalik og'masligi aniqlangan. Kuchlanish va deformatsiyalanish holatining II bosqichida armaturadagi kuchlanishlar oquvchanlik chegarasiga etmaydi, siqilgan beton kesim chetki tolalardagi kuchlanishlar miqdori siqilishdagi chegaraviy mustahkamligiga etmaydi.

Uchinchi bosqich – bu elementni buzilish holatidagi bosqichdir. Element cho'zilgan zonasida joylashtirilgan armaturaning miqdoriga ko'ra buzilishning ikki xoli uchraydi. Birinchi hol normal armaturalangan to'sinlar uchun xarakterlidir. Bunda buzilish cho'zilgan

armaturadan boshlanadi va siqilgan zonadagi betonning ezilishi bilan tugaydi. Ikkinchi hol kesimi ortiqcha armaturalangan elementlarda ko'zatiladi. Bunda buzilish element siqilgan zonasidagi betonning ezilishidan boshlanadi, cho'zilgan armaturadagi kuchlanish esa, chegaraviy qiymatiga etmaydi.

Kesim mustahkamligini hisoblashda siqilgan zonaning balandligi x va kesim ishchi balandligi h_0 muhim rol o'ynaydi. Siqilgan zona balandligi x ning kesim ishchi balandligi h_0 ga nisbati $\xi = x/h_0$ siqilish zonasining nisbiy balandligi deb aytiladi.

Buzilishning birinchi va ikkinchi hollari orasidagi chegara ξ_R – siqilish zonasining chegaraviy nisbiy balandligi bilan aniqlanadi. Agar $\xi \leq \xi_R$ shart



3.3–rasm. Egiluvchi elementlar normal kesimlarining kuchlanganlik holatlari: v, y - armaturasi taranglashti rilmagan;; i, k - armaturasi oldindan taranglashtirilgan elementlar

bajarilsa element birinchi hol bo'yicha buziladi. Aks hoda, ya'ni $\xi > \xi_R$ bo'lganda, element ikkinchi hol bo'yicha buziladi.

Element siqilish zonasining chegaraviy holatini ifodalovchi nisbiy balandligi ξ_R tajriba asosida olingan quyidagi empirik formuladan aniqlanadi

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (3.1)$$

bu yerda ω - siqilgan zonadagi betonning xarakteristikasi:

$$\omega = \alpha - 0,008 \times R_b; \quad (3.2)$$

α - betonning xiliga bog'liq bo'lgan koeffitsient; og'ir betonlar uchun $\alpha = 0,85$; maydodonali betonlar uchun $\alpha = 0,75-0,8$; engil, g'ovakli va kovakli betonlar uchun esa, $\alpha = 0,8$; σ_{sR} - armaturadagi kuchlanish MPa hisobida, quyidagicha qabul qilinadi: sinfi A-I, A-II, A-III, A-IIIv, Vr-I bo'lgan armaturalar uchun $\sigma_{sR} = R_s$; A-V, A-V, 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 xisoblanganda $\sigma_{sc,u} = 330$ MPa qabul qilinadi.

Egiladigan temirbeton elementlarni $\xi \leq \xi_R$ shart asosida loyihalash tavsiya etiladi. Chunki bu holda elementlarning buzilishi plastik xarakterga ega bo'lib, element kesimini armaturalashda samaradorlikka erishiladi.

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

3.3. Bir tomonlama armaturalangan to'g'ri to'rtburchak kesimli elementlar hisobi

Egiladigan elementlarni hisoblashda kuchlanish-deformatsiyanish holatining III bosqichi asos qilib olinadi. Bunda element siqilgan zonasidagi xaqiqiy kuchlanishlarning egri chiziqli epyurasi hisoblarni soddalashtirish maqsadida to'g'ri to'rtburchak epyura bilan almash-tiriladi.

Nomalum parametrlarni topish uchun statikaning quyidagi muvozanat tenglamalari tuziladi: $\Sigma X_i = 0$ va $\Sigma M_i = 0$.

ΣX_i - element bo'yлама o'qi bo'yicha ta'sir kiladigan zo'riqishlar yig'indisi;

ΣM_i - ichki va tashqi zo'riqishlardan element biror-bir nuqtaga nisbatan olingan momentlar yig'indisi.

3,3, e- rasmda ko'rsatilgan zo'riqishlar sxemasidan quyidagi muvozanat tenglamalarini olamiz

$$N_s - N_b = 0; \quad (3.3)$$

$$M - N_b \times Z = 0 \quad (3.4).$$

$$M - N_s \times Z = 0. \quad (3.5)$$

Hisoblashlarda normal kuchlanishlarning egri chiziq bilan chegaralangan epyurasi qo'llaniladigan bo'lsa, hisob juda murakkablashib ketadi. SHuning uchun amaliy hisoblarda elementning siqilish zonasidagi normal kuchlanishlarning egri chiziq bilan chegaralangan epyurasi soddalashtiriladi.

Soddalashtirishning bir yo'li bu element siqilgan zonasidagi betonning haqiqiy deformatsiyalanish holatini plastik materiallar uchun qo'llaniladi. Bunda quyidagi shartlar asos qilib olinadi:

- betonning cho'zilishdagi qarshiligi nolga teng deb qabul qilinadi;
- betonning siqilishdagi qarshiligi R_b ga teng qilib olinadi;
- cho'zilgan armaturadagi kuchlanishlar miqdori cho'zilishdagi

hisobiy

qarshiligi R_s dan katta qabul qilinmaydi;

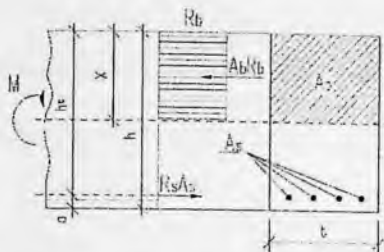
- siqilgan armaturadagi kuchlanishlar miqdori siqilishdagi hisobiy qarshiligi R_{sc} dan katta qabul qilinmaydi.

Temirbeton elementlarda $\xi \leq \xi_R$ bo'lganda buzilish I yoki 2 sxema bo'yicha, $\xi > \xi_R$ bo'lganda esa 3 sxema bo'yicha sodir bo'ladi. Elementlarni hisoblashda $\xi \leq \xi_R$ shart bajarilishi tavsiya qilinadi.

$\xi \leq \xi_R$ bo'lgan hol. Siqilgan betondagi kuchlanish miqdori betonning chegaraviy qarshiligiga R_b teng qabul qilinadi. Cho'ziladigan armaturadagi kuchlanishlar esa hisobiy qarshilik R_s ga teng qilib olinadi. Element cho'zilgan zonasidagi beton kesim yuzasi hisobga olinmaydi.

Qabul qilingan kuchlanishlar sxemasi bo'yicha element normal kesimi siqilgan zonasida hosil bo'lgan kuchlanishlarning teng ta'sir etuvchisi

$N_b = R_b A_b$ ga, cho'zilgan armaturadagi kuchlanishlarning teng ta'sir etuvchisi esa $N_s = R_s A_s$ ga teng bo'ladi. Bu yerda: $A_b = bx$ - element siqilgan zonasida joylashgan beton kesimi yuzasi; b - element ko'ndalang kesimining eni; A_s - cho'ziladigan armatura ko'ndalang keesimi yuzasi.



3.4—rasm. Bir tomonlama armaturalangan to'g'ri to'rtburchak kesimli element kuchlanish sxemasi

Egiladigan element uchun muvozanat tenglamalari tuziladi. Birinchi muvozanat shartidan, ya'ni hamma zo'riqlashlarning element bo'ylama o'kiga proeksiyalari yig'indisi nolga teng bo'lish shartidan ($\Sigma x = 0$) quyidagi muvozanat tenglamasini olamiz

$$R_s A_s - R_b b x = 0. \quad (3.6)$$

Bu tenglamadan element siqilish zonasi balandligi x ni topish uchun foydalaniladi.

Muvozanat shartining ikkinchi shartidan, ya'ni tashqi yuklar va ichki zo'riqlashlarning hammasidan ma'lum bir o'qqa nisbatan olingan momentlar yig'indisi nolga teng bo'lishi shartidan ($\Sigma M = 0$) quyidagi muvozanat tenglamasini olamiz. Bunda moment o'qini cho'zilgan armatura og'irlik markaziga yoki siqilgan zona markaziga joylashtiramiz.

Moment o'qi cho'zilgan armatura og'irlik markaziga joylashtirilganda

$$M - R_b b x (h_0 - 0,5x) = 0 \quad (3.7)$$

Moment o'qi siqilgan beton kesim og'irlik markaziga joylashtirilganda

$$M - R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 0 \quad (3.8)$$

Element mustahkamligi normal kesim bo'yicha ta'minlanishi uchun quyidagi shart bajarilishi lozim:

$$M \leq M_u. \quad (3.9)$$

bu yerda: M – tashqi yuklardan eguvchi moment; M_u – (3.9) va (3.10) tenglamalardan aniqlanadigan kesim qabul qila oladigan eguvchi momentning chegaraviy qiymatlari.

Ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklidagi egiluvchan elementlarda siqilgan zona balandligi (3.6) tenglamadan aniqlanadi:

$$x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b2} R_b b} \quad (3.10)$$

Siqilgan zonaning nisbiy balandligi quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b2} R_b b h_0} = \mu \frac{R_s}{\gamma_{b2} R_b}, \quad \mu = \frac{A_s}{b h_0}, \quad (3.11)$$

bu yerda: μ – armaturalash ko'effitsienti;
Armaturalash ko'effitsienti o'rniga armaturalash protsenti tushunchasini qo'llash qulay hisoblanadi:

$$\mu\% = 100 \frac{A_s}{b h_0}. \quad (3.12)$$

Berilgan tashqi eguvchi moment qiymati bo'yicha har xil kesimdagi va kesimi har xil armaturalangan temirbeton elementlarni loyihalash mumkin.

Masalan, kesim balandligi oshirilganda armatura miqdori kamayadi. Loyihalashda iqtisodiy samaradorlikka e'tibor berish talab etiladi. Temirbeton to'sinlar uchun armaturalash protsenti $\mu\% = 1 \dots 2\%$, plitalar uchun esa, $\mu\% = 0,3 \dots 0,6\%$ qabul qilish tavsiya etiladi. Umuman egiluvchan temirbeton elementlar uchun armaturalash protsenti 0,05 dan kam bo'lmasligi kerak.

Kesimi to'g'ri to'rburchak shaklidagi egiladigan elementlarni hisoblashni soddalashtirish uchun yordamchi 3.1-jadvaldan foydalanish mumkin. Bu jadvaldan foydalanish uchun hisoblash formulalariga bir oz o'zgartirishlar kiritamiz.

(3.7) va (3.8) formulalardagi siqilish zonasi balandligini quyidagi ifoda ξh_0 bilan almashtiramiz va quyidagi formulalarni olamiz:

$$M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x) = R_b b \xi h_0 (h_0 - 0,5 \xi h_0) = \alpha_m R_b b h_0; \quad (3.13);$$

$$M_u = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = R_s A_s (h_0 - 0,5 \xi h_0) = R_s A_s \eta h_0, \quad (3.14),$$

$$\text{bu yerda: } \alpha_m = \xi (1 - 0,5 \xi); \quad \eta = (1 - 0,5 \xi).$$

Siqilish zonasi nisbiy balandligi ξ ning ma'lum qiymatlariga mos bo'lgan α_m – nisbiy moment va nisbiy elka η qiymatlari 3.1-jadvalda keltirilgan. Bir miqdor berilgan bo'lsa, qolgan ikkita miqdor 3.1-jadvaldan aniqlanishi mumkin.

Ko'p hollarda egiladigan elementning mustahkamligini aniqlash emas, balki element mustahkamligini ta'minlash uchun talab qilinadigan armatura ko'ndalang kesim yuzalarini aniqlash talab etiladi. Buning uchun (3.9) ifodada $M_u = M$ qabul qilib, nisbiy moment qiymati α_m hisoblanadi:

$$\alpha_s = \frac{M}{R_b b h_0^2}; \quad (3.15)$$

3.1-jadvaldan α_m qiymatga mos bo'lgan η koeffitsient qiymati aniqlanadi va (3.14) formuladan $M_u = M$ qabul qilib, talab qilinadigan armatura ko'ndalang kesim yuzasi hisoblanadi

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} \quad (3.16)$$

$\xi > \xi_R$ bo'lgan hol. Siqilgan betondagi kuchlanish miqdori betonning chegaraviy qarshiligiga R_b teng qabul qilinadi. Cho'ziladigan armaturadagi kuchlanishlar esa hisobiy qarshilik R_s ga etmaydi, ya'ni $\sigma_s < R_s$. Element cho'zilgan zonasidagi beton kesim yuzasi hisobga olinmaydi.

Element normal kesimidagi kuchlanishlarning siqilgan beton va cho'zilgan armaturadagi teng ta'sir etuvchilari aniqlanadi:

$$N_b = R_b A_b; \quad N_s = \sigma_s A_s, \quad (3.17)$$

bu yerda: $A_b = b x$ – element siqilgan zonasida joylashgan beton kesimi yuzasi;

b – element ko'ndalang kesimining eni; A_s – cho'ziladigan armatura ko'ndalang keesimi yuzasi. σ_s – cho'zilgan armaturada hosil bo'ladigan kuchlanish.

Egiladigan element uchun muvozanat tenglamalari tuziladi. Birinchi muvozanat shartidan:

$$\sigma_s A_s - R_b b x = 0, \quad (3.18)$$

bu yerda, cho'zilgan armaturadagi kuchlanish quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\sigma_s = \frac{0.2 + \xi_R}{0.2 + \xi} R_s \quad (3.19)$$

(3.18) va (3.19) formularni birgalikda yechimidan element siqilish zonasi balandligi x topiladi. Element kesimining yuk ko'tarish qobiliyati quyidagi formulalardan hisoblanadi:

$$M_u = R_b b x (h_0 - 0.5x). \quad (3.20)$$

Beton sinfi V30 va undan past bo'lgan betonlardan va taranglashtirilmagan A-I, A-II, A-III va Br-I armaturalardan tayyorlangan elementlar uchun $\xi > \xi_R$ bo'lganda (3.13) va (3.14) hisoblash formulalar bo'yicha bajarilishi mumkin. U vaqtda hisoblash formulalarida $\xi = \xi_R$ qabul qilinadi.

$\xi > \xi_R$ bo'lgan hol bo'yicha ishlaydigan elementlar iqtisodiy jihatdan samarasiz bo'lib, cho'zilgan armaturaning mustahkamligidan to'liq

foydalanilmay qolinadi va armatura sarfini oshiradi. SHuning uchun elementlarni loyihalashda $\xi \leq \xi_R$ shart bajarilishi tavsiya qilinadi.

Jadval 3.1.-To'g'ri burchak kesimli egiluvchi elementlarni hisoblash uchun ξ , η , αm koeffitsientlar

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

$\xi > \xi_R$ bo'lgan hol bo'yicha ishlaydigan elementlar iqtisodiy jihatdan samarasiz bo'lib, cho'zilgan armaturaning mustahkamligidan to'liq

foydalanilmay qolinadi va armatura sarfini oshiradi. SHuning uchun elementlarni loyihalashda $\xi \leq \xi_R$ shart bajarilishi tavsiya qilinadi.

Temirbeton konstruksiyani hisoblashda uch turdagi masalalar uchraydi.

Bu masalalarni yechish tartibi blok-sxema sifatida 3.5...3.7 – rasmlarda keltirilgan.

Birinchi masala. Berilgan: element kesimi o'lchamlari b va h , tashqi yuklar ta'siridan eguvchi moment M .

Talab etiladi: armatura kesim yuzasi A_s ni aniqlash. Bunda beton va armatura sinflari mustaqil qabul qilinadi va ularni o'zgartirish mumkin.

Yechish tartibi:

1. Dastlab beton himoya qatlami Δ va armaturaning taqribiy diametri d tayinlanib element ishchi balandligi aniqlanadi $h_0 = h - a$, bu yerda $a = \Delta + d/2$ – cho'zilgan armatura og'irlik markazidan element cho'zilgan qirrasigacha bo'lgan masofa;

2. Beton va armatura sinflari qabul qilinib beton va armaturaning hisobiy qarshiliklari R_b va R_s aniqlanadi.

3. (3.11) formuladan α_m hisoblanadi va 3.1 jadvaldan α_m qiymatga mos bo'lgan ξ va η koeffitsientlarning qiymatlari topiladi.

4. (3.1) formuladan ξ_R hisoblanib, $\xi \leq \xi_R$ shart tekshiriladi.

5. Shart bajarilgan taqdirda (3.14) formuladan talab qilinadigan armatura kesim yuzasi hisoblanadi.

6. Shart bajarilmaganda element kesimining eni b va balandligi h kattalashtiriladi va hisob 1 banddan boshlab takrorlanadi.

7. Hisoblab topilgan bo'ylama armatura kesim yuzasi A_s bo'yicha sortamentdan sterjenlar soni va diametri tanlanadi.

Ikkinchi masala. Berilgan: tashqi yuklar ta'siri eguvchi momenti M .

Talab etiladi: elementning ko'ndalang kesimi eni b va balandligi h va armaturaning kesim yuzasini A_s aniqlash.

Bunda beton va armatura sinflari mustaqil qabul qilinadi va ularni o'zgartirish mumkin.

Yechish tartibi:

1. Loyihalash tajribasidan to'sinlar uchun $\xi = 0,3...0,4$, plitalar uchun esa $\xi = 0,10...0,15$ qiymatlardan biri qabul qilinib, element kesimi o'lchamlarining optimal qiymatlariga mos bo'lgan α_m koeffitsient qiymati 3.1 jadvaldan aniqlanadi.

2. Tanlangan beton va armatura sinflari bo'yicha beton va armaturaning hisobiy qarshiliklari aniqlanadi.

3. Loyihalash amaliyotidan element kesimi eni b tayinlanadi va quyidagi formuladan element ishchi balandligi aniqlanadi:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{R_b b \alpha_m}} \quad (3.21)$$

4. Element uchun beton himoya qatlami Δ va armaturaning taxminiy diametri d qabul qilinib kesim balandligi hisoblanadi:

$$h = h_0 + a. \quad (3.22)$$

5. Quyidagi shart tekshiriladi: $b=(0,3...0,5)h$. SHart bajarilsa, hisob quyida keltirilgan tartibda davom etdiriladi. SHart bajarilmasa element ko'ndalang kesim eni b kamaytiriladi yoki oshiriladi. h_0 va h hisoblanib, $b=(0,3...0,5)h$ shart qanoatlanguncha takroran tekshiriladi. SHart bajarilgandan keyin kesim balandligi 50 mm ga karra etib unifikatsiyalashtiriladi.

6. Element ko'ndalang kesimi uchun yangi ishchi balandlik h_0 aniqlanib α_m koeffitsient hisoblanadi va 3.1 jadvaldan mos bo'lgan ξ koeffitsient aniqlanadi.

7. (3.1) formuladan ξR hisoblanib, $\xi \leq \xi_R$ shart tekshiriladi.

8. SHart bajarilgan taqdirda hisob birinchi hol uchun keltirilgan tartibning 5...7 bandlari bo'yicha bajariladi.

Uchinchi masala. Berilgan: tashqi yuklar ta'siridan hosil bo'lgan eguvchi moment M , elementning ko'ndalang kesim o'lchamlari b va h , beton va armatura sinflari, armatura kesim yuzasi A_s (armatura sterjenlari soni va diametri d).

Talab etiladi: elementning yuk ko'tara olish qobiliyatini tekshirish.

Yechish tartibi: 1. Element uchun beton himoya qatlami Δ qabul qilinib, armaturaning og'irlik markazidan cho'ziladigan kirragacha bo'lgan $a=\Delta+d/2$ (armatura bir qator joylashgan bo'lsa) masofa hisoblanadi.

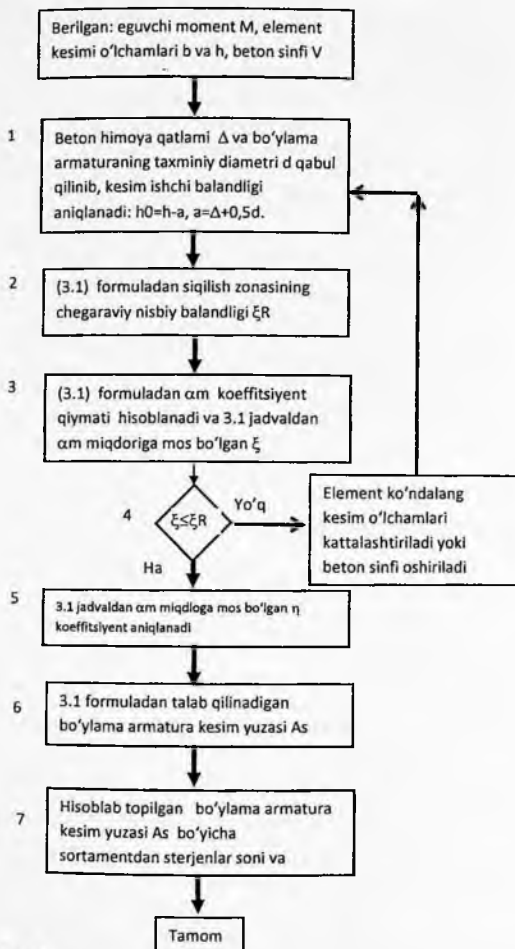
2. Element ko'ndalang kesimi ishchi balandligi aniqlanadi $h_0=h-a$.

3. (3.8) formuladan siqilish zonasining balandligi x va (3.9) formuladan ξ aniqlanadi.

4. (3.1) formuladan ξR hisoblanadi va $\xi \leq \xi_R$ shart tekshiriladi.

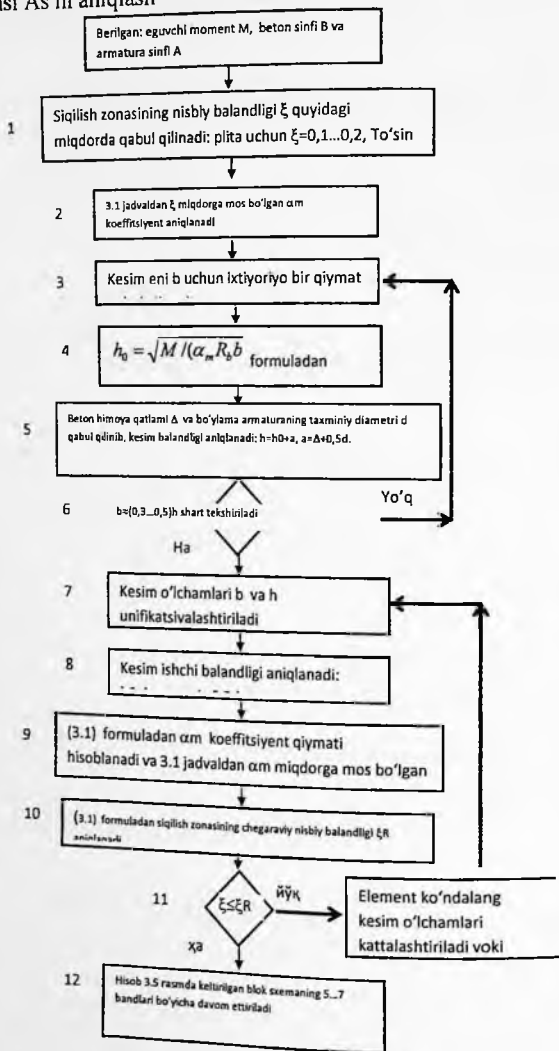
5. SHart bajarilgan taqdirda (3.16) yoki (3.17) formulalardan element yuk ko'tarish qobiliyati M_u aniqlanadi.

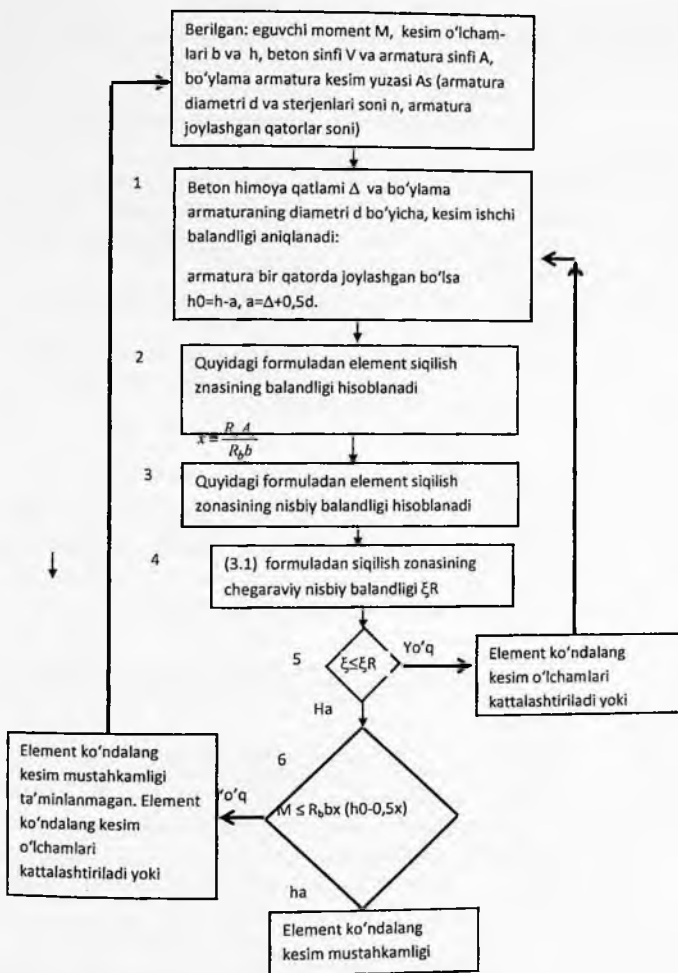
6. Quyidagi shart tekshiriladi: $M \leq M_u$. SHart bajarilgan taqdirda elementning yuk ko'tarish qobiliyati moment ta'siriga etarli hisoblanadi. Aks holda elementning ko'ndalang kesim o'lchamlari yoki beton va armaturaning sinflari oshirishi talab etiladi.



Blok-sxema №1. Armatura kesim yuzasi A_s ni aniqlash

Blok-sxema №2. Element kesim o'lchamlari b va h hamda armatura kesim yuzasi A_s ni aniqlash





Blok-sxema №3. Kesimi to'g'ri burchakli bir tomonlama armaturalangan egiluvchan elementlar normal kesimi mustahkamligini tekshirish

Mavzu bo'yicha misollar.

1-masala

Berilgan: Hisobiy eguvchi moment $M=4000 \text{ N}\cdot\text{m}$, betonning klassi V25 (hisobiy qarshiligi $R_b=14,5 \text{ MPa}$) armaturaning klassi A-I (hisobiy qarshiligi $R_s=225 \text{ MPa}$) bo'lgan monolit orayopma plita uchun armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi aniqlansin.

Yechish: Plitaning o'rtacha armaturalash foizini oldindan $\mu=0,4 \%$ qabul qilamiz. U holda:

$$\xi = \mu \left(\frac{R_s}{R_b} \right) = 0,004 \cdot \left(\frac{225 \cdot 100}{14,5 \cdot 100} \right) = 0,062;$$

3-ilovadan $\eta=0,969$ va $A_0=0,06$ ni aniqlaymiz.

Plitaning ishchi balandligi:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{A_0 \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{4000 \cdot 100}{0,06 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 100}} = \sqrt{40,58} = 6,78 \text{ cm}$$

$h=h_0+a=6,78+1,5=8,28 \text{ sm}$. Plitaning qalinligini $h=8 \text{ sm}$ qabul qilamiz. Demak, kesimning ishchi balandligi $h_0=h-a=8-1,5=6,5 \text{ sm}$ ga teng bo'ladi.

Armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{4000}{225 \cdot 0,969 \cdot 6,5} = 2,83 \text{ cm}^2;$$

6-ilovadan 608 A-I armatura tanlaymiz. Uning yuzasi $A_s=3,02 \text{ sm}^2 > 2,83 \text{ sm}^2$;

2-masala

Berilgan: Qalinligi $h=6 \text{ sm}$ bo'lgan monolit orayopma plita uchun yuk ko'tarish qobiliyati aniqlansin. Betonning klassi V15 (hisobiy qarshiligi $R_b=8,5 \text{ MPa}$), armatura klassi Br-I (hisobiy qarshiligi $R_s=360 \text{ MPa}$), yuzasi $A_s=1,96 \text{ sm}^2$ (10Ø5 Br-I).

Yechish: Siqiluvchi zonaning balandligini aniqlaymiz:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b \cdot b} = \frac{360 \cdot 1,96 \cdot 100}{8,5 \cdot 100 \cdot 100} = 0,83 \text{ cm};$$

U holda plitaning yuk ko'tarish qobiliyati:

$M = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = 8,5 \cdot 100 \cdot 0,83 \cdot (4,5 - 0,5 \cdot 0,83) = 2882 \text{ H}\cdot\text{m}$ ga teng.

3-masala

Berilgan: Quyidagi berilganlar asosida balkaning ko'ndalang kesim o'lchamlari va armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi aniqlansin. Hisobiy eguvchi moment $M=150000 \text{ N}\cdot\text{m}$. Betonning klassi B25 ($R_b=14,5 \text{ MPa}$), armaturaning klassi A-III ($R_s=365 \text{ MPa}$).

Yechish: Balkaning enini oldindan $b=20 \text{ sm}$ qilib tanlaymiz. Siqiluvchi zona nisbiy balandligining optimal qiymati $\xi=0,35$ va unga mos holda 3-ilovadan $A_0=0,289$ ni olamiz.

Kesimning ishchi balandligi:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{A_0 \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{150000 \cdot 100}{0,289 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 100}} = 42,3 \text{ cm}$$

Balka kesimining balandligi $h=h_0+a=42,3+4=46,3 \text{ sm}$. $h=50 \text{ cm}$ qabul qilamiz. U holda $h_0=50-3=47 \text{ cm}$.

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{150000 \cdot 100}{14,5 \cdot 47^2 \cdot 20 \cdot 100} = 0,234$$

3-ilovadan A_0 ning qiymatiga mos keluvchi $\eta=0,866$ va $\xi=0,27$. Armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{150000 \cdot 100}{365 \cdot 0,866 \cdot 47 \cdot 100} = 10,1 \text{ cm}^2$$

6-ilovadan 4Ø18 A-III va uning yuzasi $A_s=10,18 \text{ sm}^2 > 10,1 \text{ sm}^2$ bo'lgan armaturani qabul qilamiz.

4-masala

Berilgan: Quyidagi berilganlar asosida ishchi armatura ko'ndalang kesim yuzasini aniqlansin. To'sinning ko'ndalang kesim o'lchamlari: $h=50 \text{ sm}$, $b=20 \text{ sm}$; $a=4 \text{ sm}$; $M=175000 \text{ N}\cdot\text{m}$; armatura klassi A-III ($R_s=R_{sc}=365 \text{ MPa}$); betonning klassi B20 ($R_b=11,5 \text{ MPa}$);

$$\text{Yechish: } A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{175000 \cdot 100}{11,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 46^2} = 0,4 < A_{0, \max} = 0,42;$$

3-ilovadan $A_0=0,4$ bo'lganda $\eta=0,725$ va $\xi=0,55$ ekanligini aniqlaymiz, u holda siqiluvchi zonaning nisbiy balandligi: $x=\xi \cdot h_0=0,55 \cdot 46=25,3 \text{ sm}$;

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_0} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,77}{1 + \frac{265}{500} \left(1 - \frac{0,75}{1,1}\right)} = 0,632;$$

bu yerda: $\omega=0,85-0,008 \cdot 11,5 \cdot 0,9=0,77$; $\xi < \xi_R$ shart bajarilganligi sababli

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{175000 \cdot 100}{365 \cdot 0,725 \cdot 46 \cdot 100} = 14,376 \text{ cm}^2$$

6-ilovadan 4Ø22 A-III uning yuzasi $A_s=15,2 \text{ sm}^2$ armatura tanlaymiz.

5-masala

Berilgan: Armaturalash foizi $\mu=1\%$ bo'lgan to'sin uchun ishchi armatura yuzasi va kesim o'lchamlari aniqlansin. Armatura klassi A-II ($R_s=280$ MPa); betonning klassi B25 ($R_b=14,5$ MPa); $a=4$ sm; $M=180000$ N·m.

Yechish: To'sin uchun $\xi=0,35$ bo'lganda $A_o=0,289$ va $\eta=0,825$ bo'ladi. To'sin enini oldindan $b=20$ sm qilib belgilaymiz.

$$h_o = \sqrt{\frac{M}{A_o \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{180000 \cdot 100}{0,289 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 100}} = 46,4 \text{ cm}$$

To'sin kesimining balandligi $h=h_o+a=46,4+4=50,4$ sm. $h=50$ cm qabul qilamiz. U holda $h_o=50-4=46$ cm ga teng. Armatura ko'ndalang kesim yuzasini aniqlaymiz:

$$A_s = \mu b h_o = 0,01 \cdot 20 \cdot 46 = 9,2 \text{ sm}^2$$

6-ilovadan yuzasi $A_s=9,43$ sm² bo'lgan 3Ø20 A-II klassli armaturani qabul qilamiz.

6-masala

Berilgan: Ikki cheti bilan ustun (30×30 sm) yuqorisiga qo'yilgan, uzunligi $l=6$ m bo'lgan to'g'ri to'rtburchak kesimli to'sin uchun ishchi armatura kesim yuzasi aniqlansin: tomyopmadan tushayotgan hisobiy yuklama: $q=50$ kN/m; $a=4$ sm; armatura klassi A-III ($R_s=365$ MPa); beton klassi B20 ($R_b=11,5$ MPa);

Yechish: To'sinning ko'ndalang kesim o'lchamlarini belgilaymiz:

$$h = \frac{1}{12} L = \frac{1}{12} \cdot 600 = 50 \text{ sm}; \quad b = (0,3 \div 0,4) \cdot h = 20 \text{ sm};$$

To'sin 1 m uzunligiga to'g'ri keladigan xisobiy yuklamani va to'sinning hususiy og'irligini hisobga olgan holda aniqlaymiz.

$$q = 50 + 0,50 \cdot 0,2 \cdot 25 \cdot 1,1 = 50 + 2,75 = 52,75 \text{ kN/m};$$

bu yerda: 1,1 - temirbeton uchun yuklama bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti;

To'sinning hisobiy uzunligi aniqlaymiz:

$$l_o = L_2 - h_{col} / 2 = 600 - 30 / 2 = 585 \text{ sm} = 5,85 \text{ m};$$

bu yerda h_{col} - ustun ko'ndalang kesimi o'lchami. Hisobiy eguvchi moment va kesuvchi kuch:

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{52,75 \cdot 5,85^2}{8} = 225,7 \text{ kN} \cdot \text{m}; \quad Q = \frac{q l}{2} = \frac{52,75 \cdot 5,85}{2} = 154,3 \text{ kN};$$

To'sin narxi optimal narxga yaqinroq bo'lishi uchun $\xi=0,35$ deb belgilab 3-ilovadan bunga mos qiymat $A_o=0,289$ ni olamiz.

Kesim xisobiy balandligini aniqlaymiz:

$$h_0 = \sqrt{\frac{225,7 \cdot 10^5}{0,289 - 11,5 \cdot 20 \cdot 100}} = 58,3 \text{ sm}; h = 58,3 + 4 = 62,3 \text{ sm};$$

To'sin balandligini $h = 60$ sm deb qabul qilamiz.

Lekin balandligi oldin qabul qilinganidan farq qilgani uchun kesim enini qaytadan belgilaymiz $b = (0,3 \dots 0,4)h = 25$ sm

$$h_0 = \sqrt{\frac{225,7 \cdot 10^5}{0,289 - 11,5 \cdot 25 \cdot 100}} = 52,1 \text{ sm}; h = 52,1 + 4 = 56,1 \text{ sm};$$

$h = 60$ sm qabul qilamiz. Bunda kesim ishchi balandligi $h_0 = 60 - 4 = 56$ sm.

To'sin kesimi o'lchamlari o'zgarganligi sababli yuklama va hisobiy zo'riqlashlar qiymatini qayta xisoblaymiz $q = 50 + 0,6 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 1,1 = 54,13$ kN/m

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{54,13 \cdot 5,85^2}{8} = 231,6 \text{ kN} \cdot \text{m}; Q = \frac{ql}{2} = \frac{54,13 \cdot 5,85}{2} = 158,4 \text{ kN};$$

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0} = \frac{231,6 \cdot 10^5}{11,5 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 100} = 0,257$$

Ao qiymatiga mos kelgan $\eta = 0,849$ ni 3-ilovadan olamiz.

Ishchi armatura yuzasini aniqlaymiz: $A_s = \frac{231,6 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,849 \cdot 56 \cdot 100} = 13,35$ sm²;

6-ilovadan yuzasi $A_s = 14,73$ sm² bo'lgan 3Ø25 A-III klassli armaturani qabul qilamiz.

3.4. Ikki tomonlama armaturalangan to'g'riburchakli kesim hisobi

Armaturalar element ko'ndalang kesimining cho'ziladigan va siqiladigan zonalariga joylashtiriladigan bo'lsa, bunday kesimlar ikki tomonlama armaturalangan kesimlar deb ataladi. Odatda siqiladigan zonadagi betonning mustahkamligi etarli bo'lmagan holatlarda siqiladigan beton kesimga armatura joylashtiriladi. Kesim siqilish zonasiga armaturalar konstruktiv talablar bo'yicha yoki hisob orqali qo'yilishi mumkin. Ikki tomonlama armaturalangan kesimlar iqtisodiy jihatdan samarasiz hisoblanadi. Siqiladigan zonada joylashtiriladigan bo'ylama armaturalar siqilish natijasida qobarib ketmasligi uchun ular siqiladigan elementlardagidek ko'ndalang armaturalar bilan jihozlanadi.

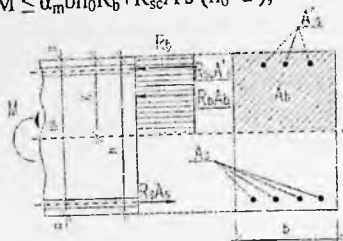
Ikki tomonlama armaturalangan kesimda hosil bo'ladigan zo'riqlashlar sxemasi 3.8-rasmda keltirilgan.

Ko'ndalang kesimi ikki tomonlama armaturalangan element uchun muvozanat tenglamalari quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:

$$R_s A_s = R_b b x + R_{sc} A'_s; \quad (3.23)$$

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \quad (3.24)$$

$$M \leq \alpha_m b h_0 R_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \quad (3.25)$$



3.8—rasm. Ko'ndalang kesimi to'g'ri burchak bo'lgan ikki yoqlama armaturalangan normal kesim kuchlanishi

Ikki tomonlama armaturalangan to'g'ri burchakli kesimlarni hisoblash 4 va 5 blok-sxemalarda keltirilgan. Ikki tomonlama armaturalangan to'g'ri burchak kesimli elementlarni loyihalashda ikki turdagi masalalar uchraydi. Birinchi masala. Berilgan: element kesimi o'lchamlari b va h , tashqi yuklar ta'siridan eguvchi moment M . Talab etiladi: armatura kesim yuzalari A_s va A'_s ni aniqlash. Bunda beton va armatura sinflari mustaqil qabul qilinadi va ularni o'zgartirish mumkin.

Yechish tartibi: 1. Siqiladigan zona betoni mustahkamligidan to'liq foydalanishni hisobga olib, siqilish zonasi nisbiy balandligi ξ ni nisbiy chegaraviy balandlikka ξ_R ga teng qilib olinadi, ya'ni $\xi = \xi_R$.

2. Quyidagi formuladan chegaraviy moment aniqlanadi

$$M_R = \alpha_R b h_0^2 R_b \quad (3.26)$$

3. Quyidagi formuladan talab qilinadigan bo'ylama siqiladigan armatura kesim yuzasi hisoblanadi:

$$A'_s = \frac{M - M_R}{R_{sc}(h_0 - \alpha')} = \frac{M - \alpha_R b h_0^2 R_b}{R_{sc}(h_0 - \alpha')} \quad (3.27)$$

4. Bo'ylama cho'ziladigan armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$A_s = \frac{\xi_R b h_0 R_b}{R_s} + \frac{R_{sc} A'_s}{R_s} \quad (3.28)$$

5. Sortament bo'yicha siqilgan va cho'zilgan armaturalar uchun sterjenlar soni va diametri tanlanadi. Agar A'_s nolga teng yoki manfiy chiqsa, siqilgan armatura hisob bo'yicha talab qilinmaydi va kesim siqilgan zonasi armatura bilan konstruktiv talablar bo'yicha armaturalanadi.

Ikkinchi masala. Berilgan: element kesimi o'lchamlari b va h, tashqi yuklar ta'siri momenti M, siqiladigan bo'ylama armatura kesim yuzasi A'_s (konstruktiv talab bo'yicha) va beton hamda armatura sinflari.

Talab etiladi: armatura kesim yuzasi A_s ni aniqlash.

1. Quyidagi formuladan nisbiy moment aniqlanadi:

$$\alpha_m = \frac{M - R_s A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} \quad (3.29)$$

2. Quyidagi shart tekshiriladi: $\alpha_m \leq \alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R)$.

3. SHart bajarilgan taqdirda 3.1 jadvaldan α_m ga mos bo'lgan ξ qiymati topiladi va quyidagi formuladan cho'ziladigan armatura kesim yuzasi hisoblanadi:

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0 + R_s A'_s}{R_s} \quad (3.30)$$

4. SHart bajarilmasa, ya'ni $\alpha_m > \alpha_R$ bo'lganda (3.26) hisoblash formulasida $\xi = \xi_R$ qabul qilinadi.

Mavzu bo'yicha misollar

7-masala

Berilgan: Quyidagi berilganlar asosida balkadagi armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi aniqlansin. Eguvchi moment $M=600000 \text{ N}\cdot\text{m}$. balkaning ko'ndalang kesim o'lchamlari $b=25 \text{ sm}$, $h=60 \text{ sm}$; betonning klassi V25 ($R_b=14,5 \text{ MPa}$); armaturaning klassi A-III ($R_s=R_{sc}=365 \text{ MPa}$).

Yechish: Kesimning ishchi balandligi $h_0=h-a=60-4=56\text{sm}$;

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{600000}{14,5 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,44;$$

3-ilovadan $\xi=0,65$ ni olamiz va siqiluvchi zonaning nisbiy chegaraviy balandligi $\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{0,5 R_s}{\sigma_{sc,u} (1 - \frac{\omega}{1,1})}} = \frac{0,746}{1 + \frac{365}{500} (1 - \frac{0,746}{1,1})} = 0,604$

bu yerda og'ir beton uchun $\omega = \alpha - \beta R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,746$. $\xi > \xi_R$ bo'lganligi sababli, siqiluvchi armaturaning yuzasini hisoblash zarur.

Quyidagi formula bilan siqiluvchi zonadagi armaturaning yuzasi aniqlaymiz.

$$A'_s = \frac{M - A_0 \omega_{sc} R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{600000 - 0,421 \cdot 14,5 \cdot 25 \cdot 56^2}{365 \cdot (56 - 4)} = 6,397 \text{ cm}^2;$$

bu yerda: $A_0^{\text{max}} = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,604 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,604) = 0,421$

Cho'ziluvchi zonadagi armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi:

$$A_s = \frac{\xi_y \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_{sc} \cdot A'_s}{R_s} = \frac{0,604 \cdot 14,5 \cdot 25 \cdot 56 \cdot 100 + 365 \cdot 100 \cdot 6,397}{365 \cdot 100} = 33,59 + 6,397 = 39,99 \text{ cm}^2$$

6-ilovadan siqiluvchi armaturaniki 3Ø18 A-III ($A'_s=7,64 \text{ sm}^2$) va cho'ziluvchi armaturaniki esa 5Ø32 A-III ($A_s=40,21 \text{ sm}^2$) qabul qilamiz.

8-masala

Berilgan: Ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak bo'lib. Uning o'lchamlari $b=30 \text{ sm}$, $h=60 \text{ sm}$ va $h_0=56 \text{ sm}$ bo'lgan balkaning yuk ko'tarish qobiliyati aniqlansin. Armaturaning ko'ndalang yuzasi $A_s=18,47 \text{ sm}^2$ (3Ø28 A-III) va $A'_s=5,09 \text{ sm}^2$ (2Ø18 A-III); armaturaning hisobiy qarshiligi $R_s=R_{sc}=365 \text{ MPa}$; betonning klassi B20 ($R_b=11,5 \text{ MPa}$).

Yechish: Siqiluvchi zonaning balandligini aniqlaymiz:

$$x = \frac{(R_s A_s - R_{sc} A'_s)}{R_b \cdot b} = \frac{365 \cdot (18,47 - 5,09) \cdot 100}{11,5 \cdot 20 \cdot 100} = 21,23 \text{ cm}$$

U xolda balkaning yuk ko'tarish qobiliyati:

$$M = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_s \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') = 11,5 \cdot 20 \cdot 21,23 \cdot (56 - 0,5 \cdot 21,23) + 365 \cdot 5,09 \cdot (56 - 4) = 318219 \text{ H} \cdot \text{m} = 318,22 \text{ kH} \cdot \text{m}.$$

9-masala

Berilgan: Qo'sh armaturali to'g'ri to'rtburchak kesimli to'sin uchun cho'ziluvchi bo'ylama ishchi armaturaning yuzasi aniqlansin: $M=210 \text{ kN} \cdot \text{m}$; $h=60 \text{ sm}$; $b=25 \text{ sm}$; $a=a'=4 \text{ sm}$; $A'_s=4,02 \text{ sm}^2$; armatura klassi A-III ($R_s=R_{sc}=365 \text{ MPa}$); betonning klassi B20 ($R_b=11,5 \text{ MPa}$).

Yechish: Kesimning ishchi balandligi $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ sm}$.

$$N_s = R_s A_s; N'_s = R_s A'_s; N_b = R_b \cdot b \cdot x; z_b = h_0 - 0,5x;$$

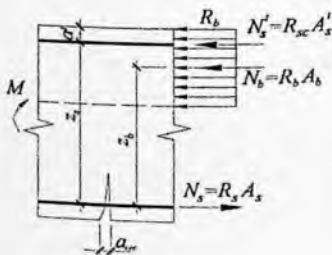
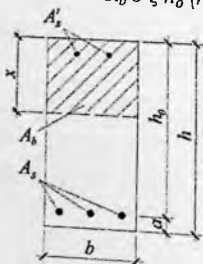
$$\Sigma M = 0$$

$$M - N_b \cdot z_b - N'_s \cdot (h_0 - a') = 0$$

$$M - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) - R_s \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') = 0$$

Bu yerda: $x = \xi \cdot h_0$ gd tengligidan foydalanib

$$M - R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0 \cdot (h_0 - 0,5\xi \cdot h_0) - R_s \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') = 0$$



$$M - R_b \cdot b \cdot h_o^2 \cdot \xi(1-0,5\xi) - R_s \cdot A'_s \cdot (h_o - a') = 0$$

$$\xi(1-0,5\xi) = A_o \text{ qo'ysak}$$

$$M - R_b \cdot b \cdot h_o^2 \cdot A_o - R_s \cdot A'_s \cdot (h_o - a') = 0$$

$$A_o = \frac{M - R_s \cdot A'_s \cdot (h_o - a')}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{210 \cdot 10^5 - 365 \cdot 100 \cdot 4,02 \cdot (56 - 4)}{11,5 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 56^2} = 0,148;$$

3-blovadan $\xi = 0,16$ ni olamiz va siqiluvchi zonaning balandligi

$$x = \xi \cdot h_o = 0,16 \cdot 56 = 8,96 \text{ cm}$$

$$\Sigma F_{x_r} = 0 \quad N_s - N'_s - N_b = 0$$

$$R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s - R_b \cdot b \cdot x = 0$$

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot x + R_s \cdot A'_s}{R_s} = \frac{11,5 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 8,96 + 365 \cdot 100 \cdot 4,02}{365 \cdot 100} = 10,99 \text{ cm}^2;$$

6-ilovadan 3Ø22 A-III uning yuzasi $A_s = 11,4 \text{ sm}^2$ armatura tanlaymiz.

10-masala

Berilgan: Qo'sh armaturali to'g'ri to'rtburchak kesimli to'sin uchun, cho'ziluvchan bo'ylama ishchi armaturaning kesim yuzasi aniqlansin va zarur bo'lganda mustahkamligi ta'minlansin: $M = 350 \text{ kN} \cdot \text{m}$; $h = 60 \text{ sm}$; $b = 40 \text{ sm}$; $a = a' = 5 \text{ sm}$; $A'_s = 9,82 \text{ sm}^2$; siqiluvchi armatura klassi A-III ($R_s = 365 \text{ MPa}$); cho'ziluvchi armatura klassi A-II ($R_{sc} = 280 \text{ MPa}$); beton klassi B20 ($R_b = 11,5 \text{ MPa}$); Betonning ish sharoiti koeffitsienti $\gamma_{b2} = 0,9$;

Yechish: Kesimning ishchi balandligi: $h_o = h - a = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$. Chizmadan $N_s = R_s \cdot A_s$; $N'_s = R_s \cdot A'_s$; $N_b = R_b \cdot b \cdot x$; $z_b = h_o - 0,5x$ hosil bo'ladi. Cho'ziluvchi zonada joylashgan armatura og'irlik markaziga nisbatan moment olamiz

$$\Sigma M(F_i) = 0 \quad M - N_b \cdot z_b - N'_s \cdot (h_o - a') = 0 \quad (1)$$

$$M - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_o - 0,5x) - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_o - a') = 0 \quad (2)$$

bu yerda: $x = \xi \cdot h_o$ ga tengligidan foydalanib

$$M - R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_o \cdot (h_o - 0,5\xi \cdot h_o) - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_o - a') = 0 \quad (3)$$

$$M - R_b \cdot b \cdot h_o^2 \cdot \xi(1-0,5\xi) - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_o - a') = 0 \quad (4)$$

$\xi(1-0,5\xi) = A_o$ deb belgilasak quyidagi tenglik hosil bo'ladi:

$$M - R_b \cdot b \cdot h_o^2 \cdot A_o - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_o - a') = 0 \quad (5)$$

$$A_o = \frac{M - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_o - a')}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{350 \cdot 10^5 - 280 \cdot 100 \cdot 9,82 \cdot (55 - 5)}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 40 \cdot 55^2} = 0,153;$$

interpolyatsiya yo'li bilan 3-ilovadan $\xi = 0,17$ ni olamiz va siqiluvchi zonaning balandligi: $x = \xi \cdot h_o = 0,17 \cdot 55 = 9,35 \text{ sm}$. X o'qiga nisbatan barcha kuchlarni proeksiyalari olinsa:

$$\Sigma F_{x_r} = 0 \quad N_s - N'_s - N_b = 0 \quad (6)$$

$$R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s - R_b \cdot b \cdot x = 0 \quad (7)$$

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_s}{R_s} = \frac{11,5 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 40 \cdot 9,35 + 280 \cdot 100 \cdot 9,82}{365 \cdot 100} = 18,14 \text{ cm}^2;$$

6-ilovadan 4025 A-III va uning yuzasi $A_s = 19,64 \text{ sm}^2$ bo'lgan armatura tanlaymiz. Siqiluvchi zonadagi betonning og'irlik markaziga nisbatan moment olib mustahkamlik shartini hosil qilamiz:

$$\Sigma M(F_i) = 0 \quad M - N_s \cdot z_b - N'_s \cdot (0,5x - a') = 0 \quad (8)$$

$$M \leq R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') \quad (9)$$

$$350 \cdot 10^5 \text{ H} \cdot \text{m} \leq 365 \cdot 100 \cdot 19,64 \cdot (55 - 0,5 \cdot 9,35) + 280 \cdot 100 \cdot (55 - 5) = 374,76 \cdot 10^5 \text{ H} \cdot \text{m}$$

shart bajarildi.

3.5. Tavr kesimni xisoblash

Tavr kesimli elementlar alohida to'sin yoki qovurg'ali orayopma konstruksiyasi sifatida qurilishning hamma sohasida keng qo'llaniladi. Tavr kesim to'g'riburchakli kesimga nisbatan tejamliroq hisoblanadi. CHunki tavr kesimlarning cho'zilgan zonalaridagi ishga jalb qilinmaydigan beton kesim yuzasi minimal bo'lib, cho'zilgan qovurg'a kesim yuzasiga teng bo'ladi.

Tavr kesimlarni loyihalashda hisobda e'tiborga olinadigan tavr kesim rafining eni chegaralanadi. CHunki tavr kesim qovurg'asidan uzoqlashgan sari rafdagi (tokchadagi) kuchlanishlar miqdori kamayib boradi.

Hisobda e'tiborga olinadigan tavr kesim rafi b' qiymati quyidagi shartdan qabul qilinadi. Raf tokchasining uzunligi qovurg'adan har ikki tomonga element ravog'ining $1/6$ qismidan katta va quyida keltirilganlardan katta bo'lmasligi shart: a) ko'ndalang qovurg'alar mavjud bo'lganda yoki raf qalinligi $h' > 0,1h$ bo'lganda bo'ylama qovurg'alar orasidagi sof masofaning $1/2$ qismidan;

b) ko'ndalang qovurg'alar bo'lmaganda yoki ular orasidagi masofa bo'ylama qovurg'alar orasidagi masofadan katta bo'lganda hamda, $h' < 0,1h$ bo'lganda

– $6 h'$ dan;

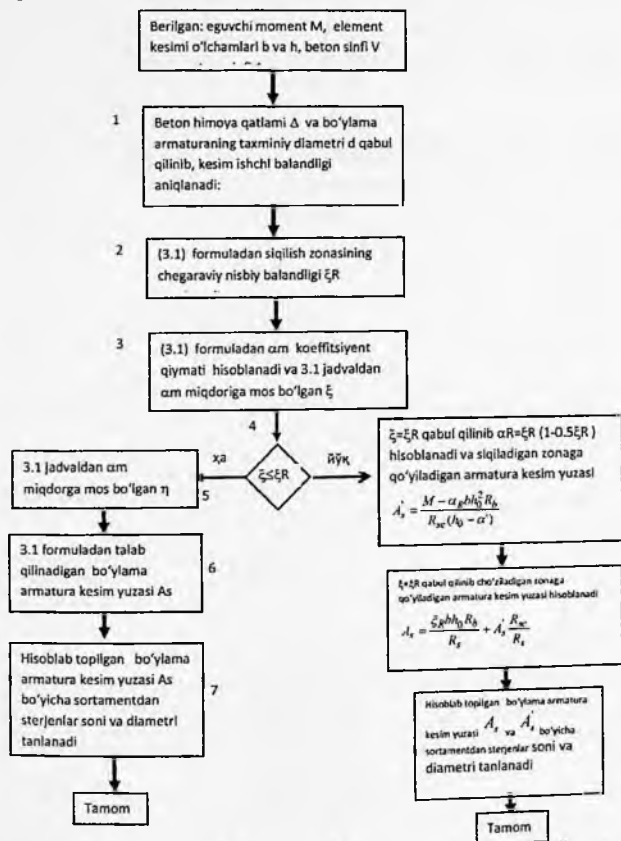
v) raf konsol shaklida bo'lganda:

$h' \geq 0,1h$ bo'lganda – $6 h'$ dan;

$0,05h \leq h' \leq 0,1h$ bo'lganda – $3 h'$ dan;

$h' < 0,1h$ bo'lganda – tokchalar hisobga olinmaydi.

Tavr kesimlarni hisoblashda ikki hol uchraydi. Birinchi holda neytral o'q raf kesimi balandligi chegarasida joylashadi, ya'ni siqilish zonasining balandligi raf qalinligiga teng yoki undan kichik bo'ladi, ya'ni $x \leq h_r$ (3.11,a rasm). Ikkinchi holatda neytral o'q kesim qovurg'asini kesib o'tadi, ya'ni siqilish zonasining balandligi raf qalinligidan katta bo'ladi, ya'ni $x > h_r$ (3.11,b rasm).



Blok sxema №-4. Ikki tomonlama armaturalangan egiladigan elementlar uchun siqiladigan A_s' va cho'ziladigan A_s armaturalar kesim yuzalarini aniqlash.

Berilgan: eguvchi moment M , element kesimi o'lchamlari b va h , beton sinfi V va armatura sinfi A , siqilgan zonaga

A'_s

1

Beton himoya qatlami Δ va bo'ylama armaturaning taxminiy diametri d qabul qilinib, kesim ishchi balandligi aniqlanadi: $h_0 = h - a$, $a = \Delta + 0,5d$.

2

(3.1) formuladan siqilish zonasining chegaraviy nisbiy balandligi ξ_R

3

Quyidagi formuladan α_m koeffitsiyent qiymati hisoblanadi

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

4

$\xi \leq \xi_R$

йўқ

5

Quyidagi formuladan talab qilinadigan bo'ylama armatura kesim yuzasi A_s hisoblanadi

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

6

Hisoblab topilgan bo'ylama armatura kesim yuzasi A_s bo'yicha sortamentdan sterjenlar soni va diametri tanlanadi

7

Tamom

Siqiladigan zonaga joylashtirilgan armatura kesim yuzasi A'_s yetarli emas. A'_s yuza oshirilib hisob 3 banddan takrorlanadi.

Blok-sxema №5. Ko'ndalang kesimi to'g'ri burchak bo'lgan ikki tomonlama armaturalangan elementlar uchun siqiladigan armatura kesim yuzasi A'_s berilganda cho'ziladigan A_s yuzani topish

Siqilish zonasining balandligi noma'lum bo'lganda hisoblash hollari quyidagicha aniqlanadi:

tavr kesim o'lchamlari va hisobiy eguvchi moment ma'lum bo'lganda

$$M \leq R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5h_f') \quad (3.31)$$

shart bajarilganda neytral o'q raf balandligi chegarasida joylashadi (I hol), aks holda qovurg'ani kesib o'tadi (II hol);

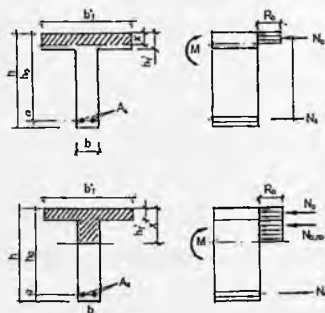
hisobiy eguvchi moment noma'lum bo'lib, beton va armatura sinflari, tavr kesim o'lchamlari hamda armatura kesim yuzasi A_s ma'lum bo'lganda

$$R_s \times A_s \leq R_b \times b_f' \times h_f' \quad (3.32)$$

shart bajarilganda neytral o'q raf balandligi chegarasida joylashadi (I hol),

$$R_s \times A_s > R_b \times b_f' \times h_f' \quad (3.33)$$

bo'lganda esa neytral o'q qovurg'ani kesib o'tadi (II hol).



3.5-rasm. Tavr kesimni hisoblashga doir;

a – neytral o'q tokcha balandligi chegarasida joylashgan hol;

b – neytral o'q qovurg'ani kesib o'tgan hol.

Neytral o'q raf kesimi balandligi chegarasida joylashganda (I hol) tavr kesimli elementlar kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklidagi elementlardek hisoblanadi. Bunda $b=b_f'$ qabul qilinib, hisoblash formulalari quyidagi ko'rinishni oladi:

$$R_s A_s - R_b b_f' x = 0. \quad (3.34)$$

Moment o'qi cho'zilgan armatura og'irlik markaziga joylashtirilganda

$$R_s A_s - R_b b_f' x = 0. \quad (3.35)$$

Talab qilinadigan armatura kesim yuzasi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0}, \quad (3.36)$$

bu yerda η koeffitsientning qiymati quyidagi formuladan aniqlanadigan α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b_f h_0^2}, \quad (3.37)$$

koeffitsienti miqdoriga qarab 3.1-jadvaldan topiladi:

Neytral o'q tavr kesim qovurg'asini kesib o'tganda (II hol) raf va qovurg'aning bir qismi siqilish zonasiga tushadi. Bu holda hisoblash formulalari quyidagi ko'rinishni oladi:

siqilish zonasining balandligi quyidagi tenglamadan aniqlanadi:

$$R_s A_s = R_b (b_f - b) h_f' + R_b b x = 0 \quad (3.38)$$

tavr kesim yuk ko'tarish qobiliyati quyidagi formuladan hisoblanadi:

$$M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b_f - b) h_f' (h_0 - 0,5 h_f'). \quad (3.39)$$

Tavr kesimlar uchun $x \leq \xi R$ ho shart bajarilishi lozim.

Talab qilinadigan armatura kesim yuzasi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$A_s = \frac{[\xi b h_0 + (b_f - b) h_f'] R_b}{R_s}. \quad (3.40)$$

bu yerda ξ koeffitsientning qiymati quyidagi formuladan aniqlanadigan α_m koeffitsienti

$$\alpha_m = \frac{M - R_b (b_f - b) h_f' (h_0 - 0,5 h_f')}{R_b b h_0^2}. \quad (3.41)$$

miqdoriga qarab 3.1-jadvaldan topiladi: Tavr kesimni xisoblashda uchta xarakterli masala uchraydi.

Birinchi masala. Berilgan element o'lchamlari bo'yicha armatura kesim yuzasini aniqlash talab qilinadi.

Tashqi yuklar ta'siridan eguvchi moment M , tavr kesim o'lchamlari b , h , b_f , h_f' , va armatura sinfi ma'lum. Dastlab, tavr kesimi uchun hisobiy holatni quyidagi tengsizlikdan

$$M \leq R_b b_f h_f' (h_0 - 0,5 h_f') \quad (3.42)$$

aniqlaymiz. (3.37) shart bajarilsa armatura kesim yuzasi A_s xuddi to'g'ri burchakli kesimlardagidek hisoblanadi. Agar bu shart bajarilmasa, ya'ni

$$M > R_b b_f h_f' (h_0 - 0,5 h_f') \quad (3.43)$$

bo'lganda, neytral o'q tokcha balandligidan pastda joylashadi. Armatura kesim yuzasi As tavr kesimlarni hisoblash uchun chiqarilgan formula bo'yicha hisoblanadi.

Tavr kesimli element muvozanat shartlari quyidagi ko'rinishda bo'ladi:

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_b (b' - b) h'_{f'} \quad (3.44)$$

$$M = \alpha_0 R_b b h_0^2 + R_b (b' - b) h'_{f'} (h_0 - 0,5 h'_{f'}) \quad (3.45)$$

(3.40) tenglamadan

$$\alpha_m = \frac{M - R_b (b' - b) h'_{f'} (h_0 - 0,5 h'_{f'})}{R_b b h_0^2} \quad (3.46)$$

(3.39) tenglamadan armatura kesim yuzasi hisoblanadi:

$$A_s = \frac{[\xi b h_0 + (b' - b) h'_{f'}] R_b}{R_s} \quad (3.47)$$

Siqilish zonasining nisbiy balandligi ξ (3.41) formuladan aniqlanadigan α_m koeffitsient qiymatiga mos ravishda 3.1 jadvaldan aniqlanadi.

Ikkinchi masala. Loyihalashtirilgan tavr kesimning mustahkamligini tekshirish. Ko'ndalang kesim o'lchamlari va armatura kesim yuzasi ma'lum. Hisoblash huddi birinchi masaladagidek olib boriladi. Avval (3.37) va (3.38) formulalardan tavr kesimining hisobiy holati aniqlanadi. Hisobiy xolatga bog'liq xolda hisob to'g'ri burchakli kesim (3.5) yoki tavr kesim mustahkamligini hisoblash formulalari (3.40) bo'yicha tekshiriladi.

Uchinchi masala. Talab qilingan tavr kesim o'lchamlari va armatura kesim yuzasini aniqlash. Tavr to'sinning ko'ndalang kesimi balandligi quyidagi taxminiy formuladan aniqlanadi

$$h = (7 \dots 9) \sqrt[3]{M}, \quad (3.48).$$

bu yerda: M – tashqi yuklardan holsil bo'ladigan eguvchi moment, kN m; h – kesim balandligi, sm.

Tokcha o'lchamlari $h'_{f'}$ va $b'_{f'}$ konstruktiv talablar bo'yicha qabul qilinadi. Tavr kesim qovurg'asining enini (0,4...0,5)h qabul qilish tavsiya etiladi.

Kesimning geometrik o'lchamlari ma'lum bo'lgandan keyin hisoblash (3.39) va (3.40), (3.41) va (3.42) formulalardan birinchi masaladagidek bajariladi.

Mavzu bo'yicha misollar.

1-masala

Berilgan: Hisobiy eguvchi moment $M=4000 \text{ N}\cdot\text{m}$, betonning klassi B25 (hisobiy qarshligi $R_b=14,5 \text{ MPa}$) armaturaning klassi A-I (hisobiy qarshligi $R_s=225 \text{ MPa}$) bo'lgan monolit orayopma plita uchun armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi aniqlansin.

Yechish: Plitaning o'rtacha armaturalash foizini oldindan $\mu=0,4 \%$ qabul qilamiz. U holda:

$$\xi = \mu \left(\frac{R_s}{R_b} \right) = 0,004 \cdot \left(\frac{225 \cdot 100}{14,5 \cdot 100} \right) = 0,062;$$

3-ilovadan $\eta=0,969$ va $A_0=0,06$ ni aniqlaymiz. Plitaning ishchi balandligi:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{A_0 \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{4000 \cdot 100}{0,06 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 100}} = \sqrt{40,58} = 6,78 \text{ cm}$$

$h=h_0+a=6,78+1,5=8,28 \text{ sm}$. Plitaning qalinligini $h=8 \text{ sm}$ qabul qilamiz. Demak, kesimning ishchi balandligi $h_0=h-a=8-1,5=6,5 \text{ sm}$ ga teng bo'ladi.

Armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{4000}{225 \cdot 0,969 \cdot 6,5} = 2,83 \text{ cm}^2;$$

6-ilovadan 6Ø8 A-I armatura tanlaymiz. Uning yuzasi $A_s=3,02 \text{ sm}^2 > 2,83 \text{ sm}^2$;

2-masala

Berilgan: Qalinligi $h=6 \text{ sm}$ bo'lgan monolit orayopma plita uchun yuk ko'tarish qobiliyati aniqlansin. Betonning klassi V15 (hisobiy qarshligi $R_b=8,5 \text{ MPa}$), armatura klassi Br-I (hisobiy qarshligi $R_s=360 \text{ MPa}$), yuzasi $A_s=1,96 \text{ sm}^2$ (10Ø5 Br-I).

Yechish: Siqiluvchi zonaning balandligini aniqlaymiz:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b \cdot b} = \frac{360 \cdot 1,96 \cdot 100}{8,5 \cdot 100 \cdot 100} = 0,83 \text{ cm}; \text{ U holda plitaning yuk ko'tarish qobiliyati:}$$

$$M = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = 8,5 \cdot 100 \cdot 0,83 \cdot (4,5 - 0,5 \cdot 0,83) = 2882 \text{ H}\cdot\text{m}$$

ga teng.

3-masala

Berilgan: Quyidagi berilganlar asosida balkaning ko'ndalang kesim o'lchamlari va armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi aniqlansin. Hisobiy eguvchi moment $M=150000 \text{ N}\cdot\text{m}$. Betonning klassi B25 ($R_b=14,5 \text{ MPa}$), armaturaning klassi A-III ($R_s=365 \text{ MPa}$).

Yechish: Balkaning enini oldindan $b=20 \text{ sm}$ qilib tanlaymiz. Siqiluvchi zona nisbiy balandligining optimal qiymati $\xi=0,35$ va unga mos holda 3-ilovadan $A_0=0,289$ ni olamiz.

Kesimning ishchi balandligi:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{A_0 \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{150000 \cdot 100}{0,289 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 100}} = 42,3 \text{ cm}$$

Balka kesimining balandligi $h = h_0 + a = 42,3 + 4 = 46,3$ sm. $h = 50$ cm qabul qilamiz. U holda $h_0 = 50 - 3 = 47$ cm.

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{150000 \cdot 100}{14,5 \cdot 47^2 \cdot 20 \cdot 100} = 0,234$$

3-ilovadan A_0 ning qiymatiga mos keluvchi $\eta = 0,866$ va $\xi = 0,27$.

Armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{150000 \cdot 100}{365 \cdot 0,866 \cdot 47 \cdot 100} = 10,1 \text{ cm}^2$$

6-ilovadan 4018 A-III va uning yuzasi $A_s = 10,18 \text{ cm}^2 > 10,1 \text{ cm}^2$ bo'lgan armaturani qabul qilamiz.

4-masala

Berilgan: Quyidagi berilgan asosida ishchi armatura ko'ndalang kesim yuzasini aniqlansin. To'sinning ko'ndalang kesim o'lchamlari: $h = 50$ sm, $b = 20$ sm; $a = 4$ sm; $M = 175000 \text{ N} \cdot \text{m}$; armatura klassi A-III ($R_s = R_{sc} = 365 \text{ MPa}$); betonning klassi B20 ($R_b = 11,5 \text{ MPa}$);

$$\text{Yechish: } A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{175000 \cdot 100}{11,5 \cdot 20 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 46^2} = 0,4 < A_{0, \text{max}} = 0,42;$$

3-ilovadan $A_0 = 0,4$ bo'lganda $\eta = 0,725$ va $\xi = 0,55$ ekanligini aniqlaymiz, u holda siqiluvchi zonaning nisbiy balandligi: $x = \xi \cdot h_0 = 0,55 \cdot 46 = 25,3$ sm;

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{0,88}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,77}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,75}{1,1}\right)} = 0,632;$$

bu yerda: $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,77$; $\xi < \xi_R$ shart bajarilganligi sababli

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{175000 \cdot 100}{365 \cdot 0,725 \cdot 46 \cdot 100} = 14,376 \text{ cm}^2$$

6-ilovadan 4022 A-III uning yuzasi $A_s = 15,2 \text{ cm}^2$ armatura tanlaymiz.

5-masala

Berilgan: Armaturalash foizi $\mu = 1$ % bo'lgan to'sin uchun ishchi armatura yuzasi va kesim o'lchamlari aniqlansin. Armatura klassi A-II ($R_s = 280 \text{ MPa}$); betonning klassi B25 ($R_b = 14,5 \text{ MPa}$); $a = 4$ sm; $M = 180000 \text{ N} \cdot \text{m}$.

Yechish: To'sin uchun $\xi = 0,35$ bo'lganda $A_0 = 0,289$ va $\eta = 0,825$ bo'ladi. To'sin enini oldindan $b = 20$ sm qilib belgilaymiz.

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{A_0 \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{180000 \cdot 100}{0,289 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 100}} = 46,4 \text{ cm}$$

To'sin kesimining balandligi $h = h_0 + a = 46,4 + 4 = 50,4$ sm. $h = 50$ cm qabul qilamiz. U holda $h_0 = 50 - 4 = 46$ cm ga teng.

Armatura ko'ndalang kesim yuzasini aniqlaymiz:

$$A_s = \mu / b h_0 = 0,01 \cdot 20 \cdot 46 = 9,2 \text{ sm}^2$$

6-ilovadan yuzasi $A_s = 9,43 \text{ sm}^2$ bo'lgan 3Ø20 A-II klassli armaturani qabul qilamiz.

6-masala

Berilgan: Ikki cheti bilan ustun (30×30 sm) yuqorisiga qo'yilgan, uzunligi $l = 6$ m bo'lgan to'g'ri to'rtburchak kesimli to'sin uchun ishchi armatura kesim yuzasi aniqlansin: tomyopmadan tushayotgan hisobiy yuklama: $q = 50 \text{ kN/m}$; $a = 4$ sm; armatura klassi A-III ($R_s = 365 \text{ MPa}$); beton klassi B20 ($R_b = 11,5 \text{ MPa}$);

Yechish: To'sinning ko'ndalang kesim o'lchamlarini belgilaymiz:

$$h = \frac{1}{12} L = \frac{1}{12} \cdot 600 = 50 \text{ sm}; b = (0,3 \div 0,4) \cdot h = 20 \text{ sm};$$

To'sin 1 m uzunligiga to'g'ri keladigan xisobiy yuklamani va to'sinning hususiy og'irligini hisobga olgan holda aniqlaymiz.

$$q = 50 + 0,50 \cdot 0,25 \cdot 1,1 = 50 + 2,75 = 52,75 \text{ kN/m};$$

bu yerda: 1,1-temirbeton uchun yuklama bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti;

To'sinning hisobiy uzunligi aniqlaymiz: $l_0 = L_2 - h_{col} / 2 = 600 - 30 / 2 = 585 \text{ sm} = 5,85 \text{ m};$

bu yerda h_{col} - ustun ko'ndalang kesimi o'lchami.

Hisobiy eguvchi moment va kesuvchi kuch:

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{52,75 \cdot 5,85^2}{8} = 225,7 \text{ kN} \cdot \text{m}; \quad Q = \frac{q l}{2} = \frac{52,75 \cdot 5,85}{2} = 154,3 \text{ kN};$$

To'sin narxi optimal narxga yaqinroq bo'lishi uchun $\xi = 0,35$ deb belgilab 3-ilovadan bunga mos qiymat $A_0 = 0,289$ ni olamiz.

Kesim xisobiy balandligini aniqlaymiz:

$$h_0 = \sqrt{\frac{225,7 \cdot 10^5}{0,289 \cdot 11,5 \cdot 20 \cdot 100}} = 58,3 \text{ sm}; h = 58,3 + 4 = 62,3 \text{ sm};$$

To'sin balandligini $h = 60$ sm deb qabul qilamiz.

Lekin balandligi oldin qabul qilinganidan farq qilgani uchun kesim enini qaytadan belgilaymiz $b = (0,3 \dots 0,4) h = 25 \text{ sm}$

$$h_0 = \sqrt{\frac{225,7 \cdot 10^5}{0,289 \cdot 11,5 \cdot 25 \cdot 100}} = 52,1 \text{ sm}; h = 52,1 + 4 = 56,1 \text{ sm};$$

$h=60$ sm qabul qilamiz. Bunda kesim ishchi balandligi $h_0=60-4=56$ sm.

To'sin kesimi o'lchamlari o'zgarganligi sababli yuklama va hisobiy zo'riqlashlar qiymatini qayta xisoblaymiz $q=50+0,6\cdot0,25\cdot25\cdot1,1=54,13$ kN/m

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{54,13 \cdot 5,85^2}{8} = 231,6 \text{ kN}\cdot\text{m}; \quad Q = \frac{ql}{2} = \frac{54,13 \cdot 5,85}{2} = 158,4 \text{ kN};$$

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0} = \frac{231,6 \cdot 10^5}{11,5 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 100} = 0,257$$

A_0 qiymatiga mos kelgan $\eta=0,849$ ni 3-ilovadan olamiz.

Ishchi armatura yuzasini aniqlaymiz:

$$A_s = \frac{231,6 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,849 \cdot 56 \cdot 100} = 13,35 \text{ sm}^2;$$

6-ilovadan yuzasi $A_s=14,73 \text{ sm}^2$ bo'lgan 3Ø25 A-III klassli armaturani qabul qilamiz.

11-masala

Berilgan: Tavr profilli egiluvchi elementning yuk ko'tarish qobiliyatini quyidagilarga asosan aniqlansin: $h=60$ sm, $b=20$ sm; siqiluvchi tokchaning o'lchamlari $h'_f=7$ sm, $b'_f=50$ sm; $a=a'=4$ sm; armatura klassi A-III ($R_s=R_{sc}=365$ MPa); betonning klassi B20 ($R_b=11,5$ MPa); $A_s=19,60 \text{ sm}^2$; $A'_s=3,08 \text{ sm}^2$;

Yechish: Tavr shaklli kesimlarda neytral o'q holatini quyidagi ikki hol yordamida aniqlash mumkin:

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

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

Kesimning ishchi balandligi $h_0=h-a=60-4=56$ sm; Neytral o'q holatini aniqlaymiz. Siqiluvchi zonada armatura borligi sababli yuqoridagi ikki holning birinchi ifodasiga o'zgartirish kiritib quyidagini hosil qilamiz:

$$R_s \cdot A_s \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f + R_s \cdot A'_s$$

$$365 \cdot 100 \cdot 19,6 \leq 11,5 \cdot 100 \cdot 50 \cdot 7 + 365 \cdot 3,08 \cdot 100$$

$7154 \text{ N}\cdot\text{m} \leq 5149,2 \text{ N}\cdot\text{m}$ shart bajarilmadi, shuning uchun neytral o'q qovurg'ani kesib o'tadi. Siqiluvchi zonaning balandligi (x)ni aniqlaymiz:

$$\underline{\Sigma F_{x=0}} \quad R_s \cdot A_s - R_b(b'_f - b) \cdot h'_f - R_b \cdot b \cdot x - R_{sc} \cdot A'_s = 0$$

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b} = \frac{365 \cdot 100 \cdot 19,6 - 365 \cdot 100 \cdot 3,08 - 11,5 \cdot 100 \cdot (50 - 20) \cdot 7}{11,5 \cdot 100 \cdot 20} =$$

$$= \frac{715400 - 112420 - 241500}{23000} = 15,72 \text{ cm}$$

$$z_b = h_0 - 0,5x = 56 - 0,5 \cdot 15,72 = 48,14 \text{ cm};$$

CHo'ziluvchi zonada joylashgan armatura og'irlik markaziga nisbatan moment olib to'sinning yuk ko'tarish qobiliyatini aniqlaymiz:

$$\underline{\Sigma M(F_i) = 0} \quad M - R_b (b'_f - b) \cdot h'_f (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) -$$

$$R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') = 0$$

$$M = R_b (b'_f - b) \cdot h'_f (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 -$$

$$a') = 11,5 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 15,72 \cdot 48,14 + 11,5 \cdot 100 \cdot (50 - 20) \cdot 7 \cdot (56 -$$

$$0,5 \cdot 7) + 365 \cdot 100 \cdot 3,08 \cdot (56 - 4) = 35930088 \text{ H} \cdot \text{cm} = 359,3 \text{ kH} \cdot \text{m};$$

12-masala

Berilgan: Ko'ndalang kesim o'lchamlari $h=50$ sm va $b=20$ sm bo'lgan tavr kesimli to'sining yuk ko'tarish qobiliyatini quyidagilarga asosan aniqlansin: siqiluvchi tokchanning o'lchamlari $h'_f=6$ sm, $b'_f=60$ sm; $a=4$ sm; armatura klassi A-II ($R_s=280$ MPa); betonning klassi B25 ($R_b=14,5$ MPa); $A_s=12,56$ sm² (4Ø20);

Yechish: Kesimning ishchi balandligi $h_0=h-a=50-4=46$ sm; Neytral o'q holatini aniqlaymiz:

$$R_s \cdot A_s \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f$$

$$280 \cdot 100 \cdot 12,56 \leq 17 \cdot 100 \cdot 60 \cdot 6$$

$3516,8 \text{ N} \cdot \text{m} \leq 5220 \text{ N} \cdot \text{m}$ shart bajarildi, demak neytral o'q tokchadan o'tadi.

Siqiluvchi zonaning balandligi (x)ni aniqlaymiz:

$$\underline{\Sigma F_{ix} = 0} \quad R_s \cdot A_s - R_b \cdot b'_f \cdot x = 0$$

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b'_f} = \frac{280 \cdot 100 \cdot 12,56}{14,5 \cdot 100 \cdot 60} = \frac{351680}{87000} = 4,04 \text{ cm}$$

Ichki kuchlar yelkasi: $z_b = h_0 - 0,5x = 46 - 0,5 \cdot 4,04 = 43,98 \text{ cm};$

$$\underline{\Sigma M(F_i) = 0} \quad M - R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot z_b = 0$$

$$M = R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot z_b = 14,5 \cdot 100 \cdot 60 \cdot 4,04 \cdot 43,98 = 15458090 \text{ H} \cdot \text{cm} = 154,58 \text{ kH} \cdot \text{m};$$

13-masala

Berilgan: Yuk ko'tarish qobiliyati $M=210$ kN·m bo'lgan tavr kesimli to'sin uchun ishchi armatura kesim yuzasi aniqlansin. Ko'ndalang kesim o'lchamlari $h=45$ sm va $b=20$ sm; siqiluvchi tokchanning o'lchamlari $h'_f=7$ sm, $b'_f=55$ sm; armaturaning himoya qatlami $a=3,5$ sm; armatura klassi A-II ($R_s=280$ MPa); betonning klassi B25 ($R_b=14,5$ MPa);

Yechish: Kesimning ishchi balandligi $h_0 = h - a = 45 - 3,5 = 41,5$ sm.
Ko'rilayotgan tavr kesim qaysi holga to'g'ri kelishini aniqlaymiz.

$$R_b \cdot b_f \cdot h_f (h_0 - 0,5 \cdot h') = 14,5 \cdot 100 \cdot 55 \cdot 7 \cdot (41,5 - 0,5 \cdot 7) = 214926 \text{ H} \cdot \text{m} > 210000 \text{ H} \cdot \text{m}.$$

Demak, neytral o'q tokchadan o'tadi.

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{210000 \cdot 100}{14,5 \cdot 100 \cdot 55 \cdot 41,5^2} = 0,153$$

3-ilovadan $A_0 = 0,153$ bo'lganda $\eta = 0,916$ va $\xi = 0,168$ ekanligini aniqlaymiz.

Siqiluvchi zonaning og'irlik markaziga nisbatan barcha kuchlarni moment olinsa:

Quyidagi formuladan armaturaning ko'ndalang kesim yuzasini aniqlaymiz:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{210 \cdot 10^5}{280 \cdot 100 \cdot 0,916 \cdot 41,5} = 19,73 \text{ cm}^2$$

6-ilovadan 2036 A-II ($A_s = 20,36 \text{ sm}^2$) armaturani tanlaymiz.

14-masala

Berilgan: Hisobiy eguvchi moment $M = 240000 \text{ N} \cdot \text{m}$, A-II klassdagi armatura ($R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$); betonning klassi B20 ($R_b = 11,5 \text{ MPa}$) qo'llanilgan tavr kesimli balkada $h = 50$ sm, $b = 20$ sm, siqiluvchi tokchani o'lchamlari $h'_f = 12$ sm, $b'_f = 40$ sm; Armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi aniqlansin.

Yechish: Kesimning ishchi balandligi $h_0 = h - a = 50 - 4 = 46$ sm.
Ko'rilayotgan tavr kesim qaysi holga to'g'ri kelishini aniqlaymiz.

$$R_b \cdot b_f \cdot h_f (h_0 - 0,5 \cdot h') = 11,5 \cdot 100 \cdot 40 \cdot 12 \cdot (46 - 0,5 \cdot 12) = 220800 \text{ H} \cdot \text{m} < 240000 \text{ H} \cdot \text{m}.$$

Demak, neytral o'q qovurg'ani kesib o'tadi. SHuning uchun M_t va A_t ni aniqlaymiz. Tokcha qabul qiladigan moment:

$$M_T = R_b (b_f - b) \cdot h_f (h_0 - 0,5 \cdot h') = 11,5 \cdot 100 \cdot (40 - 20) \cdot 12 \cdot (46 - 0,5 \cdot 12) = 1104000 \text{ H} \cdot \text{cm} = 110400 \text{ H} \cdot \text{m}.$$

$$A_{sm} = \frac{M_{cr}}{R_s (h_0 - 0,5 h'_f)} = \frac{11040000}{280 \cdot 100 \cdot (46 - 0,5 \cdot 12)} = 9,86 \text{ cm}^2;$$

Qovurg'a qabul qiladigan momentni hisoblaymiz:

$$M_I = M - M_T = 240000 - 110400 = 129600 \text{ H} \cdot \text{m};$$

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{129600 \cdot 100}{11,5 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 46^2} = 0,266 < A_{0 \max} = 0,43;$$

Demak, siqiluvchi armatura talab qilinmaydi. 3-ilovadan $A_o=0,266$ bo'lganda $\eta=0,842$ ekanligini aniqlaymiz va armatura ko'ndalang kesim yuzasini topamiz.

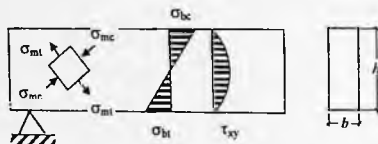
$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{129600 \cdot 100}{280 \cdot 0,842 \cdot 46 \cdot 100} = 11,95 \text{ cm}^2$$

6-ilovadan cho'ziluvchi armaturaning to'la kesimi

$A_s = A_{sT} + A_{sI} = 9,86 + 11,95 = 21,81 \text{ cm}^2$ bundan $4\emptyset 28 \text{ A-II}$ ($A_s = 24,63 \text{ cm}^2$) tanlaymiz.

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

Egiluvchi elementlarning tayanch zonalarida eguvchi moment va kesuvchi kuch ta'siridan murakkab tekis kuchlanish holati sodir bo'ladi. Elementning qiya kesimida vujudga keladigan bosh siquvchi kuchlanishlar betonni ezishga harakat qilsa, bosh cho'zuvchi kuchlanishlar betonni yorishga harakat qiladi (3.6– rasm).



3.6 – rasm. Egiladigan element tayanch zonasining kuchlanish holati
Bosh siquvchi va bosh cho'zuvchi kuchlanishlar qiymatlari
materiallar qarshiligi kursida keltirilgan quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\sigma_{mc} = -\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad (4.1)$$

bu yerda σ_x – element ko'ndalang kesimidagi normal kuchlanish;
 σ_y – element bo'ylama kesimidagi normal kuchlanish; τ_{xy} – element kesimidagi urinma kuchlanish.

Element neytral o'qida normal σ_x kuchlanishlarning qiymati nolga teng ekanligini (3.6– rasmga qarang) va σ_y kuchlanishning qiymati juda ham kam ($\sigma_y \approx 0$) ekanligini e'tiborga olganda (4.1) formula qo'yidagi ko'rinishni oladi:

$$\sigma_{mc} = \tau_{xy} \quad (4.2)$$

Urinma kuchlanish miqdori Juravskiy formulasidan aniqlanadi:

$$\tau_{xy} = \frac{QS}{bl}, \quad (4.3)$$

bu yerda Q – kesuvchi kuch; S – kesim siljiydigan qismining neytral o'qqa nisbatan statik momenti; b – kesim eni; I – element kesimining neytral o'qqa nisbatan inersiya momenti.

To'g'ri to'rtburchak kesim uchun $S = bh^2/8$; $I = bh^3/12$. Bu ifodalarni (4.3) formulaga qo'yib (4.2) formuladan kesuvchi kuch uchun quyidagi munosabatni olamiz:

$$Q = \frac{8}{12} b h \frac{\sigma_{mc}}{\sigma_{mt}} = 0,67 \times b \times h \times \frac{\sigma_{mc}}{\sigma_{mt}}. \quad (4.4)$$

(4.3) formulada $\sigma_{mc} = R_b$ qabul qilib qiya kesim buzilishining siqilgan beton bo'yicha maksimal qiymatini aniqlaymiz:

$$Q_{max} = 0,67 \times b \times h \times R_b. \quad (4.5)$$

(4.3) formulada $\sigma_{mt} = R_{bt}$ qabul qilib qiya kesim buzilishining cho'zilgan beton bo'yicha minimal qiymatini aniqlaymiz.

$$Q_{min} = 0,67 \times b \times h \times R_{bt}. \quad (4.6)$$

Qurilish me'yorlari va qoidalarida [1] qiya kesim buzilishining siqilgan beton bo'yicha maksimal qiymatini aniqlash uchun quyidagi formula keltirilgan:

$$Q_{max} = 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0. \quad (4.7)$$

bu yerda φ_{w1} – element bo'ylama o'qiga normal bo'lgan ko'ndalang armaturaning ta'sirini e'tiborga oluvchi koeffitsient, $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \mu_w$; $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$; $\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \times s}$; E_s va E_b – armatura va beton elastik modullari; A_{sw} – to'sining bir ko'ndalang kesimida joylashgan ko'ndalang armaturalar (xomutlar) kesim yuzasi; $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$; og'ir, mayda donli va uyali betonlar uchun $\beta = 0,01$; engil betonlar uchun $\beta = 0,02$.

Qurilish me'yorlari va qoidalarida [1] qiya kesim buzilishining cho'zilgan beton bo'yicha minimal qiymatini aniqlash uchun quyidagi formula berilgan:

$$Q_{min} = \varphi_{b3} R_{bt} b h_0. \quad (4.8)$$

bu yerda φ_{b3} – beton turiga bog'liq koeffitsient, og'ir betonlar uchun $\varphi_{b3} = 0,6$.

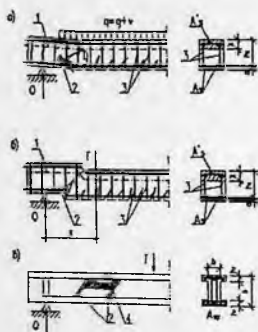
Egiluvchi elementning qiya kesim bo'yicha buzilishi uch ko'rinishda bo'lishi mumkin (3.7 rasm).

1. Eguvchi moment ta'siridan element cho'zilgan zonasidagi kuchlanishlar betonning cho'zilishdagi chegaraviy qarshiligidan R_{bt} ser katta bo'ladi. Natijada cho'zilgan betonda yoriqlar paydo bo'ladi. Yoriqlar paydo bo'lgan kesimlarda hamma cho'zuvchi zo'riqlishlarni bo'ylama armatura qabul qiladi. Element cho'zilgan zonasida armatura

bilan, siqilgan zonada esa beton bilan birlashgan ikki qismga bo'linadi. Bu ikki qism siqilgan zonada joylashgan "D" nuqta atrofida buraladi.

Yoriqlarning rivojlanishi sari armaturada oquvchanlik boshlanadi yoki bo'ylama armatura betonga ishonchli ankerlanmagan bo'lsa, sug'urilib chiqadi. Kesim siqilgan zonasining balandligi qisqaradi va element buziladi (3.7, a –rasm).

2. Mustahkamligi etarli va bo'ylama ishchi armaturasi betonga yaxshi ankerlangan elementlarning buzilishi yoriqlar ustidagi bo'ylama armaturaning oquvchanlik chegarasiga etgunga qadar ro'y beradi (3.7, b –rasm). Bunda xomutlar va bukilgan sterjenlarda ham kuchlanish oquvchanlik chegarasiga etadi.



3.7–rasm. Egiladigan elementlarning qiya kesim bo'yicha buzilish sxemalari:

a – eguvchi moment ta'sirida;

b –ko'ndalang kuch ta'sirida;

v – qiya yoriqlar orasidagi betonning siqilishidan; 1 – nol xolat; 2 – qiya yoriqlar;

3 – xomutlar;

4 – siqilishdan buzilgan devorning yo'li.

3. Kesimi tavr, qo'shtavr, quti shaklida bo'lgan egiluvchi elementlar qovurg'asining (devorining) eni kichik bo'lganda, hosil bo'lgan qiya yoriqlar orasidagi betonda bosh siquvchi kuchlanishlar ta'siridan ezilishi sodir bo'ladi (3.7, v –rasm).

Eguvchi moment ta'siridan, qiya kesim mustahkamligi etarli bo'lmaganda, buzilish birinchi xolat bo'yicha sodir bo'ladi. Elementning ikkinchi holat bo'yicha buzilishi esa ko'ndalang kuchlar ta'siridan ro'y beradi.

Kesuvchi kuchlar ta'siridan qiya kesim bo'yicha mustahkamlik siquvchi kuchlanishlar ta'siridan ta'minlanishi uchun quyidagi shart bajarilishi lozim:

$$Q \leq Q_{\max}, \quad (4.9)$$

bu yerda: Q —tashqi yuklar ta'siridan kesuvchi kuch; $Q_{\max}$ —qiya kesim buzilishining siqilgan beton bo'yicha maksimal qiymati (4.3) formuladan aniqlanadi.

(4.9) shart bajarilganda egiladigan elementning kesim o'lchamlari b va h hisoblanadi. Aks holda elementning kesim o'lchamlari b va h oshirilishi talab etiladi.

Kesuvchi kuchlar ta'siridan qiya kesim bo'yicha mustahkamlik cho'zuvchi kuchlanishlar ta'siridan ta'minlanishi uchun quyidagi shart bajarilishi lozim:

$$Q \leq Q_{\min}, \quad (4.10)$$

bu yerda: Q — tashqi yuklar ta'siridan kesuvchi kuch; $Q_{\min}$ — qiya kesim buzilishining cho'zilgan beton bo'yicha minimal qiymati (4.4) formuladan aniqlanadi.

(4.10) shart bajarilganda egiladigan elementning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi ta'minlangan hisoblanadi. Aks holda elementning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi ta'minlanmaydi va qiya kesim ko'ndalang va bukilgan armaturalar bilan kuchaytiriladi.

Egiladigan elementning kesuvchi kuchlar ta'siriga qiya kesim bo'yicha mustahkamligi ta'minlanishi uchun quyidagi shart bajarilishi lozim:

$$Q \leq Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b, \quad (4.11)$$

Q — tashqi yuklar ta'siridan element kesimida hosil bo'ladigan kesuvchi kuch;

Q_{sw} va $Q_{s,inc}$ — ko'ndalang armatura (xomut) va bukilgan sterjenlar qabul qiladigan zo'riqishlar;

Q_b — qiya yoriq cho'qqisidagi siqilgan beton kesim qabul qiladigan ko'ndalang kuch.

Qiya yoriqlar orasidagi beton mustahkamligi ta'minlangan holatda, ko'ndalang armatura va siqilgan beton birgalikda qabul qiladigan ko'ndalang kuch $Q_{sw} + Q_b$ ni aniqlash mumkin bo'ladi. To'sin uzunligi bo'yicha eng xavfli qiya kesimning gorizonttal o'qga proeksiyasi quyidagi shart orqali aniqlanadi:

$$Q_{sw} + Q_b \rightarrow \min. \quad (4.11)$$

Bu shart $Q_{sw} = Q_b$ bo'lganda, ya'ni tashqi ko'ndalang kuch Q siqilgan beton va ko'ndalang armatura orasida teng taqsimlanganda bajariladi, ya'ni $Q_{sw} = Q_b = Q/2$.

Q_{sw} , $Q_{s,inc}$, Q_b qiymatlarni aniqlashda betondagi kuchlanish siqilishdagi chegaraviy mustahkamligiga (R_b) teng, ko'ndalang va qiya

armaturada kuchlanishlar esa, cho'zilishdagi chegaraviy mustahkamliklariga (R_{sw}) teng bo'ladi deb qabul qilinadi. Bunda ko'ndalang sterjenlar elementning bo'ylama o'qiga perpendikulyar joylashgan bo'lib, ular qabul qilinadigan ko'ndalang kuch quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$Q_{sw} = \sum_{yoki} R_{sw} A_{sw}, \quad (4.12)$$

$$Q_{sw} = q_{sw} c. \quad (4.13)$$

$A_{sw} = n A_{sw,1}$ – ko'ndalang sterjenlar (xomutlar) kesimi yuzasi;
 $A_{sw,1}$ – bitta ko'ndalang armatura (xomut) kesim yuzasi; n – element ko'ndalang kesimidagi xomutlar soni; c – qiya yoriqning element bo'ylama o'qidagi proeksiyasi uzunligi (rasm. 4.2); q_{sw} – birlik uzunlikdagi xomutlar qabul qiluvchi yuklar:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s}, \quad (4.14)$$

bu yerda: s – element bo'ylama o'qi bo'yicha joylashtiriladigan ko'ndalang sterjenlar (xomutlar) orasidagi masofa.

Qiya yoriq cho'qqisidagi siqilgan beton qabul qiluvchi ko'ndalang kuch empirik formuladan aniqlanadi:

$$Q_b = \frac{\phi_{b2}(1+\phi_n+\phi_f)R_{bt}bh_0^2}{c}, \quad (4.15)$$

bu yerda: ϕ_{b2} – beton turini e'tiborga oladigan koeffitsient; og'ir beton uchun $\phi_{b2} = 2$; mayda donli beton uchun $\phi_{b2} = 1,7$; engil betonlar uchun: o'rtacha zichlik $D \geq 1900$ bo'lganda $\phi_{b2} = 1,9$; $D \leq 1900$ bo'lganda: mayda to'ldiruvchi zich bo'lganda $\phi_{b2} = 1,75$; mayda to'ldiruvchi g'ovak bo'lganda $\phi_{b2} = 1,5$.

$\phi_n = \frac{0,1N}{R_{bt}bh_0} \leq 0,5$ – bo'ylama kuchning qiya kesim mustahkamligiga ta'sirini hisobga oladigan koeffitsient. Oldindan zo'riqtirilmagan egiluvchi elementlar uchun $\phi_n = 0$ qabul qilinadi. Umuman $1+\phi_n+\phi_f$ yig'indi miqdori 1,5 dan oshmasligi shart.

$\phi_f = 0,75 \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0} \leq 0,5$ – tavr kesimlar siqilgan tokchasining qiya kesim mustahkamligiga ta'sirini e'tiborga oladigan koeffitsient. Bunda $b \leq b + 3h_f$ qabul qilinadi.

Xomutlar va bukilgan armaturalar hisobida qiya kesimning gorizonttal o'qga proeksiyasi S_0 kesim ishchi balandligi h_0 dan kam va $2h_0$ dan katta qabul qilinmaydi, ya'ni $h_0 \leq c_0 \leq 2h_0$ (4.3–rasm).

Xavfli qiya yoriqning gorizontal o'qga proeksiyasi S_0 (4.7) shartdan aniqlanadi. (4.9) va (4.11) ifodalarning chap tomonlarini tenglashtirib quyidagi ifodani olamiz:

$$q_{sw} c_0 = \frac{\phi_{bz}(1+\phi_n+\phi_f)R_{br}bh_0^2}{c} \quad (4.16)$$

(4.12) ifodada $s=s_0$ qabul qilib, quyidagi formulani olamiz:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\phi_{bz}(1+\phi_n+\phi_f)R_{br}bh_0^2}{q_{sw}}} \quad (4.17)$$

(4.13) formulada q_{sw} qiymati quyidagi formuladan hisoblanadi

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4\phi_{bz}(1+\phi_n+\phi_f)R_{br}bh_0^2} \quad (4.18)$$

Qiya kesim mustahkamligini hisoblashning ketma-ketligi va egiluvchan elementlardagi ko'ndalang armatura hisobi blok-sxema sifatida 4.4 va 4.5 rasmlarda keltirilgan. Ko'ndalang armaturaning qadami s (4.14) formuladan aniqlanadi.

Ko'ndalang va bukilgan sterjenlar bilan armaturalangan element qiya kesimi mustahkamligini hisoblash

Faqat ko'ndalang armaturalar bilan jihozlangan elementlarning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi ko'ndalang kuch ta'siridan ta'minlanmaganda, ya'ni $Q > Q_{sw} + Q_b$ bo'lganda, qiya kesim mustahkamligini ta'minlash uchun bo'ylama cho'zilgan armaturaning bir qismi siqilgan zonaga bukib o'tkaziladi (4.6-rasm).

Ko'ndalang va bukilgan sterjenlar bilan jihozlangan elementlarning qiya kesim bo'yicha mustahkamlik sharti (4.5) quyidagi ko'rinishni oladi:

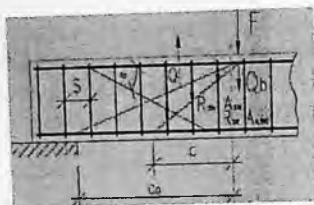
$$Q \leq Q_{sw} + R_{sw}A_{s,inc} \sin \alpha + Q_b, \quad (4.19.)$$

bu yerda, $A_{s,inc}$ – bukilgan armatura sterjenining ko'ndalang kesim yuzasi; R_{sw} – bukilgan armaturaning hisobiy qarshiligi; α – bukiladigan armatura sterjenining element bo'ylama o'kiga og'ish burchagi.

(4.15) tengsizlikdan bukilgan armatura kesim yuzasi aniqlanadi:

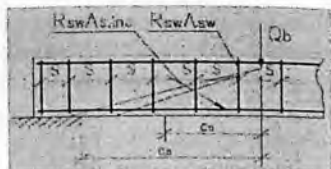
$$A_{s,inc} = \frac{Q_i - (Q_b + Q_{sw})}{R_{sw} \sin \alpha} \quad (4.20.)$$

Qiya kesim mustahkamligini ko'ndalang kuch ta'siriga hisoblash quyidagi kesimlar bo'yicha bajarilashi kerak: 1–tayanchdan o'tgan qiya kesim bo'yicha; 2–cho'zilgan zonadagi bo'ylama armatura siqilish zonasiga bukiladigan nuqtasidan o'tgan qiya kesim bo'yicha; 3–xomutlar oralig'idagi masofa o'zgargan nuqtadan o'tgan qiya kesim bo'yicha (3.15–rasm). Bu kesimlarga mos bo'lgan kesuvchi Q_i zo'ri-qishlarni aniqlash 3.15–rasmda keltirilgan.



3.8—rasm. Xomutlar va bukilgan sterjenlar bilan armaturalanganda eng xavfli qiya kesimlarning joylashishi:

1—tayanch chegarasidan o'tuvchi kesim. 2—cho'zilgan zonadan siqilgan zonaga bukilgan sterjenning bukilish boshlanishi joyidan o'tuvchi kesim; 3—xuddi shunday, ko'ndalang sterjenlar (xomutlar) orasidagi masofani o'zgarish nuqtasi orqali.



3.9—rasm. Ko'ndalang armaturasiz elementlarda eng xavfli qiya kesimlarning joylashish sxemasi.

R_1 , R_2 —jamlangan kuch yo'naltirilgan nuqta; 1 va 2 — ko'ndalang kuchlar Q_1 va Q_2 , S_1 va S_2 — shu kesimlarning element o'qidagi proeksiyasi uzunligi

Bukiladigan sterjenlar radiusi $10d$ ga teng bo'lgan yoy hosil qilinib bukiladi. Bukiladigan sterjenlarning uchlari siqiladigan zonaga $10d$ dan kam bo'lmagan, cho'ziladigan zonada esa, $20d$ dan kam bo'lmagan masofada ankerlanadi.

Ikki qo'shni xomutlar orasida yoriqlar xosil bo'lmashligi uchun ko'ndalang kuch ta'siridan beton kesim mustahkamligi ta'minlangan bo'lishi kerak. Bunday xolatda quyidagi shart bajarilishi lozim:

$$Q \leq \phi_{b2}(1 + \phi_f + \phi_n) \frac{R_{bt} R h_0^2}{c}$$

Bu ifodada $s = s_{max}$ va xomutlar orasidagi masofalarning o'zgarishini $0,75$ koeffitsienti orqali e'tiborga olib, homutlar orasidagi maksimal qadamni hisoblash uchun quyidagi formulani olamiz:

$$s_{max} \leq 0,75 \phi_{b2}(1 + \phi_f + \phi_n) \frac{R_{bt} R h_0^2}{Q} \quad (4.21.)$$

3.7. Qiya kesim mustahkamligini eguvchi moment ta'siriga xisoblash

Yaxlit plita, to'sin va qovurg'alarda, shuningdek balandligi 300 mm gacha bo'lgan ko'p qovurg'ali yig'ma plitalarda, ko'ndalang armaturalar qo'yilmasligi mumkin. Ko'ndalang armaturasiz element qiya kesimining mustahkamligi tayanch zonasida, ya'ni ko'ndalang kuch maksimal qiymatga ega bo'lgan joyda tekshiriladi. Tajribalardan ma'lumki qiya kesim mustahkamligini ta'minlash uchun quyidagi shart bajarilishi talab etiladi:

$$Q \leq Q_{b1} = \frac{\phi_{b4}(1+\phi_n) R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (4.22)$$

Q – qiya kesimga ta'sir qiluvchi ko'ndalang kuch.

(4.22) formula o'ng tomonidagi ifodaning qiymati quyidagi shartni qanoatlantirishi lozim:

$$2,5 R_{bt} b h_0 \geq Q_{b1} > \phi_{b3} (1 + \phi_n) R_{bt} b h_0;$$

ϕ_{b4} – koeffitsient, og'ir betonlar uchun 1,5 qabul qilinadi; mayda donali betonlar uchun – 1,2; yengil betonlar uchun o'rtacha zichlik bo'yicha markasi $\geq D1900$ bo'lganda – 1,2 va $\leq D1800$ bo'lganda – 1,0;

Q_{b1} – siqilgan beton qabul qiladigan chegaraviy ko'ndalang kuch;

c – tayanch orqali o'tuvchi xavfli qiya kesimning element bo'ylama o'qiga

proeksiyasi.

Egiladigan elementlarning qiya kesim bo'yicha eguvchi moment ta'siriga

mustahkamligi ko'yidagi shartdan tekshiriladi:

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \quad (4.23).$$

bu yerda M – qaralayotgan qiya kesimdan bir tomonda joylashgan hamma tashqi yuklar ta'siridan siqilgan zonadagi zo'riqishlar teng ta'sir etuvchisi qo'yilgan nuqtaga nisbatan olingan eguvchi moment qiymatlari.

M_s , M_{sw} va $M_{s,inc}$ – mos ravishda, cho'zilgan bo'ylama A_s , ko'ndalang A_{sw} va bukilgan $A_{s,inc}$ armaturalarda hosil bo'ladigan zo'riqishlarning siqilgan zonadagi zo'riqishlar teng ta'sir etuvchisi qo'yilgan nuqtaga nisbatan olingan eguvchi momentlar.

Qiya kesimni eguvchi moment ta'siriga hisoblash ko'yidagi holatlarda bajariladi:

– armaturani tejash maqsadida element uzunligi bo'yicha bo'ylama armatura qirqilgan joylarda;

- bo'ylama armatura siqilgan zonaga bukib o'tkazilgan joylarda;
- to'sinlarning tayanchlarga yaqin joylarida;
- element uzunligi bo'yicha ko'ndalang kesimi keskin o'zgargan

joylarda.

Elementlarning tayanchlarga yaqin joylarida qiya yoriqni kesib o'tadigan bo'ylama armatura qabul qiladigan moment quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$M = R_s A_s z_s, \quad (4.24)$$

bu yerda A_s – qiya kesimni kesib o'tadigan bo'ylama armatura kesim yuzasi; z_s – bo'ylama armatura og'irlik markazidan siqilgan zonadagi zo'riqishlar teng ta'sir etuvchisi qo'yilgan nuqtagacha bo'lgan masofa.

Bo'ylama armaturaning ankerlanishi etarli bo'lmaganda armaturaning cho'zilishdagi hisobiy qarshiligi R_s qiya kesim bilan kesishgan joyda γ_{ss} koeffitsient yordamida kamaytiriladi.

Element bo'ylama o'qiga normal joylashgan xomutlar orasidagi masofa bir xil bo'lganda qaralayotgan kiya kesim cho'zilgan zonasi chegarasida xomutlar qabul qiladigan moment quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$M_{sw} = q_{sw} \frac{c^2}{2}, \quad (4.25)$$

bu yerda q_{sw} – birlik uzunlikda xomutlar qabul qiladigan zo'riqish; c – xavfli qiya kesimning element bo'ylama o'qiga proeksiyasi.

Ma'lum bir konstruktiv talablar bajarilganda elementning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi eguvchi momentlar ta'siriga hisoblanmasligi mumkin.

Elementning normal kesim bo'yicha mustahkamligini ta'minlash shartidan eng katta eguvchi moment bo'yicha hisoblangan bo'ylama armatura uzilmasdan tayanchlargacha etkazilsa va tayanchlarga ishonchli mahkamlansa (ankerlansa) element qiya kesimining moment bo'yicha mustahkamligi ixtiyoriy qiya kesimda ta'minlanadi. Bu holatda qiya kesimning eguvchi moment bo'yicha mustahkamligini hisoblashga ehtiyoj qolmaydi.

Bo'ylama armatura sterjenlarining betonga ankerlanishi ta'minlanishi shart. Ankerlash zonasining uzunligini lan qo'yidagi formuladan aniqlanadi:

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d \geq \lambda_{an} d, \quad (4.26).$$

bu yerda ω_{an} , $\Delta \lambda_{an}$ va λ_{an} koeffitsientlarning qiymatlari.

Agar bo'ylama sterjenlar etarli darajada betonga ankerlanmagan bo'lsa, maxsus konstruktiv tadbirlar amalga oshiriladi. Ankerlanish zonasi qiya armatura bilan jihozlanadi, sterjenlar uchlariga shaybalar, plastinalar, burchakli temir parchalari payvandlanadi.

Egiladigan elementlarda metallni tejash maqsadida maksimal moment bo'yicha tanlangan bo'ylama armaturaning ma'lum bir (50% dan ko'p bo'lmagan) qismi tayanchlargacha olib borilmasdan ravoqda uzilishi mumkin. Bo'ylama armaturalarning uzilish joylari hisob bo'yicha aniqlanadi. Bu uzilish joylari nazariy uzilish joylari deb ataladi. Uziladigan bo'ylama armaturalarning uchlari nazariy uzilish joylaridan W masofaga o'tkazilib kesib tashlanadi. W qiymati qiya kesimni eguvchi moment ta'siriga hisoblashdan aniqlanadi:

$$W = \frac{Q_1}{2q_{sw}} + 5d \geq 20d, \quad (4.27)$$

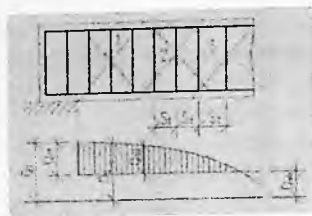
bu yerda Q_1 – sterjenning nazariy uzilish nuqtasidagi ko'ndalang kuch; d – uziladigan sterjen diametri.

q_{sw} quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$q_{sw} = \frac{R_s A_{sv}}{s} \geq \frac{\phi_{bz}(1 + \phi_n + \phi_f) R_{bt} b}{2}. \quad (4.28)$$

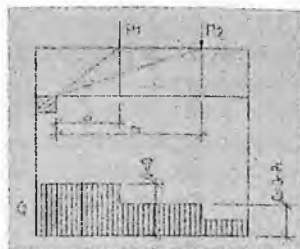
Sterjenning nazariy uzilish joyi quyidagicha aniqlanadi. Tashqi yuklar ta'siridan aniqlangan moment epyurasi ustiga uzilmasdan tayanchlargacha etkaziladigan armatura sterjenlari qabul qila oladigan moment ordinatasi qo'yiladi va gorizontaal chiziq chiziladi (3.10–rasm).

Bu moment ordinatasi quyidagi formuladan aniqlanadi: $M_1 = R_s A_{s1} z_1$, bu yerda A_{s1} – uzilmasdan tayanchlargacha etkaziladigan qabul qilingan armatura sterjenlari yuzasi; z_1 – uzilmasdan tayanchlargacha etkaziladigan armatura sterjenlari yuzasi og'irlik markazidan siqilgan zonadagi teng ta'sir etuvchi zo'riqish qo'yilgan nuqttagacha bo'lgan masofa. Gorizontaal chiziq bilan tashqi yuklar ta'siridan aniqlangan moment epyurasi kesishgan nuqtalar (3.11- rasmdagi 1 nukta) nazariy uzilish nuqtalari yoki joylari deyiladi. Sterjenlarning haqiqiy uzilish joylari nazariy uzilish joylaridan W masofada joylashadi.



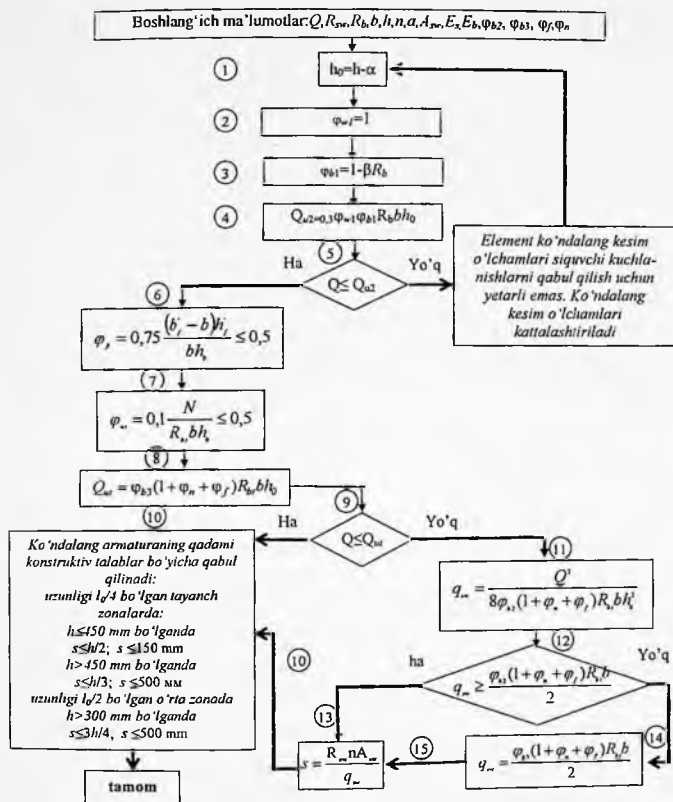
3.10–rasm. Xomutlar va bukilgan sterjenlar bilan armaturalanganda eng xavfli qiya kesimlarning joylashishi:

1–tayanch chegarasidan o‘tuvchi kesim. 2–cho‘zilgan zonadan siqilgan zonaga bukilgan sterjenning bukilish boshlanishi joyidan o‘tuvchi kesim; 3–xuddi shunday, ko‘ndalang sterjenlar (xomutlar) orasidagi masofani o‘zgarish nuqtasi orqali.

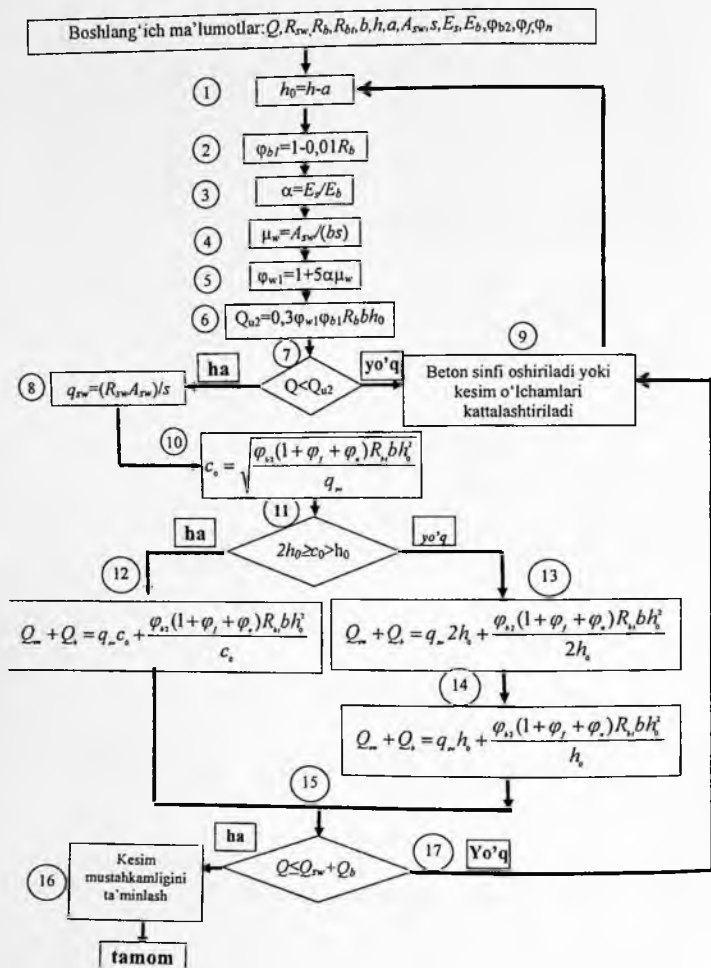


3.11–rasm. Ko‘ndalang armaturasiz elementlarda eng xavfli qiya kesimlarning joylashish sxemasi.

R_1, R_2 – jamlangan kuch yo‘naltirilgan nuqta; 1 va 2 – ko‘ndalang kuchlar Q_1 va Q_2 , c_1 va c_2 – shu kesimlarning element o‘qidagi proeksiyasi uzunligi



Blok-sxema № 6. Uzunligi bo'yicha balandligi o'zgarmas bo'lgan egiladigan elementlarda ko'ndalang armaturani hisoblash.



Mavzu bo'yicha misollar

1-masala

Berilgan: Ko'ndalang kesim o'lchamlari $h=60$ sm va $b=25$ sm bo'lgan to'g'ri to'rtburchak kesimli to'sinning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi ta'minlansin: hisobiy yuklama va ko'ndalang kuch: $q=60$ kN/m; $Q=175$ kN; ishchi armatura 4Ø22 A-III ($A_s=15,20$ sm²) karkaslar soni ikkita; beton klassi B25 ($R_b=14,5$ MPa, $R_{bt}=1,05$ MPa); $a=4$ sm;

Yechish: $Q \leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0$ bu yerda: φ_{b3} – koeffitsient, og'ir beton uchun $\varphi_{b3}=0,6$ ga teng. Agar yuqoridagi formulada shart bajarilsa, qiya kesim bo'yicha mustahkamlikka hisoblash shart emas, armatura esa konstruktiv mulohazalarga ko'ra o'rnatiladi, aks holda qiya kesimni mustahkamlikka hisoblash shart, bunda ko'ndalang armaturalar hisob asosida o'rnatiladi.

$Q=175 \quad 000 \quad H \leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1,05 \cdot 25 \cdot 56 \cdot 100 = 88 \quad 200 \quad H$ shart bajarilmadi, demak, qiya kesim bo'yicha mustahkamlikka tekshirish lozim.

Ko'ndalang armatura diametri dsw, bo'ylama armatura bilan payvandlanish sharti asosida belgilanadi $d=22$ mm bo'lganda $d_{sw}=6$ mm A-III klassli, karkaslar soni 2 ta $A_{sw}=2 \cdot 0,283=0,57$ sm²

Konstruktiv shartlar asosida ko'ndalang armatura qadami $s=h/3=60/3=20$ sm, sarrov tayanch oldi 1/4 qismida masofada ko'ndalang armatura qadami $s=200$ mm qabul qilamiz. Sakramni o'rt qismi 1/2 da esa qadamni $s=3h/4=3 \cdot 60/4=45$ sm bo'lgani uchun $s=40$ sm qabul qilamiz.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{285 \cdot 0,57 \cdot (100)}{20} = 812 \text{ H/cm};$$

$Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 25 \cdot 56 \cdot 100 = 79380 \text{ H}$ bu yerda: φ_f , φ_n – siqilgan tokcha va armaturaning oldindan zo'riqtirilishini hisobga oluvchi koeffitsient (φ_f , $\varphi_n=0$)

$q_{sw}=812 \text{ H/cm} > Q_{b,min}/2h_0 = 79 \quad 380/2 \cdot 56 = 709 \text{ H/cm}$ shart bajarildi.

Ko'ndalang armaturani xisobiy qadami

$$S_{max} = \frac{\varphi_{b3} R_{bt} h_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot (100)}{175000} = 63,5 \text{ cm} > 20 \text{ cm};$$

shart bajarildi. Mustahkamlik tekshirishda hisoblanadi

$$M_b = \varphi_{b2}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 100 = 14817600 \text{ H}\cdot\text{cm};$$

$$q_1 = q = 60 \quad \kappa\text{H/M} = 600 \text{ H/cm} > 0,56 \quad q_{sw} = 0,56 \cdot 812 = 455 \text{ H/cm};$$

$q_1 > 0,56 \quad q_{sw}$ bo'lganligi uchun

$$C = \sqrt{\frac{M_b}{q_l + q_{sw}}} = \sqrt{\frac{14817600}{812 + 600}} = 102 \text{ cm} < 3,33h_o = 3,33 \cdot 56 = 187 \text{ cm};$$

$$Q_b = \frac{M_b}{C} = 14817600 / 102 = 144660 \text{ H} > Q_{b, \min} = 79380 \text{ H};$$

Nisbiy qiya kesimni proyeksiyasi uzunligi

$$C_o = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{14817600}{812}} = 135 \text{ cm} > 2h_o = 2 \cdot 56 = 112 \text{ cm};$$

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot C_o = 812 \cdot 112 = 90972 \text{ H}$$

Mustahkamlik sharti:

$$Q_b + Q_{sw} = 144660 + 90972 = 235632 \text{ H} = 235,63 \text{ kH} > Q_{\max} = 175 \text{ kH}$$

bajarildi. Izoh: Agar yuqorida keltirilgan shart bajarilmasa ko'ndalang sterjenlarni qadamini kichraytirish yoki kesim enini kattalash-tirish lozim.

Siqiluvchi qiya polosa bo'yicha mustahkamlikka tekshiramiz

$$\mu_{sw} = A_{sw} / b \cdot s = 0,57 / 25 \cdot 20 = 0,00114$$

$$\alpha = E_s / E_b = 200000 / 27000 = 7,4$$

$$\varphi_{wl} = 1 + 5\alpha\mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 7,4 \cdot 0,00114 = 1,04$$

$$\beta = 0,01; \varphi_{bl} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,87$$

$$\text{Mustahkamlik sharti } Q = 175000 \text{ H} < \varphi_{wl} \cdot \varphi_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 0,3 \cdot 1,04 \cdot 0,87 \cdot 14,5 \cdot 25 \cdot 56 \cdot 100 = 551023 \text{ H qanoatlantiradi.}$$

Masala 2. To'sinning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi aniqlansin Q_{sw} -?

$$\begin{aligned} \text{Berilgan: } Q &= 200 \text{ kH} & \alpha x h &= 20 \times 50 \text{ cm}; & \text{beton sinfi} & \text{B25} \\ R_{et} &= 1,05 \cdot 0,9 = 0,945 \text{ MPa}; & \text{ko'ndalang} & & \text{armature sinfi} & \\ A - I(R_{sw} &= 175 \text{ MPa}; d_w = 8 \text{ mm}; f_w = 0,503 \text{ cm}^2) & a &= 6 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Yechim. } S = 15 \text{ cm qabul qqilaamiz; } h_o = h - a = 50 - 6 = 44 \text{ cm};$$

$$A_{sw} = f_w \cdot n = 0,503 \cdot 2 = 1,006 \text{ cm}^2;$$

$$g_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S} = \frac{175 \cdot 1,006 \cdot (100)}{15} = 1173,6 \text{ H/cm}$$

Quyidagi shart tekshiriladi.

$$Q = 200 \text{ kH} > \varphi_m R_{et} \alpha h_o = 0,6 \cdot 0,945 \cdot 20 \cdot 44 = 49896 \text{ H} = 49,9 \text{ kH}$$

Demak, ko'ndalang armature yuzasi tekshiriladi.

$$\begin{aligned} Q_{sw} &= 2 \sqrt{\phi_{e2} R_{et} e h_o^2 q_{sw}} = 2 \sqrt{2 \cdot 0,945 \cdot 20 \cdot 44^2 \cdot 7173,6} = 175000 \text{ H} \\ &= 175 \text{ kH} \end{aligned}$$

$$Q_{sw} = 175 \text{ kH} < Q = 200 \text{ kH}$$

To'sinning qiya kesim bo'yicha yuk ko'tarish qobiliyati yetarli emas.

Masala 3. To'sinning qiya kesim bo'yicha mustaxkamligi tekshirilsin?

Берилган: $Q=100\text{кН}$, $b \times h = 25 \times 50\text{см}$ бетон sinfi B20, $R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81\text{МПа}$ $\gamma_{b2} = 0,9$ ko'ndalang armature sinfi AI ($R_{sw} = 175\text{МПа}$, $n = 2$, $d_w = 6\text{мм}$, $f_w = 0,282\text{см}^2$). $a=9\text{см}$.

Yechimi: $S=15\text{см}$ qabul qilamiz. $h_o = h - a = 50 - 9 = 41\text{см}$

Quyidagilarni topamiz: $A_{sw} = f_w = 0,283 \times 2 = 0,566\text{см}^2$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{175 \cdot 0,566 \cdot 100}{15} = 660\text{Н/см}$$

Quyidagi shart tekshiriladi.

$$Q = 100 > \phi_{b1} R_{bt} b h_o^2 = 0,6 \cdot 0,81 \cdot 25 \cdot 41^2 \cdot (100) = 51600\text{Н} = 51,66\text{кН}$$

shart bajarildi

Demak ko'ndalang armature hisob bo'yicha olinadi.

$$Q_{swb} = 2\sqrt{\phi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 \cdot q_{sw}} = 2\sqrt{2 \cdot 0,81 \cdot 25 \cdot 41^2 \cdot 660 \cdot (100)} = 134180\text{Н} = 134,2\text{кН}$$

$$Q_{swb} = 134,5\text{кН} > Q = 100\text{кН}$$

Demak, to'sinning qiya kesim bo'yicha yuk ko'tarish qobiliyati yetarli ekan.

Quyidagi shart tekshiriladi.

$$Q = 100 > \phi_{b1} R_{bt} b h_o^2 = 0,6 \cdot 0,81 \cdot 25 \cdot 41^2 \cdot (100) = 51600\text{Н} = 51,66\text{кН}$$

shart bajarildi

Demak, ko'ndalang armatura xisob bo'yicha olinadi.

$$Q_{swb} = 2\sqrt{\phi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 \cdot q_{sw}} = 2\sqrt{2 \cdot 0,81 \cdot 25 \cdot 41^2 \cdot 660 \cdot (100)} = 134180\text{Н} = 134,2\text{кН}$$

$$Q_{swb} = 134,5\text{кН} > Q = 100\text{кН}$$

Demak, to'sinning qiya kesim bo'yicha yuk ko'tarish qobiliyati etarli ekan.

Masala 4 To'sin qiya kesim bo'yicha mustahkamlikka hisoblansin $Q_{sw,b} = ?$

Berilgan: Tayanchdagi ko'ndalang kuchning qiymati $Q=320\text{кН}$; $b=25\text{ см}$, $h=60\text{ см}$, og'ir beton sinfi B20 ($R_{bt}=0,9 \cdot 0,9=0,8\text{ МПа}$, $R_b=11,5 \cdot 0,9=10,35\text{ МПа}$), ishchi bo'ylama armatura $\emptyset 32\text{ A-III}$ $R_s=365\text{МПа}$, armatura karkaslari soni $n=2$. Ko'ndalang armatura sinfi A-III, $R_{sw}=285\text{ МПа}$; $E_b=27000\text{ МПа}$; $E_s=2 \cdot 10^5\text{ МПа}$.

Yechish. Ko'ndalang armatura diametrini payvandlash shartiga asosan $A_{sw} = \frac{A_s}{4}$ qabul qilamiz $2 \emptyset 8\text{ A-III}$, u holda $A_{sw}=2 \cdot 1,06=2,12\text{ см}^2$.

Og'ir betonlar uchun $\phi_{b2}=2,0$; $\phi_{b3}=0,6$; $\beta=0,01$. Ko'ndalang armaturalar qadami S konstruktiv shartga asosan qabul qilamiz

$$S = \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm};$$

to'sinning ishchi balandligi $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ sm}$; $a = 4 \text{ sm}$
koeffitsient $\varphi_{B1} = 1 - 0,01 R_s = 1 - 0,01 \cdot 10,35 = 0,897$;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5}{0,27 \cdot 10^5} = 7,4.$$

$$\text{Armaturalash koeffisiyenti} \quad \mu_w = A_{sw} / s \cdot s = \frac{2,12}{25 \cdot 20} = 0,00424;$$

$$\text{koeffisiyenti } \varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7,4 \cdot 0,00424 = 1,16.$$

quyidagi shart bo'yicha $Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{B1} \cdot R_B \cdot s \cdot h_0$;

$$Q = 320 \cdot 10^3 H < 0,3 \cdot 1,16 \cdot 0,897 \cdot 10,35 \cdot 20 \cdot 56 = (100)$$

$$= 361850 H = 361,85 \cdot 10^3 H \text{ demak, to'sinning ko'ndalang kesim yuzasining}$$

O'lchamlari qanoatlantiradi. $Q \leq \varphi_{s3} \cdot R_{bt} s h_0$;

$$Q = 320 \cdot 10^3 H > 0,6 \cdot 0,8 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 56 = 53,76 \cdot 10^3 H$$

U holda, ko'ndalang armatura hisoblashi talab qilinadi.

Ko'ndalang armaturalar qadaminig eng katta miqdori

$$S_{\max} = \frac{0,75 \varphi_{B2} \cdot R_{Bt} \cdot s h_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 0,8 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 56^2}{320 \cdot 10^3} = 23,52 \text{ cm} < S = 20 \text{ cm}.$$

Xomutning har 1 sm qabul qilaoladigan kuch

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{285 \cdot (100) \cdot 2,12}{20} = 3021 H / \text{cm}$$

$$C_0 = \sqrt{\varphi_{s2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{s2} s h_0^2 / q_{sw}} = \sqrt{2(1 + 0 + 0) \cdot 0,8 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 56^2 / 3021} = 57,6 \text{ cm};$$

bu yerda $C_0 = 57,6 \text{ cm} < 2h_0 = 2 \cdot 56 = 112 \text{ cm}$, $h_0 = 56 \text{ cm} < C_0 = 57,6 \text{ sm}$
deb qabul qilamiz.

Kesim yuzasi qabul qila olishi mumkin bo'lgan ko'ndalang kuch miqdori

$$Q_{swB} = 2q_{sw} \cdot h_0 + \varphi_{B2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{Bt} \cdot B h_0^2 / c_0 =$$

$$= 2 \cdot 3021 \cdot 56 + 2(1 + 0 + 0) \cdot 0,8 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 56^2 / 57,6 = 512570 H.$$

Demak, $Q = 320000 H < Q_{swB} = 512570 H$ qiya kesim bo'yicha to'sinning mustaxkamligi qobiliyati ta'minlangan.

Nazorat savollari

1. Egiladigan elementlarning tayanch zonalarida nima sababdan yoriqlar paydo bo'ladi? Qiya kesim bo'yicha buzilish sxemalarini ko'rsating.

2. Ko'ndalang kuch ta'siriga qiya kesim bo'yicha musthkamlilik sharti qanday ko'rinishda bo'ladi?

3. Eguvchi moment ta'siriga qiya kesim bo'yicha musthkamlik sharti qanday ko'rinishda bo'ladi ?

4. Texnologik talablar bo'yicha ko'ndalang sterjenlarining diametri qanday qabul qilinadi ? Konstruktiv talablar bo'yicha ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofalar qanday qabul qilinadi?

5. Ko'ndalang armaturalar qabul qiladigan kesuvchi kuch Q_{sw} qanday aniqlanadi?

6. Qiya yoriq cho'qqisidagi siqilgan beton qabul qiladigan kesuvchi kuch Q_b qanday aniqlanadi?

7. Ko'ndalang sterjenlar (xomutlar) bilan armaturalangan elementning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi qanday tekshiriladi?

8. Ko'ndalang sterjenlar (xomutlar) bilan armaturalanmagan elementning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi qanday tekshiriladi?

9. Qiya yoriqlar orasidagi siqilgan tasma mustahkamligi kesuvchi kuch ta'siriga qanday tekshiriladi?

10. Eguvchi moment buyicha qiya kesim mustahkamligini qanday konstruktiv talablar ta'minlaydi ?

11. Egiluvchi elementlarning turlarini ayting va konstruktiv talablarini sanab o'ting.

12. To'sinda bo'ylama armaturani belgilang.

13. To'sinda ko'ndalang armaturani belgilang.

14. Plitada armatura to'rlarini joylashish prinsiplari.

15. Yakka armatura bilan jihozlangan egiluvchan to'g'ri burchakli kesimlarni hisoblash usullari.

16. Chegaraviy holat bo'yicha hisoblashda qanday tavsifnoma qo'llaniladi?

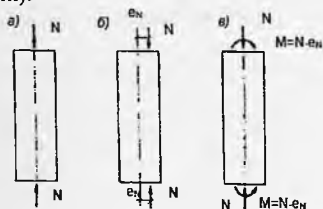
17. Yakka armatura bilan jihozlangan egiluvchi temirbeton elementlar mustahkamligini normal kesim bo'yicha hisoblash tartibini keltiring.

18. Ikki tomonlama armatura bilan jihozlangan egiluvchi temirbeton elementlar mustahkamligini normal kesim bo'yicha hisoblash tartibini keltiring.

IV-BOB. SIQILADIGAN VA CHO'ZILADIGAN ELEMENTLARNING MUSTAHKAMLIGINI HISOBLASH

4.1. Siqiladigan elementlarning turlari va ularning qo'llanilishi

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. 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 (4.1-rasm). Nomarkaziy qo'yilgan bo'ylama F kuchlar ta'sirini eguvchi moment $M = F \cdot e_N$ va element ko'ndalang kesimining og'irlik markaziga qo'yilgan bo'ylama kuch bilan almashtirish mumkin (4.1, v rasm).

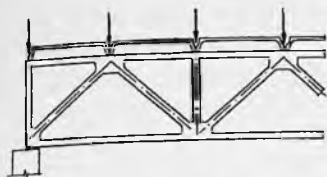


4.1 rasm. Markaziy (a) va markazmas siqiladigan (b,v) elementlar

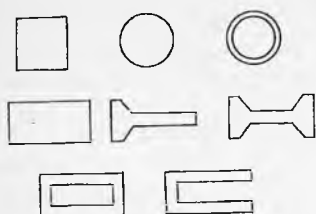
Markaziy siqiladigan elementlarda bo'ylama kuchlar kesim og'irlik markaziga qo'yilishiga qaramasdan ba'zi bir tasoddiy sabablardan (kesim bo'yicha material xossasining bir xil bo'lmashligi, tayyorlash jarayonida hosil bo'ladigan dastlabki egrilik, montaj qilish jarayonida yo'l qo'yilgan

cheklanishlar va h.o.) ularda ham yelka hosil bo'ladi. Shuning uchun bunday elementlarni hisoblashda tasoddiy yelka e_a e'tiborga olinishi shart. Tasoddiy yelka uchun element uzunligining $1/600$ qismi, ko'ndalang kesim balandligining $1/30$ qismi va $e_a = 10$ mm qiymatlardan eng katasi qabul qilinadi.

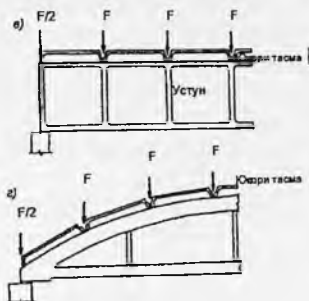
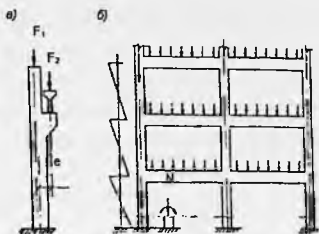
Tasoddiy yelka bilan siqiladigan elementlarga tashqi yuk tugunlariga qo'yilgan hovonli fermalarning yuqori tasmalari, ustunlari va ba'zi hovonlari (4.2 rasm) va h.o. misol bo'la oladi. Hisobiy yelka bilan nomarkaziy siqiladigan elementlarga bir qavatli sanoat (4.3, a, rasm) hamda ko'p qavatli sanoat va turar joy binolarining ustunlari (4.3, b rasm), hovonsiz fermalarning yuqori tasmalari va ustunlari (4.3, v rasm), arkalar (4.3, g rasm) va h.o. misol bo'ladi.



4.2 rasm Markaziy siqiladigan elementga misol



4.4 rasm. Markaziy (a) va nomarkaziy siqiladigan (b) elementlarning ko'ndalang kesimlari



4.3 rasm. Nomarkaziy siqiladigan elementlarga misollar

Siqiladigan elementlarning ko'ndalang kesimi bo'ylama F kuch kichik yelka bilan qo'yilganda kvadrat, aylana va halqa shaklida (4.4, a rasm), bo'ylama F kuch katta yelka bilan qo'yilganda esa, to'g'ri to'rtburchak, tavr, qo'shtavr, quti va P - shaklida qabul qilinadi (4.4, 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 temir-betondan tayyorlanadigan elementlarning ko'ndalang kesimi esa to'g'ri to'rtburchak shaklida tayyorlanadi. To'g'ri to'rtburchak shaklidagi kesim tomonlarining nisbati $b:h = 1:1,5, \dots 1:3$ qabul qilinadi.

Siqiladigan elementlar ko'ndalang kesimlarining o'lchamlari ixtiyoriy yo'nalish bo'yicha element egiluvchanligi $\lambda_1 \leq 200$ (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.

Ustunlar A-II va A-III sinfli diametri 12 – 40 mm bo'lgan bo'ylama va A-I va Bp-I sinfli ko'ndalang sterjenlar bilan armaturalanadi. Egiluvchan ishchi armaturalar element ko'ndalang kesimi perimetri bo'yicha tekis joylashtiriladi. Armaturalash simmetrik yoki nosimmetrik bo'lishi mumkin.

Simmetrik armaturalashda kesimda qarama-qarshi joylashgan armaturalarning ko'ndalang kesim yuzalari bir xil qabul qilinadi. Bo'ylama ishchi sterjenlar bir-biridan 400 mm dan katta bo'lmagan masofada joylashtiriladi. Agar ishchi sterjenlar o'qlari oralig'idagi masofa 400 mm dan ortiq bo'lsa, ular orasiga 12 mm dan kam bo'lmagan diametrli konstruktiv armatura ishlatiladi.

Ko'ndalang kesimda joylashtiriladigan bo'ylama ishchi armaturani iloji boricha element sirtiga yaqinroq qilib joylashtiriladi. Bunda armaturani muhofaza qilish qatlamining minimal qalinligiga ta'minlanishi shart. Bo'ylama armaturalar uchun muhofaza qatlami sterjen diametridan kam bo'lmagan va 20 mm dan kam bo'lmagan miqdorda qabul qilinadi. Siqilgan elementlar ko'ndalang kesimini bo'ylama armatura bilan jihozlanishi armaturalash koeffitsienti orqali baholanadi ($\mu\%$). Tasodifiy eksentrisitet bilan siqiladigan elementlarda $\mu = (A_s + A'_s)/(bh)$ nisbati, hisobiy eksentrisitet bilan siqiladigan elementlarda esa $\mu = A_s/(bh_0)$ nisbat orqali aniqlanadi. Iqtisodiy nuqtai nazardan armaturalashning optimal armaturalash protsenti 1...2% qabul qilinadi. Elementlar egiluvchanligiga ko'ra armaturalash protsentining minimal miqdor o'rnatilgan. Hisobiy eksentrisitet bilan

siqiladigan elementlar uchun egiluvchanlikka bog'liq ravishda $\mu_{\min} \% = 0,05 \div 0,25\%$ qabul qilinadi.

Elementlardagi armaturaning bo'ylama ishchi loyihaviy xolati ko'ndalang armaturalar yordami bilan ta'minlanadi. Payvandlanadigan sinchlarda ko'ndalang armaturalar (xomutlar) orasidagi masofa siqiladigan armaturaning qarshiligi $R_{sc} \leq 400$ MPa bo'lganda 500 mm dan oshmasligi va 20 d dan ortiq qabul qilinmasligi tavsiya etiladi. Bog'lab tayyorlanadigan sinchlarda xomutlar orasidagi masofa 500 mm dan va 15 d dan ortiq qabul qilinmasligi tavsiya etiladi.

$R_{sc} \geq 450$ MPa bo'lgan taqdirda xomutlar oralig'i 400 mm dan va mos ravishda payvand sinchlar uchun 15d, bog'lab tayyorlanadigan sinchlar uchun esa, 12d dan ortiq bo'lmisligi kerak.

Bo'ylama armaturalar miqdori bilan 3% dan ortiq bo'lganda xomutlar oralig'i 300 mm dan va 10d mmdan katta qabul qilinmaydi. Xomutlar orasidagi masofalarni tayinlashda konstruktiv talablar bo'yicha qo'yiladigan konstruktiv bo'ylama sterjenlar e'tiborga olinmaydi.

4.2. Shartli markaziy siqiladigan elementlarning mustahkamligini hisoblash

Shartli markaziy siqiladigan elementlarning hisobi huddi nomarkaziy siqiladigan elementlardagidek umumiy xolat bo'yicha bajariladi. Ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklida bo'lgan hisobiy uzunligi $l_0 \leq 20h$ va kesimi A-I; A-II; A-III sinfdagi armaturalar bilan simmetrik ravishda jihozlanganda siqiladigan elementlarni sodda usul bilan hisoblashga ruxsat etadi. Bunda mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishiga ega bo'ladi:

$$N \leq \eta \varphi [R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s)] \quad (4.1)$$

N-bo'ylama hisobiy kuch; $A=bh$ – element ko'ndalang kesim yuzasi; η – koeffitsient: $h < 200$ mm bo'lganda $\eta=0,9$ qabul qilinadi, $h \geq 200$ mm bo'lganda esa, $\eta=1,09$ qabul qilinadi; φ –element egiluvchanligi, yuklash muddati va armaturalash xarakterini hisobga oluvchi koeffitsient, quyidagi empirik formula orqali aniqlanadi

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_a - \varphi_b) \frac{R_{sc} (A_s + A'_s)}{R_b A} \quad (4.2)$$

bu yerda: φ_a va φ_b – 4.1-jadvaldan topiladigan koeffitsient; φ koeffitsienti φ_b dan katta olinmaydi.

Shartli markaziy siqiladigan elementlarning mustahkamligini tekshirishda ta'sir qilayotgan yuklardan hosil bo'ladigan (N – jami yuklardan va N_l – davomli va doimiy yuklardan) zo'riqishlar, beton va armaturaning sinflari, armaturaning ko'ndalang kesim yuzalari va ularning ko'ndalang kesimda joylashishi ma'lum bo'ladi. Bu holatda φ_a va φ_b koeffitsientlarning qiymatlari N_l/N , l_0/h nisbatlar va armaturalarning kesimda joylashishiga qarab 4.1 – jadvaldan aniqlanadi.

Elementni armaturalash uchun talab qilinadigan armatura kesim yuzasi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$A_s + A'_s = \frac{N - AR_b}{R_{sc}} \quad (4.3)$$

Jadval 4.1. φ_b va φ_a koeffitsientlarining qiymatlari

l_0/h nisbati	φ_b qiymati uchun			φ_a N_l/N qiymati uchun		
	0	0,5	1	0	0,5	1
6	0,93	0,92	0,92	0,93/0,92	0,93/0,92	0,92/0,92
10	0,91	0,90	0,89	0,91/0,91	0,91/0,90	0,90/0,89
14	0,89	0,85	0,81	0,89/0,87	0,87/0,83	0,86/0,80
16	0,86	0,80	0,74	0,87/0,84	0,84/0,79	0,82/0,74
18	0,83	0,73	0,63	0,84/0,80	0,80/0,72	0,77/0,66
20	0,80	0,65	0,55	0,81/0,75	0,75/0,65	0,70/0,58

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

4.1 jadvaldan φ_a koeffitsientini aniqlashda suratda oraliq sterjenlar kesimi yuzasi $A_{s,l} < \frac{A_s + A'_s}{3}$ bo'lgandagi qiymatlari, maxrajda esa, $A_{s,l} > \frac{A_s + A'_s}{3}$ bo'lgandagi qiymatlari keltirilgan.

Shartli markaziy siqiladigan elementlarni hisoblash tartibi 4.3 – rasmda blok-sxema sifatida keltirilgan. Siqiladigan elementlarni hisoblashda ikki turdagi masala yechilishi talab etiladi:

1. Beriladigan quyidagi ma'lumotlar: tashqi yuklarda hosil bo'ladigan N va N_l zo'riqishlar miqdorlari, siqiladigan element kesimi o'lchamlari b va h , element uzunligi H , beton va armatura sinflari, bo'yicha mustahkamlikni ta'minlash uchun talab qilinadigan bo'ylama armatura kesim yuzalarini aniqlash;

2. Beriladigan quyidagi ma'lumotlar: tashqi yuklarda hosil bo'ladigan N va N_l zo'riqishlar miqdorlari, siqiladigan element kesimi

o'lchamlari b va h , element uzunligi H , beton va armatura sinflari va bo'ylama armatura kesim yuzalari bo'yicha mustahkamlikni tekshiriladi.

Birinchi masala bo'yicha hisoblashlarni bajarishda dastlab berilgan beton va armatura sinflariga mos bo'lgan beton va armatura qarshilikdari R_b va R_s aniqlanadi. Siqiladigan element egiluvchanligi l_0/h hisoblanadi. N/N va l_0/h nisbat miqdorlari bo'yicha ϕ_b va ϕ_a koeffitsientlarning qiymatlari aniqlanadi. Armaturalash koeffitsienti $\mu = \frac{A_s + A'_s}{A} = 0,01$ qabul qilinib (4.2) formuladan ϕ koeffitsienti miqdori

hisoblanadi. Talab qilinadigan armatura kesim yuzasi $\eta = 1$ qabul qilinib (4.3) formuladan hisoblanadi.

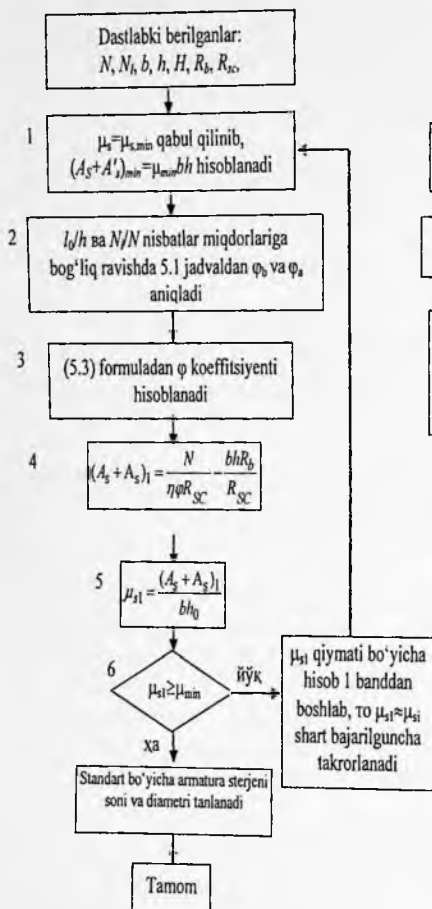
Aniqlangan armatura kesim yuzasi bo'yicha armaturalanish foizi hisoblanadi: $\mu\% = 100 \frac{A_s + A'_s}{A}$ va bu dastlab qabul qilingan armaturalash foizi bilan taqqoslanadi. Farq kata bo'lmasa hisoblab topilgan armatura kesim yuzasi qoldiriladi. Aks holda armaturalash foizi oshirilib, hisoblash takrorlanadi.

Ikkinchi masala bo'yicha hisoblashlarni bajarishda dastlab $\phi = 1$ va $\mu = \frac{A_s + A'_s}{A} = 0,01$ qabul qilinib, (5.1) formuladan talab qilinadigan ko'ndalang kesim yuza aniqlanadi:

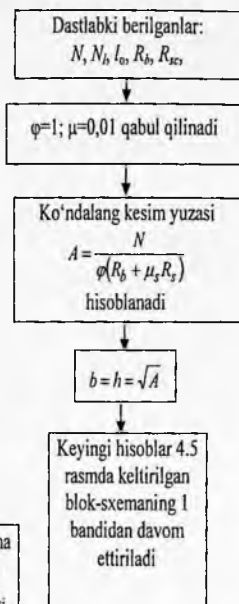
$$A = \frac{N}{\eta \phi (R_b + \mu R_{sc})}. \quad (4.4)$$

Shartli markaziy siqiladigan elementlarning ko'ndalang kesimi kvadrat shaklida qabul qilinishi shartidan kesim o'lchamlari $b=h=\sqrt{A}$ aniqlanadi. Unifikatsiya talabini hisobga olgan xolda beton kesimi o'lchamlari tayinlanadi.

Element ko'ndalang kesim o'lchamlari tayinlangandan keyin hisob birinchi masalada keltirilgan tartibda bajariladi.



Blok-sxema № 8. Talab
qilinadigan bo'ylama armatura
kesim yuzalarini aniqlash



Blok-sxema № 9. Beton va
armatura sinflari va bo'ylama
armatura kesim yuzalari bo'yicha
mustahkamlikni tekshirish

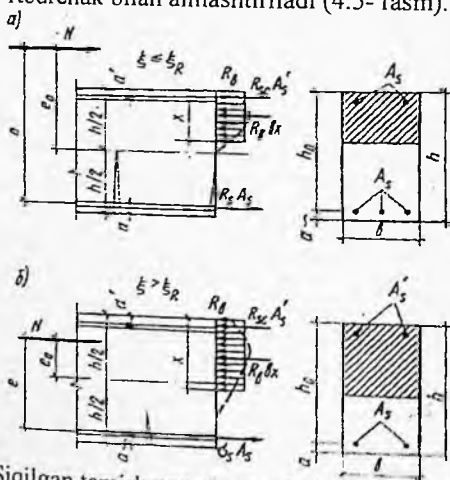
4.3. Hisobiy eksentrisitet bilan siqilgan elementlarning mustahkamligini hisoblash

Ekssentrisitetning miqdoriga bog'liq xolda bo'ylama kuch N ta'sirida nomarkaziy siqiladigan elementlarning buzilishi ikki ko'rinishda bo'ladi.

Ekssentrisitetning miqdori katta bo'lganda buzilish cho'zilgan armatura tomonidan betonda yoriqlarning paydo bo'lishidan boshlanadi. Keyinchalik yuk miqdori ortib borgan sari armaturadagi kuchlanishlar oquvchanlik chegarasiga yetadi, so'ngra siqilgan betonning buzilishi boshlanadi (1-holat).

Bunday buzilish siqilish zonasining nisbiy balandligi chegaraviy nisbiy balandlikdan kam bo'lganda, ya'ni $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ bo'lganda ro'y beradi. Kichik eksentrisitet bilan siqiladigan elementlarning kuchlanganlik holati 4.5, b – rasmda keltirilgan.

Elementning buzilishi ikkala variantda ham element ko'ndalang kesimi siqilgan zonasidagi beton va siqilgan armaturadagi kuchlanishlarning chegaraviy qarshiliklarga yetishi natijasida boshlanadi. Hamma hisoblash holatlarida siquvchi kuchlanishning xaqiqiy egri chiziqli epyurasi hisoblashni osonlashtirish uchun ordinatasi R_b ga teng bo'lgan to'g'ri to'rtburchak bilan almashtiriladi (4.5- rasm).



4.5-rasm. Siqilgan temirbeton elementlarida hisobiy kuchlanish sxemasi: a) $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ bo'lganda; b) $\xi > \xi_R$ bo'lganda

Elementlar buzilishining birinchi xolatida cho'zilgan armaturadagi kuchlanish R_s ga teng deb qabul qilinadi. Ikkinchi holatdagi buzilishda cho'zilgan armaturada kuchlanish $\sigma_s < R_s$ bo'ladi. Ikkala holatda ham siqilgan armaturada- gi kuchlanish R_{sc} ga teng qabul qilinadi.

Element mustahkamligining yetarli sharti tashqi yuklardan $M=N \cdot e$ va ichki zo'riqishlardan cho'zilgan armatura og'irlik markazi S ga nisbatan olingan momentlarni taqqoslash bilan aniqlanadi:

$$N \times e \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (4.5)$$

Kesim siqilgan zonasining balandligi quyidagi muvozanat tenglamalaridan aniqlanadi ($\Sigma x=0$):

1-holat uchun:

$$N = N_b + N'_s - N_s = R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s \quad (4.6)$$

2-holat uchun:

$$N = R_b b x + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s \quad (4.7)$$

bu yerda σ_s - sinfi V30 bo'lgan beton va zo'riqtirilmagan sinflari A-I...A-III bo'lgan armatura uchun quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\sigma_s = \left[2 \frac{(1-\xi)}{(1-\xi_R)} - 1 \right] R_s \quad (4.8)$$

Nomarkaziy siqiladigan elementlarni hisoblash uchun yuqorida 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.

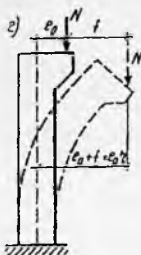
Materiallar qarshiligi kursidan ma'lumki nomarkaziy siqiladigan elementlarning egilishi natijasida (4.5- rasm) bo'ylama kuchning dastlabki yelkasi kattalashib, dastlabki eguvchi momentning ham qiymati oshadi, ya'ni $M = N(e + f)$. Natijada elementning yuk ko'tarish qobiliyati kamayib, buzilishi esa, uning ustivorligini yo'qotishi natijasida sodir bo'ladi. Bunday elementlarning mustahkamligi uning deformatsiyalangan holati bo'yicha hisoblanadi. Biroq, siqiladigan temir-beton elementlarni deformatsiyalangan holati bo'yicha betonning plastik deformatsiyalanishi va element cho'zilgan zonasida yoriqlarning paydo bo'lishini e'tiborga olib hisoblash juda murakkab bo'lganligi sababli, amaliy hisoblarda elementning deformatsiyalanishini e'tiborga olmasdan uning egilishi natijasida bo'ylama kuchning dastlabki yelkasi y_{e_0} η koeffitsientga ko'paytirilib kattalashtiriladi, ya'ni

$$e = (e_0 + e_a)\eta + h/2 - a, \quad (4.9)$$

bu yerda η - egilishning bo'ylama kuch yelkasiga ta'sirini e'tiborga oladigan koeffitsient, quyidagi formuladan topiladi

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}; \quad (4.10)$$

N_{cr} - Eyler bo'yicha shartli kritik kuch.



4.6-rasm. Element bo'ylama egilishini hisobga olish

Qurilish me'yori va qoidalari bo'yicha shartli kritik kuchning qiymati quyidagi formuladan aniqlanadi

$$N_{cr} = \frac{6,4}{l_0^2} \left[\frac{J}{\phi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\phi_p}} + 0,1 \right) + \alpha J_s \right], \quad (4.11)$$

bu yerda J - beton kesimining 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 koeffitsient, quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\phi_l = 1 + \beta \frac{M_l}{M} \quad (4.12)$$

va $1 + \beta$ dan katta qabul qilinmaydi; β - betonning xiliga bog'liq bo'lgan koeffitsient 5.1 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 bikrlikka ta'sirini e'tiborga oladigan koeffitsient, armaturasi taranglashtirilmagan elementlar uchun $\phi_r = 1$.

4.1 jadval

Betonning xili	β koeffitsienti
1. Og'ir beton	1,0
2. Mayda donali beton:	
A gruppasi uchun	1,3
B gruppasi uchun	1,5
V gruppasi uchun	1,0
3. Katta va mayda sun'iy to'ldiruvchilardan tayyorlangan	

yengil beton:	
zich bo'lganda	1,0
kovakli bulganda	1,5
Tabiiy to'ldiruvchilardan tayyorlangan yengil 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

Kritik kuchning qiymatini hisoblashda δ_e koeffitsientning qiymati e_0/h qabul qilinadi va

$$\delta_{e \min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot R_b \quad (4.13)$$

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 biki qilib mahkamlangan bo'lsa $l_0 = 0,5N$; bir tomoni bilan qistirib, ikkinchi tomoni bilan esa sharnir orqali biriktirilgan bo'lsa, $l_0 = 0,7N$; ikki tomoni bilan ham sharnir orqali biriktirilgan bo'lsa, $l_0 = N$ qabul qilinadi; N -elementning geometrik uzunligi.

Siqiluvchan elementlarni loyihalashda ikki xil masala uchrashi mumkin:

1) berilgan miqdorlar bo'yicha element mustahkamligini ta'minlash uchun talab etiladigan armatura kesim yuzalarini aniqlash;

2) berilgan miqdorlar bo'yicha element mustahkamligini tekshirish.

Birinchi masala yechimi. Berilgan: kesim o'lchamlari b va h , bo'ylama kuch N eguvchi moment M , beton va armatura sinflari.

Yechimi:

1. Beton himoya qatlami va bo'ylama armaturalarning taxmini diametrlari qabul qilinib, bo'ylama cho'ziladigan va siqiladigan armaturalar og'irlik markazlaridan chetki cho'zilgan va chetki siqilgan tolalargacha bo'lgan masofalar hisoblanadi: $a = a' = \Delta + d/2$;

2. Kesim ishchi balandligi aniqlanadi: $h_0 = h - a$;

3. Koeffitsient $\omega = 0,85 - 0,008R_b$ hisoblanadi;

4. Quyidagi formuladan siqilish zonasining chegaraviy nisbiy balandligi hisoblanadi:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}, \quad (4.14)$$

bu yerda, $\gamma_{b2} \leq 1$ bo'lganda $\sigma_{sc,u} = 500$ MPa; $\gamma_{b2} > 1$ bo'lganda $\sigma_{sc,u} = 400$ MPa.

5. Kesim armatura bilan simmetrik jihozlanadigan bo'lsa, siqilish zonasining nisbiy balandligi hisoblanadi:

$$\xi_R = \frac{N}{R_b b h_0}, \quad (4.15)$$

6. Quyidagi formuladan koeffitsient α_m hisoblanadi: $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$;

7. Ekssentrisitet e_0 hisoblanadi: $e_0 = M/N$;

8. (5.11) formuladan $(A_s + A_s') \approx 0,01 b h_0$ qabul qilib kritik kuchning miqdori hisoblanadi;

9. (5.9) formuladan ekssentrisitet e hisoblanadi;

10. Quyidagi shart tekshiriladi: $\xi \leq \xi_R$.

11. Shart bajarilsa siqiladigan va cho'ziladigan bo'yлама armaturalarning kesim yuzalari quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$A_s' = A_s = \frac{N \times e - \alpha_m R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')};$$

12. Hisoblangan armatura bo'yicha sortamentdan sterjenlar soni va diametri tanlanadi.

Yuqorida keltirilgan $\xi \leq \xi_R$ shart bajarilmaganda element kesimi nosimmetrik ravishda armaturalanadi. Hisob quyidagi tartibda bajariladi.

1. Dastlab beton va armaturaning hisobiy qarshiliklari R_b , R_{ss} , R_s aniqlanib, h_0 , $e_0 = M/N$, e_0/h , l_0/h va $\alpha = E_s/E_b$ hisoblanadi.

2. Armaturalanish koeffitsienti uchun 0,005...0,035 miqdorlardan biri qabul qilinib, (4.12) formuladan ϕ_b , (4.13) formuladan δ_{min} hisoblanadi, (4.11) formuladan kritik kuch N_{cr} miqdori hisoblanadi.

3. Quyidagi shart tekshiriladi: $N < N_{cr}$. Shart bajarilsa hisob davom ettiriladi. Shart bajarilmasa, element ko'ndalang kesim o'lchamlari oshiriladi.

4. (4.10) formuladan η koeffitsienti va (4.9) formuladan e hisoblanadi.

5. Loyihalash amaliyotidan siqiladigan armatura kesim yuzasi qabul qilinib, (4.6) tenglamadan siqilish zonasining balandligi x aniqlanadi va $\xi = x/h$ hisoblanadi.

6. (4.5) formuladan siqiladigan A_s' , (4.6) formuladan cho'ziladigan armatura kesim yuzasi A_s aniqlanadi.

7. Armaturalash koeffitsienti hisoblanadi: $\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh}$.

8. Armaturalash koeffitsienti dastlab qabul qilingan miqdordan 0,005

dan kam miqdorda farq qilsa, hisob to'xtatiladi.

9. Armaturalash koeffitsienti dastlab qabul qilingan miqdordan 0,005 dan ko'p miqdorda farq qilsa, hisob armaturalash koeffitsientining yangi miqdori bo'yicha takrorlanadi.

10. Armaturalash koeffitsienti $\mu > 3\%$ bo'lgan taqdirda element kesim o'lchamlari yoki beton va armatura sinflari oshiriladi.

Ikkinchi masala yechimi. Berilgan: kesim o'lchamlari b va h , bo'ylama kuch N eguvchi moment M , beton va armatura sinflari, bo'ylama siqiladigan va cho'ziladigan armaturalar kesim yuzalari A_s va A'_s .

1. Dastlab beton va armaturaning hisobiy qarshiliklari R_b , R_{ss} , R_s aniqlanib, h_0 , $e_0 = M/N$, e_0/h , l_0/h va $\alpha = E_s/E_b$ hisoblanadi.

2. Berilgan A_s va A'_s bo'yicha armaturalanish koeffitsienti $\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh}$

hisoblanib, (4.12) formuladan ϕ_b , (4.13) formuladan $\delta_{\min}$ hisoblanadi, (4.11) formuladan kritik kuch N_{cr} miqdori hisoblanadi.

3. Quyidagi shart tekshiriladi: $N < N_{cr}$. Shart bajarilsa hisob davom ettiriladi. Shart bajarilmasa, element ko'ndalang kesim o'lchamlari oshiriladi.

4. Quyidagi formuladan siqilish zonasining chegaraviy nisbiy balandligi hisoblanadi:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (4.14)$$

bu yerda, $\gamma_{b2} \leq 1$ bo'lganda $\sigma_{sc,u} = 500$ MPa; $\gamma_{b2} > 1$ bo'lganda $\sigma_{sc,u} = 400$ MPa.

5. Kesim armatura bilan simmetrik jihozlanadigan bo'lsa, siqilish zonasining nisbiy balandligi hisoblanadi:

$$\xi = \frac{N - R_s A'_s + R_s A_s}{R_s b h_0}; \quad (4.15)$$

6. Quyidagi formuladan koeffitsient α_m hisoblanadi: $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$;

7. Ekssentrisitet e_0 hisoblanadi: $e_0 = M/N$;

8. (4.11) formuladan kritik kuchning miqdori hisoblanadi;

9. (4.9) formuladan eksentrisitet e hisoblanadi;

10. Quyidagi shart tekshiriladi: $\xi \leq \xi_R$.

11. Shart bajarilsa quyidagi formuladan element mustahkamligi tekshiriladi:

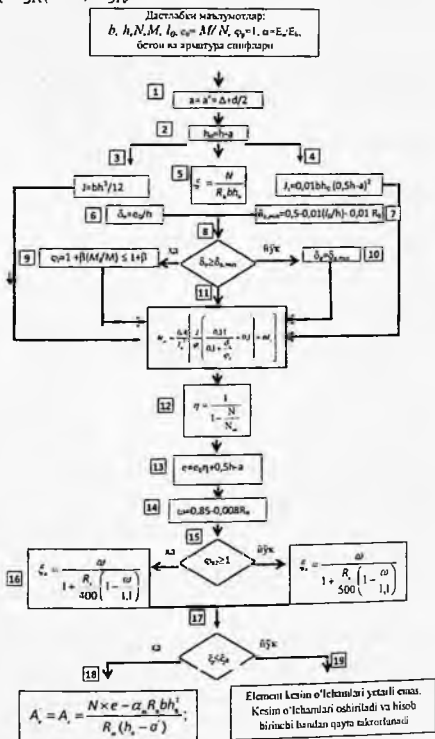
$$N \times e \leq \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A_s' (h_0 - a').$$

12. Shart bajarilsa elementning yuk ko'tarish qobiliyati ta'minlangan hisoblanadi. Aks holda element ko'ndalang kesim o'lchamlari oshiriladi.

Yukorida keltirilgan $\xi \leq \xi_R$ shart bajarilmaganda element yuk ko'tarish qobiliyati quyidagi shartdan tekshiriladi:

$$N \times e \leq \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A_s' (h_0 - a').$$

bu yerda $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R)$.



Блок-схемa №10. Арматура билан симетрик ravishda jihozlangan siqiladigan elementlar uchun armatura kesim yuzalarini hisoblash

Mavzu bo'yicha misollar

1-masala

Berilgan:

Nomarkaziy siqiluvchi element kesimlari: $h=60$ cm, $b=30$ cm; hisobiy uzunligi $l_0=9$ m; beton klassi B20; $R_b=11,5$ MPa; elastiklik moduli $E_b=24\,000$ MPa; armatura klassi A-III; $R_s=365$ MPa; $E_s=200\,000$ MPa; Hisobiy bo'ylama kuch va eguvchi moment: doimiy yuklamadan $N_p=400\,000$ N; $M_p=150\,000$ N·m; uzoq muddatli yuklamadan $N_{dl}=200\,000$ N; $M_{dl}=100\,000$ N·m; qisqa muddatli yuklamadan $N_k=150\,000$ N; $M_k=50\,000$ N·m;

Armatura ko'ndalang kesim yuzasi A_s va A'_s aniqlansin.

Yechish:

$$1. \text{ Ekssentrisitetni aniqlaymiz: } e_{op} = \frac{M}{N} = \frac{300000 \cdot 100}{750000} = \frac{3000}{75} = 40 \text{ cm}$$

$$2. \quad \text{Tasodifiy ekscentrisitet: } e_a = \frac{h}{30} = \frac{60}{30} = 2 \text{ cm} \quad \text{yoki}$$

$$e_a = \frac{l_0}{600} = \frac{900}{600} = 1,5 \text{ cm}$$

Katta qiymatni qabul qilamiz: $e_a = 2$ sm.

$$3. \text{ Elementning egiluvchanligi: } \lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{900}{60} = 15$$

Elementning egiluvchanligi $20 > \lambda = 15 > 10$ oralig'ida, shunday qilib bo'ylama egilish va uzoq muddatli yuklamani hisobga olib aniqlaymiz. $\lambda \leq 20$ bo'lganda taxminan olinishi mumkin, armaturalash koeffitsienti μ ning qiymatini quyidagicha ya'ni $\mu = 0,01$ deb olamiz. (4-ilova)

$$4. \quad \text{Umumiy ekscentrisitet } e_o \text{ ni hisoblaymiz: } e_o = e_a + e_{op} = 2 + 40 = 42 \text{ cm; } e = e_o + 0,5(h_o - a) = 42 + 0,5 \cdot (56 - 4) = 68 \text{ cm.}$$

5. φ_l koeffitsientini aniqlaymiz, chegaraviy holat bo'yicha element mustahkamligiga uzoq muddatli yuklamaning ta'sirini hisobga olib. Og'ir beton uchun $\beta = 1$ bo'lganda:

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l}{M} = 1 + 1 \cdot \frac{(150000 + 100000 + 50000)}{(150000 + 100000)} = 1 + 1,2 = 2,2$$

6. $\delta = e_o / h = 42 / 60 = 0,7$ ni topamiz va quyidagini hisoblaymiz.

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01(l_0 / h) - 0,01R_b = 0,5 - 0,01 \cdot (900 / 60) - 0,01 \cdot 11,5 = 0,24$$

7.

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \nu I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 24000 \cdot 100}{900^2} \left[\frac{540000}{2,20} \cdot \frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1 \right] +$$

$$+ \frac{200000}{24000} \cdot (30-4)^2 \cdot 0,01 \cdot 30 \cdot 60 \Big] = 18,96 \cdot (58909 + 101400) = 3039460H$$

8. Bo'ylama egilish koeffitsienti η ni aniqlaymiz:

$$\eta = \frac{I}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{I}{1 - \frac{400000 + 200000 + 150000}{3039460}} = 1,328$$

9. Nomarkaziy siqilish va bo'ylama egilishni hisobga olib ekssentrisitetni aniqlaymiz: $e_o \eta = 42 \cdot 1,328 = 55,8 \text{ cm} > 0,3 h_o = 0,3 \cdot 56 = 16,8 \text{ cm}$.

10. Ekssentrisitet e ni aniqlaymiz:

$$e = e_o \eta + e_y = 42 \cdot 1,328 + 0,5 \cdot (56 - 4) = 81,8 \text{ cm}$$

11. Talab qilingan armatura ko'ndalang kesim yuzasi:

$$\begin{aligned} A'_s &= \frac{N_e - 0,4 R_b b h_o^2}{R_{s,c} (h_o - a')} = \frac{750000 \cdot 81,8 - 0,4 \cdot 11,5 \cdot 100 \cdot 30 \cdot 56^2}{365 \cdot 100 \cdot (56 - 4)} \\ &= \frac{61350000 - 43276800}{365 \cdot 100 \cdot 52} = 9,52 \text{ cm}^2 \mu \\ &= (9,52 / 30 \cdot 56) \cdot 100\% = 0,567\% > \mu_{\min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{R_b}{R_s} b \xi h_o + \frac{R_{s,c} A'_s}{R_s} - \frac{N}{R_s} \\ &= \frac{11,5 \cdot 100}{365 \cdot 100} \cdot 30 \cdot 0,55 \cdot 56 + 9,52 - \frac{750000}{365 \cdot 100} = \\ &= 29,1 + 9,52 - 20,55 = 18,07 \text{ cm}^2; \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} \cdot 100\% = \frac{18,07 + 9,52}{30 \cdot 60} \cdot 100\% = 1,53\%;$$

Siqiluvchi 4Ø8 A-III ($A'_s = 10,17 \text{ sm}^2$) va cho'ziluvchi 4Ø25 A-III ($A_s = 19,64 \text{ sm}^2$) bo'lgan armaturalarni qabul qilamiz.

Masala 2. Nomarkaziy siqilgan elementning A_s va A'_s armaturalarining kesim yuzasi aniqlansin

Berilgan: Ko'ndalang kesim yuzasi $v \times h = 30 \times 60 \text{ sm}$; hisobiy uzunligi $\ell_o = 9,0 \text{ m}$; beton sinfi V20 ($R_v = 11,5 \text{ MPa}$, $Y_{e_v} = 24000 \text{ MPa}$); armatura sinfi A-III ($R_s = R_{s,c} = 365 \text{ MPa}$, $Y_{e_s} = 200000 \text{ MPa}$), $\mu = 0,11$

Hisobiy bo'ylama kuch va eguvchi momentlar: doimiy yukdan $N_p = 400 \text{ kN}$; $M_n = 150 \text{ kN} \cdot \text{m}$; uzoq muddatli yukdan $N_e = 200 \text{ kN}$; $M_e = 100 \text{ kN} \cdot \text{m}$; qisqa muddatli yukdan $N_{sh} = 150 \text{ kN}$; $M_{sh} = 50 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Yechish. Ishchi balandlik $h_o = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ sm}$.

Bu yerda $a = a' = 4 \text{ sm}$ ekssentrisitetni aniqlaymiz.

$$e_{0p} = \frac{M}{N} = \frac{(150 + 100 + 50)}{(400 + 200 + 150)} = \frac{300}{750} = 0,4M = 40\text{cm}.$$

U holda tasodifiy eksentrisitet

$$e_a = h/30 = 60/30 = 2\text{ cm yoki } e_a = l_0/600 = 900/600 = 1,5\text{ sm;}$$

katta qiymatini qabul qilamiz $e_a = 2\text{ sm}.$

$$\text{Elementning egiluvchanligi } \lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{900}{60} = 15;$$

$$\alpha_i = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} = 0,01 \frac{365}{11,5 \cdot 1,1} = 0,289; i = 0,289 \cdot 60 = 17,34\text{ sm; } \mu = 0,01;$$

Umumiy eksentrisitet $ye_0 = e_a + ye_{or} = 2 + 40 = 42\text{ sm, u holda}$

$$e = e_0 + 0,5(h_0 - a) = 42 + 0,5(56 - 4) = 68\text{ sm;}$$

Elementning chegaraviy holatida uzoq muddatli yukni uning mustahkamligiga ta'sirini hisobga oluvchi koeffitsient, $\beta = 1$ (og'ir betonlar uchun) bo'lganda

$$\phi_l = 1 + \beta(M_l/M) = 1 + 1 \frac{(150 + 100 + 50)}{(150 + 100)} = 1 + 1,2 = 2,2;$$

koeffitsient $\delta_e = e_0/h = 42/60 = 0,7$, bundan

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01(l_0/h) - 0,01R_v = 0,5 - 0,01(900/60) - 0,01 \cdot 11,5 = 0,24 < \delta_e = 0,7,$$

qabul qilamiz $\delta = 0,7$. U holda

$$J_e = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \cdot 60^3}{12} = 540000\text{cm}^4;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_a} = \frac{200000}{24000} = 8,34.$$

U holda kritik kuch

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_a}{l_0^2} \left[J_e \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha \cdot J_s \right] = \frac{6,4 \cdot 24000 \cdot (100)}{900^2} \times$$

$$\times \left[\frac{540000}{2,2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1 \right) + 8,34(30 - 4)^2 \cdot 0,01 \cdot 30 \cdot 60 \right] = 3027356H$$

$$> N = 750000H.$$

$$\text{Bu yerda } J_s = \mu b h \left(\frac{h - a - a^1}{2} \right)^2$$

$$\text{Bo'ylama egilish koeffitsienti } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{750000}{3027356}} = 1,328.$$

Bo'ylama egilishni hisobga olgan holda, eksentrisitet:

$$e_0 \eta = 42 \cdot 1,328 = 55,8\text{ sm} > 0,3h_0 = 0,3 \cdot 56 = 16,8\text{ cm,}$$

demak, element birinchi hisobiy holat bo'yicha hisoblanadi.

$$\text{Eksentrisitet } e = e_0 \eta + 0,5(h_0 - a^1) = 42 \cdot 1,328 + 0,5(56 - 4) = 81,8\text{ sm;}$$

$$\omega = 0,85 - 0,01 \cdot R_b = 0,85 - 0,01 \cdot 11,5 = 0,735;$$

$$\sigma_{sR}=R_s=365 \text{ MPa}; \quad \sigma_{sc,u}=400 \text{ MPa};$$

$$\zeta_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,735}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,735}{1,1}\right)} = 0,768;$$

$$\alpha_R = \zeta_R \left(1 - \frac{\zeta_R}{2}\right) = 0,768(1 - 0,5 \cdot 0,768) = 0,473$$

Siqiluvchi armaturaning talab etilgan yuzasi quyidagicha aniqlanadi.

$$A_s' = \frac{Ne - \alpha_R R_s e h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{750 \cdot 10^3 \cdot 81,8 - 0,473 \cdot 11,5 \cdot (100) \cdot 30 \cdot 56^2}{365 \cdot (10^2)(56 - 4)} = 5,36 \text{ cm}^2;$$

$$\mu = \frac{5,36}{30 \cdot 56} \cdot 100\% = 0,319\% > \mu_{\min}$$

Cho'ziluvchi armaturaning talab etilgan yuzasi

$$A_s = \frac{R_s \cdot \zeta_R \cdot e h_0}{R_s} + \frac{R_{sc} A_s'}{R_s} - \frac{N}{R_s} = \frac{11,5 \cdot (100) \cdot 0,768 \cdot 30 \cdot 56}{365 \cdot (100)} + \frac{365 \cdot 5,36}{365 \cdot (100)} - \frac{750 \cdot 10^3}{365 \cdot (100)} = 40,65 + 5,36 - 20,55 = 25,46 \text{ cm}^2;$$

$$\mu = [(A_s + A_s') / e h] \cdot 100\% = [(25,46 + 5,36) / 30 \cdot 60] \cdot 100\% = 1,7\%$$

umumiy armaturalash foizi $\mu\%$ birinchi interval uchun qabul qilingan armaturalash foiziga mos keladi.

Shunday qilib, siqiluvchi armaturani 4 $\varnothing 14$, A-III, $A_s^1=6,15 \text{ sm}^2$, cho'ziluvchi armaturani 4 $\varnothing 32$, A-III, $A_s=32,17 \text{ sm}^2$ deb qabul qilamiz.

Masala 3 Simmetrik armaturalangan nomarkaziy siqilishga ishlovchi element uchun bo'ylama armaturalar kesim yuzasi aniqlansi $A_s = ?$; $A_s^1 = ?$

Berilgan: Bunda uzoq muddatli yuk $N_l=700 \text{ kN}$; qisqa vaqtli yuk $N_{sh}=300 \text{ kN}$; eksentrisitetlar $e_0=5 \text{ sm}$; $e_{01}=e_a=h/30=1,3 \text{ sm}$; $b=h=40 \text{ sm}$; hisobiy uzunlik $\ell_0=3,2 \text{ m}$, og'ir beton sinfi B15 ($R_b=\gamma_{b2} \cdot R_b=1,8,5=8,5 \text{ MPa}$; $E_b=23000 \text{ MPa}$); armatura sinfi A-II ($R_s=R_{sc}=280 \text{ MPa}$; $E_s=210000 \text{ MPa}$).

Yechish. Agar $a=a^1=4 \text{ sm}$ desak, u holda $h_0=h_0^1=40-4=36 \text{ cm}$; va

$$Z_s=h-a-a^1=40-4-4=32 \text{ cm} \text{ teng } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{0,23 \cdot 10^5} = 9,13.$$

Elementning kesim yuzasini inersiya momenti

$$J_e = \frac{e h^3}{12} = \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 213333 \text{ cm}^4;$$

$$e_1=e_0+0,5 h-a=5+0,5 \cdot 40-4=21 \text{ sm}=0,21 \text{ m};$$

$$e_{11}=e_{01}+0,5 h-a=1,3+0,5 \cdot 40-4=17,3 \text{ cm}=0,173 \text{ m};$$

$$\text{To'liq bo'ylama kuch } N = N_f + N_{sh} = 700 + 300 = 1000 \text{ kN};$$

$$M = N \cdot e_1 = 1000 \cdot 0,21 = 210 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$M_e = N_e \cdot e_{11} = 700 \cdot 0,173 = 121,1 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Koeffitsient

$$\phi_e = 1 + \beta \cdot \frac{M_e}{M} = 1 + 1 \cdot \frac{121,1}{210} = 1,58 < 1 + \beta = 1 + 1 = 2;$$

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \cdot l_0 / h = 0,01 \quad R_v = 0,5 - 0,01 \cdot 3,2 / 0,4 = 0,01 \cdot 8,5 = 0,335;$$

$$\delta = y e_0 / h = 5 / 40 = 0,125 < \delta_{\min} = 0,335,$$

qabul qilamiz $\delta = 0,335$;

$$\text{u holda } i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11,56; \quad \ell_0 / i = 320 / 11,56 = 27,68.$$

$$\mu_{\min} = 0,1\% \text{ deb olamiz, u holda } A_{s,\min} = \mu_{\min} \cdot v h_0 = 0,001 \cdot 40 \cdot 36 = 1,44 \text{ sm}^2.$$

Faraz qilamiz, har bir tomonga 3 $\varnothing 14$, A-II sinfli armaturadan qo'yilgan deb ($A_s = A_s^1 = 4,62 \text{ sm}^2$), u holda $J_s = 2 \cdot A_s \cdot (0,5h - a)^2 = 2 \cdot 4,62 (0,5 \cdot 40 - 4)^2 = 2365 \text{ cm}^4$,

Kritik kuch

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_s}{\ell_0^2} \left[\frac{J_s}{\phi_e \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \alpha \cdot J_s} \right] \\ = \frac{6,4 \cdot 23000}{320^2} \left[\frac{213333}{1,58 \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,335} + 0,1 \right) + 9,13 \cdot 2365} \right] \times$$

$$\times (100) = 8012000H = 8012 \text{ kH} > N = 1000 \text{ kH}.$$

Bo'ylama egilish koeffitsienti

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1000}{8012}} = 1,143;$$

$$y_e = y e_0 \cdot \eta = 0,5h - a = 5 \cdot 1,143 = 0,5 \cdot 40 - 4 = 21,7 \text{ sm};$$

$$y_e^1 = y e_a - 0,5h - a^1 = 1,3 \cdot 1,143 - 0,5 \cdot 40 - 4 = -14,5 \text{ sm};$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 8,5 = 0,782;$$

$$\sigma_{sR} = 280 \text{ MPa}; \quad \sigma_{sc,u} = 400 \text{ MPa};$$

$$\zeta_R = \frac{\omega}{1 - \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,782}{1 - \frac{280}{400} \left(1 - \frac{0,782}{1,1} \right)} = 0,65;$$

$$\alpha_R = 0,65 (1 - 0,5 \cdot 0,65) = 0,439,$$

bundan $y e_0 \cdot \eta = 5 \cdot 1,143 = 5,7 < 0,3 \cdot h = 0,3 \cdot 40 = 12 \text{ sm}$ bo'lganligidan

$$A_s = A_s^1 = \frac{N \cdot e - \alpha_R \cdot R_s \cdot \omega_0^2}{R_s \cdot (h_0 - a)} = \frac{1000 \cdot (100) \cdot 21,7 - 0,439 \cdot 8,5 \cdot 36^2 \cdot 40 \cdot (100)}{280 \cdot 36 - 4 \cdot (100)} = 2,63 \text{ cm}^2.$$

Har ikkala tomonga ham $2 \varnothing 14 \text{ A-II}$, $A_s = A_s^1 = 3,08 \text{ sm}^2$ armatura qabul qilamiz. Demak, hisoblangan va qabul qilingan armaturalar yuzasi bir-biridan katta farq qilmaydi.

4.4. Markaziy cho'ziluvchi elementlar turlari va ularning qo'llanishi.

Markaziy cho'ziluvchi elementlar deb, shunday konstruksiyalarga aytiladiki, ularda tashqi yuklar ta'siridan ko'ndalang kesim yuzasi bo'yicha teng taqsimlangan kuchlanish sodir bo'ladi.

Markaziy cho'ziluvchi elementlarga arka tortqilari, planda aylana shaklidagi rezervuarlar, bunkerlar, siloslar, bosim ostida ishlaydigan trubalar devorlari va boshqalar kiradi. Markaziy cho'ziluvchi elementlar alohida sterjenlar yoki payvandlangan sinchlar bilan armaturalanadi. Bunda ishchi armatura element ko'ndalang kesimi bo'yicha tekis joylashtiriladi. Sirti katta bo'lgan cho'ziladigan elementlarni (silindr rezervuar devorlari) armaturalash uchun payvandlangan to'rlardan foydalaniladi va konstruksiya sirtiga yaqin joylashtiriladi. Bunda himoya beton qatlami qalinligi mumkin darajada kam qabul qilinishi shart. Markaziy cho'ziluvchi elementlarda bo'ylama armaturalar cho'zuvchi kuch N ni qabul qilish uchun mo'ljallanadi. Cho'ziladigan sterjenli elementlar o'ndalang kesim to'g'riburchakli, qo'shtavrli, halqa va boshqa shakllarda bo'lishi mumkin.

Tayyorlash texnologiyasining qulayligi va ekspluatatsiya qilish afzalligiga ko'ra kesimi to'g'ri burchakli konstruksiyalar boshqa shakllarga ko'ra ko'proq qo'llaniladi.

Cho'ziladigan elementlarni armaturalash siqilgan elementlar kabi bajariladi. Bo'ylama ishchi armaturalar element ko'ndalang kesim yuzasi bo'yicha teng taqsimlanadi. Cho'ziladigan elementlar payvandlangan yoki bog'lanib tayyorlanadigan sinchlar bilan armaturalanadi. Cho'ziladigan elementlarda imkoni boricha sterjenli armaturalarning yaxlit bo'lishiga harakat qilish tavsiya etiladi. Zarurat bo'lgan hollarda sterjenlar payvandlanib ulanadi. Faqat plita shaklidagi elementlarda, aylana rezervuarlar devorlarida, trubalar, bunkerlar, siloslar devorlarida armaturani payvandsiz ulash ruxsat etiladi. Bunda ulanish choklari element eni yoki uzunligi bo'yicha shaxmat tartibida joylashtirilishi tavsiya etiladi. Bir kesimda ulanadigan sirti tekis bo'lgan sterjenlar kesim yuzasi umumiy yuzaning 25% dan ortiq bo'lmasligi kerak. Bir kesimda ulanadigan sirti davriy profilga ega bo'lgan sterjenlar kesim

yuzasi umumiy yuzaning 50% dan ortiq bo'lmashligi shart. Ko'ndalang armatura (xomut) konstruktiv tartibda o'rnatiladi va u xamma bo'ylama armaturani qamrab olishi kerak.

Xomutlar oralig'i element kesimi eng kichik o'lchamining ikkilanganidan ortiq qabul qilinmaydi.

Cho'ziluvchi elementlar uchun beton sinfi armaturalanishiga bog'liq holda belgilanadi. Asosan, sinflari: B15...B22,5 betonlar qabul qilinadi. Katta oraliqli fermalar uchun beton sinfi B30 dan past bo'lmashligi, bosim ostida ishlaydigan trubalari va silindr rezervuarlar uchun beton sinfi B20 dan past bo'lmashligi kerak.

4.5. Markaziy cho'zilgan elementlarning kuchlanganlik holati

Tashqi yuklar bilan yuklanmagan temirbeton elementlarda ham atrof muhit harorati va namligi ta'sirida ichki zo'riqishlar, ya'ni armaturada siqu chi, betonda esa cho'zuvchi kuchlanishlar sodir bo'ladi. Bo'ylama armaturaning ma'lum bir miqdorida bu kuchlanishlar elementlarda yoriqlar paydo bo'lishiga olib keladi. Bu holat elementlarni chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblashda e'tiborga olinadi. Tashqi yuklar ta'siridan cho'ziladigan elementlarda kuchlanish holatining uch bosqichi uchraydi.

I bosqich elementda yoriqlar paydo bo'lmaganligi bilan xarakterlanadi. Bunda tashqi yuklar ta'siridan beton va armatura birga deformatsiyalanadi, ya'ni $\varepsilon_s = \varepsilon_{bt}$.

Bosqichning oxirida betondagi cho'zuvchi kuchlanish betonning cho'zilishdagi chegaraviy qarshiligi R_{bt} ga yaqinlashadi. Armatura va betonning birgalikda deformatsiyalanishi ($\varepsilon_s = \varepsilon_{bt}$) shartidan

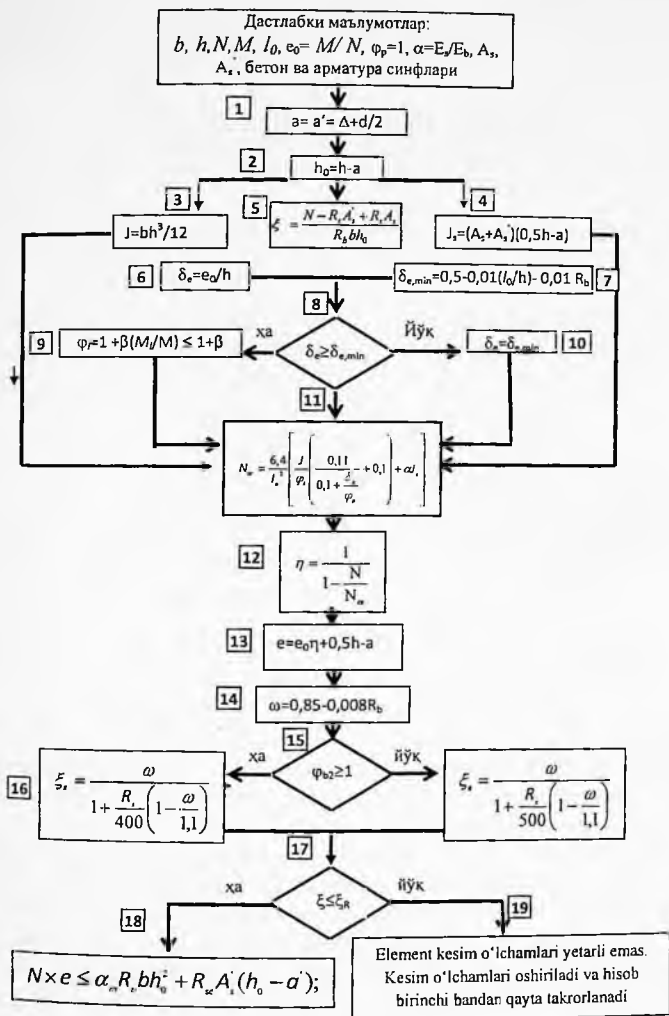
$$\varepsilon_s = \sigma_s / Y e_s \text{ va } \varepsilon_{bt} = \sigma_{bt} / (v Y e_{bt}) \quad (5.17)$$

qabul qilib cho'zilgan armaturadagi kuchlanishni aniqlaymiz:

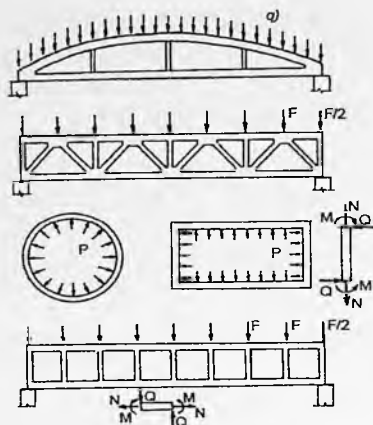
$$\sigma_s = 2\alpha \sigma_{bt}. \quad (5.18)$$

Bu yerda, $\alpha = E_s / E_b$, $v = 0,5$. Element cho'zilgan zonasida yoriqlar paydo bo'lish chegarasida armaturagi kuchlanish taxminan $\sigma_s \approx 30 \text{ MPa}$ ga teng bo'ladi.

I bosqich cho'ziladigan elementlarni yoriqbardoshlik bo'yicha hisoblashga asos qilib olinadi.



Блок-схема № 11. Сиқиладиган элементлар yuk ko'tarish qobiliyatini hisoblash.



4.7 - rasm. Cho'ziladigan elementlarga misollar:

a, b va v- markaziy cho'ziladigan elementlar (arkalarning pastki tortqilari; hovonli fermalarning pastki tasmaslari va bazi bir hovonlari; silindr shaklidagi rezervuar devorlari); *gva d- nomarkaziy cho'ziladigan elementlar* (planda to'g'ri to'rtburchak shaklidagi rezervuarlar devorlari; d- hovonsiz fermalarning plastik tasmasi).

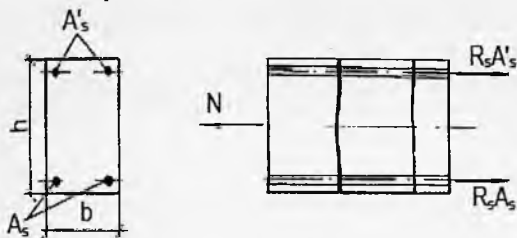
II bosqich element cho'zilgan zonasida yoriqlarning paydo bo'lishi bilan xarakterlanadi. Betonda element bo'ylama o'qiga ko'ndalang yoriqlar paydo bo'ladi, ular elementni uzunligi bo'yicha qismlarga ajratadi (4.8, *a* – rasm). Elementning yoriqlar paydo bo'lgan uchastkasida armatura va betondagi deformatsiya va kuchlanishlar notekis taqsimlanadi. Yoriqlar paydo bo'lgan kesimlarda armaturadagi deformatsiya va kuchlanishlar eng katta qiymatlariga erishadi, betonda esa nolga teng bo'ladi. Yoriqlardan uzoqlashgan sari armaturadagi deformatsiya va kuchlanishlar kamayib boradi, betonda esa, aksincha, ko'payib boradi. Bunga sabab armatura bilan beton orasida urinma kuchlanishlarning paydo bo'lishi hisoblanadi.

Cho'ziladigan armaturadagi o'rtacha kuchlanish miqdori σ_{sm} quyidagi ifodadan aniqlanadi:

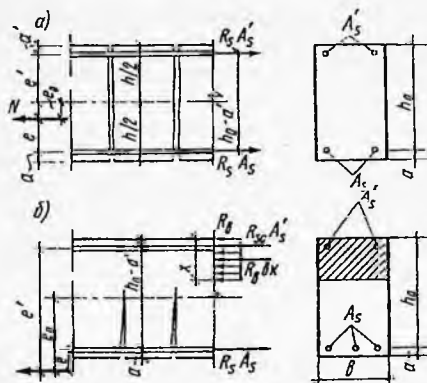
$$\sigma_{sm} = \psi_s \sigma_s, \quad (5.19)$$

bu yerda, ψ_s – armaturaning yoriqlar orasidagi notekis deformatsiyalanishini e'tiborga oladigan koeffitsient.

II bosqich cho‘zilgan elementlarda yoriqlarning ochilish kengligini hisoblash uchun asos qilib olinadi.



4.8–rasm. Markaziy cho‘zilgan elementlar kesimdagi hisobiy kuchlanish sxemasi



4.9–rasm. Nomarkaziy cho‘ziladigan elementlar kesimdagi kuchlanish sxemasi

III bosqich element yuk ko‘tarish qobiliyatining yo‘qolishi bilan xarakterlanadi (4.9-rasm). Bunda tashqi yuk ta’siridan cho‘zilgan armaturadagi kuchlanishlar miqdori fizikaviy oquvchanlik yoki shartli oquvchanlik chegarasiga yetadi.

4.6. Markaziy va nomarkaziy cho‘ziladigan elementlar mustahkamligini hisoblash

Markaziy cho‘ziladigan elementlarning mustahkamligi tashqi kuch ta’siridan vujudga keladigan kuchlanish holatining III bosqichi bo‘yicha

hisoblanadi. Bunda mustahkamlik cho'zilgan armaturadagi kuchlanishlarning fizik, shartli oqish chegaralariga yoki vaqtinchalik qarshiligiga yetishi bilan ifodalanadi. Mustahkamlikka beton ta'sir ko'rsatmaydi.

Yuqorida keltirilgan mulohazalarga asoslangan holda marqaziy cho'ziladigan elementlarning mustahkamligi quyidagi shart bo'yicha tekshiriladi

$$N \leq \varphi_{s6} R_s A_s + R_s A_s, \quad (5.20)$$

bu yerda φ_{s6} – yuqori mustahkamli armaturaning shartli oquvchanlik chegarasidan yuqori bo'lgan kuchlanishda ishini hisobga oluvchi koeffitsient. Armaturasi oldindan taranglashtirilmaydigan armaturalar uchun $\varphi_{s6}=1$.

Nomarkaziy cho'ziladigan elementlar. Ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rt burchak bo'lgan nomarkaziy cho'ziladigan elementlarda tashqi cho'zuvchi N kuchning element kesimda joylashishiga qarab 2 holi uchraydi. 1 holda bo'ylama ta'sir qilayotgan N kuch A_s va A_s armaturalar oralig'ida joylashgan bo'ladi (4.9, a – rasm). 2 xolda bo'ylama ta'sir qiluvchi N kuch armatura oralig'idan tashqarida joylashgan bo'ladi (4.9, b – rasm). Elementning 2-chi holda ishlashi egiladigan elementlar ishlashiga yaqin bo'ladi.

Nomarkaziy cho'ziladigan elementning 1 xoli bo'yicha mustahkamligi quyidagi shartlardan tekshiriladi:

$$N \times e \leq R_s A_s (h_s - a); \quad (5.21)$$

$$N \times e' \leq R_s A_s (h_s - a). \quad (5.22)$$

Nomarkaziy cho'ziladigan elementning 2 xoli bo'yicha mustahkamligi quyidagi shartlardan tekshiriladi:

$x \leq \xi_R h_0 = x_R$ bo'lganda, tashqi ta'sir qilayotgan kuch momenti va ichki cho'zilgan armaturaning og'irlik markaziga nisbatan olingan momentlarni taqqoslash orqali topiladi:

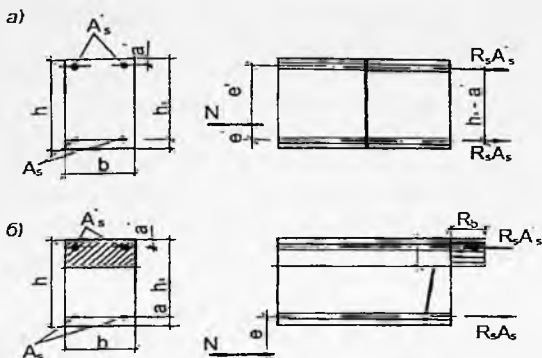
$$N e \leq R_s b \cdot x (h_s - 0,5x) + R_s A_s' (h_s - a') = M_s + M', \quad (5.23)$$

Siqilgan zona balandligi x quyidagi tenglik orqali topiladi

$$N + R_s b x + R_s A_s' - R_s A_s = 0. \quad (5.24)$$

$x > \xi_R h_0 = x_R$ bo'lganda, hisoblash formulalarida $x = \xi_R h_0 = x_R$ qabul qilinadi va siqiladigan armaturaning kesim yuzasi A_s' (5.15) ifodadan aniqlanadi:

$$A_s' = \frac{N \times e - \alpha_R R_s b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a)}. \quad (5.25)$$



4.10 - rasm. Nomarkaziy cho'ziladigan elementlarni hisoblash

Cho'ziladigan armaturaning kesim yuzasi A_s (5.16) ifodadan aniqlanadi:

$$A_s = -\frac{N}{R_s} + \frac{\xi R_s b h_0^2}{R_s} + A_s' \frac{R_s}{R_s}. \quad (5.26)$$

Agar siqiluvchan armatura hisob bo'yicha talab qilinmasa $A_s' = 0$ u holda siqiluvchan armatura miqdori konstruktiv talablar bo'yicha qabul qilinadi, ya'ni $A_s' = \mu_{min} b h_0$. U holda nisbiy moment koeffitsienti quyidagi formuladan hisoblanadi:

$$\alpha_m = \frac{N \times e - R_s A_s' (h_0 - a')}{R_s b h_0^2}. \quad (5.27)$$

α_m koeffitsientga mos bo'lgan koeffitsient $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$ formuladan hisoblanib cho'ziladigan armaturaning kesim yuzasi quyidagi formuladan hisoblanadi:

$$A_s = -\frac{N}{R_s} + \frac{\xi R_s b h_0^2}{R_s} + A_s' \frac{R_s}{R_s}. \quad (5.28)$$

Cho'zilishga ishlovchi elementlar

Markaziy cho'zilishga ishlovchi elementlarning mustahkamligi armaturalar oqish chegarasiga yoki mustahkamlik chegarasiga bog'liq bo'ladi. Chunki element buzilishidan oldin betondagi yoriqlar kesimning butun yuzasini kesib o'tadi.

Markaziy cho'zilgan elementlarni hisoblashda aksariyat xollarda ularni yuk ko'tarish qobiliyatini tekshirish yoki bo'ylama armaturalar (A_s va A_{sr}) kesim yuzasini aniqlash talab etiladi.

Nomarkaziy cho'zilishga ishlovchi elementlarni buzilishi eksentrisitetini miqdoriga bog'liq.

Agar tashqi kuch S va S^1 armaturalarning teng ta'sir etuvchilari oralig'iga qo'yilgan bo'lsa u holda element faqat cho'zilishga ishlaydi.

Agar tashqi kuch S va S^1 armaturalarning teng ta'sir etuvchilari qo'yilgan masofadan tashqarida bo'lsa, element mustahkamligi huddi egilishga ishlovchi elementlar kabi chegaraviy qarshiligiga va siqiluvchi zonadagi armatura va betonning chegaraviy qarshiligiga bog'liq bo'ladi.

Mavzu bo'yicha misollar

Masala 1. Cho'zilishga ishlovchi oldindan zo'riqtirilgan element uchun talab etilgan bo'ylama armaturalar yuzasi aniqlansin $A_s = ?$; $A_s^1 = ?$ va $A_{sp} = ?$; $A_{sp}^1 = ?$

Berilgan: Tashqi bo'ylama kuch $N=680$ kN; $M=12$ kN·m; kesim o'lchamlari

$b=h=24$ cm; og'ir beton sinfi B30 ($R_b=0,9 \cdot 17=15,3$ MPa); oldindan zo'riqtirilgan armatur sinfi B_p-II Ø 5 ($R_s=1055$ MPa), $A_{s,tot} = 2,225 \text{ cm}^2$ zo'riztirilmagan armatur sinfi A-III ($R_s=365$ MPa).

Echuv. Qabul qilamiz $a=a^1=3$ sm;

U holda $h_0=h-a=24-3=21$ cm; $Z_s=h-a-a^1=24-3-3=18$ sm;

eksentrisitet $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1200}{680} = 1,76 \text{ cm} < 0,5Z_s = 0,5 \cdot 18 = 9 \text{ cm}$, demak element kichik eksentrisitet bilan ishlaydi (u holda, ikkinchi hisobiy holat bo'yicha hisoblanadi).

$$e=0,5h-e_0-a=0,5 \cdot 24-1,76-3=7,24 \text{ cm};$$

$$e^1=e_0+0,5h-a=1,76+0,5 \cdot 24-3=10,76 \text{ cm};$$

$$A_{s,tot}^1 = \frac{N \cdot e}{\gamma_{se} R_{sz}} = \frac{680000 \cdot 7,24}{1,15 \cdot 1055 \cdot 18 \cdot (100)} = 2,25 \text{ cm}^2;$$

Elementning pastki qismidagi zo'riqtirilmaydigan armaturani 2 Ø 10 A-III $A_s^1=1,57 \text{ cm}^2$ deb qabul qilamiz. U holda zo'riqtiriladigan armatura yuzasi

$$A_{sp}^1 = \frac{\gamma_{se} R_{sp} A_{s,tot}^1 - R_s A_s^1}{\gamma_{se} R_{sp}} = \frac{1,15 \cdot 1055 \cdot 2,25 - 365 \cdot 1,57}{1,15 \cdot 1055} = 1,77 \text{ cm}^2,$$

qabul qilamiz 10 Ø 5 B_p-II, $A_{sp}^1=1,96 \text{ cm}^2$.

boshqa zonada esa,

$$A_{s,tot} = \frac{N \cdot e^1}{\gamma_{se} R_{sp} Z_s} = \frac{680000 \cdot 10,76}{1,15 \cdot 1055 \cdot 18 \cdot (100)} = 3,35 \text{ cm}^2$$

Elementlarning yuqori qismidagi zo'riqtirilmaydigan armaturani 2 $\emptyset 10$, A-III, $A_s=1,57 \text{ sm}^2$ deb qabul qilamiz. U holda zo'riqtirilgan armatura yuzasi

$$A_{sp} = \frac{\gamma_{s6} \cdot R_{sp} \cdot A_{s,old} - R_s \cdot A_s}{\gamma_{s6} \cdot R_{sp}} = \frac{1,15 \cdot 1055 \cdot 3,35 - 365 \cdot 1,57}{1,15 \cdot 1055} = 2,28 \text{ cm}^2 \quad \text{qabul qilamiz}$$

15 $\emptyset 5$ B_p-II, $A_{sp}=2,94 \text{ cm}^2$.

Demak, cho'zilishga ishlovchi oldindan zo'riqtirilgan element uchun: zo'riqtirilmagan armatura $A_s = A_s^1 = 1,57 \text{ cm}^2$ 2 $\emptyset 10$ A-III; zo'riqtirilgan armatura $A_{s,p} = 196 \text{ cm}^2$ 10 $\emptyset 5$ B_p-II ba $A_{s,p} = 2,9415 \emptyset 5$ B_p-II

Masala 2. Ko'p bo'shliqli plitaning solqiligi f tekshirilsin?

Berilgan: Doimiy va uzoq muddatli yuklardan hosil bo'lgan moment $M = 30500 \text{ Hm}$; $h = 22 \text{ cm}$; $a = 3 \text{ cm}$; $\ell = 6,4 \text{ m}$. Beton sinfi B30: $E_c = 33 \cdot 10^3 \text{ MПа}$; $A_s = 13,2 \text{ cm}^2 R_{ct,ser} = 1,8 \text{ MПа}$; armatura sinfi A-II $E_s = 21 \cdot 10^4 \text{ MПа}$. $\epsilon_f^1 = 117 \text{ cm}$; $\epsilon = 31,2 \text{ cm}$; $h_f^1 = 3,8 \text{ cm}$.
 $h_o = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ cm}$

Yechim. Quyidagi qiymatlarni aniqlaymiz.

$$\ell_o = \ell - a = 6,4 - 0,15 = 6,25 \text{ m};$$

$$\gamma = \gamma^1 = \frac{(\epsilon_f^1 - \epsilon) h_f^1}{\epsilon h_o} = \frac{(117 - 31,2) 3,8}{31,2 \cdot 19} = 0,55$$

$$\mu_\alpha = \frac{A_s E_s}{\epsilon h_o E_c} = \frac{13,2 \cdot 21 \cdot 10^4}{31,2 \cdot 19 \cdot 33 \cdot 10^3} = 0,144$$

Qabul qilamiz $\mu_\alpha = 0,15$ va armaturani A-II sinfi bo'yicha jadvaldan $\lambda_{lim} = 16$ ni olamiz.

Quyidagi shart tekshiriladi: $\ell/h_o \leq \lambda_{lim}$
 $\ell/h_o = 625/19 = 33 > \lambda_{lim} = 16$ shart bajariladi. Demak, solqilik hisoblanadi.

$$f_{max} = S \ell_o^2 / \eta_c = \frac{5}{48} 6,25^2 \frac{1}{\eta_c}$$

Bu yerda η_c - plitani o'rtasidagi egrilik

$$\eta_c = \frac{1}{E_s A_s h_o^2} \cdot \frac{M - K_{rad} \epsilon h R_{ct,ser}}{K_{ed}} = \frac{1}{21 \cdot 10^4 (100) 13,2 \cdot 19^2} \cdot \frac{3050000 - 0,2 \cdot 31,2 \cdot 22 \cdot 1,8 (100)}{0,38} = 6,5 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

Bu yerda, $K_{ed} = 0,38$ va $K_{rd} = 0,20$ koeffitsientlar jadvaldan ikki tavrli kesim uchun $\mu_a = 0,15$ va $\gamma = 0,55 \approx 0,6$ lar bo'yicha olinadi. Solqilik f ni topamiz. $f \left(\frac{5}{48} \right)^{2-5}_{lim_{max}}$ solqilik norma me'yorida.

Masala 3. Rigelni normal yoriq M_{schs} paydo bo'lishi aniqlansin?

Berilgan: $M = 171,5 kHm$; beton sinfi B30; kesim o'lchamlari $b \times h = 20 \times 50 cm$

Yechim. Quyidagi qiymatlarni aniqlaymiz $R_{ct,ser} = 1,8 MPa$;

$\gamma = 1,75$ - to'g'ri to'rt burchak kesimlar uchun elastik qarshilik momentni aniqlaymiz.

$W_{pl} = \gamma W_o = 1,75 \cdot 8333,3 = 14600 cm^3$ bu yerda $W_o = \frac{bh^2}{6} = 8333,3 cm^3$ quyidagi shart tekshiriladi $M \leq M_{cvc}$

$$M = 171,5 kHm > M_{cvc} = R_{ct,ser} W_{pl} = 1,8(100)14600 = 26,3 \cdot 10^5 Hcm \\ = 26,3 kHm$$

shart bajarilmadi. Demak, to'sinning o'rtasida yoriqlar paydo bo'ladi.

Masala 4. Rigelda doimiy va uzoq muddatli yuklar ta'sirida, yoriqlarning uzoq muddat ochilishi hisoblansin?

Berilgan: $[a_{cvc}] = 0,3 mm$; $M = 121000 Hm$

Armatura sinfi: $2\phi 22A-III$; $2\phi 25A-III$; $A_s = 7,6 + 9,82 = 17,4 cm^2$ kesimdagi siqiluvchi va cho'ziluvchi kuchlar orasidagi yelka $Z_1 = 38 cm$. $E_s = 20 \cdot 10^4 MPa$ kesim o'lchamlari $b \times h = 20 \times 50 cm$; $a = 6 cm$.

Yechim. Quyidagi qiymatlarni aniqlaymiz

$$h_o = h - a = 50 - 6 = 44 cm$$

$$a_{cvc} = \delta \phi_1 \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = 1 \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot \frac{183}{20 \cdot 10^4} 20(3,5 - 100 \cdot$$

$$0,02) \sqrt[3]{25} = 0,113 mm < [a_{cvc}] = 0,3 mm$$

$$\text{bu erda } \sigma_s = \frac{M}{A_s Z_1} = \frac{12100000}{17,4 \cdot 38} = 18300 Hcm^2 = 183 MPa$$

$$\phi_t = 1,6 - 15 A_s / b h_o = 1,6 - 15 \cdot 17,4 / 20 \cdot 40 = 1,3$$

$$\mu = \frac{A_s}{b h_o} = \frac{17,4}{20 \cdot 44} = 0,0197 < 0,02 \text{ qabul qilamiz } \delta - \text{egiluvchi}$$

elementlar uchun $= 1$,

η - davriy profilni sterjenlar uchun $= 1$

d - sterjenli armatura diametri

Nazorat savollari

1. Temirbeton ustunning armaturalanishini ko'rsating.
2. Ko'ndalang armaturalar nima uchun ishlatiladi? Ko'ndalang armaturalarning diametri va qadami (ular orasidagi masofa) qanday tayinlanadi?
3. Tasodifiy va hisobiy eksentrisitetlar qanday aniqlanadi?
4. Ustunning bo'ylama egilishi hisoblarda qanday e'tiborga olinadi?
5. Kuchlanish holatining III bosqichida ustun buzilishining ikki holi to'g'risida nimani bilasiz?
6. Tasodifiy eksentrisitet bilan siqiladigan elementlar uchun mustahkamlik shartini keltiring.
7. Nomarkaziy siqiladigan elementlarning birinchi holi uchun $\xi \leq \xi_R$ shart bajarilgandagi mustahkamlik shartini yozing.
8. Nomarkaziy siqiladigan elementlarning ikkinchi holi uchun $\xi > \xi_R$ bo'lganda mustahkamlik shartini yozing.
9. Nomarkaziy siqiladigan elementlarni armaturalash uchun talab etiladigan A_s va A_s' armaturalarining kesim yuzalarini aniqlash formulalarini yozing.
10. Cho'ziladigan elementlarga misollar keltiring.
11. Markaziy cho'ziladigan elementlar uchun mustahkamlik shartini yozing.
12. Nomarkaziy cho'ziladigan elementlarning ikki xoli haqida nima bilasiz?
13. Bo'ylama cho'zuvchi N kuch A_s va A_s' armaturalar orasida joylashganda element uchun mustahkamlik shartini yozing.
14. Bo'ylama cho'zuvchi N kuch A_s va A_s' armaturalar orasidan tashqarida joylashgan element uchun mustahkamlik shartini yozing.
15. Cho'ziladigan elementlar armaturalar bilan qanday jihozlanadi?

V-BOB. OLDINDAN ZO'RIQTIRILGAN ELEMENTLARNI HISOBLASH VA ULARNI LOYIHALASH PRINSIPLARI

5.1. Oldindan zo'riqtirishning mohiyati va zo'riqtirish usullari

Temir beton 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 bikrligini kamayishiga olib keladi va konstruksiya ekspluatatsiya qilish talablariga javob bermaydi.

Oddiy temirbeton elementlarda betonning cho'ziluvchanligi o'rta hisobda $\varepsilon_{bt,u} = 15 \times 10^{-5}$ ga teng. Armatura bilan betonning birgalikda ishlashini e'tiborga olib, elementda darz ketish holatida armaturadagi kuchlanishni aniqlashimiz mumkin: $\sigma_s = \varepsilon_{bt,u} \times E_s = 15 \times 10^{-5} \times 2 \times 10^5 = 30$ MPa. Demak, cho'zilgan armaturadagi kuchlanishning miqdori $\sigma_s = 30$ 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. Ekspluatatsiya 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 $a_{erc} \leq 0,3... 0,4$ mm. Oddiy temirbeton elementlarni jihozlash uchun yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan beton va armaturalar ishlatilganda, betonning cho'ziluvchanligi kam bo'lganligi sababli, yoriqlarning erta paydo bo'lishi natijasida yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan beton va armaturaning mustahkamliklaridan to'liq foydalanish imkoniyati bo'lmaydi. Natijada armaturaning ortiqcha xarajatiga yo'l qo'yiladi.

Yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan beton va 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 betonlarni samarali ravishda ishlatishning eng asosiy yo'li, bu temirbeton konstruksiyalarini tayyorlash jarayonida armaturani oldindan taranglashdan iborat. Bunday konstruksiyalar oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalar deb ataladi. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarda yoriqlarning paydo bo'lishi tashqi yuklarning katta qiymatlarida sodir bo'lib, ekspluatatsiya 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 oraliqlarida va hokazo) hamda uch yo'nalish bo'yicha (massiv konstruksiyalarda) taranglashtirilishi mumkin.

Temirbeton konstruksiyalarning takomillashtirishni ta'minlovchi omillardan biri - bu oldindan zo'riqtiriladigan konstruksiyalarni ishlab chiqarishga joriy qilishdan iboratdir. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarni qo'llashda yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan beton va armatura hisobiga beton hamda armatura sarfini kamaytirish mumkin. Shu bilan birga konstruksiyalarning darz ketishiga chidamliligi oshadi, salqiligi kamayadi. Ko'p marta qayta takrorlanadigan, ta'sir qiladigan yuklarga konstruksiyaning chidamliligi oshadi. Agressiv muhitda ishlaydigan konstruksiyalarning xizmat muddati uzayadi. Beton hajmining kamayishi hisobiga konstruksiyalarning xususiy og'irliklari kamayadi va temirbetonning qo'llanish sohasi kengayadi.

5.2. Temirbeton konstruksiyalarini oldindan zo'riqtirish usullari

Oldindan zo'riqtiriladigan temirbeton konstruksiyalari ikki usulda tayyorlanadi. Birinchisi – «tayanchlarga mahkamlab taranglash usuli» deb aytiladi. Ikkinchisi – «betonga mahkamlab taranglash usuli» deb aytiladi.

Tayanchlarga mahkamlab taranglashda armaturaning bir uchi qo'zg'almas tayanchga mahkamlanib, ikkinchi uchi ikkinchi qo'zg'almas tayanchdan o'tkazilib, domkrat yoki boshqa uskunalar yordamida ma'lum kuchlanish berib taranglashtiriladi va qo'zg'almas tayanchga mahkamlanadi (5.1 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.

Tayanchlarga mahkamlab taranglash usuli bilan kichik o'lchamdagi temirbeton konstruksiyalari (plita, to'sin, ferma va hokazolar) tayyorlanadi.

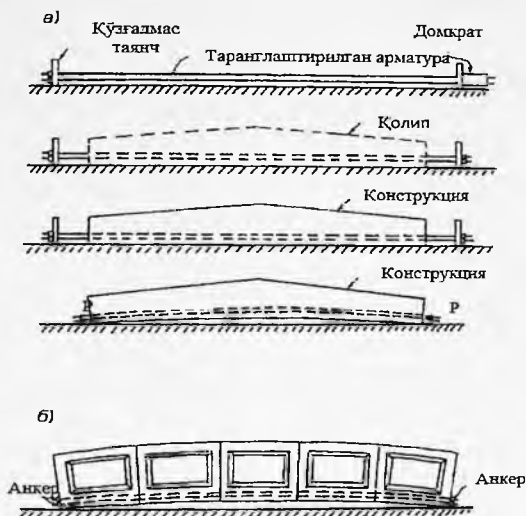
Betonga mahkamlab taranglashda taranglashtiriladigan armatura oldindan tayyorlangan beton yoki kam miqdorda armatura bilan jihozlangan temirbeton konstruksiyasining tanasida hosil qilingan kanallardan o'tkazilib, bir uchi bilan ankerlar yordamida betonga mahkamlanadi. Ikkinchi uchidan domkrat yoki boshqa uskunalar yordamida tortib, armaturaga ma'lum kuchlanish berib taranglashtiriladi va ikkinchi uchi ham betonga mahkamlanadi. Bunda, armaturani taranglash vaqtidagi konstruksiya betonining mustahkamligi beton sinfining yarmidan kam bo'lmasligi shart, ya'ni $R_{bp} \geq 0,5B$.

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

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)OS gacha qizdirish natijasida u uzayadi. Qizdirilgan armatura qolipga shunday joylashtirilishi kerakki, armatura uchidagi qalpoqchalar qolip tayanchidan tashqarida

joylashsin. Qizdirilgan armaturaning atmosfera sharoitida sovishi 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.



5.1-rasm. Oldindan zo'riqtiriladigan konstruksiyalarni tayyorlash: a) armaturasi tayanchlarga mahkamlanib, b) armaturasi betonga mahkamlanib taranglashtirilgan konstruksiyalar

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.

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

5.3. Taranglashtiriladigan armaturani betonga mahkamlash (ankerlash)

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 lp masofadan keyin qisuvchi kuchlanishlarning miqdori konstruksiya uzunligi bo'yicha o'zgarmas bo'ladi (5.2 rasm). Shuning uchun lp masofa zo'riqlashlarni uzatish zonasi deb aytiladi. Zo'riqlashlarni uzatish zonasida beton bilan armaturaning bog'lanishi yaxshi ta'minlanmagan yoki betonning mustahkamligi kam bo'lib, siquvchi zo'riqlash katta bo'lganda taranglashtirilgan armatura beton tanasidan sirpanib chiqib 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 (5.2, a rasm). Sinf B-II bo'lgan sirti tekis simlar bilan jihozlangan konstruksiyalarda esa, armatura betonga maxsus ankerlar bilan mahkamlanadi (5.3,a-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 armaturalarda anker sifatida gayka (5.3,b-rasm), armaturaning uchiga payvandlangan armatura parchalari (5.3, v-rasm) va shaybalar

(5.3, g-rasm) qo'llanilishi mumkin. Arqon va tutam shaklidagi armaturalarni taranglashtirishda stakan shaklidagi (5.4, a -rasm) va gilzali ankerlar (5.4, b -rasm) qo'llaniladi.

Taranglashtirilgan armaturalarni tayanchlardan bo'shatish jarayonida konstruksiyalarning tayanch zonalarida bo'ylama yoriqlarning 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 (5.4, v- rasm).

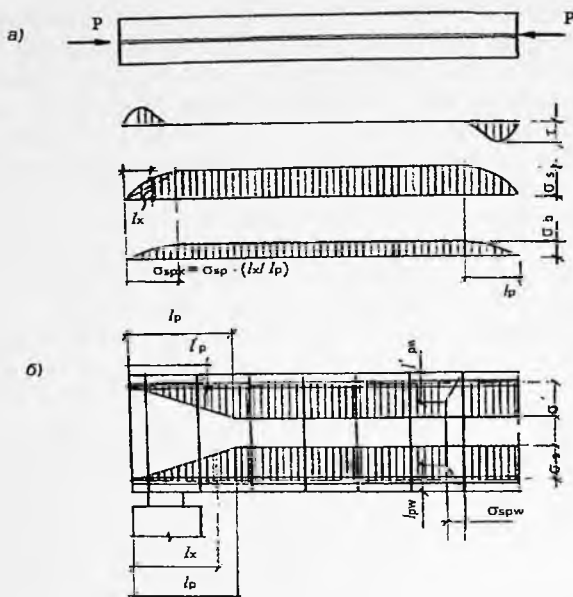
Kuchlanishlarni (zo'riqishlarni) armaturalardan betonga uzatish zonasining uzunligi l_p , quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$l_p = \left(\omega_p \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} + \Delta\lambda_p \right) \cdot d, \quad (5.1)$$

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 $\Delta\lambda_p$ koeffitsientlar, 5.1 jadvaldan olinadi.

Qovurg'ali sterjen shaklidagi armaturalar uchun uzatish zonasining uzunligi $l_p \geq 15 \cdot d$ dan kam qabul qilinmaydi. Mayda to'ldiruvchilardan tayyorlangan g'ovakli engil va maydadonali betonning B gruppasi uchun 5.1 jadvalda keltirilgan ω_p va $\Delta\lambda_p$ koeffitsientlarning qiymatlari 1,25 marta, sinflari B7,5...B12,5 bo'lgan engil betonlar uchun esa, 1,4 marta ko'paytiriladi. Taranglashtirilgan sterjen shaklidagi armaturalar tayanchlardan birdaniga bo'shatilganda, ω_p va $\Delta\lambda_p$ koeffitsientlarning qiymatlari 1,25 marta ko'paytiriladi.

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 zonolari mustahkamlik va darz ketishiga chidamlilik bo'yicha ekspluatatsiya qilish sharoitida ham hisoblanishi talab qilinadi.



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

5.1 jadval

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

5.4. Armaturalarni taranglashtirish jarayonida beriladigan dastlabki kuchlanishlar

Armaturalarni taranglashtirishda beriladigan dastlabki kuchlanishlarning miqdori po'latning turiga 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'lmasligi 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'yoriy va qoidalari armaturalarni taranglashtirishga 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;

$$\sigma_{sp} + r \leq R_{s,ser} \quad \text{va} \quad \sigma_{sp} - r \geq 0,3 \cdot R_{s,ser}. \quad (5.2)$$

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

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

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

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}. \quad (5.3)$$

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

$$\Delta\gamma_{\sigma} = 0,5 \frac{\rho}{\sigma_{sp}} \left(I + \frac{I}{\sqrt{n_p}} \right) \quad (5.4)$$

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 $\Delta\gamma_{\sigma} = 0$ qabul qilish ruxsat etiladi.

5.5. Oldindan taranglashtirilgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning yo'qolishi

Armaturalarni taranglashda unda hosil qilinadigan dastlabki σ_{sp} kuchlanishlar ma'lum bir omillar ta'siridan kamayadi, ya'ni kuchlanishlarning yo'qolishi ro'y beradi. Taranglashgan armaturadagi kuchlanishlarning yo'qolishi ikki guruhdan iborat bo'ladi. Armaturalari tayanchlarga mahkamlanib taranglashtirilgan elementlarda birinchi guruhga mansub bo'lgan quchlanishlar yo'qolishi $\sigma_{loss,I}$ taranglashgan armaturani tayachlardan bo'shatguncha sodir bo'ladi. Ikkinchi guruh kuchlanishlar yo'qolishi $\sigma_{loss,II}$ esa, taranglashgan armaturani tayanchlardan bo'shatgandan keyin sodir bo'ladi.

Armaturalari betonga mahkamlanib taranglashtirilgan elementlarda birinchi guruhga mansub bo'lgan quchlanishlar yo'qolishi $\sigma_{loss,I}$ armaturani taranglash jarayonida hosil bo'ladi. Ikkinchi guruh kuchlanishlar yo'qolishi

5.2 – jadval Oldindan taranglashtirilgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlarning yo'qolishini aniqlash («+» – hisobga olinadi «-» – hisobga olinmaydi)

Yo'qola digan kuchla- nishlar	Armaturani oldindan taranglashda beriladigan dastlabki kuchlanishning yo'qolishini keltirib chiqaradigan omillar	Armaturalarni taranglash usuliga bog'liq holda hisobga olinadigan kuchlanishlar yo'qolishi	
		tayanchga tortilganda	betonga tortilganda
A. Birinchi guruh yo'qolishlar $\sigma_{loss,I}$			

σ_1	Armaturadagi kuchlanishning relaksatsiyalanishidan	+	-
σ_2	Haroratlar farqi – taranglashtirilgan armatura harorati bilan tayanch harorati orasidagi farqdan	+	-
σ_3	Taranglashtiruvchi moslamada joylashgan ankerlar deformatsiyasidan	+	+
σ_4	Egri armaturaning kanal devorlariga yoki konstruksiya betoni sirtiga ishqalanishidan	-	+
σ_5	Konstruksiyani tayyorlash jarayonida po‘lat qoliplarning deformatsiyalanishidan	+	-
σ_6	Armaturalar tayanchlardan bo‘shatilganda betonning oniy qisilishdagi deformatsiyalanishidan (быстронапряжение)	+	-

B. Ikkinchi guruh yo‘qolishlar $\sigma_{loss,II}$

σ_7	Armaturadagi kuchlanishning relaksatsiyalanishidan	-	+
σ_8	Betonning kirishishidan	+	+
σ_9	Armaturalar tayanchlardan bo‘shatilgandan keyin betonning davomli qisilishdagi deformatsiyalanishidan (polzuchest)	+	+
σ_{10}	Armatura spiral shaklida o‘ralib taranglashtirilganda armatura ostidagi betonning ezilishidan	-	+
σ_{11}	Yig‘ma bloklardan iborat konstruksiya taranglashtiriladigan armatura bilan qisilganda ular orasidagi choklarning qisilishi deformatsiyadan	-	+

$\sigma_{loss,2}$ esa, taranglash jarayoni tugagandan keyin sodir bo‘ladi. Kuchlanishlar yo‘qolishini hisobga olish tartibi 5.2 – jadvalda keltirilgan.

Hammasi bo‘lib, 11 ta omil ta’siridan armaturada kuchlanishlarning yo‘qolishi sodir bo‘ladi (5.2–jadval).

Armatura tayanchga mahkamlanib taranglashtirilganda:

birinchi guruh bo‘yicha kuchlanishlar yo‘qolishining jami quyidagiga teng:

$$\sigma_{loss,I} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 ;$$

ikkinchi guruh bo‘yicha kuchlanishlar yo‘qolishining jami:

$$\sigma_{loss,II} = \sigma_8 + \sigma_9.$$

Armatura betonga mahkamlanib taranglashtirilganda:

$$\sigma_{loss,I} = \sigma_3 + \sigma_4 ;$$

$$\sigma_{loss,II} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}.$$

Kuchlanishlar yo'qolishining jami $\sigma_{loss} = \sigma_{loss,I} + \sigma_{loss,II}$ 100 MPa dan kam qabul qilinmaydi.

Yo'qoladigan kuchlanishlar miqdorlari quyida keltirilgan formulalardan hisoblanadi.

1. Armaturadagi kuchlanishning relaksatsiyalanishidan.

Armatura mexanik usulda tayanchlarga tortib taranglashtirilganda:

– simli armaturalar uchun:

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) 0,22. \quad (5.5)$$

(2.3) formulada qavs ichidagi qiymat manfiy bo'lsa, $\sigma_1 = 0$ qabul qilinadi.

– sterjenli armaturalar uchun:

$$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} - 20. \quad (5.6)$$

Elektrotermik va elektromexanik usulda taranglashtirilganda:

– simli armaturalar uchun:

$$\sigma_1 = 0,05 \sigma_{sp} ; \quad (5.7)$$

– sterjenli armaturalar uchun:

$$\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp}, \quad (5.8)$$

bu yerda, σ_{sp} – armaturani taranglash uchun beriladigan dastlabki kuchlanish.

2. Harorat farqidan yo'qolish σ_2 :

– sinflari B15–B40 bo'lgan beton uchun-

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t ; \quad (5.9)$$

– sinflari B45 va undan yuqori bo'lgan betonlar uchun-

$$\sigma_2 = 1,0 \Delta t, \quad (5.10)$$

bu yerda Δt – armatura va tayanchlar orasidagi harorat farqi (ushbu qiymat

berilmagan xolatlarda $\Delta t = 65$ oqabul qilinadi).

3. Taranlashtiruvchi moslamada joylashgan ankerlar deformatsiyasidan:

– armatura tayanchlarga mahkamlanib tortilganda-

$$\sigma_a = E_a \frac{\Delta l}{l} ; \quad (5.11)$$

– armatura betonga tortilganda-

$$\sigma_1 = E_s \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l}, \quad (5.12)$$

bu yerda, l – tortilayotgan armatura uzunligi, mm;

$\Delta l_1 = 1$ mm – beton va anker orasidagi shayba deformatsiyasi;

$\Delta l_2 = 1$ mm – stakan tipidagi anker deformatsiyasi.

4. Egri armaturaning kanal devorlariga yoki konstruksiya betoni sirtiga ishqalanishidan:

– armatura tayanchlarga mahkamlanib tortilganda:

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{\frac{x}{\omega}}} \right), \quad (5.13)$$

– armatura betonga tortilganda

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{\frac{\omega x + \theta}{\delta}}} \right), \quad (5.14)$$

bu yerda, e – natural logarifm asosi; x – taranglashtiruvchi uskunadan hisobiy kesimgacha bo'lgan masofa, m; θ – armatura o'qining buralish burchagi, rad; ω va δ koeffitsientlarning qiymatlari quyidagicha qabul qilinadi: $\omega = 0,0015 \dots 0,003$ va $\delta = 0,35 \div 0,65$.

5. Konstruksiyani tayyorlash jarayonida po'lat qoliplarning deformatsiyalanishidan

$$\sigma_5 = \eta_s \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (6.15)$$

bu yerda, $\eta = \frac{n-1}{2n}$ – armatura domkrat bilan tortilganda,

$\eta = \frac{n-1}{4n}$ – o'raydigan mashina bilan elektrotermomexanik usulda tortilganda; Δl – tayanchlarni bir – biriga yaqinlashishi, metall qolipni hisoblashdan aniqlanadi; n – sterjenlar soni.

6. Armaturalar tayanchlardan bo'shatilganda betonning oniy qisilishdagi deformatsiyalanishidan (быстронатекayoшaya polzuchest):

– beton tabiiy sharoitda qotganda:

$$\frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} \leq \alpha \text{ bo'lganda } \sigma_6 = 40 \left(\frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} \right); \quad (5.16)$$

$$1. \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} > \alpha \text{ bo'lganda } \sigma_6 = 40\alpha + 0,85\beta \left(\frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} - \alpha \right), \quad (5.17)$$

bu yerda α va β – koeffitsientlar quyidagicha qabul qilinadi: $\alpha = 0,25 + 0,025 \times R_{bp} \leq 0,8$; $\beta = 5,25 - 0,185 \times R_{bp}$ 2,5 dan ko'p va 1,1 dan kam qabul qilinmaydi; σ_{bp} – bo'ylama armaturalar og'irlik markazlari sathlarida $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ va σ_5 kuchlanishlar yo'qolishini hisobga olib aniqlanadigan betondagi qisuvchi kuchlanish.

Betonga issiqlik ta'sirida ishlov berilganda (5.16) va (5.17) formulalardan olinadigan natijalar 0,85 koeffitsientga ko'paytiriladi.

7. Armatura betonga tortib taranglashtirilganda kuchlanishlarning relaksatsiyalanishidan yo'qolishlar (5.3) va (5.4) formulalardan hisoblanadi.

8. Betonning kirishishidan. Beton kirishishidan kuchlanishlarning σ_8 yo'qolishi 6.5 - jadvalda keltirilgan.

9. Armaturalar tayanchlardan bo'shatilgandan keyin betonning davomli qisilishdagi deformatsiyalanishidan (polzuchest)

$$\frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} \leq 0,75 \quad \text{bo'lganda} \quad \sigma_y = 150 \alpha \left(\frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} \right); \quad (5.18)$$

$$\frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} > 0,75 \quad \text{bo'lganda} \quad \sigma_y = 300 \alpha \left(\frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} - 0,375 \right); \quad (5.19)$$

bu yerda σ_{bp} – bo'ylama armaturalar og'irlik markazlari sathlarida $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4, \sigma_5$ va σ_6 kuchlanishlar yo'qolishini hisobga olib aniqlanadigan betondagi qisuvchi kuchlanish; tabiiy sharoitda qotgan betonlar uchun $\alpha = 1,0$; atmosfera bosimi ostida issiqlik ta'sirida ishlov berilgan betonlar uchun $\alpha = 0,85$.

10. Armatura spiral shaklida o'ralib taranglashtirilganda armatura ostidagi betonning ezilishidan:

–konstruksiya diametri 3 m gacha bo'lganda:

$$\sigma_{10} = 70 - 0,22 \text{ dext}, \quad (5.20)$$

dext – konstruksiyaning tashqi diametri, sm.

11. Yig'ma bloklardan iborat konstruksiya taranglashtiriladigan armatura bilan qisilganda ular orasidagi choklarning qisilishi deformatsiyadan.

$$\sigma_{11} = E_s \frac{n \Delta l}{l} \quad (5.21)$$

bu yerda, n – choklar soni; Δ – chokning siqilish (chok beton bilan to'ldirilganda $\Delta l = 0,3$ mm, to'ldirilmaganda esa $\Delta l = 0,3$ mm)

5.3 jadval

Beton	Kuchlanishnining yo'qolishi, MPa		
	Beton tabiiy sharoitda qotganda	Betonga atmosfera bosimi ostida issiqlik ta'sirida ishlov berilganda	Qotish sharoitida n qat'iy nazar.
Og'ir beton sinflari:			

a) B 35 va undan past bo'lganda	40	35	30
b) B 40	50	40	35
v) B45 va undan yuqori bo'lganda	60	50	40
Yengil beton tarkibidagi mayda to'ldiruvchilar:			
zich bo'lganda	50	45	40
g'ovak bo'lganda	70	60	50
Mayda donali betonlar guruhi:			
A,	52	45,5	40
B,	60	52,5	50
V	40	35	40

5.4 – jadval . Armaturaning ishlash sharoiti koeffitsienti γ_s

Armaturaning ish sharoiti koeffitsientining kiritilishiga sabab bo'lgan omil	Armatura xarakteristikasi	Armatura sinfi	Armaturaning ishlash sharoiti koeffitsienti	
			shartli belgisi	miqdori
1. Armaturaning ko'ndalang kuchlar ta'siriga ishlashi	ko'ndalang	sinfidan kat'iy nazar	γ_{s1}	[1] adabiyotning 2.28 bandiga qarang
2. Ko'ndalang kuch ta'sirida ishlaydigan armaturada payvand birikma mavjud bo'lganda		A-III, BP-I	γ_{s2}	[1] adabiyotning 2.28 bandiga qarang
3. Ko'p marta qaytariladigan yuk	Bo'ylama va ko'ndalang	sinfidan kat'iy nazar	γ_{s3}	[1] adabiyotning 24 jadvaliga qarang
4. Ko'p marta qaytariladigan yuk ta'sirida payvandli birikmalar mavjud bo'lganda	Bo'ylama va ko'ndalang armaturalarda payvandli birikmalar mavjud bo'lganda	A-I, A-II, A-III, A-IV, A-V,	γ_{s4}	[1] adabiyotning 25 jadvaliga qarang
5. Ankersiz taranglashtiriladigan armatura uchun kuchlanishlarni uzatish zonasi va taranglashtirilmaydigan armaturani	Bo'ylama taranglashtiriladigan Bo'ylama taranglashtirilmaydigan	Sinfidan qat'iy nazar	γ_{s5}	l_x/l_p l_x/l_{an} l_x – kuchlanish uzatish zonasi boshidan qaytalayotgan

ankerlanish zonasi				kesimgacha bo'lgan masofa; lp, lan –mos ravishda kuchlanishlarni uzatish va armaturani ankerlanish zonalari.
6. Yuqori mustahkamli armaturaning shartli oquvchanlik chegarasidan yuqori bo'lgan kuchlanishlar ta'sirida ishlashi	Bo'ylama cho'zilgan	A–IV, A–V, A–VI, At–VII, B–II, BP–II, K–7 va K–19	γ_{s6}	[1] adabiyotning 3.13 bandiga qarang
7. Sinf V7,5 va undan past bo'lgan yengil betondan tayyorlangan elementlar	ko'ndalang	A–I, BP–I	γ_{s7}	0,8
8. Sinf V7,5 va undan past bo'lgan uyasimon (yacheistiy) betondan tayyorlangan elementlar	Bo'ylama siqilgan Ko'ndalang	Sinfidan qat'iy nazar Sinfidan qat'iy nazar	γ_{s8}	$\frac{190 + 40B}{R_{sc}} \leq 1,0$ $\frac{25B}{R_{sc}} \leq 1,0$
9. uyasimon betondan tayyorlangan elementlarda armaturaning himoya qatlami	Bo'ylama siqilgan	Sinfidan qat'iy nazar	γ_{s9}	[1] adabiyotning 26 jadvaliga qarang

5.6. Zo'riqtiruvchi kuch va uning ta'siridan betondagi kuchlanishlar

Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarda armaturalarni taranglashtirishdan hosil bo'ladigan oldindan zo'riqtiruvchi R kuch taranglashtirilgan va taranglashtirilmagan armaturalarda hosil bo'ladigan zo'riqlashlarning yig'indisiga teng bo'ladi (6.6 -rasm), ya'ni

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma_{sp}^* \cdot A_{sp}^* + \sigma_s \cdot A_s + \sigma_s^* \cdot A_s^*, \quad (5.22)$$

bu yerda σ_{sp} va taranglashtirilgan Asp va A'sp armaturalardagi dastlabki kuchlanishlar; σ_s va σ_s' taranglashtirilmagan As va A'sp armaturalardagi betonning cho'kishi 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

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} + \sigma_s A_s y_s - \sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{p}, \quad (5.23)$$

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 (5.6 rasm).

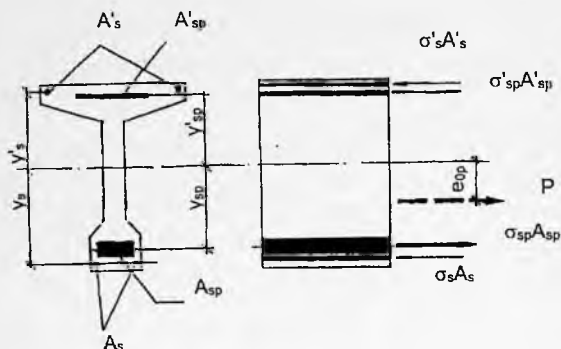
Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarni hisoblashda oldindan zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan beton va armaturada hosil bo'ladigan kuchlanishlarni topish talab qilinadi. Beton va armaturadagi kuchlanishlarni aniqlashda beton elastik holatda deformatsiyalanadi deb materiallar qarshiligining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

$$\sigma_b / E_b = \sigma_s / E_s. \quad (5.24)$$

Bu ifodadan armaturadagi kuchlanish quyidagiga teng bo'ladi

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_b} \sigma_b = \alpha \cdot \sigma_b. \quad (5.25)$$



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

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 koeffitsientga ko'paytiriladi.

Keltirilgan ko'ndalang kesim geometrik xarakteristikallari:
keltirilgan kesim yuzasi

$$A_{red} = A_b + \alpha(A_{sp} + A'_{sp} + A_s + A'_s); \quad (5.26)$$

keltirilgan kesim yuzasining cho'ziladigan qirrasiga nisbatan olingan statik momenti

$$S_{red} = S_b + \alpha[A_{sp} \cdot a_p + A'_{sp}(h_o - a'_{sp}) + A_s \cdot a_s + A'_s(h_o - a'_s)]; \quad (5.27)$$

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

$$y' = \frac{S_{red}}{A_{red}}; \quad (5.28)$$

siqiladigan qirrasigacha bo'lgan masofa

$$y' = h - y; \quad (5.29)$$

keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markaziga nisbatan inersiya momenti

$$I_{red} = I_b + \alpha(A_{sp} y_{sp}^2 + A'_{sp} y_{sp}'^2 + A_s y_s^2 + A'_s A_{sp} \cdot a_p + A'_{sp} y_s'^2) \quad (5.30)$$

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

element markaziy qisilganda

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}}; \quad (5.31)$$

element nomarkaziy qisilganda

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P_{lop}}{J_{ped}} \cdot y_i. \quad (5.32)$$

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

$$P = (\sigma_{sp} - \sigma_{loss,1})A_{sp} + (\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss,1})A'_{sp} + \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s, \quad (5.33)$$

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

$$\sigma_s = \sigma_6 \text{ va } \sigma'_s = \sigma'_6,$$

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

$$P = (\sigma_{sp} - \sigma_{loss})A_{sp} + (\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss})A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s, \quad (5.34)$$

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:

$$\sigma_{con,1} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4; \quad \sigma'_{con,1} = \sigma'_{sp} - \sigma'_3 - \sigma'_4; \quad (5.35)$$

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

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \alpha \cdot \sigma_{bp}; \quad \sigma'_{con2} = \sigma'_{sp} - \alpha \cdot \sigma'_{bp}, \quad (5.36)$$

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

5.5 jadval

Taranglashgan armaturaning turi va sinfi	Shu qiymatdan kam bo'lmagan betonning sinfi
1. Simli armatura:	
sinfi B-II uchun (ankerlar bo'lganda)	B20
Br-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	
A-IV sinf uchun	B15
A-V sinf uchun	B20
A-VI sinf uchun	B30

Konstruksiyani zo'riqtirish vaqtdagi betonning mustahkamligi $R_{bp} \geq 11$ MPa miqdorda tayinlanadi. Agar konstruksiya sinflari 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'lmashligi shart.

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda taranglashgan armatura joy-lashgan betonning sinfi, armaturalarning sinflariga mos ravishda 5.3- jadvalda keltirilgan qiymatlardan kam qabul qilinmaydi.

5.7. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyaning tashqi yuklar ta'siridan kuchlanish holatlarining o'zgarishi

Armaturasi tayanchlarga mahkamlanib taranglashtirilgan oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyaning tashqi yuklar ta'siridan kuchlanish holatlarini qarab chiqamiz.

Markaziy cho'ziladigan elementlar. Markaziy cho'ziladigan elementlarda quyidagi kuchlanish holatlarini uchratish mumkin.

1-holat (5.7, a-rasm). Elementning ko'ndalang kesim yuzasi taranglashtirilgan A_{sp} armatura bilan jihozlangan bo'lib, armaturadagi kuchlanish σ_{sp} ni tashkil qiladi.

2-holat (5.7, b-rasm). Qolipni beton qorishmasi bilan to'ldirish, uni zichlashtirish va qotishi jarayonida taranglashtirilgan armaturadagi dastlabki σ_{sp} kuchlanishning miqdori taranglashtiruvchi konstruksiyadagi ankerlarning deformatsiyalanishi, tayanchlarning deformatsiyalanishi, kuchlanishlarning relaksatsiyalanishi va temperaturalarning farqi (agar betonga issiqlik ta'sirida ishlov berilgan bo'lsa) natijasida kamayadi.

3-holat (5.7, v-rasm). Betonning mustahkamligi R_{bp} ga etgandan keyin taranglashtirilgan armatura tayanchlardan bo'shatiladi.

Tayanchlardan bo'shatilgan armatura taranglashtirilguncha bo'lgan holatiga qaytishga harakat qiladi. Ammo armatura betonga yaxshi bog'langanligi sababli armaturaning dastlabki holatiga qaytishiga beton to'sqinlik qiladi. Natijada armatura betonni qisib unda qisuvchi kuchlanishlarni hosil qiladi. Elementning ko'ndalang kesimi armatura bilan simmetrik ravishda jihozlanganligi sababli uning ko'ndalang kesimi bir tekisda qisiladi. Elementni qisish jarayonida betonda qisqa vaqt ichida sirpanuvchanlik deformatsiyasi hosil bo'ladi, ya'ni taranglashgan armaturadagi dastlabki kuchlanishning kamayishiga olib keladi. Bundan tashqari elementning elastik holatda qisilishi natijasida ham armaturadagi dastlabki kuchlanishlar kamayadi. Natijada, element qisilib bo'linganidan keyin taranglashgan armaturadagi kuchlanish quyidagiga teng bo'ladi ($\sigma_{sp} - \sigma_{loss,1} - \alpha \cdot \sigma_{bp}$).

4-holat (6.7, g-rasm). Vaqt o'tishi bilan betonning cho'kishi va davomli sirpanuvchanligidan taranglashgan armaturadagi kuchlanishlar yana ham kamayadi, ya'ni kuchlanishlar kamayishining ikkinchi gruppasi sodir bo'ladi. Taranglashgan armaturadagi kuchlanishlarning kamayishi hisobiga qisilgan betondagi kuchlanishlar ham kamayib, $\sigma_{bp,1}$ ni tashkil qiladi. Bu holatda taranglashgan armaturadagi kuchlanish quyidagiga teng bo'ladi $\sigma_{sp} - \sigma_{loss} - \alpha \sigma_{bp,1}$;

5-holat (5.7, d-rasm). Elementga tashqi yuklar ta'sir qilganda unda qisilishga teskari bo'lgan cho'zuvchi kuchlanishlar hosil bo'ladi. Tashqi yukning miqdori oshgan sari qisilishdan hosil bo'lgan kuchlanishlar kamayib boradi. Tashqi yukning shunday bir qiymatida betondagi kuchlanish nolga teng bo'ladi. Armaturadagi kuchlanish esa osha borib $\sigma_{sp} - \sigma_{loss}$ ga teng bo'ladi.

6 -holat (5.7, e-rasm). Elementga ta'sir qilayotgan yukning miqdori yanada oshishi natijasida beton cho'zila boshlaydi va yukning shunday bir Ncr qiyamida betondagi cho'zuvchi kuchlanishlar $R_{bt,ser}$ ga teng bo'ladi. Bu kuchlanishga mos bo'lgan betondagi deformatsiya esa, Guk qonuniga asosan $\varepsilon_{bt,u} = \frac{R_{bt,ser}}{E_{bt,pl}} = \frac{2R_{bt,ser}}{E_b}$ ga teng bo'ladi. Armatura bilan betonning birgalikdagi deformatsiyalanishini ($\varepsilon_{bt} = \varepsilon_s$) e'tiborga oladigan bo'lsak, armaturadagi kuchlanish $\Delta\sigma_s = \varepsilon_s \frac{R_{bt,ser}}{E_{bt,u}} E_{bt,u} = 2 \cdot \alpha R_{bt,ser}$ miqdorga oshadi va quyidagiga teng bo'ladi $\sigma_s = \sigma_{sp} - \sigma_{loss} + 2\alpha R_{bt,ser}$.

7-holat (5.7, u-rasm). Agar, elementga ta'sir qilayotgan yukning miqdori yana bir oz oshiriladigan bo'lsa, betonda darz ketib yoriqlar ochiladi. Yoriqlar paydo bo'lgan kesimlarda hamma cho'zuvchi zo'riqlashlarni armaturalar qabul qiladi.

8-holat. Armaturadagi kuchlanishlarning chegaraviy $R_{s,ser}$ qarshiligiga yetgandan keyin element buzilish holatiga kelib qoladi.

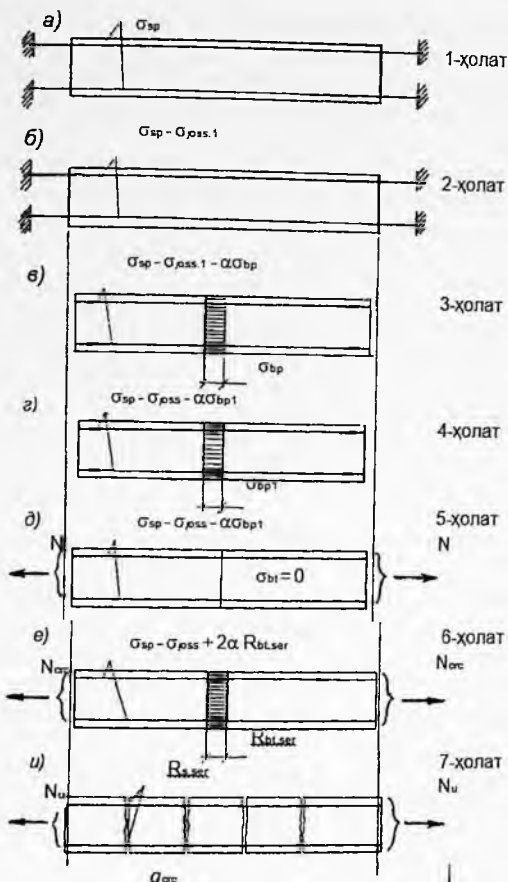
Oldindan zo'riqtirilgan elementning kuchlanish holatlariga e'tibor beradigan bo'lsak, elementda darz ketish holatida (6-holat) armaturadagi kuchlanish oddiy elementning armaturasidagi kuchlanishdan $\sigma_{sp} - \sigma_{loss}$ ga ko'p bo'ladi. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarning darz ketishiga chidamliligining yuqori bo'lishi mana shu bilan izohlanadi.

Egiladigan elementlar. Egiladigan elementlarda ham cho'ziladigan elementlardagidek quyidagi kuchlanish holatlarining 8-holati uchraydi.

1-holat (5.8, a-rasm). Egiladigan elementlarning ko'ndalang kesim yuzasi armaturalar bilan nosimmetrik ravishda jihozlanadi. Tashqi yuklar ta'siridan cho'ziladigan zonalarga esa A_{sp} armatura, siqiladigan zonalarga esa, A'_{sp} armatura joylashtiriladi. A'_{sp} armatura elementning siqiladigan zonalarida zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan darz ketib yoriqlar paydo bo'lmaslik shartidan qo'yiladi. Shuning uchun $A_{sp} > A'_{sp}$ qabul qilinadi.

A_{sp} va A'_{sp} armaturalar tayanchlarga mahkamlanib taranglashtiriladi va ulardagi dastlabki kuchlanishlar mos ravishda σ_{sp} va σ'_{sp} ni tashkil qiladi.

2-holat (5.8, b-rasm). Taranglashtirilgan armaturalar tayanchlardan bo'shatilguncha, A_{sp} va A'_{sp} armaturalarda sodir bo'ladigan jarayonlar xuddi markaziy cho'zilgan elementlarning armaturasidagidek kechadi.



5.7-rasm. Markaziy qisib zo'riqtirilgan elementning markaziy cho'zilishdagi kuchlanish holatlari

3-holat (5.8, v-rasm). Betonning mustahkamligi R_{bp} ga etgandan so'ng taranglashtirilgan armatura tayanchlardan bo'shatiladi. Tayanchlardan bo'shatilgan armatura dastlabki, taranglashguncha bo'lgan holatini egallashga harakat qiladi. Lekin beton bilan yaxshi bog'langanligi sababli betonni (elementni) qisadi. Element armaturalar bilan

nosimmetrik ravishda jixozlanganligi uchun ($A_{sp} > A'_{sp}$) element markazmas qisiladi va yuqoriga qarab bukiladi. Bu holatda elementning ko'ndalang kesimi to'la qisilishi yoki yuqori tolalari qisman cho'zilishi mumkin. Qisilgan betonda qisqa vaqt ichida sirpanuvchanlik deformatsiyasining rivojlanishi natijasida taranglashgan armaturadagi dastlabki kuchlanish kamayadi. Bunga elementni elastik holatda qisilishidan kuchlanishlarning kamayishi qo'shiladi. Natijada A_{sp} armaturadagi kuchlanish $\sigma_{sp} - \sigma_{loss,1} - \alpha\sigma_{bp}$ ga, A'_{sp} armaturadagi kuchlanish esa, $\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss,1} - \alpha\sigma'_{bp}$ ga teng bo'ladi.

4-holat (5.8, g-rasm). Vaqt o'tishi bilan betonning cho'kishi va davomli sirpanuvchanligidan taranglashgan armaturadagi kuchlanishlar yana ham kamayadi, ya'ni kuchlanishlar kamayishining ikkinchi gruppasi sodir bo'ladi. Taranglashgan armaturadagi kuchlanishlarning kamayishi hisobiga qisilgan betondagi kuchlanishlar ham kamayadi va σ_{bp} ga teng bo'ladi. Elementning yuqoriga qarab bukilishi oshadi. Bu holatda A_{sp} armaturadagi kuchlanish $\sigma_{sp} - \sigma_{loss,1} - \alpha\sigma_{bp}$ ga A'_{sp} armaturadagi kuchlanish esa, $\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss,1} - \alpha\sigma'_{bp}$ ga teng bo'ladi.

5-holat (5.8, d-rasm). Tashqi yuklar ta'siridan elementning A'_{sp} armatura joylashgan yuqori zonasi siqilib, A_{sp} armatura joylashgan pastki zonasi cho'ziladi. Natijada A'_{sp} armatura joylashgan zonada betondagi qisuvchi kuchlanishlar ko'payib, A_{sp} armatura joylashgan zonadagi betonda esa, qisuvchi kuchlanishlar kamayib boradi. Tashqi yuklarning ma'lum bir qiymatida A_{sp} armatura sathida betondagi kuchlanish nolga teng bo'ladi. Armaturadagi kuchlanish esa, $\alpha\sigma_{bp}$ ga ko'payadi, va $\sigma_{sp} - \sigma_{loss}$ ga teng bo'ladi.

Oldindan zo'riqtirilgan elementlarning bundan keyingi ishlash holatlari oddiy (armaturasi taranglashtirilmagan) elementlarning ishlash holatlaridan farq qilmaydi. Bunda ham kuchlanish holatining uch bosqichi elementning ishlashi bilan xarakterlanadi.

6-holat (5.8, e-rasm). Tashqi yuk miqdorining oshishidan elementning A_{sp} armatura joylashgan zonasidagi beton cho'zila boshlaydi va tashqi yuklarning ma'lum bir qiymatida undagi kuchlanish $R_{bt,ser}$ ga, deformatsiyasi esa, $\varepsilon_{bt,u} = \frac{R_{bt,ser}}{E_{bt,pl}} = \frac{2 \cdot R_{bt,ser}}{E_b}$ ga teng bo'ladi.

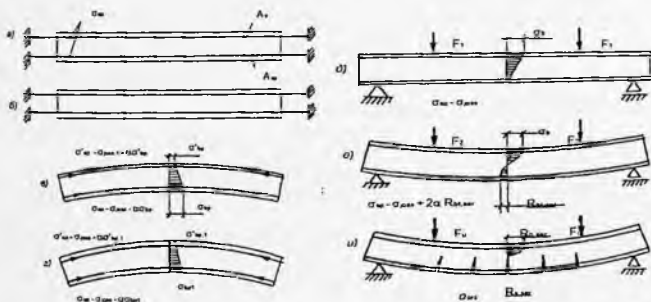
Armatura bilan betonning birgalikda deformatsiyalanishidan ($\varepsilon_u = \varepsilon_s$) A_{sp} armaturadagi kuchlanishlar $\Delta\sigma_s = \varepsilon_{bt} E_s = 2\alpha R_{bt,ser}$ ga oshadi va $\sigma_{sp} - \sigma_{loss} + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser}$ ga teng bo'ladi (I a bosqich).

7-holat (5.8, rasm). Tashqi yukning oshishidan cho‘zilgan zonalar darz ketib, yoriqlar paydo bo‘ladi (II bosqich). Yoriqlar paydo bo‘lgan kesimlarda cho‘zuvchi zo‘riqlishlarning hammasini armaturalar qabul qiladi. Shu bilan birga siqilgan zonadagi betonda ham kuchlanishlar ko‘payadi.

8-holat. Asp armaturadagi kuchlanishlar chegaraviy R_s , ser qiymatga, siqilgan betondagi kuchlanishlar esa, chegaraviy qiymatga erishganda, element buzilish holatiga keladi (III bosqich).

Yuqorida keltirilgan kuchlanish holatlaridan ko‘rinib turibdiki, temirbeton konstruksiyalarda armaturalarni oldindan taranglashtirish ularning mustahkamligiga amaliy ta’sir ko‘rsatmaydi.

Armaturalari betonga mahkamlab taranglashtirilgan oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyalarning kuchlanish holatlari ham yuqorida keltirilgandek o‘zgaradi. Lekin bu usul bilan tayyorlangan konstruksiyalarda armaturani taranglashda nazorat qilinadigan kuchlanishlarni va dastlabki kuchlanishning kamayishini aniqlash hamda, ularning vujudga kelish tartibi o‘ziga xos bo‘lgan xususiyatlarga ega.



5.8-rasm. Nomarkaziy qisib zo‘riqtirilgan elementning egilishdagi kuchlanish holatlari

5.8. Oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyalarni mustahkamlik bo‘yicha hisoblash

a) mustahkamlikni normal kesim bo‘yicha hisoblash

Oldindan zo‘riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarini bo‘yama o‘qiga normal bo‘lgan kesimlar bo‘yicha mustahkamligini hisoblashda

oddiy temirbeton konstruksiyalarini xisoblash uchun 2-4 boblarda keltirib chiqarilgan hisoblash formulalaridan foydalaniladi. Lekin, hisoblash formulalarida oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarning o'ziga xos bo'lgan xususiyatlari e'tiborga olinadi. Bu xususiyatlar shundan iboratki, odiy temirbeton konstruksiyalarini hisoblash uchun keltirilgan formulalarda qo'shimcha ravishda taranglashtirilgan Asp va A'sp armaturalarda hosil bo'ladigan zo'riqishlar e'tiborga olinadi. Yuqori mustahkamlikka ega, sinflari A-IV, A-V, A-VI, V-II, Vr-II, K-7, va K-19 bo'lgan taranglashtirilgan armaturalar bilan jihozlangan elementlarni mustahkamlik bo'yicha hisoblashda $\xi \leq \xi_R$ - shart bajarilgan holatlarda, taranglashtirilgan armaturaning hisobiy qarshiligi $\gamma_{s6} \leq \eta$ koeffitsientga ko'paytiriladi. Bu koeffitsientning qiymati quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right), \quad (5.37)$$

bu yerda η koeffitsientning qiymati quyidagicha qabul qilinadi: sinfi A-IV bo'lgan armatura uchun $\eta = 1, 2$; sinflari A-V, B-II, Br-II, K-7 va K-19 bo'lgan armaturalar uchun $\eta = 1,15$; sinfi A-VI bo'lgan armatura uchun esa $\eta = 1,1$.

Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarning yana bir xususiyati shundan iboratki, siqiladigan zonasiga joylashtirilgan taranglashgan A'sp armaturadagi kuchlanish $\sigma_{sc,u} - \sigma'_{sp} > 0$ bo'lganda konstruksiyaning mustahkamligi kamaymaydi, aksincha, $\sigma_{sc,u} - \sigma'_{sp} < 0$ bo'lganda esa, konstruksiyaning mustahkamligi $\Delta M = (\sigma_{sc} - \sigma'_{sp}) A'_{sc} (h_0 - a'_{sp})$ miqdorga kamayadi. Shuning uchun oldindan zo'riqtiriladigan konstruksiyalarning siqiladigan zonasiga joylashtiriladigan A'sp armaturani, taranglashda beriladigan dastlabki kuchlanish σ'_{sp} mumkin qadar kam qabul qilinishi va $\sigma_{sc,u} - \sigma'_{sp} \geq 0$ shart bajarilishi lozim.

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarni hisoblashda ham siqilish zonasining chegaraviy nisbiy balandligi ξ_R (4.28) formuladan aniqlanadi. (4.28) formulada, sinflari A-IIIv, Br-I, A-IV, A-V va A-VI bo'lgan armaturalar uchun $\sigma_{sc} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta \sigma_{sp}$; sinflari V-P, Vr-P, K-7 va K-19 bo'lgan armaturalar uchun esa, $\sigma_{sc} = R_s + 400 - \sigma_{sp}$ qabul qilinadi; Rs- armaturaning ishlash sharoitini mos ravishda e'tiborga oladigan γ_{si} koeffitsientlarga (γ_{s6} koeffitsient bundan mustasno) ko'paytirib olinadigan armaturaning hisobiy qarshiligi; σ_{sp} - dastlabki kuchlanish, $\gamma_{sp} < 1$ bo'lgan hol uchun qabul qilinadi.

Armaturalar mexanik, avtomatik ravishda elektrotermik va elektrotermomexanik usullar bilan taranglashtirilganda, sinflari A-IV, A-V va A-VI bo'lgan armaturalar uchun

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 \geq 0, \quad (5.38)$$

qolgan hollarda esa, $\Delta\sigma_{sp} = 0$ qabul qilinadi.

$\sigma_{sc,u}$ kuchlanishni aniqlash tartibi 88-betda keltirilgan.

Oldindan zo'riqtirilgan siqiladigan konstruksiyalarni mustahkamlik bo'yicha hisoblashda ham, oddiy temirbeton konstruksiyalarning mustahkamligini hisoblash uchun 5-bobda keltirilgan formulalardan foydalaniladi. Faqat, (5.38) formuladan shartli kritik Ncr kuchni aniqlashda, φ_r koefitsient quyidagi formuladan aniqlanadi

$$\varphi_r = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \cdot \frac{e_0}{h}; \quad (5.39)$$

bu yerda σ_{bp} - dastlabki kuchlanish, $\gamma_{sp} < 1$ bo'lgan hol uchun qabul qilinadi; R_b -betonning hisobiy qarshiligi, ishlash sharoitini e'tiborga oladigan γ_{bi} koefitsientlarni e'tiborga olmasdan qabul qilinadi. (5.38) formulada $e_0/h \leq 1,5$ dan katta qabul qilinmaydi.

b) mustahkamlikni qiya kesim bo'yicha hisoblash

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarning bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan kesimlar bo'yicha mustahkamligini hisoblash uslubi, oddiy konstruksiyalarni qiya kesimlar bo'yicha hisoblash uslubidan farq qilmaydi. Faqat hisoblash formulalarida taranglashtirilgan bo'ylama A_{sp} , egilgan $A_{s,inc}$ va ko'ndalang A_{sw} armaturalarda hosil bo'ladigan zo'riqishlar qo'shimcha ravishda e'tiborga olinadi. Bundan tashqari, oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda oldindan zo'riqtiruvchi P kuchning qiya kesim mustahkamligiga ta'siri e'tiborga olinadi. Bu quyidagi formuladan aniqlanadigan

$$\varphi_n = 0.1 \frac{P}{R_{br} \cdot b \cdot h_0} \leq 0,5 \quad (5.40)$$

koefitsienti orqali amalga oshiriladi. Bunda, oddiy temirbeton konstruksiyalarni hisoblash uchun 4-bobda keltirilgan hisoblash formulalarida $(1+\varphi_f)$ qiymat $(1 + \varphi_f + \varphi_n) \leq 1,5$ bilan almashtiriladi.

Mavzu bo'yicha misollar

Masala 1. Oldindan zo'riqtirilgan to'sin kuchlanishni yo'qolishlarini hisobga olgan xolda A_s topilsin?

Berilgan: $M = 150 \text{ kHM}$; $axh = 25 \times 50 \text{ cm}$; beton sinfi V30
 $(R_s = 17 \cdot 0,9 = 15,3 \text{ MPa}, \gamma_{s2} = 0,9)$; armatura sinfi A-VI ($R_p = 815 \text{ MPa}$);
 $\sigma_{p2} = 600 \text{ MPa}, \gamma_{s6} = 1,1; a = 3 \text{ cm}$ ushbu qiymatlar olingan

Yechim: $h_o = h - a = 50 - 3 = 47 \text{ cm}$

$$A_o = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_o} = \frac{15000000}{15,3 \cdot 25 \cdot 47 \cdot (100)} = 0,1, \quad \text{jadvaldan } \xi = 0,2; \eta = 0,902; \quad \text{olindi.}$$

Quyidagi shartni tekshiramiz $\xi = \xi_R$, buning uchun:

$$\xi_R = \frac{\omega_o}{1 + \frac{R_{so}}{500} \left(1 - \frac{\omega_o}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{215}{500} \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,65$$

bu yerda

$$\omega_o = 0,85 - 0,008 R_s = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 = 0,73$$

$$\sigma_{sp} = R_{sp} - \sigma_{sp2} = 815 - 600 = 215 \text{ MPa}$$

$$\xi = 0,2 < \xi_R = 0,65$$

shart bajarildi.

$$A_s = \frac{M}{R_{sp} \gamma_{s6} \eta h_o} = \frac{15000000}{815 \cdot 1,1 \cdot 0,902 \cdot 47 \cdot (100)} = 3,98 \text{ cm}^2$$

Sortamentdan armaturani $2\phi 16 \text{ A-IV}$, $As = 4,02 \text{ sm}^2$ olamiz.

Masala 2. Zo'riqtirilgan orayopma plitaning solqiligi aniqlansin?

Berilgan: $M = 50 \text{ kHM}$; $\ell = 580 \text{ cm}$; $h = 22 \text{ cm}$; $a = 2,5 \text{ cm}$; $\varphi_{a2} = 2$; $\gamma_f = 1,2$
 $Y_o = 10,7 \text{ cm}$; $J_{red} = 89636 \text{ cm}^4$;

Yechim. Siquilish zonasidagi maksimal kuchlanish qiymatini topamiz.

$$\sigma_s = \frac{M}{J_{red}} y = \frac{5000000}{89636} \cdot 100$$

Doimiy va uzoq muddatli yuklar ta'siridan

$$\frac{1}{\eta} = \frac{M \phi_{a2} \gamma_s}{E_s J_{red}} = \frac{5000000 \cdot 2 \cdot 1,2}{26500 \cdot 89636 \cdot (100)} = 5,05 \cdot 10^{-5} \text{ cm}$$

Plita solqiligi

$$f = \frac{5}{48 \eta} \ell^2 = \frac{5}{48} \cdot 5,05 \cdot 10^{-5} \cdot 580^2 = 1,48 \text{ cm} < 2,9 \text{ cm} = \frac{1}{200} \ell$$

Masala 3. Ko'p bo'shliqli oldindan zo'riqtirilgan orayopma plitaning yoriqbardoshligi M_{a-a} aniqlansin?

Berilgan; $M = 55 \text{ kHM}$; $h = 22 \text{ cm}$; beton sinfi V30: $\gamma = 0,9$;
 $P = 208800 \text{ kH}$; to'liq yo'qolishlar hisobga olingan; u holda
 $A_{red} = 1484 \text{ cm}^2$; $\gamma_{s6} = 0,86$; $J_{red} = 89636 \text{ cm}^4$; $W_{red} = 8370 \text{ cm}^3$;
 $W_{pl} = 12500 \text{ cm}^3$; $y_o = 10,7 \text{ cm}$; $\ell_{op} = 8,2 \text{ cm}$;

Yechimi. Yoriqbardoshlik sharti $M \leq M_{n,a}$

$$\sigma_s = \frac{M}{I_{red}} y + \frac{P}{A_{red}} - \frac{P \ell_{op}}{I_{red}} y = \frac{5500000}{89636 \cdot (100)} \cdot (22 - 10,7) + \frac{208800}{1484 \cdot (100)} - \frac{208800 \cdot 8,2}{89636 \cdot (100)} (22 - 10,7) = 6,15$$

$$\eta = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1 \frac{8370}{1484} = 5,64; \quad \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_d}{R_{d,ser}} = 1,6 - \frac{6,16}{22,0} = 1,32 > 1$$

bu yerda

U holda $\varphi = 1$ deb qabul qilamiz.

$$\begin{aligned} M_{cuc} &= R_{st,ser} W_{pl} + \gamma_{sp} P (\ell_{op} + \eta) \\ &= 1,8 \cdot 12500 \cdot 100 + 0,86 \cdot 208800 (8,2 + 5,64) = 2709694 H_{cm} \\ &= 27,1 kH_{m} < M = 55 kH_{m} \end{aligned}$$

Demak, plitada yoriqlar paydo bo'ladi.

Masala 4. Zo'riqtirilgan temirbeton plita uchun zarur bo'lgan ishchi armatura miqdori aniqlansin $AS = ?$

Berilgan: Tashqi hisobiy eguvchi moment $M = 3,5 \text{ kNm}$. Og'ir beton sinfi V20, $R_s = 11,5 \text{ MPa}$ armatura sinfi A-I, $R_s = 225 \text{ MPa}$ Plitaning ko'ndalang kesim o'lchamlari $v = 80 \text{ sm}$;

$$h = 6,0 \text{ sm}; \quad \gamma_{v2} = 0,9,$$

Yechish. $h_0 = h - a = 6,0 - 1,5 = 4,5 \text{ sm}$; $a = 1,5 \text{ sm}$ - betonning himoya qatlami.

Koeffitsient α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{e2} \cdot R_s \cdot a h_0^2} = \frac{3,5 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 80 \cdot 4,5^2 \cdot (100)} = 0,209$$

$$\text{u holda} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,209} = 0,238,$$

Beton siqiluvchi zonasining tavsifi

$$\omega = 0,85 - 0,008 \gamma_{v2} \cdot R_v = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,767.$$

Siqiluvchi zona nisbiy balandligining chegaraviy miqdori

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{s,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + 225/500 \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,675$$

bu yerda $\sigma_{sR} = R_s = 225 \text{ MPa}$ - A-I sinfli armatura uchun;

$\gamma_{v2} < 1$ bo'lgani uchun $\sigma_{s,u} = 500 \text{ MPa}$; deb olamiz.

Demak $\xi = 0,238 < \xi_R = 0,675$ u holda ishchi armaturaning talab etilgan miqdori

$$AS = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{3,5 \cdot 10^5}{225 \cdot 0,881 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 3,92 \text{ cm}^2,$$

$$\text{bu yerda } \eta = 1 - \xi/2 = 1 - \frac{0,238}{2} = 0,881.$$

Armaturalash koeffitsienti

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{3,92}{80 \cdot 4,5} = 0,011 > \mu_{min}$$

Ishchi armaturani $5\emptyset 10$ A-I, $A_s=3,93$ sm² qabul qilamiz [1] 6 – ilova.

Zo'riqtirilgan ishchi armaturaning talab etilgan yuzasi

$$A_{sr} = \frac{\xi \cdot \sigma_{sg} \cdot R_s}{\gamma_{se} \cdot R_{sp}} = \frac{0,197 \cdot 25 \cdot 47 \cdot 15,3}{1,06 \cdot 815} = 4,01 \text{ cm}^2$$

Qabul qilamiz $2\emptyset 16$ A-VI: $A_{sr}=4,02$ sm²

Nazorat savollari

1. Temirbeton konstruksiyalarni oldindan zo'riqtirishning mohiyati nimadan iborat?

2. Nima uchun oddiy temirbeton konstruksiyalarda yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan armatura va betonni ishlatish samarasiz hisoblanadi?

3. Temirbeton konstruksiyalar qanday usullar bilan zo'riqtiriladi?

4. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda armaturalar qanday usullar bilan taranglashtiriladi? Xar bir usul to'g'risida gapiring.

5. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda armatura bilan betonning mahkam bog'lanishi qanday ta'minlanadi? Zo'riqlashlarni uzatish zonasi qanday aniqlanadi?

6. Maxsus ankerlar qachon qo'llaniladi?

7. Nima uchun oldindan zo'riqtiriladigan konstruksiyalarning tayanch zonalarida ko'ndalang armaturalar bilan qo'shimcha jihozlanadi?

8. Armaturalarni taranglash uchun beriladigan dastlabki kuchlanishlar qanday qabul qilinadi?

9. Nima uchun taranglashtirilgan armaturadagi dastlabki kuchlanishlar kamayadi? Sabablarini ayting.

10. Zo'riqtiruvchi R kuch va uning yelkasi qanday aniqlanadi? Formulalarini yozing.

11. Keltirilgan kesim yuzasining geometrik xarakteristikalarini qanday aniqlanadi? Formulalarini yozing.

12. Zo'riqtiruvchi R kuch ta'siridan betondagi kuchlanishlar qanday aniqlanadi? Formulalarini yozing.

13. Armaturalarni taranglashda nazorat qilinadigan kuchlanish qanday aniqlanadi?

14. Oldindan zo'riqtirilgan markaziy cho'ziladigan temirbeton konstruksiyaning tashqi yuklar ta'siridan kuchlanish holati qanday o'zgaradi?

15. Egiladigan konstruksiyaning kuchlanish holati qanday bo'ladi?

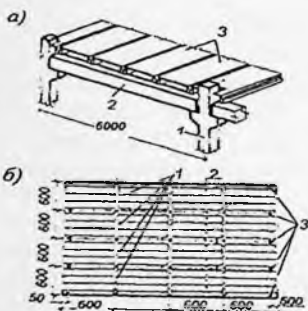
16. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarni mustahkamlik bo'yicha hisoblashning xususiyatlari nimalardan iborat?

VI-BOB. YASSI TEMIRBETON ORAYOPMALAR

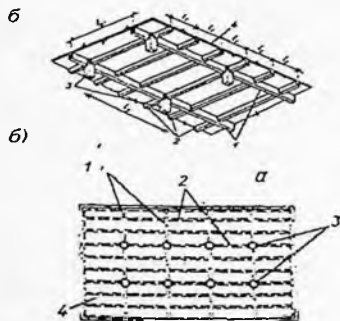
6.1. Umumiy ma'lumotlar

To'sinli orayopmalar yig'ma (6.1-rasm), yaxlit (6.2 va 6.3-rasm) va yig'ma yaxlit (6.4-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 sharmirli qilib biriktiriladi (6.5-rasm). Uzluksiz to'sinlar ustunlar bilan bikr qilib (6.6-rasm) biriktiriladi.

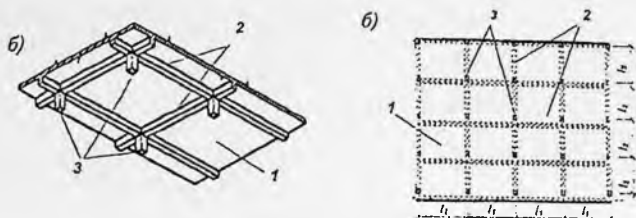
Yig'ma-yaxlit orayopmalarda to'sinlarning ko'ndalang kesimlari loyixaviy o'lchamlaridan kichik qabul qilinib, tiklash jarayonida yaxlit beton bilan loyihaviy o'lchamlariga erishiladi va uzluksiz konstruksiyaga aylantiriladi (6.4. rasm).



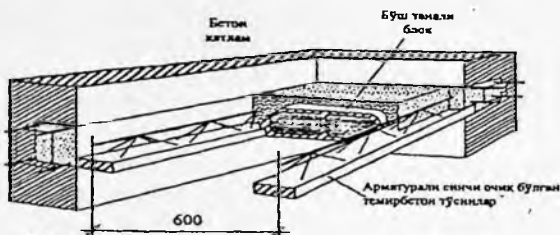
6.1-rasm. To'sinli yig'ma orayopma: a-umumiy ko'rinishi; b-rejada ko'rinishi; 1-rigellar, 2-qovurg'ali yig'ma plitalar, 3-ustunlar



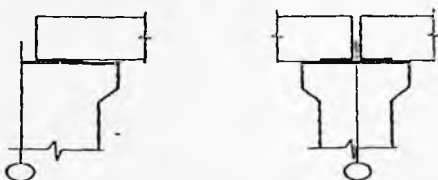
6.2-rasm. To'sinsimon plitali qovurg'ali quyma orayopma: a-umumiy ko'rinishi, b-rejada ko'rinishi, 1-bosh to'sinlar, 2-yordamchi to'sinlar, 3-ustunlar, 4-plita



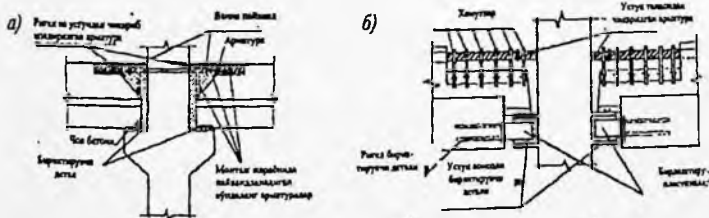
6.3-rasm. Plitasi ikki yo'nalishda ishlaydigan qovurg'ali quyma orayopma: a-umumiy ko'rinishi, b-rejada ko'rinishi, 1-quyma plita, 2-to'sinlar, 3-ustanlar



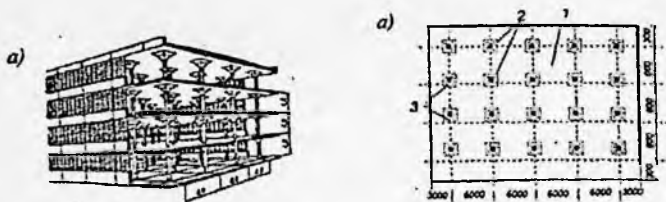
6.4-rasm. Yig'ma yaxlit to'sinli orayopma konstruksiyasi



6.5-rasm. Uzlukli rigellarning (to'sinlarning) ustun bilan birikishi



6.6-rasm. Uzlüksiz rigellarning ustun bilan birikishi, a-ochiq konsolga o'rnatilgan holati, b-yashirin konsolga o'rnatilgan holati



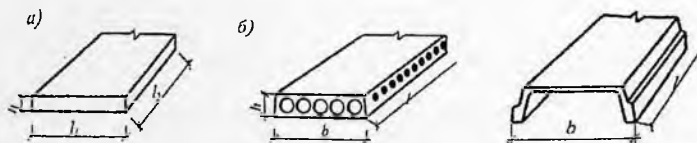
6.7-rasm. To'sinsiz quyma orayopma. a-umumiy ko'rinishi, b-rejada ko'rinishi: 1-quyma plita, 2-kapitellar, 3-ustunlar

Yig'ma va yig'ma-yaxlit orayopmalarda qo'llaniladigan plitalarning ko'ndalang kesimlari yaxlit, ko'p bo'shliqli yoki qovurg'ali bo'lishi mumkin (6.8-rasm). Orayopmaga ta'sir qiladigan yuklarning miqdorlari katta bo'lganda Qovurg'ali plitalar qo'llaniladi.

Quyma temirbetondan tiklanidigan orayopmalarda plita va to'sinlar qurilish maydonida yaxlit holatda tayyorlanadi (6.2 va 6.3-rasmlarga qarang).

To'sinsiz orayopmalar ravoq va tayach plitalaridan hamda kapiteldan iborat bo'ladi (6.7. rasimga qarang). Plitalar kapitellar orqali ustunlarga o'rnatiladi. To'sinsiz orayopmalar sovuq xonalar, go'sht kombinatlari va boshqa binolar qurilishida qo'llaniladi.

To'sinsiz orayopmalar yig'ma, yig'ma-yaxlit va yaxlit temirbetondan tiklanadi.



6.8 rasm. Yig'ma temirbeton plitalar turi: a-yassi butun tanali; b-yassi bo'sh tanali; v- qovurg'ali

Namunaviy temirbeton plitalar uchun quyidagi o'lchamlar qabul qilingan: 1,5×6; 3×6; 1,5×12 va 3×12 m.

Eni 1,5 m bo'lgan plitalar qo'shimcha ravishda tomlarning qor uyumlar hosil bo'ladigan zonalarida (tom balandligi o'zgaradigan fonarlar yonlarida) ishlatiladi. Chunki bunday plitalarni tayyorlash uchun sarf qilinadigan armatura va betona va montaj qilishda sarf

qilinadigan mehnat eni 3,0 m bo'lgan plitalarga nisbatan yuqori hisoblanadi.

Plitalar yopma, qor, ventilyasiya va boshqa jihozlar og'irligidan hosil bo'ladigan yuklarni qabul qilib tomning yuk ko'taradigan konstruksiyalariga yoki devorga uzatadi. Bundan tashqari plitalar kran harakati, shamol bosimi va boshqa gorizontal va vertikal ta'sirlarga bino sinchining fazoviy ishlashini ta'minlashda gorizontal bog'lovchi rolini ham o'taydi.

Plitalar stropila konstruksiyalar yuqori siqilgan tasmalarining tom tekisligida ustivorligini ta'minlaydi va shamol bosimidan hosil bo'ladigan bino chetiga ta'sir qiladigan yuklarni bo'ylama ustunlar qatoriga uzatadi.

Plitalarda suv voronkalarini joylashtirish va ventilyasiya shaxtalarini o'tkazish uchun teshiklar hosil qilish mumkin.

Plitalar bo'ylama qovurg'alarining tayanish loyihaviy uzunligi (tayyorlash va montaj qilishda ruxsat etiladigan cheklanishlar e'tiborga olinmaganda) 6.1 jadvalda keltirilgan miqdorlardan kam bo'lmasligi shart.

Uzunligi 6 m plitalar. 1.465–7 seriya bo'yicha tipik qovurg'ali plitalar «P» – shaklidagi ko'ndalang kesimga ega. Plitalarning o'lchamlari uning bo'ylama qovurg'alariga joylashtiriladigan taranglashtiriladigan armatura turiga bog'liq emas. Eni 3,0 m bo'lgan plitalarda ko'ndalang qovurg'alar har 1,0 m dan, eni 1,5 m bo'lgan plitalarda esa 1,5 m dan joylashgan. Plita rafining (polkasining) qalinligi 30 mm qabul qilingan. Ko'ndalang va bo'ylama qovurg'alar ikki tayanchda yotgan ko'ndalang kesimlari tavr shaklidagi balkalar deb hisoblangan.

Plitalarni armaturalash uchun quyidagi taranglashtiriladigan armaturalarning quyidagi variantlari qabul qilingan:

1. Sinflari A–IIIv va A–IV bo'lgan sterjenli armaturalar (bo'ylama qovurg'alarga yoriqbardoshlikning 3 toifasi talabi qo'yiladi);

2. Sinfi A–V bo'lgan sterjenli armatura (normal sharoitda va gaz muhiti agressivligi past bo'lganda bo'ylama qovurg'alarga yoriqbardoshlikning 3 toifasi talabi qo'yiladi; gaz muhiti agressivligi o'rta bo'lganda – 2 toifa talabi qo'yiladi);

3. Sinflari At – IV va At – V bo'lgan termik mustahkamlangan sterjenli armaturalar (normal sharoitda bo'ylama qovurg'alarga yoriqbardoshlikning 3 toifasi talabi qo'yiladi; gaz muhiti agressivligi past bo'lganda – 2 toifa talabi qo'yiladi);

4. Sinflari At –VI bo'lgan termik mustahkamlangan sterjenli armaturalar (bo'ylama qovurg'alarga yoriqbardoshlikning 2 toifasi talabi qo'yiladi);

5. Sinf Bp – II diametri 5 mm bo'lgan yuqori mustahkamli sim (bo'ylama qovurg'alarga yoriqbardoshlikning 2 toifasi talabi qo'yiladi);

6. Sinf K – 7 diametrlari 12 va 15 mm yetti simli arqonlar (bo'ylama qovurg'alarga yoriqbardoshlikning 2 toifasi talabi qo'yiladi);

6.1–jadval. yuk ko'taradigan konstruksiyalarga plita tayanish loyihaviy uzunligining minimal qiymatlari (mm)

№	Yuk ko'taradigan konstruksiyalar turi	Plitaning uzunligi	
		6 m	12 m
1	Po'lat fermalar* va to'sinlar	65	90
2	Temirbeton fermalar va to'sinlar	75	90
3	G'ishtin, blokli va tosh devorlar	120	150
*Seysmik tumanlarda po'lat fermalar qo'llanilgan yig'ma temirbeton plitali tomilar faqat hisobiy seysmiklik 7 ball bo'lganda ruxsat etiladi.			

Uzunligi 12 m plitalar. 1.465–3 seriya bo'yicha tipik qovurg'ali plitalar «P» – shaklidagi ko'ndalang kesimga ega. Eni 3,0 m bo'lgan plitalar yuk ko'tarish qobiliyati bo'yicha ikki tipdagi qolip o'lchamiga ega. Qo'shimcha ravishda eni 1,5 m bo'lgan plitalar ham ishlatiladi. Bunday plitalar tomlarning qor uyumlar hosil bo'ladigan zonalarida (tom balandligi o'zgaradigan fonarlar yonlarida) ishlatiladi. Eni 1,5 m bo'lgan plitalar nisbatan og'ir bo'lganligi sababli asosiy plita sifatida ishlatilishi uchun tavsiya etilmaydi.

Plitalarning o'lchamlari uning bo'ylama qovurg'alariga joylashtiriladigan taranglashtiriladigan armatura turiga bog'liq emas. Eni 3,0 m bo'lgan birinchi tip o'lchamdagi plitalarda va eni 1,5 bo'lgan plitalarda ko'ndalang qovurg'alar har 1,5 m dan joylashgan. Eni 3,0 m bo'lgan ikkinchi tip o'lchamdagi plitalarda esa ko'ndalang qovurg'alar har 1,0 m dan joylashgan. Plita rafining qalinligi 30 mm. Ko'ndalang va bo'ylama qovurg'alar ikki tayanchda yotgan ko'ndalang kesimlari tavr shaklidagi balkalardek hisoblanagan.

Plitalarni armaturalash uchun quyidagi taranglashtiriladigan armaturalarning quyidagi variantlari qabul qilingan:

1. Sinflari A–IIIv va A–IV bo'lgan sterjenli armaturalar (bo'ylama qovurg'alarga yoriqbardoshlikning 3 toifasi talabi qo'yiladi);

2. Sinf A–V bo'lgan sterjenli armatura (normal sharoitda va gaz muhiti agressivligi past bo'lganda bo'ylama qovurg'alarga yoriqbar-

doshlikning 3 toifasi talabi qo'yiladi; gaz muhiti agressivligi o'rta bo'lganda – 2 toifa talabi qo'yiladi);

3. Sinflari At – IV va At – V bo'lgan termik mustahkamlangan sterjenli armaturalar (normal sharoitda bo'ylama qovurg'alarga yoriqbardoshlikning 3 toifasi talabi qo'yiladi; gaz muhiti agressivligi past bo'lganda – 2 toifa talabi qo'yiladi);

4. Sinflari At –VI bo'lgan termik mustahkamlangan sterjenli armaturalar (bo'ylama qovurg'alarga yoriqbardoshlikning 2 toifasi talabi qo'yiladi);

5. Sinf V_r – II diametri 5 mm bo'lgan yuqori mustahkamli sim (bo'ylama qovurg'alarga yoriqbardoshlikning 2 toifasi talabi qo'yiladi);

6. Sinf K –7 diametrlari 12 va 15 mm yetti simli arqonlar (bo'ylama qovurg'alarga yoriqbardoshlikning 2 toifasi talabi qo'yiladi).

Eni 3 m va uzunligi 6 m bo'lgan yig'ma tom paneli

1. Armatura va beton sinfini tanlash. Oldindan zo'riqtiriladigan konstruksiyalarning taranglashtiriladigan armaturalari sifatida quyidagilar qabul qilinadi:

– sinflari A–V, At–V, At–VK, At–Vs, A–VI, At–VI. At–VI_k va At–VII bo'lgan sterjenli armaturalar;

– sinflari B–II, Br–II bo'lgan rmatu_r va sinflari K–7 va K–19 bo'lgan arqon armaturalar.

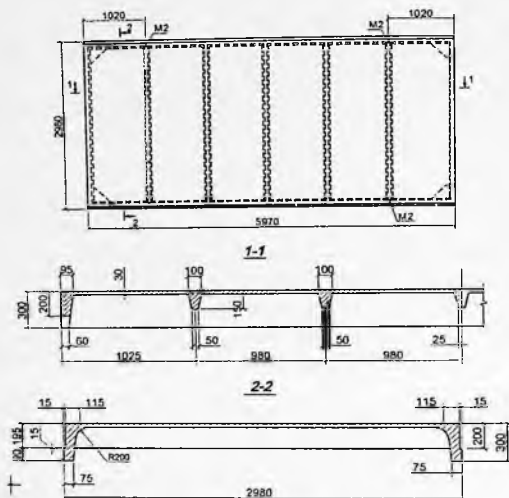
Taranglashtiriladigan armaturalar sifatida quyidagi A–IV, At–IV, At–IV_k, At–IV_s, A–III_v sinflardagi sterjenli armaturalarni ishlatish ham ruxsat beriladi.

Bu misolda panelni armaturalash uchun taranglashtiriladigan armaturalar sifatida A–III_v sinfdagi rmatu_r qabul qilingan.

Bunday armatura bilan jihozlangan va yopiq xonada ekspluatatsiya qilinadigan konstruksiyalar uchun yoriqbardoshlikning III toifasi talabi quyiladi. Bunda yoriqlarning paydo bo'lishiga ruxsat etilib, yoriqlarning qisqa vaqt davomida ochilishi $\sigma_{rc1} = 0,4$ mm va uzoq vaqt davomida ochilishi esa $\sigma_{rc2} = 0,3$ mm bilan chegaralanadi.

Diametri 10...18 mm bo'lgan A–III_v sinfdagi rmatu_r ishlatilganda konstruksiyani tayyorlash uchun ishlatiladigan betonning sinfi B15 dan past bo'lmashligi shart. Misolda betonning sinfi B10 qabul qilingan. B10 sinfli beton uchun quyidagi mustahkamlik xarakteristikalarini aniqlaymiz: $R_{b,ser}=15$ Mpa; $R_{bt,ser}=1,4$ Mpa; $R_b = 11,5$ Mpa; $R_{bt} = 0,9$ Mpa; atmosfera bosimi ostida issiqlik ta'sirida ishlov berilgan beton uchun $E_b = 24500$ Mpa Yuklarning davomli ta'siri hisobga olinganda betonning ishlash sharoitini e'tiborga oladigan

koeffitsient muhit havosi namligiga bog'liq bo'lib, namlik 75 % dan kam bo'lganda $\gamma_{b2} = 0,9$.



6.9 rasm. Tom paneli

A–IIIv sinfli γ_{b2} mature uchun $R_{s,ser} = 540$ Mpa; 21 jadvaldan $R_s = 490$ Mpa (cho'zilish va kuchlanish nazorat qilinganda); 28 jadvaldan esa $E_s = 200000$ Mpa. Taranglashtirilmagan γ_{b2} mature sifatida A–III sinfli sterjenli γ_{b2} mature va Vr–1 sinfli oddiy armaturali sim ishlatiladi.

2. Tomga ta'sir qiladigan yuklar. Qabul qilingan yopma turiga bog'liq ravishda yuklar (kN/m^2) hisobi jadval shaklida bajariladi (6.2 jadvalga qarang).

Qurilish tumani Buxoro shahri. KMK 2.01.07–96 №5 Ilovasiga (xarita № 1) muvofiq Buxoro shahri qor qoplami yuki bo'yicha va rayonga mansub va rayon uchun yerning $1m^2$ gorizontaal sirtiga qor qoplami yuki $0,5$ kPa ($50kg/m^2$) ni tashkil etadi.

6.2 jadval. Plita rafiga ta'sir qiladigan yuklar hisobi

№	Tom konstruksiyasi	Me'yoriy yuk, gn (kN/m ²)	Yuk bo'yicha ishonch koeffitsienti, γ_f (1 jadval [15])	Hisobiy yuk, $g = g_n \times \gamma_f$
1	Suvdan himoyalaydigan qatlam (bitum mastikasiga yopishtirilgan 3 qavat ruberoid)	0,10	1,3	0,130
2	Sement-qumli to'shama (qalinligi $\delta = 20$ mm, hajmiy og'irligi $\rho = 1800$ kg/m ³)	$\delta \times \rho = 0,36$	1,3	0,468
3	Issiq saqlovchi qatlam (qalinligi $\delta = 150$ mm keramzit, hajmiy og'irligi $\rho = 500$ kg/m ³) (tabl. 22.1 [46])	$\delta \times \rho = 0,75$	1,3	0,975
4	Bug'dan himoyalaydigan qatlam (mastika bilan yopishtirilgan ikki qatlam pergamin)	0,06	1,3	0,078
5	Temirbeton plita rafii (qalinligi $\delta = 25$ mm, hajmiy og'irligi $\rho = 2500$ kg/m ³)	$\delta \times \rho = 0,625$	1,1	0,688
		$g_n \approx 1,9$		$g_s \approx 2,34$

Tom nishabligi 25° dan kam bo'lganligi sababli koeffitsient $c=1$ qabul qilinadi. U vaqtda qor qoplami yuki quyidagiga teng bo'ladi: me'riy qiymati $s_{ser} = 0,5$ kN/m²; hisobiy qiymati

$$s = s_{ser} \times \gamma_f = 0,5 \times 1,4 = 0,7 \text{ kN/m}^2.$$

KMK 2.01.07-96 №5 Ilovasiga muvofiq hamma yuklarning miqdori bino tayinlanishi bo'yicha ishonch koeffitsienti $\gamma_n = 0,95$ ko'paytiriladi.

3. Plita rafini hisobi. Raf qalinligi 25 mm ga teng bo'lgan $3,0 \times 1,0$ m kataklardan iborat uzluksiz plitani tashkil qiladi. Bunday plita girdi bilan ko'ndalang va bo'ylama qovurg'alarga qistirib mahkamlangan hisoblanadi. Plitaning rafi Vr-I sinfli oddiy simdan tayyorlangan o'rama to'rlar bilan armaturalanadi. Plita rafining qovurg'alar orasidagi sof uzunliklari quyidagilarga teng: $l_1 = 3 - 0,12 = 2,8$ m; $l_2 = 1,0 - 0,09 = 0,91$ m. Plita rafining yuk ko'tarish qobiliyati chegaraviy muvozanat uslubi bilan aniqlanishi mumkin. Plita rafi o'ichamlarining nisbati $3/1,0$

> 2 bo'lganda panel 1 m eniga mos keladigan eguvchi moment qiymati quyidagi formuladan aniqlanadi.

$$M_s = \gamma n(gs + s)l^2/11 = 0,95 \times (2,34 + 0,7)0,9^2/11 = 0,224 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Bu yerda $l^2/hf = 1000/25 = 40 > 30$ bo'lganligi sababli hovonda hosil bo'ladigan zo'riqish ta'siri e'tiborga olinmaydi.

Armaturali to'r rafning o'rtasida joylashtirilganligi uchun rafning ishchi balandligi $h_0 = h/f/2 = 12,5 \text{ mm}$.

Nisbiy moment koeffitsienti

$$\alpha_m = \frac{M_s}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{224000}{0,9 \times 14,5 \times 1000 \times 12,5^2} \approx 0,11.$$

Bu yerda, $b = 1000 \text{ mm}$ – shartli hisobiy tasmaning eni.

Nisbiy moment koeffitsienti $\alpha_m = 0,11$ ga mos bo'lgan beton siqilish zonasining nisbiy balandligi

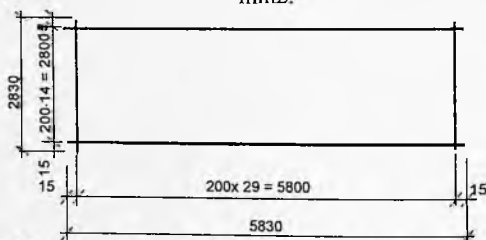
$$\xi = x/h_0 = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11} = 1 - 0,883 = 0,117;$$

ichki juft kuchlar orasidagi masofaning nisbiy qiymati

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \times 0,117 = 0,94.$$

Talab etiladigan bo'ylama armatura kesim yuzasi

$$A_s = \frac{M_s}{R_s \zeta h_0} = \frac{224000}{365 \times 0,94 \times 12,5} = 52,2 \text{ mm}^2.$$



6.10 – rasm. Panel rafinint armaturalash uchun to'r

Bu yerda, $R_s = 365 \text{ MPa}$ – sinfi Vr-I va diametri $\varnothing 3 \text{ mm}$ bo'lgan simning cho'zilishdagi hisobiy qarshiligi.

Po'lat armaturalar sortamentidan 1 m uchun $5\varnothing 4$ sim qabul qilinadi, $A_s = 63,0 \text{ mm}^2 > A_s = 52,2 \text{ mm}^2$.

Raf ko'ndalang yo'nalishda konstruktiv talablar bo'yicha armaturalanadi. 1 m uchun $5\varnothing 3$ sim qabul qilinadi, $A_s = 35,3 \text{ mm}^2$.

Bo'ylama va ko'ndalang simlar o'rama to'r hosil qiladi. Bu to'r ko'ndalang qovurg'alarga perpendikulyar yo'nalishda panel uzunligi bo'yicha to'shaladi va quyidagicha belgilanadi:

$$C-1 - \frac{\varnothing 4Bp - I - 200}{\varnothing 3Bp - I - 200} \cdot 2800 \cdot 5960 \frac{15}{15}$$

$$\mu = \frac{A_s}{A} 100\% = \frac{63}{1000 \times 12,5} = 0,5\% > 0,05\%.$$

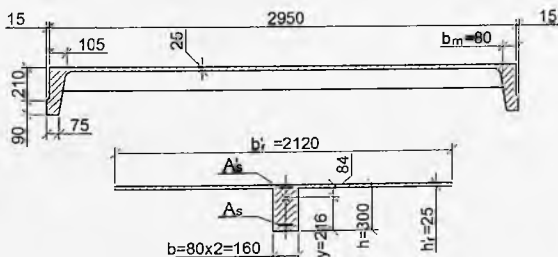
Panel ko'ndalang qovurg'asini mustahkamlik bo'yicha hisoblash. Ko'ndalang qovurg'a $l_1 = 98$ sm qadam bilan joylashgan bo'lib, raf va bo'ylama qovurg'a bilan yaxlit birikkan. Ko'ndalang qovurg'a ko'ndalang kesimi tavr shaklida bo'lgan tayanchlarga qistirib mahkamlangan to'sindek hisoblanadi. Hisoblarni soddalashtirish maqsadida ko'ndalang qovurg'a bilan bo'ylama qovurg'alar shamirli birikkan deb qabul qilinishi mumkin.

Ko'ndalang qovurg'aning kesimi trapetsiya shaklida bo'lib, tomonlarining o'lchamlari quyidagicha: $br_2 = 50$ mm; $b_{r2} = 100$ mm; $hr_2 = 150$ mm.

Qovurg'a xususiy og'irligi hisobga olinganda unga ta'sir qiladigan doimiy yukning miqdori gr_2 quyidagiga teng

$$gr_2 = g_s \cdot ar + gr = 2,34 \times 0,98 + 0,26 = 2,29 + 0,26 = 2,55 \text{ kN/m},$$

bu yerda
$$g = \frac{b_r + b_r'}{2} h_r \times \rho_{m.o} \cdot \gamma_f = \frac{0,05 + 0,1}{2} \times (0,15 - 0,025) \times 25 \times 1,1 \approx 0,26 \text{ kN/m}.$$



6.11 – rasm. Qovurg'ali panelning ko'ndalang kesimi:
a – xaqiqiy; b – hisobiy

Muvaqqat (qor) yuk: $s = 0,70 \times 0,98 = 0,686 \text{ kN/m}$.

Umumiy yuk $q = (g + s) = 2,55 + 0,686 = 3,236 \text{ kN/m} \approx 3,24 \text{ kN/m}$.

Ravoqdagi eguvchi moment: $Mr_2 = q / 24 = 3,24 \times 2,92 / 24 \approx 1,136 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

«A» tayanchdagi eguvchi moment: $Mr_{2A} = ql_{20} / 12 = 3,24 \times 2,92 / 12 = 2,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Plastik deformatsiyalar rivojlanishi hisobga olinganda ravoq va tayachlardagi eguvchi momentlar bir-biriga teng qilib olinishi mumkin:

$$M_{r2A} = q l_{20}/16 = 3,24 \times 2,92/16 = 1,7 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

$$\text{Kesuvchi kuch: } Q_{r2A} = 3,24 \times 2,9/2 = 4,698 \text{ kN} \approx 4,7 \text{ kN}.$$

Ko'ndalang qovurg'a kesimi ishchi balandligi $h_0 = h - a = 150 - 30 = 120 \text{ mm}$.

Ko'ndalang qovurg'aning ravoqdagi kesimi tavr shaklida bo'lib, raf siqiladigan zonada joylashadi. U vaqtda rafning eni $-b'f = 98 \text{ sm} < b_r + 2(10/6) = 10 + 2(290/6) = 106 \text{ sm}$.

Siqilgan raf va cho'ziladigan armatura qabul qiladigan eguvchi moment:

$$M_f = \gamma_{b2} R_b (b_f - b) h_f (h_0 - 0,5 h_f) = \\ = 0,9 \times 11,5 (980 - 50) \times 30 \times (120 - 0,5 \times 30) = 30320325 \text{ H}\cdot\text{mm} \approx 30,32 \text{ kH}\cdot\text{m}.$$

$$M_f = 30,32 \text{ kNm} > M_{r2A} = 1,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

shart bajarilganligi uchun neytral o'q raf qalinligi chegarisida joylashadi. Bu holatda kesim o'lchamlari $b \times h = 150 \times 980 \text{ mm}$ bo'lgan to'g'ri to'rtburchak shaklidagi elementlardek hisoblanadi.

Quyidagilar hisoblanadi:

siqilgan beton xarakteristikasi –

$$\omega = 0,85 - 0,008 \gamma_{b2} R_b = 0,85 - 0,008 \times 0,9 \times 11,5 = 0,767;$$

beton siqilgan zonasining nisbiy balandligi –

$$\xi_R = \frac{0,85 \omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,85 \times 0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,534.$$

Bu yerda, 0,85 – seysmik ta'sirni hisobga oladigan koeffitsient;

Eguvchi momentning nisbiy qiymati:

$$\alpha_m = \frac{\gamma_n M_{r2A}}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{0,95 \times 1700000}{0,9 \times 11,5 \times 980 \times 120^2} = 0,011$$

bu yerda, $b = 980 \text{ mm}$ – shartli hisobiy tasmaning eni.

$\alpha_m = 0,011$ ga mos bo'lgan siqilish zonasining nisbiy balandligi

$$\xi = x/h_0 = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011} = 1 - 0,989 = 0,011;$$

Quyidagi shart tekshiriladi: $\xi \leq \xi_R$. Shart $\xi = 0,011 < \xi_R = 0,534$ bajarilayapti. $\xi = 0,011$ qabul qilinadi.

Ichki juft kuchlar orasidagi masofaning nisbiy qiymati:

$$\xi = 1 - 0,5 \xi = 1 - 0,5 \times 0,011 \approx 0,994.$$

Sinfi A–III va diametri $> 10 \text{ mm}$ bo'lgan armatura ($R_s = 365 \text{ MPa}$) bilan armaturalangan qovurg'a uchun talab qilinadigan armatura kesim yuzasi:

$$A_{s,r2} = \frac{\gamma_n M_{r2A}}{R_s \zeta h_0} = \frac{0,95 \times 1700000}{365 \times 0,994 \times 120} = 37,1 \text{ mm}^2.$$

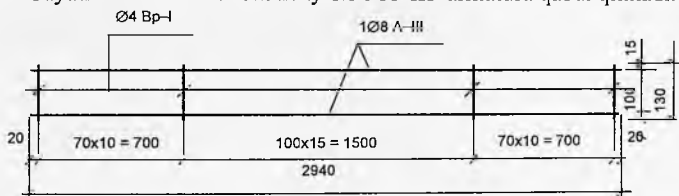
Po'lat armatura sortamenti keltirilgan jadvaldan 1Ø8 A-III ($A_s = 50,3 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 37,1 \text{ mm}^2$) qabul qilinadi.

Armaturaning diametri 10 mmdan kichik bo'ldi. Shuning uchun armatura yuzasi sinfi A-III va diametri 6...8 mm bo'lgan armatura ($R_s = 365 \text{ MPa}$) uchun aniqlanadi

$$A_{s,r2} = \frac{\gamma_n M}{R_s \zeta h_0} = \frac{0,95 \times 1700000}{355 \times 0,994 \times 120} = 38,14 \text{ mm}^2.$$

Qabul qilingan 1Ø8 A-III c $A_s = 50,3 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 38,14 \text{ mm}^2$ armatura qoldiriladi.

Tayanchda ham xudi shunday 1Ø8 A-III armatura qabul qilinadi.



6.12 – rasm. Ko'ndalang qovurg'alarni armaturalash uchun yassi K-1 sinch

Ko'ndalang qovurg'a bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan kesim bo'yicha mustahkamlik hisobi. Ko'ndalang kuchning maksimal qiymati $Q_{r2A} = 4,7 \text{ kH} = 4700 \text{ N}$. Kesim siqilgan rafining ko'ndalang kuch bo'yicha betonning yuk ko'tarish qobiliyatiga ta'sining hisobga oladigan koeffitsient:

$$\varphi_r = 0,75 \frac{(b_f' - b)h_f'}{b h_0} = 0,75 \frac{(125 - 50)25}{50 \times 100} = 0,28 < 0,5.$$

Bu formulada b_f miqdori $b + 3h_f = 50 + 3 \times 25 = 125 \text{ mm}$ dan katta qabul qilinmaydi.

Sinfi B10 bo'lgan betondan tayyorlanadigan element kesimi qabul qila oladigan ko'ndalang kuchning minimal qiymati aniqlanadi:

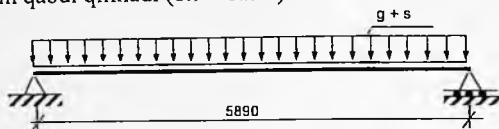
$$Q_{min} = \frac{\varphi_{\delta 2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c} = 0,5 \varphi_{\delta 2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0 =$$

$$= 0,5 \times 2,0 (1 + 0,28 + 0) \times 0,9 \times 0,9 \times 50 \times 120 = 6220,00 \text{ H} > 4700 \text{ H}.$$

$Q_{min} = 6220 \text{ H} > Q_{r2A} = 4700 \text{ N}$ bo'lganligi uchun hisob bo'yicha ko'ndalang armatura talab qilinmaydi.

Konstruktiv talablar bo'yicha ko'ndalang armatura uchun diametri 3 mm bo'lgan Vr-I sinfi sim qabul qilinadi. Ko'ndalang sterjenlar qadami 150 mm qabul qilinadi.

5. Panel bo'ylama qovurg'asini mustahkamlik bo'yicha hisoblash. Bo'ylama qovurg'a hisobiy sxemasi sifatida ikki tayanchda yerkin yotgan to'sin qabul qilinadi (8.9 – rasm).



6.13 – rasm. Bo'ylama qovurg'a hisobiy sxemasi

Bo'ylama armatura taranglashtirilmaydigan va taranglashtiriladigan armaturalar bilan armaturalanadi. Taranglashtirilmaydigan armatura sifatida bo'ylama sterjenlarning $\varnothing 10...20$ bo'lgan A-III sinfli ($R_s = R_{sc} = 365$ MPa) armaturadan, ko'ndalang sterjenlari Vr-I sinfli bo'lgan simdan tayyorlanadigan yassi sinch ishlatiladi. Taranglashtiriladigan armatura sifatida bo'ylama sterjenlarning $\varnothing 10...20$ bo'lgan A-IIIV ($R_{s,ser} = 540$ MPa, $R_s = 490$ MPa) sinfli armatura ishlatiladi.

Tipik panel bo'ylama qovurg'asining o'lchamlari $b_m \times h = 80 \times 300$ mm.

Bo'ylama qovurg'a xususiy massasidan hisobiy yuk, $\gamma_f > 1$ bo'lganda:

$$g_{r,l} = (h_{r1} - h') b_{r1} \cdot \rho_j \cdot b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 2 (0,30 - 0,025) \times 0,08 \times 25 \times 1,1 \times 0,95 \approx 1,15 \text{ kN/m.}$$

$\gamma_f = 1$ bo'lganda:

$$g_{r,l} = (h_{r1} - h_f) b_{r1} \cdot \rho_j \cdot b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 2 (0,3 - 0,025) \times 0,08 \times 25 \times 1,0 \times 0,95 \approx 1,05 \text{ kN/m.}$$

Yuk ko'taradigan konstruksiya ustiga erkin tayanadigan panelning hisobiy uzunligi:

$l_0 = 5,97 - 2 \times 2(0,06)/3 = 5,89$ m, bu yerda 0,06 m panelning stropila konstruksiyasiga tayanish uzunligi.

Panelga ta'sir qiladigan teng taqsimlangan to'liq yukning miqdori, $\gamma_f > 1$ bo'lganda:

$$q_l = (g + s) = \gamma_n (g_s + s) b' + \frac{g_r}{a} b' + g_{r,l} = 0,95(2,34 + 0,7)3 + \frac{0,26}{0,98} \times 3 + 1,15 = 8,664 + 0,796 + 1,15 \approx 10,6 \text{ kN/m,}$$

bu yerda $a = 0,98 \text{ m}$ – ko'ndalang qovurg'a qadami; $g_s = 2,34 \text{ kN/m}$ – 8.4 jadvaldan qabul qilinadigan qiymat.

Panelga ta'sir qiladigan teng taqsimlangan to'liq yukning miqdori, $\gamma_f = 1$ bo'lganda:

$$q_{ser} = (g_{ser} + s_{ser}) = \gamma_n(g_{n,s} + s)b' + \frac{g_{r,n}}{a} b' + g_{r,l} = 0,95(1,9 + 0,5)3 +$$

$$+ \frac{0,236}{0,98} \times 3 + 1,05 = 6,84 + 0,722 + 1,05 = 8,612 \text{ kN/m},$$

bu yerda $a = 0,98 \text{ m}$ – ko'ndalang qovurg'a qadami; $g_s = 1,9 \text{ kN/m}$ – 6.3 jadvaldan qabul qilinadigan qiymat; $g_r = 0,236 \text{ kN/m}$ – $\gamma_f = 1$ bo'lgandagi qiymat.

Panelga ta'sir qiladigan teng taqsimlangan yukning davomli ta'sir qiladigan qismi, $\gamma_f = 1$ bo'lganda:

$$q_{l,ser} = \gamma_n(g_{n,s})b' + \frac{g_{r,n}}{a} b' + g_{r,l} = 0,95 \times 1,9 \times 3 + \frac{0,236}{0,98} \times 3 + 1,05 = 5,415 + 0,722 + 1,05 = 7,187 \text{ kN/m},$$

bu yerda $a = 0,98 \text{ m}$ – ko'ndalang qovurg'a qadami.

To'liq yukdan ravoq o'rta kesimidagi eguvchi moment, $\gamma_f > 1$ bo'lganda:

$$M = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{10,6 \times 5,89^2}{8} \approx 45,96 \approx 46,0 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

To'liq yukdan ravoq o'rta kesimidagi eguvchi moment, $\gamma_f = 1$ bo'lganda:

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l_0^2}{8} = \frac{8,612 \times 5,89^2}{8} \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Yukning davomli ta'sir qiladigan qismidan ravoq o'rta kesimidagi eguvchi moment, $\gamma_f = 1$ bo'lganda:

$$M_{l,ser} = \frac{q_{l,ser} l_0^2}{8} = \frac{7,187 \times 5,89^2}{8} \approx 31,2 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Tayanch yaqinidagi kesimda ko'ndalang kuch:

$$Q = 0,5 (g + s)l_0 = 0,5 \times 10,6 \times 5,89 = 31,2 \text{ kN}.$$

Tipik loyiha bo'yicha panelning balandligi 300 mm qabul qilingan. Kesim ishchi balandligi $h_0 = h - a = 300 - 30 = 270 \text{ mm}$. Bo'ylama qovurg'a pasti qismining eni $b_m = 80 \text{ mm}$.

Chok qalinligi e'tiborga olinmagan holdagi panel yuqori qismining eni $b_f = 3000 - 50 = 2950 \text{ mm}$.

Bo'ylama armaturani taranglash uchun beriladigan kuchlanishni tayinlaymiz va kuchlanishlarning kamayishini aniqlaymiz.

Bo'ylama armaturani taranglash uchun kuchlanishni miqdorini $\sigma_{sp} = 500 \text{ MPa}$ ga teng qilib tayinlaymiz.

Armatura mexanik usulda tayanchlarga tortib taranglashtiriladi. Armaturani taranglashda kuchlanishlarning ruxsat etiladigan cheklanishi $r = 0,05\sigma_{sp} = 0,05 \times 500 = 25 \text{ MPa}$.

Quyidagi shartlarni tekshiramiz (1) shart:

$$\sigma_{sp} + p = 500 + 25 = 525 \text{ MPa} < R_{s,ser} = 540 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{sp} - p = 500 - 25 = 475 \text{ MPa} > 0,3R_{s,ser} = 162 \text{ MPa};$$

Taranglashtilgan armaturada kuchlanishlarning kamayishini aniqlash.

Betonni qisilguncha va qisilgandan keyin kuchlanishlarning kamayishi quyidagicha aniqlanadi.

Betonni qisilguncha kuchlanishlarning kamayishi jadvaldan aniqlanadi:

1) armaturadagi kuchlanishlarning relaksatsiyalanishidan –

$$\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20 = 0,1 \times 500 - 20 = 30 \text{ MPa};$$

2) harorat farqidan, B10 sinfli beton uchun –

$$\sigma_2 = 1,5\Delta t = 1,25 \times 65 = 81,25 \text{ MPa},$$

bu yerda, harorat farqi noma'lum bo'lganligi uchun $\Delta t = 650S$ qabul qilingan.

3) taranglashtiruvchi moslamalardagi ankerlarning deformatsiyalanishidan –

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{7000} \times 1,8 \times 10^5 \approx 51,4 \text{ MPa},$$

bu yerda, $\Delta l = 2 \text{ mm}$ – shaybalaning qisilish deformatsiyasi; $l = 7000 \text{ mm}$ – taranglashtiriladigan sterjen uzunligi.

Beton qisilguncha kuchlanishlarning jami kamayishi:

$$\sum \sigma = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 30 + 81,25 + 51,4 \approx 162,65 \text{ MPa} \approx 163 \text{ MPa}.$$

Beton qisilguncha jami kamaygan kuchlanishlar hisobga olingandan keyin armaturada qolgan kuchlanish

$$\sigma_{sp} = 500 - \sum \sigma = 500 - 163 = 337 \text{ MPa}.$$

Quyidagilar hisoblanadi: siqilgan beton xarakteristikasi –

$$\omega = 0,85 - 0,008\gamma_{t2}R_b = 0,85 - 0,008 \times 0,9 \times 11,5 = 0,767$$

beton siqilgan zonasining nisbiy balandligi –

$$\xi_R = \frac{0,85\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,85 \times 0,767}{1 + \frac{153}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,534.$$

Bu yerda, 0,85 – seysmik ta'sirni hisobga oladigan koeffitsient.

A-IIIv sinfli armatura uchun $\sigma_s R = R_s - \sigma_{sp} = 490 - 337 = 153$ MPa.

ξ_R miqdorga mos bo'lgan $\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R) = 0,596(1 - 0,5 \times 0,596) = 0,418$

Panel bo'ylama o'qiga normal bo'lgan kesim bo'yicha mustahkamlik hisobi. Panel ko'ndalang kesimi tavr shaklida bo'lib, eni siqilgan raf eniga teng $b' = 2950$ mm. Ko'ndalang qovurg'alar mavjud bo'lgan taqdirda hisobga olinadigan raf eni $b' = 2 \times (l_0/6 + b_m) = 2 \times (5920/6 + 80) = 2133$ mm miqdordan katta qabul qilinmaydi.

Eguvchi momentning nisbiy qiymati:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{46 \times 10^6}{0,90 \times 11,5 \times 2133 \times 270^2} = 0,028.$$

bu yerda, $b_f = 2133$ mm – panel hisobiy eni.

$\alpha_m = 0,028$ ga mos bo'lgan siqilish zonasining nisbiy balandligi

$$\xi = \zeta = 1 - 0,5\xi = 0,986. 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028} = 0,028:$$

Beton siqilish zonasining balandligi $x = \xi \times h_0 = 0,028 \times 270 = 7,56$ mm $< h_f = 25$ mm.

$x = 7,56$ mm $< h_f = 25$ mm bo'lganligi uchun neytral o'q rafni kesib o'tadi va tavr kesim o'lchamlari 2133×300 mm bo'lgan to'g'ri to'rtburchak kesimli elementlardek hisoblanadi.

Cho'ziladigan bo'ylama armaturaning talab qilinadigan yuzasi

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} R_s \zeta h_0} = \frac{46 \times 10^6}{490 \times 0,986 \times 270} = 352,6 \text{ mm}^2$$

Panel ko'ndalang kesimining armaturalanish koeffitsienti

$$\mu = A_{sp} / (2bh_0) = 352,6 / (2 \times 80 \times 270) = 0,0091 > \mu_{min} = 0,0005.$$

binoan $\mu_{min} = 0,0005$.

Po'lat armatura sortamentidan talab qilinadigan $A_{sp} = 341,9$ mm² yuzasi bo'yicha 2Ø16 A-III armatura qabul qilinadi ($A_{sp} = 402$ mm² $>$ 341,9 mm²).

Qabul qilingan va talab etiladigan armatura yuzalari farqi:

$$\frac{402 - 352,6}{352,6} \times 100 = 14\%$$

Panel bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan kesimlar bo'yicha mustahkamlikni hisoblash. Ko'ndalang kuch ta'siridagi beton kesimning qarshiligi qisuvchi kuchga bog'liq bo'lganligi sababli oldindan beriladigan kuchlanish miqdorini aniqlash talab etiladi. Bunda armaturadagi dastlab beriladigan kuchlanishlarning hamma kamayishi e'tiborga olinadi.

Buning uchun panel ko'ndalang kesimining geometrik xarakteristikalarini aniqlash talab etiladi.

Panel beton kesimining yuzasi:

$$A_b = 2133 \times 25 + 2 \times 80 \times (300 - 25) = 53325 + 44000 = 97325 \text{ mm}^2.$$

Panel keltirilgan kesimining yuzasi:

$$A_{red} = A_b + A_s \frac{E_s}{E_b} = 97325 + 402 \times 7,34 = 100275 \text{ mm}^2,$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,8 \times 10^5}{24,5 \times 10^3} = 7,34.$$

bu yerda

Panel bo'ylama qirrasining pastki chetiga nisbatan yuza statik momenti:

$$\begin{aligned} S_{red} &= 2133 \times 25 (300 - 12,5) + 2 \times 80 \times (300 - 25)(300 - 25)/2 + \\ &7,34 \times 402 \times 30 = \\ &= 15330937,5 + 6050000 + 88520,4 \approx 21469458 \text{ mm}^3. \end{aligned}$$

Bo'ylam qirra pastki chetidan kesim og'irlik markazigacha masofa:

$$u = S_{red} / A_{red} = 21469458 / 100275 = 214,1 \text{ mm}.$$

Oldindan qisuvchi kuch elkasi (ekssentrisiteti) $e_{or} = u - a = 214,1 - 30 = 184,1 \text{ mm}.$

Kesim og'irlik markaziga nisbatan inetsiyasi momenti:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{2133 \times 25^3}{12} + 2133 \times 25 \left(300 - \frac{25}{2} - 214,1 \right)^2 + 2 \times \frac{80 \times (300 - 25)^3}{12} + \\ &2 \times 80 \times (300 - 25)(300 - 25 - 214,1)^2 + 7,34 \times 402 (214,1 - 30)^2 = 2777343,75 + \\ &+ 287291637 + 277291666,7 + 163187640 + 100006836,6 = 830555124 \text{ mm}^4. \end{aligned}$$

Taranglashtirilgan armatura tayanchlardan bo'shatilgan vaqtdagi qisuvchi kuch miqdori, armaturani taranglash aniqligi koeffitsienti $\gamma_{sp} = 1$ bo'lganda:

$$P_0 = \gamma_{sp} A_{sp} \sigma_{sp} = 1 \times 402 \times 337 \approx 135474 \text{ N}.$$

Qisuvchi P_0 kuch ta'siridan panel chetki siqilgan tolalarida hosil bo'ladigan kuchlanish (panel xususiy og'irlidan hosil bo'ladigan kuchlanish e'tiborga olinmaganda):

$$\begin{aligned} \sigma_{br,0} &= \frac{P_0}{A_{red}} + \frac{P_0 e_{or}}{I} y = \frac{135474}{100275} + \\ &\frac{135474 \times 184,1}{830555124} \times 214,1 = 1,35 + 6,43 = 7,78 \text{ MPa}. \end{aligned}$$

P_0 kuch bilan qisilgan panel betonning talab etiladigan mustahkamligi σ_{r0}/R_b nisbat bo'yicha tayinlanadi. Bizning misolimiz uchun ruxsat etiladigan nisbat $\sigma_{r0}/R_b = 0,85$.

Bundan $R_{br} = \sigma_{br0} / 0,85 = 7,78 / 0,85 = 9,15 \text{ MPa}$. $R_{br} > 0,5 V > 11 \text{ MPa}$ bo'lishi shart. $R_{br} = 11,0 \text{ MPa}$ qabul qilamiz.

Panel eni yarimining xususiy og'irligidan $g = \gamma_f \cdot \gamma_n Q_{\text{panel}}/l = (1,1 \times 0,95 \times 27)/6 \approx 4,7 \text{ kN/m}$ armatura kesimi og'irlik markazi sathida betondagi kuchlanish

$$\sigma_{b,d} = \frac{M_d}{I} y = \frac{20590000}{830555124} \times 214,1 = 5,3 \text{ MPa},$$

bu yerda, M_g –plita xususiy massasidan eguvchi moment, $\gamma_f > 1$ bo'lganda–

$$M_d = 4,7 \times 5,892/8 \approx 20,59 \text{ kN}\cdot\text{m} = 20380000 \text{ N}\cdot\text{mm}.$$

$\gamma_f = 1$ bo'lgandagi eguvchi moment –

$$M_{d,\text{ser}} = (4,7/1,1) \times 5,892/8 = 18,72 \text{ kN}\cdot\text{m} = 18530000 \text{ N}\cdot\text{mm}.$$

Armatura kesimi og'irlik markazi sathida siquvchi kuch R_0 va plita xususiy massasidan betondagi kuchlanish

$$\sigma_{bp,1} = \sigma_{bp,0} - \sigma_{b,d} = 7,78 - 5,3 = 2,48 \text{ MPa}.$$

keltirilgan formuladan

$$\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \times 11 = 0,525 < 0,8.$$

$$\text{Quyidagi nisbat } \sigma_{bp,1}/R_{br} = 2,48/11,0 = 0,225 < \alpha = 0,525.$$

Issiqlik ta'sirida ishlov berilgan og'ir betonning tez sodir bo'luvchi sirpanuvchanligidan armaturadagi kuchlanish kamayishi:

$$\sigma = 0,85 \times 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \times 40 \times \frac{0,225}{11} = 7,65 \text{ MPa}.$$

Beton qisilguncha armaturadagi kuchlanish kamayishi (birinchi kamayish):

$$\sigma_{\text{loss},1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 30 + 81,25 + 51,4 + 7,65 = 170,3 \text{ MPa}.$$

Betonni qisuvchi kuch:

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{s,r} - \sigma_{\text{loss},1}) = 402(500 - 170,3) = 132539,4 \text{ H} \approx 132,539 \text{ kN}.$$

Armatura kesimi og'irlik markazi sathida betondagi kuchlanish:

$$\sigma_{br,2} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}}{I} y = \frac{132539}{100275} + \frac{132539 \times 184,1}{830555124} \times 214,1 = 1,32 + 6,29 = 7,61 \text{ MPa}.$$

$$\text{Quyidagi nisbat } \sigma_{bp,2}/R_{bp} = 7,61/11 = 0,69 < 0,75.$$

Og'ir betonning sirpanuvchanligidan armaturadagi kuchlanish kamayishi: $\sigma_9 = 150 \times 0,85 \sigma_{bp,2}/R_{bp} = 150 \times 0,85 \times 0,69 = 87,975 \approx 88,0 \text{ MPa}.$

Beton kirishishidan armaturadagi kuchlanish kamayishi $\sigma_8 = 35 \text{ MPa}.$

Beton qisilgandan keyin armaturadagi kuchlanish kamayishi (ikkinchi kamayish): $\sigma_{\text{loss},2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 88 = 123 \text{ MPa}.$

Armaturadagi kuchlanishlar kamayishining umumiy miqdori:

$$\sigma_{\text{loss}} = \sigma_{\text{loss},1} + \sigma_{\text{loss},2} = 170,3 + 123 = 293,3 \text{ MPa.}$$

Betonni qisuvchi kuch:

$$R_2 = 402 (500 - 293,3) = 83093,4 \text{ N} \approx 83,09 \text{ kN.}$$

Panel bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan kesim mustahkamligini ko'ndalang kuch bo'yicha hisoblashda betonni qisuvchi kuch ta'sirini e'tiborga oladigan koeffitsient formuladan aniqlanadi:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{\gamma_{b2} R_{bt} b h_0} = 0,1 \times \frac{83090}{0,9 \times 0,9 \times 2 \times 80 \times 270} = 0,237 < 0,5, \text{ gde } N = P_1 = 83090 \text{ H.}$$

Kesim siqilgan raflarining ta'sirini e'tiborga oladigan koeffitsient φ_n rafning $2(b + 3h')$ $= 2(80 + 3 \cdot 25) = 310 \text{ mm}$ dan katta bo'lmagan eni bo'yicha aniqlanadi:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} = 0,75 \frac{(310 - 2 \times 80) 25}{2 \times 80 \times 270} \approx 0,065 < 0,5.$$

Koeffitsientlar yig'indisi $(1 + \varphi_n + \varphi_f) = (1 + 0,237 + 0,065) = 1,3 < 1,5$.

Panel tayanchi kesimidagi maksimal ko'ndalang kuch:

$$Q = 0,5 (g + s) l_0 = 0,5 \times 10,6 \times 5,92 = 31,376 \text{ kN.}$$

Og'ir betondan tayyorlanadigan panel kesimi qabul qila oladigan ko'ndalang kuchning minimal qiymati formuladan $s = 2h_0$ qabul qilib aniqlanadi:

$$Q_{\text{min}} = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c} = 0,5 \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = \\ = 0,5 \times 2,0 (1 + 0,237 + 0,065) 0,9 \times 0,9 \times 2 \times 80 \times 270 = 45489,5 \text{ H} > 31376 \text{ H.}$$

Quyidagi shart tekshiriladi: $Q = 31,376 \text{ kN} \leq Q_{\text{min}} = 45,49 \text{ kN}$.

Nart bajarilayapti, ko'ndalang armatura hisob bo'yicha talab qilinmaydi.

ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofalar quyidagicha qabul qilinadi: $l/4 = 6,0/4 = 1,5 \text{ m}$ bo'lgan tayanch zonalarida — $s \leq h/2 = 300/2 = 150 \text{ mm}$ va 150 mm dan katta qabul qilinmaydi; $l/2 = 6,0/2 = 3,0 \text{ m}$ bo'lgan o'rta zonada — $s = 3h/4 = 3 \times 300/4 = 225 \text{ mm}$.

Ko'ndalang armatura sifatida $\varnothing 8 \text{ A-I}$ qabul qilinadi

($R_{sw} = 175 \text{ MPa}$ va $A_{sw} = 50,3 \text{ mm}^2$). Ko'ndalang armatura qadami $s = 150 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

6. Panelni chegaraviy holatlar uslubining ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblash.

A-IIIv sinfli armatura bilan jihozlangan va yopiq xonada ekspluatatsiya qilinadigan panel yoriqbardoshlik talabining III toifasiga

mansub bo'lib, yoriqlarning paydo bo'lishi va ochilishi ruxsat etiladi. Bunda yoriqlarning ochilishi chagaralanib qisqa vaqt ochiladigan yoriqlarning $asrc,1 = 0,4$ mm, davomli ochiladigan yoriqlarning eni $asrc,1 = 0,3$ mm bilan chegaralanadi.

Qisuvchi kuch ta'siridan panel cho'ziladigan zonalarida uning bo'ylama o'qiga normal bo'lgan kesimlarda yoriqlarning paydo bo'lishini tekshirish.

Me'yoriy yuklar ta'siridan eguvchi moment miqdorlari:

a) ekspluatatsiya jarayonida – $M_{ser} = 37300000$ N·mm; $M_{1,ser} = 31200000$ N·mm;

b) tayyorlash jarayonida, panel xususiy og'irligidan – $M_{d2,ser} = 18720000$ N·mm.

Panel yuqori qirrasiga nisbatan kesim qarshilik momenti:

$$W' = \frac{I}{h-y} = \frac{830555124}{300-214,1} = 9668860 \text{ mm}^3.$$

Quyidagi koeffitsient hisoblanadi:

$$\varphi_b = 1,6 - \frac{\sigma_{bp,2}}{R_{bp}} = 1,6 - \frac{7,61}{11} = 0,908$$

bu yerda, $\sigma_{bp,2} = 7,61$ MPa – qisilgan betondagi kuchlanish, hisobi yuqorida keltirilgan.

$\varphi_b = 0,908 < 1$ bo'lganligi uchun $\varphi_b = 0,908$ qabul qilinadi.

Keltirilgan kesim og'irlik markazidan cho'zilgan zonadan eng uzoq joylashgan yadro nuqtasigacha bo'lgan masofa aniqlanadi:

$$r' = \varphi \frac{W'}{A_{red}} = 0,908 \times \frac{9668860}{100275} \approx 87,55 \text{ mm}.$$

Beton noelastik deformatsiyasini e'tiborga olgandagi kesim qarshilik momenti:

$$W_{pi} = \gamma' W' = 1,5 \times 9668860 = 14503290 \text{ mm}^3,$$

bu yerda, γ' – keltirilgan koeffitsient. Rafi cho'zilgan zonaga tushgan tavr kesimlar uchun $\gamma' = 1,5$.

betonning qisilish jarayonidagi qarshiligi $R_{bp} = 11$ MPa ga mos bo'lgan betonning cho'zilishdagi qarshiligi $R_{bt,ser} = 1,16$ MPa.

YOriqlar paydo bo'lishida kesim qabul qiladigan eguvchi moment:

$$M'_{crc} = R_{bt,ser} W'_{pl} = 1,16 \times 14503290 = 16823816 \text{ N·mm} \approx 16,8 \times 10^6 \text{ N·mm}.$$

Neytral chiziqqa paralell bo'lgan va cho'zilgan zonadan eng uzoq joylashgan yadro nuqtasidan o'tgan o'qqa nisbatan tashqi kuchlardan olingan eguvchi moment

$$M_r = M_{rp} - M_{g2,ser} = P_1 (e_{op} - r') - M_{g2,ser} = 83090 (184,1 - 87,55) - 42721363 = 8022339 - 18720000 = -6150339 \text{ N}\cdot\text{mm} = -6,15 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}.$$

$M_{erc} = 16,8 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} > M_r = 6,15 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$ bo'lganligi uchun panel kesimi yuqorisida yoriqlar paydo bo'lmaydi.

Tashqi yuklar ta'siridan panel cho'ziladigan zonalarida uning bo'ylama o'qiga normal bo'lgan kesimlarda yoriqlarning paydo bo'lishini tekshirish.

Panel pastki tolalariga nisbatan kesim qarshilik momenti:

$$W = \frac{I}{y} = \frac{830555124}{214,1} = 3879286 \text{ mm}^3.$$

Beton noelastik deformatsiyasini e'tiborga olgandagi kesim qarshilik momenti:

$$W_{pl} = \gamma' W = 1,75 \times 3879286 = 6788750 \text{ mm}^3.$$

bu yerda, γ' -ilovada keltirilgan koeffitsient. Rafi siqilgan zonaga tushgan tavr kesimlar uchun $\gamma' = 1,75$.

Tashqi yuklar ta'siridan panel yuqori tolalargi siqilgan betonidagi kuchlanish

$$\begin{aligned} \sigma'_b &= P_2 / A_{red} - \frac{P_2 e_{op}}{I_{red}} (h - y) + \frac{M_{ser}}{I_{red}} (h - y) = \\ &= 83090 / 100275 - \frac{83090 \times 184,1}{830555124} (300 - 214,1) + \\ &+ \frac{36200000}{830555124} (300 - 214,1) = 0,83 - 1,58 + 3,74 = 2,99 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Quyidagi koeffitsient hisoblanadi:

$$\phi_b = 1,6 - \frac{\sigma'_b}{R_{bp}} = 1,6 - \frac{2,99}{15} = 1,4.$$

$\phi_b = 1,4 > 1$ bo'lganligi uchun $\phi_b = 1$ qabul qilinadi.

Keltirilgan kesim og'irlik markazidan cho'zilgan zonadan eng uzoq joylashgan yadro nuqtasigacha bo'lgan masofa :

$$r = \phi \cdot \frac{W}{A_{red}} = 1,0 \times \frac{3879286}{100275} = 38,68 \text{ mm}.$$

YOriq paydo bo'lish holatida kesim qabul qiladigan eguvchi moment miqdori:

$$M_{erc} = R_{bt,ser} W_{pt} + P_2 (e_{op} + r) = 1,4 \times 6788750 + 83090 (184,1 + 38,68) = 9504250 + 18510790 = 28015040 \text{ N}\cdot\text{mm} = 28,01 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}.$$

$M_{l,ser} = 30,2 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} > M_{erc} = 28,01 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$ bo'lganligi uchun panel pastki cho'zilgan zosida, yani bo'ylama qovurg'alarda yoriqlar paydo bo'ladi.

Panel bo'ylama o'qiga normal bo'lgan yoriqlarning ochilishini tekshirish.

Quyidagi koeffitsientlarning miqdorlari hisoblanada.

Ø 16 A-IIIv sterjen ($A_s = 402 \text{ mm}^2$) bilan armaturalangan panel bo'ylama qovurg'asini armaturalanish koeffitsienti $\mu = A_s/(bh_0) = 402/(2 \times 80 \times 270) = 0,0093$.

Armatura yuzasini beton yuzasiga keltirish uchun koeffitsient $\alpha = E_s/E_b = 180000/24500 = 7,34$.

formuladan:

$$\delta = \frac{M_{ser}}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{37300000}{2 \times 80 \times 270^2 \times 15} = 0,213.$$

$$\delta_l = \frac{M_{l,ser}}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{31200000}{2 \times 80 \times 270^2 \times 15} = 0,178.$$

formuladan:

$$\lambda = \varphi f \left(1 - \frac{h'_f}{2 \times h_0} \right) = 1,14 \left(1 - \frac{25}{2 \times 270} \right) = 1,87.$$

formuladan:

$$\varphi f = \frac{(b'_f - b) h'_f + \frac{\alpha}{2V} A_s}{bh_0} = \frac{(2133 - 2 \times 80) 25 + 0}{2 \times 80 \times 270} = 1,14.$$

formuladan:

$$e_{s,tot} = \frac{M}{N} = \frac{37300000}{83090} = 448,9 \text{ mm. ets, tot} = 31200000/83090 = 375,5$$

mm.

formuladan:

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,213 + 1,87)}{10 \times 0,0093 \times 7,34}} + \frac{1,5 + 1,14}{11,5 \frac{448,9}{270} - 5} = 0,054 + 0,187 = 0,241;$$

$$\xi_l = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,178 + 1,87)}{10 \times 0,0093 \times 7,34}} + \frac{1,5 + 1,14}{11,5 \frac{375,5}{270} - 5} =$$

$$= 0,055 + 0,24 = 0,295.$$

formuladan:

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \phi_f - \xi^2}{2(\phi_f + \xi)} \right] = 270 \left[1 - \frac{\frac{25}{270} 1,14 + 0,241^2}{2(1,14 + 0,241)} \right] = 253,7 \text{ mm};$$

$$z_l = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \phi_f - \xi^2}{2(\phi_f + \xi)} \right] = 270 \left[1 - \frac{\frac{25}{270} 1,14 + 0,295^2}{2(1,14 + 0,295)} \right] = 251,3 \text{ mm};$$

formuladan:

$$\sigma_s = \frac{M - P_z(Z_l - e_{op})}{A_s Z} = \frac{36200000 - 83090(253.7 - 0)}{402 \times 253.7} = 148 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{ls} = \frac{M_l - P_z(Z_l - e_{op})}{A_s Z_l} = \frac{30200000 - 83090(251.3 - 0)}{402 \times 251.3} = 92,25 \text{ MPa}.$$

formuladan hamma yuklar ta'siridan yoriqlarning qisqa vaqt davomida ochilish kengligi:

$$a_{cr}^1 = \sigma_s \cdot 20(3,5 - 100 \mu) \sqrt[3]{d} / E_s = 148 \times 20(3,5 - 0,93) \sqrt[3]{16} / 180\,000 = 0,106 \text{ mm}.$$

Davomli yuklar ta'siridan yoriqlarning qisqa vaqt davomida ochilish kengligi

$$a_{cr}^2 = \sigma_{ls} \cdot 20(3,5 - 100 \mu) \sqrt[3]{d} / E_s = 92,25 \times 20(3,5 - 0,93) \sqrt[3]{16} / 180\,000 = 0,066 \text{ mm}.$$

Davomli yuklar ta'siridan yoriqlarning davomli ochilish kengligi

$$as_{rs,l} = \phi l \cdot a_{cr}^2 = 1,46 \times 0,066 \approx 0,096 \text{ mm} < ac_{gs,2} = 0,3 \text{ mm}.$$

Bu yerda, $\phi l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0093 = 1,46$ – yuklarning davomli ta'sirini e'tiborga oladigan koeffitsient.

Qisqa vaqt davomida yoriqlarning ochilish kengligi

$$as_{rs} = a_{cr}^1 - a_{cr}^2 + as_{rs,l} = 0,106 - 0,066 + 0,096 = 0,136 \text{ mm} < aas_{rs,l} = 0,4 \text{ mm}.$$

Panel bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan yoriqlarning paydo bo'lishini tekshirish.

Bitta bo'ylama qovurg'a tayanchi kesimidagi me'yoriy yuklardan

$$q_{ser} = (g_{ser} + s_{ser}) = 8,612 \text{ kN/m}$$

ko'ndalang kuch miqdori

$$Q_{ser} = 0,5(g_{ser} + s_{ser})l_0 = 0,5 \times 8,612 \times 5,89 = 25,36 \text{ kN} = 25360 \text{ N}.$$

Panel chetidan tayanch qirrasigacha bo'lgan masofa

$$u = 240/2 - (6000 - 5970)/2 = 105 \text{ mm}.$$

Bu yerda: 6000 mm – plitaning nominal uzunligi; 5970 mm – panelning konstruktiv uzunligi; $b = 240$ mm – yuk ko'taruvchi konstruksiyaning yuqori tasmasi eni (6.11 – rasm).

formuladan ankersiz taranglashtiriladigan Ø16 A-IIIv armatura uchun kuchlanishlarni uzatish zonasi uzunligi:

$$l_p = \left(\omega_p \frac{\sigma_{rp}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d = \left(0,25 \frac{329,7}{11} + 10 \right) 16 = 280 \text{ mm}$$

Bu yerda, $\sigma_{sp} = 500 - 170,3 = 329,7 \text{ MPa}$ va $R_{bp} = 11 \text{ MPa}$; 500 MPa – taranglashtiriladigan armaturadagi tastlabki kuchlanish; $\sigma_{loss,l} = 173,2 \text{ MPa}$ – taranglashtiriladigan armaturadagi tastlabki kuchlanishlarning birinchi guruh kamayishi.

Panel kesimini qisuvchi kuchning tayanch qirrasidagi miqdori:

$$R'2 = 83090 \times 105 / 280 = 31158 \text{ N.}$$

Qisuvchi kuch ta'siridan panel kesimidagi kuchlanish:

$$\sigma_x = R2/A = 31158 / 100275 = 0,31 \text{ MPa.}$$

Og'irlik markasidan yuqori joylashgan kesim yuzasi qismining neytral o'qqa nisbatan statik momenti

$$S = b_f h_f (h - 0,5 h_f - y) + b_m (h - h_f - y)^2 / 2 = 2133 \times 25 (300 - 0,5 \times 25 - 214,1) + 2 \times 80 (300 - 25 - 214,1)^2 / 2 = 3914055 + 1296704,8 \approx 4210760 \text{ mm}^3.$$

Urinma kuchlanish miqdori

$$\tau = Q_{ser} \cdot S / (I \cdot b_m) = 25360 \cdot 4210760 / (830555124 \cdot 2 \cdot 80) = 0,8 \text{ MPa.}$$

Bu yerda, $v_a = 830555124 \text{ mm}^3$.

Tayanch reaksiyasi qo'yilgan joyga yaqin bo'lgan kesimdagi maksimal siquvchi kuchlanish

$$\sigma_y = Q_{ser} / (bh) = 25360 / (2 \times 80 \times 270) = 0,587 \text{ MPa.}$$

formuladan betondagi bosh siquvchi kuchlanish

$$\sigma_{mc} = - \left[\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2} \right] = - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2} =$$

$$= - \frac{0,31 + 0,587}{2} - \sqrt{\left(\frac{0,31 - 0,587}{2} \right)^2 + 0,8^2} = -0,45 - 0,81 = -1,26 \text{ MPa.}$$

Bosh cho'zuvchi kuchlanish: $\sigma_{mt} = -(0,45 - 0,81) = 0,36 \text{ MPa}$
 $< R_{bt,ser} = 1,4 \text{ MPa.}$

formuladan betonning murakkab kuchlanish holatini hisobga oladigan koeffitsient

$$\phi b4 = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{bt,ser}}{0,2 + \alpha B} = \frac{1 - 1,26 / 15}{0,2 + 0,01 \times 20} = \frac{0,916}{0,4} = 2,29 > 1.$$

Bu yerda, sinfi B10 bo'lgan og'ir beton uchun $R_{b,ser} = 15 \text{ MPa}$, $\alpha = 0,01$ va $V=20$.

Koeffitsient $\phi b4 = 1$ qabul qilinadi.

$\sigma_{ms} = 0,36 \text{ MPa} < R_{bt,ser} = 1,4 \text{ MPa}$ bo'lganligi uchun panel bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan kesimlarda yoriqlar paydo bo'lmaydi.

Panelning salqiligini tekshirish. Panel bo'ylama o'qiga normal bo'lgan kesimlarda yoriqlar paydo bo'lganligi sababli panel o'qining egriligi yoriqlarning paydo bo'lishini e'tiborga olib aniqlanadi. Panel hisobiy uzunligining balandligiga nisbati $l_0/h = 5890/300 \approx 19 > 10$ bo'lganligi sababli salqilikni aniqlashda ko'ndalang kuchning ta'siri e'tiborga olinmayda. Salqilik faqat eguvchi moment ta'siridan aniqlanadi.

Panel uchun ruxsat etiladigan salqilik estetik-psixologik talab bo'yicha chegaralanadi. Ravog'i $l=6,0\text{m}$ bo'lgan panel uchun ruxsat etiladigan chegaraviy salqilik $f = 10/200 = 5890/200 = 29,45\text{ mm}$.

Panelning salqligi estetik-psixologik talab bo'yicha chegaralanganligi sababli hisob doimiy va vaqtincha davomli yuklar ta'siriga bajariladi. Bunda yuk bo'yicha ishonchlilik ko'effitsienti $\gamma_f = 1$ qabul qilinadi.

YUqorida keltirilgan hisoblardan: $M_{i,ser}=31200000\text{N}\cdot\text{mm}$;
 $\xi l=0,295$;

$\phi l = 1,14$; $Zl=251,3\text{ mm}$; $W_{pl}=6788750\text{mm}^3$; $e_{or}=184,1\text{mm}$;
 $e_{ls,tot}=375,5\text{ mm}$;

$r = 38,68\text{ mm}$; $R_2 = 83090\text{ N}$; $A_s = 402\text{ mm}^2$; $E_s = 180\,000\text{ MPa}$; $E_b = 24500\text{ MPa}$.

Panel kesimini qisuvchi kuch ta'siridan moment:

$M_{2p} = P_2(e_{op} + r) = 83090(184,1 + 38,68) = 18510790\text{ N}\cdot\text{mm}$.

yoriqlar orasida joylashgan siqilgan beton chetki tolalaridagi deformatsiyaning noteks taqsimlanishini e'tiborga oladigan ko'effitsient $\psi_b = 0,9$. [Yukning davomli ta'sirini e'tiborga oladigan ko'effitsient $\phi_{ls} = 0,8$.

formuladan: $\phi_m = R_{bt,ser} W_{pi} / (M_{i,ser} - M_{2p}) = 1,4 \times 6788750 / (31200\,000 - 18510790) = 9504250 / 12689210 = 0,749 < 1$.

formuladan yoriqlar orasida joylashgan cho'zilgan armaturadagi deformatsiyaning noteks taqsimlanishini e'tiborga oladigan ko'effitsient ψ_s aniqlanadi:

$$\psi_s = \frac{1,25 - 0,8 \times 0,749}{\frac{1 - 0,749^2}{(3,5 - 1,8 \times 0,749)375,5/270}} = 1,25 - 0,6 - 0,146 = 0,504 < 1.$$

Bu yerda: $e_{s,tot}/h_0 = 375,5/270 = 1,39 > 1,2/\phi_{ls} = 1,2/0,8 = 1,25$
 shart bajarilayapti.

Atrof muhit havosining namligi 40 dan 75 % gacha bo'lganda jadvaldan og'ir betonning elastik-plastik holatini xarakterlovchi ko'effitsient $\nu = 0,15$ aniqlanadi. formuladan panel o'qining egriligi

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{31200\,000}{270 \times 251,3} \left[\frac{0,504}{180000 \times 402} + \frac{0,9}{(1,14 + 0,295)2 \times 80 \times 270 \times 24500 \times 0,15} \right] - \frac{83090 \times 0,504}{270 \times 180000 \times 402} = 459,83(0,0696 + 0,0393)10^{-7} - 21,43 \cdot 10^{-7} = 28,5 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$$

Betonning kirishishi va qisuvchi zo'riqish ta'siridan beton sirpanuvchanligi (polzuchest) natijasida panel bukilishining egrilik o'qi

$$\left(\frac{l}{r}\right)_d = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_0} = \frac{\sigma_b - \sigma'_b}{E_s h_0} = \frac{130,65 - 2,99}{180000 \times 270} = 26,26 \times 10^{-7} \frac{1}{\text{cm}}$$

bu yerda, $\sigma_b = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 7,65 + 35 + 88 = 130,65 \text{ MPa}$ – betonning tez sodir bo‘ladigan sirpanuvchanligi, kirishishi va sirpanuvchanligidan armaturadagi dastlabki kuchlanishlar kamayishining yig‘indisi;

$\sigma'_b = 2,99 \text{ MPa}$ – tashqi yuk ta’siridan siqilgan beton yuqori tolalaridagi kuchlanish.

Panel o‘qining to‘liq egriligi

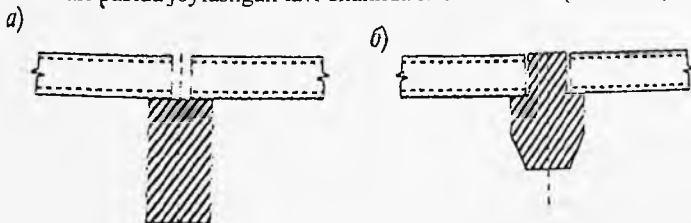
$$(1/r) = (1/r)_1 - (1/r)_4 = (28,5 - 26,26) 10^{-7} = 2,24 10^{-7} \text{ 1/mm.}$$

$$\text{Panel salqiligi } f = \frac{5}{48} \times \frac{1}{r} \times l_0^2 = \frac{5}{48} \times 2,24 \times 10^{-7} \times 5890^2 = 0,81 \text{ mm} < 29,45 \text{ mm.}$$

6.2. 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 loyixaga binoan o‘rinlariga joylashtiriladi.

Yig‘ma temirbeton orayopma rigellarining ko‘ndalang kesimlari ikki xil kabul kilinadi. (6.14-rasm). Orayopmaning yig‘ma plitalari rigel ustiga o‘rnatilganda rigelning ko‘ndalang kesimi to‘g‘ri to‘rtburchak shaklida kabul kilinadi (6.14a,- rasm). Orayopmaning yig‘ma plitalari rigelning tokchasiga mindirilganda rigelning ko‘ndalang kesimi tokchalari pastda joylashgan tavr shaklida kabul kilinadi. (6.14-rasm).



6.14 - rasm. Plitalarning ko‘ndalang kesimi to‘g‘ri to‘rtburchak (a) va tavr(b) shaklida bo‘lgan rigellarga o‘rnashishi

Yig‘ma temirbeton plitalarning minimal qalinliklari armaturani joylashtirish va betonning ximoya qatlamini ta‘minlash talablariga ko‘ra belgilanadi va 25...30 mm dan kam kabul kilinmaydi. Plitalarning

minimal qalinliklari ravog'ining kiymatiga ko'ra (1 1 - kiska yo'nalishda, 1 2 - uzun yo'nalishda) 6.3 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, 5,6, 6,2, 6,3 za 7,1 m qabul qilinadi. Bunday plitalarning balandliklari esa 220 mm kabul kilinadi. Plita tanasida uning uzunligi bo'yicha joylashgan diametri 136 yoki 156 mm bo'lgan silindr shaklidagi bo'shliqlar xosil kilinadi.

Xozirgi vaqtda yassi bo'sh tanali plitalar yangi, zamonaviy texnologiya - qolipsiz beton texnologiyasi asosida tayyorlanmovda. Bunday plitalar stendlarda tayyorlanib diametri 5 mm bo'lgan yuqori mustaxkamli simlar bilan armaturalanadi. Armaturalari stend tayanchlariga maxkamlanib 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, rafining qalinligi esa 50 mm qilinadi. Plita bo'ylama qovurg'aning eni esa 70 mm kabul kilinadi. Plitada xar 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 B10 bo'lgan, oldindan kuchlantirilgan yig'ma plitalar uchun esa B15...B30 sinfli betonlar ko'llash tavsiya etiladi. Oddiy armaturalar sifatida, A-I (240), A-II(300), A-III (400), V-1, Vr-I sinfli po'lat armaturalar kollaniladi. Oldindan taranglashtiriladigan armaturalar sifatida A-IIIv, A-IV(600), A-V(800) sinfli sterjenli va V-II, Vr-II sinfli sim armaturalar kollaniladi.

Yig'ma plitalar ikki tayanchda erkin yotgan elementlardek egilishga xisoblanadi (6.10- rasm).

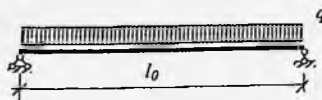
Element kesimidagi M va Q zo'riqishlar quyidagi formulalardan aniqlanadi: $M = q l_0^2 / 8$. $Q = q l_0 / 2$ (6.1)

bu yerda q - plitaning bir metr uzinligiga moc bolgan xisobiy yuk; l_0 - plinaning xisobiy uzunligi. Ko'ndalang kesimi butun bo'lgan plitalarda armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklidagi egiladigan elementlardek hisoblanadi.

6.3 jadval. Plitalarning taqribiy minimal qalinligi

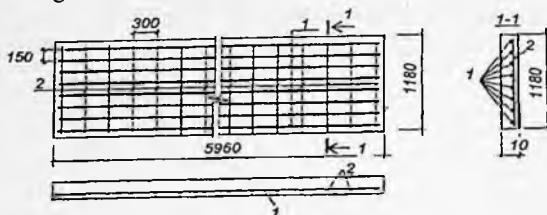
Plita turlari va tayanish tasnifi	Beton turi	
	Og'ir	Engil
To'sinli: erkin tayanish elastik qistirilganda	$(1/35)l$,	$(1/30)l$,
	$0/45)l$,	$(1/35)l$,
	40 mm — tom yopmalarida; 50 mm turar — joy - binolarining orayopmalarida; 60 mm sanoat binolarining orayopmalarida; 80 mm -o'tish joyi osti yopmalari uchun Sinf B7,5 va undan kichik bo'lgan engil betondan tayyorlangan plitalar uchun	
	80 mm	70 mm
ikki yo'nalishda ish- laydigan: girdi bo'yicha erkin tayanganda	$(1/45)l$,	$(1/38)l$,
xuddi shunday, elastik qistirilganda	$(1/50)l$,	$(1/42)l$,
kesson plitalar erkin tayanganda	$(1/30)l$,	$(1/25)l$,
xuddi shunday, elastik qistirilganda	$(1/35)l$,	$(1/30)l$,
to'sinsiz orayopmalarining plitalari: kapital usti plitalari bilan	$(1/40)l_2$	$(1/30)l_2$
xuddi shunday, kapital usti plitalarisiz	$(1/35)l_2$	$(1/27)l_2$

ESLATMA: Bir oraliqli va g'isht devorga tayanuvchi plitalar erkin tayangan, temirbeton to'sinlar bilan yaxlit birlashgan plitalar esa elastik qistirilgan deb hisoblanadi.



6.15-rasm. Yassi butun kesimli plitani armaturalanishi 6.16-rasmda keltirilgan. Ko'p bo'shliqli yig'ma plitalarning ravog'i 4 m gacha bo'lganda ular oddiy armaturalar bilan, ravog'i 6 m va undan katga bo'lganda esa oldindan taranglashtiriladigan armaturalar bilan jixozlanadi (6.17-rasm). Elektgrotermik 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 tur 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) ko'yiladi. Sinch ko'ndalang sterjenlari hisob bo'yicha tanlanadi va o'larning kadami 150mm dan va plita kesimi balandligining yarmidan katta qabul qilinmaydi. Plitaning ostki qismiga taranglashtirilgan

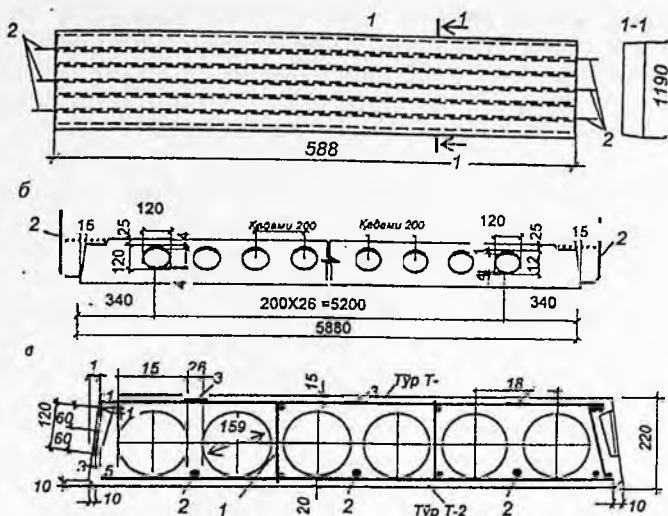


6.16-rasm. Yassi butun kesimli plitaning armaturalanishi, 1-ishchi bo'yoama armatura, 2-montaj armatura armatura va sinchlarning ostidan diametri 3-4 mm bo'lgan simli T-2 to'r to'shaladi.

Seysmik tumanlarda qo'llaniladigan plitalarda bo'ylama sterjenlar yo'nalishida maxsus armaturalarning (2) uchlari chiqarib qo'yiladi (6.17,a, - rasm). Bu armatura chiqiqlari antiseysmik belbog' sinchlari quyilgandan keyin qayirib plitaning biriktiruvchi detaliga (3) payvandlanadi.

Ko'p bo'shliqli yig'ma plitalarning bir - biriga nisbatan siljishini cheklash maqsadida ularning yon tomonlarida chuqurchalar hosil kilinadi (6.17.b-rasm). Plitalarning oralari korishma bilan to'ldirilganda qorishma bilan to'lgan chuqurchalarda "shponka" hosil bo'ladi.

Ko'p bo'shliqli yig'ma plitalarning balandliklari odatda 220 mm kabul kilinadi. Plitalarning nominal uzunliklari esa 4,7, 5,8, 5,6, 6,2, 6,3 va 7,1 m qabul qilinadi. Xozirgi vaqgda uzunligi 12,0 metrgacha bo'lgan plitalar ishlab chiqarilmokda. Bunday plitalarning balandligi 300 mm qabul kilingan. Bunday plitalar oldindan kuchlantirib tayyorlanadi. Balandligi 220 mm va uzunligi 5,6 m bo'lgan plitani armaturalash 6.17 - rasmda keltirilgan. Balandligi 300 mm dan kichik bo'lgan ko'p bo'shliqli plitalarda ko'ndalang sterjenlarni ko'yilmasligiga ruxsat etiladi. Plitalar sinflari B15...V25 bo'lgan betonlardan tayyorlanadi.



6.17 - rasm. Yassi bo'sh tanali plitani armaturalanishi
d – aylana shakldagi bo'shliq diametri; n – bo'shliqlar soni.

Qalinligi 300 mm gacha bo'lgan doiraviy bo'shliqli oldindan kuchlantirilgan plitalarni bo'ylama o'qiga normal bo'lgan kesimi uchun darzbardoshlik momenti M_{sgs} yuk bo'yicha ishonch koeffitsienti $\gamma_r = 1$ bo'lgandagi tashqi yuk momentining 80% dan kam bo'lmasa, tayanchdan o'tkazib ko'yilgan taranglashtirilgan armatura sterjenlari orasidagi masofani 600 mm gacha oshirishga ruxsat etiladi.

Orayopma plitalarining g'isht devorga o'nashish uzunligi 120 mm dan, beton bloklardan tiklangan devorga tayanish uzunligi 100 mm dan kam bo'lmasligi va ular antiseysmik belbog'lar bilan birlashtirilgan bo'lishi shart.

Yirik paneli binolarda plitalar girdi bilan tayanganda tayanish uzunligi 60 mm dan, tomoni bilan tayanganda esa 70 mm dan kam qabul qilinmaydi.

Ko'p bo'shliqli yig'ma plitalar ikki tayanchda erkin yotgan elementlardek egilishga xisoblanadi. Element kesimidagi M va Q zo'riqlar (6.1) formulalardan aniqlanadi.

Armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi ko'ndalang kesimi tavr shaklidagi egiladigan elementlardek xisoblanadi (6.17,b – rasm).

bunda plitaning eni quyidagicha aniqlanadi $b=b_f-n*a$, bu yerda

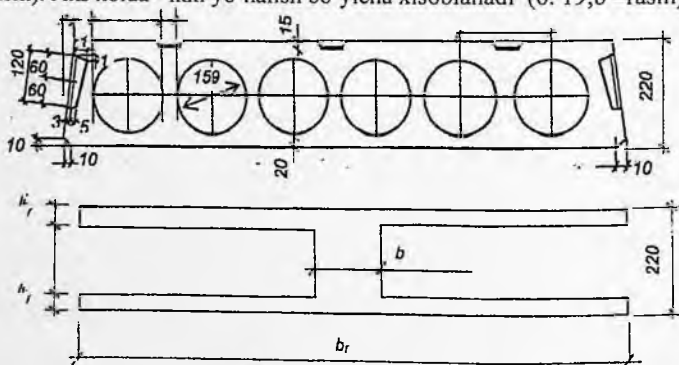
$$a = \sqrt{\frac{\pi d^2}{4}} = d \sqrt{\frac{\pi}{4}} = 0,886d \approx 0,6d$$

Plita 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 6.18,v - rasmda keltirilgan.

Qovurg'ali plitaning rafi armaturali'tur bilan, ko'ndalang qovurg'asi esa armaturali sinch jixozlanadi. Plitaning bo'ylama qovurg'asi oddiy yoki taranglashtiriladigan armatura bilan jihozlanadi.

Qovurg'ali plitaning bo'ylama qovurg'asida biriktiruvchi detallar ko'yiladi. Qovurg'ali plitalar rigellar yoki to'sinlarga biriktiruvchi detallari orkali payvandlab biriktiriladi. Qovurg'ali plita rafini hisoblash ko'ndalang qovurg'alarning joylashishiga va ko'ndalang qovurg'a uzunligining ular orasidagi masofalari nisbatiga bog'lik. $l_1/l_2 > 2$ bo'lganda raf to'sin plitalardek qisqa tomoni bilan hisoblanadi. (6.19,a - rasm). Aks xolda - ikki yo'nalish bo'yicha xisoblanadi (6. 19,b –rasm).



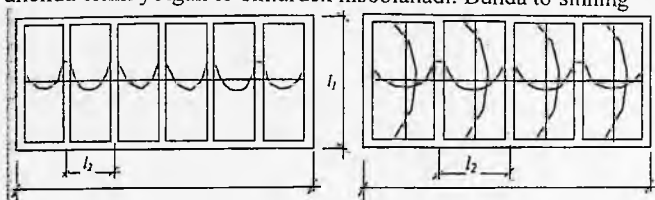
6.18 - rasm. Bo'sh tanali plitani xisoblashga doir:

a - xakikiy kesimi; b - xisobiy kesimi.

Ko'ndalang qovurg'alar shartli ravishda ikki tayanchda erkin yotgan to'sinlardek xisoblanadi. Ko'ndalang qovurg'aning xisobiy sxemasi 6.10- rasmda keltirilgan.

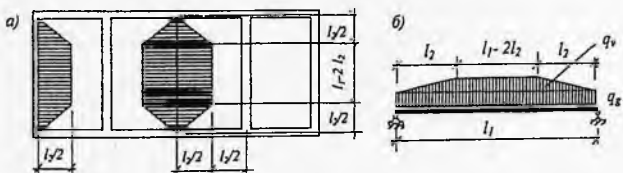
Raflari ikki yo'napishda ishlaydigan qovurg'ali plitalarning ko'ndalang qovurg'alarini xisoblash va sxemasi 6.19,b - raemda keltirilgan. Rafdan ko'ndalang qovurg'alarga uzatiladigan yuklarni aniqlashda yuk ta'sir yuzasi 6.19,a- rasmda keltirilgandek kabul kilinadi.

Qovurg'ali orayopma plitasini bo'ylama qovurg'asi ham ikkita tayanchda erkin yotgan to'sinlardek hisoblanadi. Bunda to'sinning



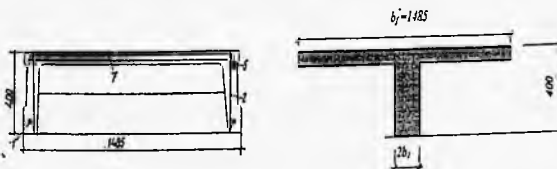
6.19-rasm. Plita rafini hisoblashga doir:

a) $l_1/l_2 \geq 2$ bo'lgan xol; b) $l_1/l_2 < 2$ bo'lgan xol



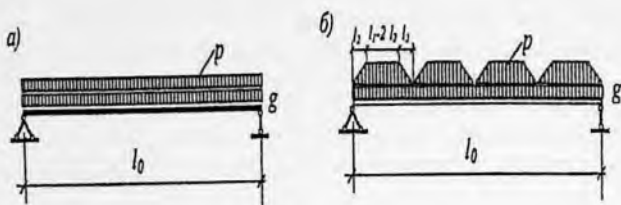
6.20-rasm. Ko'ndalang qovurg'ali hisoblashga doir.

a-Yuk ta'sir yuzlari, b-ko'ndalang qovurg'a hisobiy qismi.

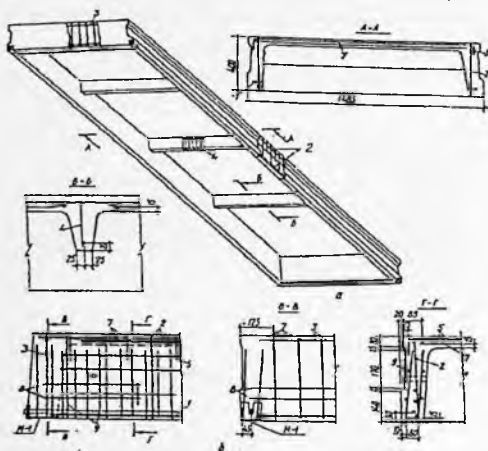


6.21-rasm. Bo'ylama qovurg'ani hisoblashga doir.

a-haqiqiy kesim, b-hisobiy kesim Bo'ylama qovurg'aga ta'sir qiladigan yuk plita rafi (tokchasi) tomonlarining nisbatiga bog'liq. (6.21-rasm). Plita rafi tomonlarining nisbati $l_1/l_2 \geq 2$ bo'lsa, bo'ylama qovurg'aga ta'sir qiladigan yuklar 6.22, a - rasmda keltirilgan sxema bo'yicha olinadi. Aks holda 6.22,b - rasmda keltirilgan sxema bo'yicha olinadi.



6.22-rasm. Bo'ylama qovurg'aning hisobiy sxemasi. a) $l_1/l_2 \geq 2$ bo'lgan xol; b) $l_1/l_2 < 2$ bo'lgan xol Qovurg'ali orayopma plitasining armaturalanishi 6.23-rasmda keltirilgan.



6.23-rasm. Qovurg'ali orayopma plitasi. A-plitaning ko'rinishi, b-tayanch tuguni, 1-oldindan taranglashtiriladigan armatura, 2...6-sinch va to'rlar sterjenlarining raqamlari, M-1 biriktiruvchi detal.

Mavzu bo'yicha misollar.

Ravog'i 6 m bo'lgan yig'ma tom to'sini

1. Armatura va beton sinflarini tanlash. To'sinning armaturasi oldindan taranglashtirilmaydi. Shuning uchun bo'ylama armatura sifatida A400 (A-III) sinfli armatura tanlanadi. [17] adabiyotning 2-jadvaliga muvofiq bunday armatura bilan jihozlangan va yopiq xonada ekspluatatsiya qilinadigan konstruksiyaga yoriqbardoshlik bo'yicha III toifa talabi qo'yiladi. III toifaga mansub bo'lgan konstruksiyalar uchun:

yoriqlarning qisqa vaqt davomida ochilish kengligi 0,4 mm, davomli ochilishi esa 0,3 mm dan kata bo'lmashligi shart.

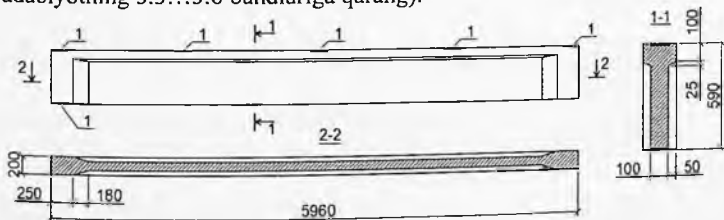
To'sinni tayyorlash uchun B10 sinfli beton qabul qilinadi. B10 sinfli beton uchun, $R_{b,ser} = 15,0$ MPa; $R_{bt,ser} = 1,4$ MPa; $R_b = 11,5$ MPa; $R_{bt} = 0,9$ MPa; atmosfera bosimi ostida issiqlik bilan ishlov berilgan beton uchun — $E_b = 24500$ MPa. Havoning nisbiy namligi 75 % past bo'lgan sharoitda yuklarning davomli ta'siri e'tiborga olinganda betonning ishlash sharoiti koeffitsienti $\gamma_{b2} = 0,9$ qabul qilinadi.

A400 (A-III) sinfli armatura uchun, $R_{s,ser} = 390$ MPa; $R_s = 365$ MPa; $E_s = 200000$ MPa.

Bo'ylama montaj armatura uchun A240 (A-I) sinfli sterjen armatura va ko'ndalang armatura uchun Br-I sinfli oddiy sim qabul qilinadi.

2. Tom konstruksiyasida hosil bo'ladigan yuklar. Qabul qilingan tom konstruksiyasiga bog'liq ravishda hosil btavro'ladigan yuklarni hisoblash (kN/m²) jadval shaklida keltirilgan (6.24 — jadvalga qarang).

Qurilish tumani Samarqand shahri. KMK 2.01.07-96 [15] ning №5 (karta №1) ilovasiga muvofiq Samarqand shahri qor qoplami og'irligi bo'yicha va tumanga mansub. QMQ ning 4-jadvaligi muvofiq va tuman uchun yer gorizontali sirti 1 m² yuzasiga ta'sir qiladigan qor qoplami og'iriligidan hosil bo'ladigan yukning me'yoriy qiymati $s_0 = 0,5$ kPa (50 kg/m²). Tomning gorizontga nishabligi 250 dan kichik bo'lganligi sababli $\mu = 1$ qabul qilinadi. Bu yerda μ yer sirtidagi qor qoplami og'iriligidan tomga ta'siri qiladigan qor yukiga o'tish koeffitsienti ([15] adabiyotning 5.3...5.6 bandlariga qarang).



6.24.— rasm. Ravog'i 6 m bo'lgan stropila to'sini:

1 — biriktiruvchi detallar; 2 — ko'tarish halqasi.

Tomning 1 m² yuzasiga ta'sir qiladigan qor qoplami og'irligining me'yoriy qiymati $s_{ser} = s_0 \times \mu = 0,5 \times 1,0 = 0,5$ kN/m²; hisobiy qiymati $s = s_{ser} \times \gamma_r = 0,5 \times 1,4 = 0,7$ kN/m²;

[15] adabiyotning 7 ilovasiga muvofiq to'sin ishlatiladigan bino tayinlanish bo'yicha II sinfga mansub bo'lganligi sababli yuklarni hisoblashda tayinlanish bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti $\gamma_f = 0,95$ qabul qilinadi.

3. To'sinni mustahkamlik bo'yicha hisoblash. Hisobiy sxema sifatida ikki tayanchda erkin yotgan to'sin qabul qilinadi. To'sin qovurg'asi bo'ylama armaturasining diametri $\varnothing 10...20$ mm bo'lgan payvandlanadigan sinch bilan armaturalanadi. Bo'ylama armatura sinfi A400 (A-III) – $R_s = R_{sc} = 365$ MPa. Ko'ndalang armatura sinfi Br-I.

Ko'ndalang kesimi o'lchamlari 300×300 mm bo'lgan ustunga erkin o'rnatiladigan to'sinning hisobiy uzunligi $l_0 = 5960 - 2(2 \cdot 130/3) \approx 5786,6$ mm $\approx 5,8$ m.

To'sin xususiy og'irligidan hisobiy yuk, G to'sin = $1,15$ t ($\gamma_f > 1$ bo'lganda): $G_{to'sin} = G_{to'sin} \gamma_f \cdot \gamma_n / l_0 = 11,5 \times 1,1 \times 0,95 / 5,8 \approx 2,07$ kN/m.

Xudi shunday $\gamma_f = 1$ ulganda $g_{to'sin,1} = g_{to'sin} / \gamma_f = 2,07 / 1,1 = 1,88$ kN/m.

To'singa ta'sir qiladigan teng taqsimlangan yukning to'liq qiymati, $\gamma_f > 1$ bo'lganda;

$$P = (G + S) = \gamma_n (g_{n,max} + s) ab = 0,95(3,484 + 0,7)6 \times 1,5 = 35,8 \text{ kN},$$

bu yerda $a = 6$ m – to'sinlar orasidagi masofa– to'sin qadami, $b = 1,5$ m – qovurg'ali plita eni.

To'singa ta'sir qiladigan teng taqsimlangan yukning to'liq qiymati, $\gamma_f = 1$ bo'lganda:

$$P_{ser} = (G_{ser} + S_{ser}) = \gamma_n (g_{n,max} + s) a \cdot b = 0,95(2,94 + 0,5)6 \times 1,5 \approx 29,4 \text{ kN},$$

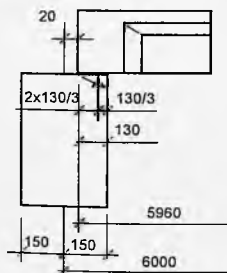
bu yerda $a = 6$ m – to'sinlar orasidagi masofa– to'sin qadami, $b = 1,5$ m – qovurg'ali plita eni.

To'singa ta'sir qiladigan teng taqsimlangan hisobiy yukning davomli qismi, pri $\gamma_f = 1$ bo'lganda: $P_{l,ser} = \gamma_n (g_{n,max}) ab = 0,95 \times 2,94 \times 6 \times 1,5 \approx 25,2$ kN/m,

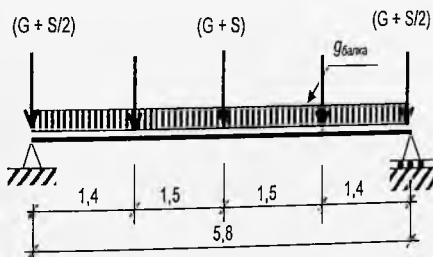
bu yerda $a = 6$ m – to'sinlar orasidagi masofa– to'sin qadami, $b = 1,5$ m – qovurg'ali plita eni.

6.4 – jadval. To'singa ta'sir qiladigan yuk hisobi

№	Tom konstruksiyasi	Me'yoriy yuk, gn (kN/m ²)	Yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti, γ_r	Hisobiy yuk, $g = g_n \times \gamma_r$ (kN/m ²)
1	Suvdan himoyalovchi qatlam, bitumga yopishtirilgan 3 qatlam ruberoid	0,10	1,3	0,130
2	Sement-qumli suvoq, qalinligi $\delta = 20$ mm, hajmiy og'irligi ρ $= 1800$ kg/m ³	$\delta \times \rho = 0,36$	1,3	0,468
3	Issiq saqlovchi qatlam— keramzit, qalinligi $\delta = 150$ mm, hajmiy og'irligi $\rho = 500$ kg/m ³ (22.1– jadval [46])	$\delta \times \rho = 0,75$	1,3	0,975
4	Bug'dan himoyalovchi qatlam—mastikaga yopishtirilgan ikki qatlam pergamin	0,06	1,3	0,078
5	Planda o'lchami 1,5x6 m bo'lgan qovurg'ali plita og'irligi $G = 1500$ kg (1500/1,5x6)	1,67	1,1	1,833
		$g_n = 2,94$		$g = 3,484$



6.25.rasm To'sin hisobiy
uzunligini aniqlashga doir



To'sin ravog'i o'rtasida to'liq yukdan eguvchi moment qiymati, $\gamma_r > 1$
bo'lganda:

$$M = \frac{g_{m\gamma cu,1} l_0^2}{8} + [R - (G + S)/2] \frac{l_0}{2} - (G + S)b$$

$$= \frac{2,07 \cdot 5,8^2}{8} + [71,6 - 35,8/2] \frac{5,8}{2} -$$

$$-35,8 \times 1,5 = 8,7 + 155,73 - 53,7 = 110,73 \text{ kNm},$$

bu yerda $R = 2(G + S) = 2 \times 35,8 = 71,6 \text{ kN}$.

To'sin ravog'i o'rtasida to'liq yukdan eguvchi moment qiymati, $\gamma f = 1$ bo'lganda:

$$M_{ser} = \frac{g_{m\gamma cu,1} l_0^2}{8} + [R_{ser} - (G_{ser} + S_{ser})/2] \frac{l_0}{2} - (G_{ser} + S_{ser})b = \frac{1,88 \times 5,8^2}{8} +$$

$$+ [58,8 - 29,4/2] \frac{5,8}{2} - 29,4 \times 1,5 = 7,9 + 127,89 - 44,1 = 91,69 \text{ kN}\cdot\text{m},$$

bu yerda $R_{ser} = 2 \cdot G_{ser} = 2 \cdot 25,2 = 50,4 \text{ kN}$.

To'sin ravog'i o'rtasida davomli yukdan eguvchi moment qiymati, $\gamma f = 1$ bo'lganda:

$$M_{1,ser} = \frac{g_{m\gamma cu,1} l_0^2}{8} + [R_{ser} - G_{ser}/2] \frac{l_0}{2} - G_{ser} \times b$$

$$= \frac{1,88 \times 5,8^2}{8} + [50,4 - 25,2/2] \frac{5,8}{2} -$$

$$-25,2 \times 1,5 = 7,9 + 109,62 - 37,8 = 79,72 \text{ kNm},$$

bu yerda $R_{ser} = 2 \times G_{ser} = 2 \times 25,2 = 50,4 \text{ kN}$.

Tayanchga yaqin kesimdagi ko'ndalang kuch:

$$Q = 0,5 \times g_{to'sin} l_0 + R = 0,5 \times 2,07 \times 5,8 + 2 \times 35,8 = 77,6 \text{ kN}.$$

Namunaviy loyiha bo'yicha to'sin ko'ndalang kesimining balandligi 590 mm. Kesim ishchi balandligi $h_0 = h - a = 590 - 50 = 540 \text{ mm}$, $a = 50 \text{ mm}$ – bo'ylama armatura ikki qator shoylashganligi uchun. To'sin qovurg'asining eni $b_r = 100 \text{ mm}$. To'sin yuqori qismining eni $b_f' = 200 \text{ mm}$.

Quyidagilarni hisoblaymiz: formuladan beton siqilish zonasining xarakteristikasi–

$$\omega = 0,8 - 0,008 \gamma_{b2} R_b = 0,85 - 0,008 \times 0,9 \times 11,5 = 0,767;$$

formuladan beton siqilish zonasi nisbiy balandligining chegaraviy qiymati –

$$\xi_R = \frac{0,85 \omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,85 \times 0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,534,$$

bu yerda $\sigma_s R = R_s = 365 \text{ MPa}$.

ξ_R ga mos bo'lgan qiymat $\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R) = 0,534(1 - 0,5 \times 0,534) = 0,391$.

To'sin bo'ylama o'qiga normal bo'lgan kesim bo'yicha mustahkamlikni hisoblash. To'sin ko'ndalang kesimi tavr shaklida bo'lib siqilgan yuqori tasmasining eni $b_f' = 200 \text{ mm}$.

Quyidagi shartni tekshiramiz:

$$M = 110,73 \text{ kN}\cdot\text{m} = 110,73 \cdot 10^{-6} \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$< M_u = R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5h_f') =$$

$$= 0,9 \times 11,5 \times 200 \times 112,5 (540 - 0,5 \times 112,5) = 112 \times 10^{-6} \text{ N}\cdot\text{m} = 112,0 \text{ kN}\cdot\text{m},$$

bu yerda $h_f' = (100 + 125)/2 = 112,5 \text{ mm}$.

Shart bajarilayapti. Neytral o'q tokchani kesib o'tayapti. Demak hisoblarda tavr kesim o'lchamlari $b \times h = 200 \times 540 \text{ mm}$ bo'lgan to'g'ri to'rtburchak deb qaraladi.

Nisbiy moment koefitsienti:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{110,73 \times 10^6}{0,9 \times 11,5 \times 200 \times 540^2} \approx 0,183.$$

Siqilish zonasining nisbiy balandligi

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,183} = 0,203;$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 0,898.$$

Talab qilinadigan cho'ziladan armaturaning kesim yuzasi:

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} R_s \zeta h_0} = \frac{110,73 \times 10^6}{365 \times 0,898 \times 540} = 625 \text{ mm}^2.$$

Kesimning armaturalanish koefitsienti $\mu = A_{sp}/(2bh_0) = 609/(100 \times 540) = 0,011 > 0,0005$.

Po'lat armatura sortamenti bo'yicha (Ilovaning P.5 jadvaliga qarang), talab qilinadigan armatura kesim yuzasi $A_{sp} = 609 \text{ mm}^2$ bo'yicha 2Ø20 A-III qabul qilamiz, $A_s = 628 \text{ mm}^2 > A_{sp} = 609 \text{ mm}^2$.

Talab qilinadigan va qabul qilingan armatura kesim yuzalarining farqi:

$$\frac{628 - 609}{628} \times 100 = 0,5\%$$

To'sin bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan kesim mustahkamligi hisobi

To'sin bo'ylama armaturasi taranglashtirilmaganligi uchun qiya kesim mustahkamligini hisoblashda qisuvchi kuch ta'siri e'tiborga olinmaydi va formula bo'yicha hisoblanadigan koefitsient $\varphi_n = 0$ qabul qilinadi.

Tavr kesim tokchalarining qiya kesim mustahkamligiga ta'sirini e'tiborga oladigan koeffitsient quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0} = 0,75 \frac{(200-100)112,5}{100 \times 540} \approx 0,156 < 0,5,$$

bu yerda, tavr kesim tokchasining eni $b_f = 2(b + 3h_f) = 2(100 + 3 \cdot 112,5) = 875 \text{ mm} > b_f = 200 \text{ mm}$ bo'lganligi uchun $b_f = 200 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

Koeffitsientlar yig'indisi $(1 + \varphi_n + \varphi_f) = (1 + 0 + 0,156) = 1,156 < 1,5$ talabga javob berishi kerak.

To'sin tayanchi yaqini kesimdagi kesuvchi kuch miqdori $Q_{\max} = 77,6 \text{ kN}$. formuladan og'ir betondan tayyorlangan element kesimi qabul qila oladigan kesuvchi kuchning minimal qiymati hisoblanadi.

$$Q \frac{\phi_{b2}(1 + \phi_f + \phi_n)R_{bt}bh_0^2}{c} \frac{(1 + \phi_f + \phi_n)_{bt0_{\min}}}{b2} \\ = 0,5 \times 2,0(1 + 0 + 0,156)0,9 \times 0,9 \times 100 \times 540 = 50563 \text{ H} \\ < 74470 \text{ H},$$

bu yerda $c = 2h_0$ qabul qilingan.

$Q_{\max} = 77,6 \text{ kN} > Q_{\min} = 50,56 \text{ kN}$ bo'lganligi uchun ko'ndalang armatura hisob bo'yicha talab etiladi.

Konstruktiv talab bo'yicha ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofalarning minimal qiymati quyidagicha qabul qilinadi: to'sin uzunligining $\frac{1}{4}$ qismdagi tayanch zonalarida $s \leq h/3 = 590/3 = 196 \text{ mm}$, va 500 mm dan katta bo'lmagan miqdorda; to'sin uzunligining $1/2$ qismiga teng bo'lgan o'rta zonasida $s = 3h/4 = 3 \times 590/4 = 442 \text{ mm}$, va 500 mm dan katta bo'lmagan miqdorda.

To'sin tayanch zonalarida $s_1 = 150 \text{ mm}$, o'rta zonada $s_2 = 300 \text{ mm}$ qabul qilamiz.

Ko'ndalang armatura sifatida $\varnothing 8 \text{ A240 (A-1)}$ qabul qilamiz ($R_{sw} = 175 \text{ MPa}$, $A_{sw} = 50,3 \text{ mm}^2$).

formuladan quyidagini hisoblaymiz:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} = \frac{175 \times 50,3}{150} = 58,68 \text{ N/mm}.$$

shartni tekshiramiz:

$$q_{sw} \geq \frac{\phi_{b2}(1 + \phi_n + \phi_f)R_{bt}b}{2} = \frac{0,6 \times (1 + 0 + 0,156)0,9 \times 0,9 \times 100}{2} = 28,09$$

N/mm.

Shart bajarilayapti. $q_{sw} = 58,68 \text{ N/mm}$ qabul qilamiz.

formuladan quyidagini aniqlaymiz:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\phi_{b2}(1+\phi_n+\phi_f)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \times (1+0+0,156)0,9 \times 100 \times 540^2}{58,68}} = 964$$

mm.

Quyidagi shartni tekshiramiz: $h_0 = 540$ mm $< c_0 = 964$ mm $< 2 \times h_0 = 1080$ mm. Shart bajarilayapti.. $c_0 = 964$ mm qabul qilamiz.

formuladan quyidagini aniqlaymiz:

$$Q_b = \frac{\phi_{b2}(1+\phi_n+\phi_f)R_{bt}bh_0^2}{c_0} = \frac{2 \times (1+0+0,156)0,9 \times 0,9 \times 100 \times 540^2}{964} = 56647$$

N=6,64 kN.

formuladan: $Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 58,68 \times 964 = 56567$ N = 56,56 kN.

Quyidagi shartni tekshiramiz:

$Q_{max} = 77,6$ kN $< Q_b + Q_{sw} = 56,64 + 56,56 = 113,2$ kN.

Qabul qilingan ko'ndalang armaturada to'sinning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi ta'minlangan.

To'sinni chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha tekshirish. A400 (A-III) sinfli armatura bilan armaturalangan va yopiq xonalarda ekspluatatsiya qilinadigan to'sinlarga yoriqbardoshlik bo'yicha III toifa talabi quyiladi. Bunda [17] adabiyotning 2-jadvaliga muvofiq yoriqlar ochilishining quyidagi qiymatlari ruxsat etiladi: yoriqlarning qisqa vaqt ochilishi $asrc,1 = 0,4$ mm; yoriqlarning davomli ochilishi $asrc,1 = 0,3$ mm.

Ekspluatatsiya qilish bosqichida me'yoriy yuklardan hisobiy zo'riqishlar: $M_{ser} = 91690000$ N-mm; $M_{l,ser} = 79720000$ N-mm.

To'sin kesimi geometrik parametrlarini hisoblash.

To'sin kesimidagi beton yuzasi:

$$A_b = 100 \times 590 + (200-100) \times 112,5 = 70250 \text{ mm}^2.$$

Plita kesimi keltirilgan yuzasi

$$A_{red} = A_b + A_s \frac{E_s}{E_b} = 70250 + 8,16 \times 628 = 75374,5 \text{ sm}^2,$$

$$\text{bu yerda } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \times 10^5}{24,5 \times 10^3} = 8,16.$$

Kesim yuzasining pastki qirrasiga nisbatan statik momenti:

$$S_{red} = 100 \times 590 (590)/2 + (200-100) \times 112,5 \times (590 - 0,5 \times 112,5) + 8,16 \times 628 \times 50 = 17405000 + 6004687,5 + 256224 = 23665911,5 \text{ mm}^3.$$

Qovurg'a pastki qirrasidan kesim og'irlik markazigacha bo'lgan masofa:

$$u = S_{red}/A_{red} = 23665911,5/75374,5 = 314,0 \text{ mm}.$$

Kesim inersiya momenti:

$$I_{red} = \frac{100 \times 590^3}{12} + 100 \times 590(590/2 - 314,0)^2 + \frac{(200 - 100) \times 112,5^3}{12} +$$

$$+ (200 - 100) \times 112,5 \times (590 - 314,0 - 112,5/2)^2 + 8,16 \times 628 (314,0 - 50)^2 =$$

$$= 1711491666,66 + 21299000 + 11865234,375 + 543263203,125 + 357155758,08 =$$

$$= 2645074862,24 \text{ mm}^4.$$

Kesim pastki tolalariga nisbatan qarshilik momenti:

$$W' = \frac{I}{y} = \frac{2645074862,24}{314} = 8423805,3 \text{ mm}^3.$$

formuladan keltirilgan kesim og'irlik markazidan cho'zilgan zonadan eng uzoq joylashgan yadro nuqtasigacha bo'lgan masofani aniqlaymiz:

$$r' = \frac{W'}{A_{red}} = \frac{8423805,3}{75374,5} \approx 111,76 \text{ mm}.$$

Tashqi yuk ta'siridan to'sinning bo'ylama o'qiga normal bo'lgan cho'ziladigan kesimlarda yoriqlarning paydo bo'lishini tekshirish.

Kesim pastki tolalariga nisbatan qarshilik momenti — $W = 8423805,3 \text{ mm}^3$.

Tokchasi siqilgan zonada joylashgan tavr kesimlar uchun:

$$W_{pl} = 1,75W = 1,75 \times 8423805,3 = 14741659 \text{ mm}^3.$$

Yoriqlar paydo bo'lishda kesim qabul qiladigan eguvchi moment:

$$M_{rc} = R_{bt,ser} W_{pl} = 1,4 \times 14741659 = 20638322 \text{ N}\cdot\text{mm}.$$

$M_{l,ser} = 79720000 \text{ N}\cdot\text{mm} > M_{rc} = 20638322 \text{ N}\cdot\text{mm}$ bo'lganligi uchun kesim pastki zonasida yoriqlarning davomli ochilishi sodir bo'ladi.

To'sin bo'ylama o'qiga normal bo'lgan yoriqlarning ochilishini tekshirish. Quyidagilarni hisoblaymi:

Armaturalanish koeffitsienti — $\mu = A_s/(bh_0) = 628/(100 \times 540) = 0,0116$, bu yerda $A_s = 628 \text{ mm}^2$ — $\varnothing 20$ A-III armaturaning kesim yuzasi.

Keltirish koeffitsienti– armatura va beton elastiklik modullarining nisbati: $\alpha = E_s/E_b = 200000/24\,500 = 8,16$.

B10 sinfli beton qarshiligining me'yoriy qiymati – $R_{b,ser} = 15\text{ MPa}$.

$$\delta = \frac{M_{ser}}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{91690000}{100 \times 540^2 \times 15} = 0,209;$$

$$\delta_l = \frac{M_{l,ser}}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{79720000}{100 \times 540^2 \times 15} = 0,182.$$

$$\text{formulasidan: } \varphi_f = \frac{(b_f - b)h_f' + \frac{\alpha}{2} A_s'}{bh_0} = \frac{(200 - 100)112,5 + 0}{100 \times 540} = 0,208.$$

$$\text{formulasidan: } \lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f'}{2 \times h_0}\right) = 0,208 \left(1 - \frac{112,5}{2 \times 540}\right) = 0,186.$$

formulasidan:

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5+\phi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,209+0,186)}{10 \times 0,0116 \times 8,16}} + 0 = 0,257;$$

$$\begin{aligned} \xi_l &= \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5+\phi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} \\ &= \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,182+0,186)}{10 \times 0,0116 \times 8,16}} + 0 = 0,209. \end{aligned}$$

formulasidan:

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \phi_f - \xi^2}{2(\phi_f + \xi)} \right] = 540 \left[1 - \frac{\frac{112,5}{540} 0,208 + 0,257^2}{2(0,208 + 0,257)} \right] = 476\text{ mm};$$

$$z_l = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \phi_f - \xi_l^2}{2(\phi_f + \xi_l)} \right] = 540 \left[1 - \frac{\frac{112,5}{540} 0,208 + 0,209^2}{2(0,208 + 0,209)} \right] = 483,5\text{ mm}.$$

$$\text{formulasidan: } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s z} = \frac{91690000}{628 \times 476} = 307\text{ MPa};$$

$$\sigma_{ls} = \frac{M_{l,ser}}{A_s z_l} = \frac{79720000}{628 \times 483,5} = 262\text{ MPa}.$$

Hamma yuklardan yoriqlarning dastlabki ochilishi formulasidan:

$$a_{sc} = \sigma_s - 20(3 > 5 - 100\text{ }\mu) \sqrt[3]{d}/E_s = 307 \times 20(3,5 - 1,16) \sqrt[3]{20}/200\,000 = 0,195\text{ mm}.$$

Xudi shunday, yuklarning qisqa vaqt ta'siridan:

$$a_s = \sigma_{ls} - 20(3,5 - 100\text{ }\mu) \sqrt[3]{d}/E_s = 262(3,5 - 1,16) \sqrt[3]{20}/200\,000 = 0,166\text{ mm}.$$

Davomli yuklardan yoriqlarning uzoq vaqt ochilishi

$$a_{sr,1} = \phi l \times a_{crc}^2 = 1,426 \times 0,166 \approx 0,24 \text{ mm} < a_{cs,2} = 0,3 \text{ mm.}$$

Bu yerda $\phi l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \times 0,0116 = 1,426$ – yuklarning davomli ta'simrini e'tiborga oladigan koeffitsient.

Yoriqlarning qisqa vaqt davolmida ochilish:

$$a_{sr} = a_{crc}^1 - a_{crc}^2 + a_{sr,1} = 0,195 - 0,166 + 0,24 \approx 0,27 \text{ mm} < a_{sr,1} = 0,4 \text{ mm.}$$

To'sin bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan yoriqlarning ochilishini tekshirish

Me'yoriy yuklardan tayanch kesimidagi kesuvchi kuch:

$$Q_{ser} = 0,5 \times g_{balka,10} + R_{ser} = 0,5 \times 1,88 \times 5,8 + 2 \times 25,2 = 55,85 \text{ kN}$$

To'sin kesimidagi normal kuchlanishlar $\sigma_x = 0$.

Og'irlik markazidan yuqorida joylashgan kesim yuzasi qismining neytral o'qqa nisbatan statik moment:

S=

$$b_f h_f' (h - 0,5 h_f' - y) + b (h - h_f' - y)^2 / 2 = 200 \times 112,5 (590 - 0,5 \times 112,5 - 314) + 100 (590 - 112,5 - 314)^2 / 2 = 4944375 + 1336612 \approx 6280987 \text{ mm}^3.$$

$$\text{Urinma kuchlanish miqdori: } \tau = Q_{ser} S / (I b) = 55850 \times 6280987 / (2645074862,24 \times 100) = 1,32 \text{ MPa.}$$

Tayanch reaksiyasiga yaqin joydagi maksimal siquvchi kuchlanishni quyidagi taqribiy formuladan aniqlaymiz: $\sigma_y = Q_{ser} / (b h Q) = 55850 / (100 \times 540) = 1,03 \text{ MPa.}$

Betondagi bosh siquvchi kuchlanishlar

$$\sigma_{mc} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{0 + 1,03}{2} + \sqrt{\left(\frac{0 - 1,03}{2}\right)^2 + 1,32^2} = 0,515 + 1,605 = 2,12 \text{ MPa.}$$

Betondagi bosh cho'zuvchi kuchlanishlar

$$\sigma_{mt} = 0,515 - 1,605 \approx 1,09 \text{ MPa} < R_{bt,ser} = 1,4 \text{ MPa.}$$

Murakkab kuchlanish holatida betonning ishlash sharoiti koeffitsienti (og'ir betona uchun $R_{bt,ser} = 15 \text{ MPa}$, $\alpha = 0,01$ va $V = 20$)

$$\phi_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{bt,ser}}{0,2 + \alpha B} = \frac{1 - 2,12 / 15}{0,2 + 0,01 \times 20} = \frac{0,858}{0,4} = 2,1455 > 1.$$

Koeffitsient $\phi_{b4} = 1$ qilamiz.

$\sigma_{mt} = 1,09 \text{ MPa} < R_{bt,ser} = 1,4 \text{ MPa}$ bo'lganligi uchun to'sin bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan yoriqlar paydo bo'lmaydi.

To'sin salqiligini tekshirish. cho'zilgan zonasida yoriqlar paydo bo'lgan to'sin o'qining egriligini hisoblash. To'sin uzunligining ishchi balandligiga nisbati $l_0/h = 5870/590 = 9,95 \approx 10$ bo'lganda to'sinning faqat egilishidan hosil bo'lgan salqiligini hisoblaymiz. Bunda kesuvchi kuchning salqilikka ta'siri e'tiborga olinmaydi. uzunligi 6,0 m bo'lgan to'sin uchun $f = l_0/250 = 5870/200 = 29,35$ mm. Salqilik faqat estetik-ruhiy talablar bo'yicha chegaralanganligi sababli hisob ham faqat doimiy va muvaqqat davomli yuklar ta'siribo'yicha bajariladi. Bunda yuk bo'yicha ishnochlilik koeffitsienti $\gamma_f = 1$ qabul qilinadi.

Oldingi hisoblardan quyidagilar ma'lum: $M_{i,ser} = 79720000$ N·mm; $\xi_1 = 0,209$; $\varphi_f = 0,208$; $Z_1 = 483,5$ mm; $W_{pi} = 14741659$ mm³; $A_s = 628$ mm²; $E_s = 200\,000$ MPa; $E_b = 24500$ MPa.

Siqilgan beton chetki tolalaridagi deformatsiyalarning yoriqlar orasida notekis tarqalishini e'tiborga oladigan koeffitsient $\psi_b = 0,9$ qabul qilinadi. Yuklarning davomli ta'xsirini e'tiborga oladigan koeffitsient

$\varphi_{ls} = 0,8$ qilinadi. formulasidan:

$$\varphi_m = R_{bt,ser} \cdot W_{pi} / (M_{i,ser} - M_{2p}) = 1,4 \times 14741659 / (79340000 - 0) = 20638322,6 / 79340000 = 0,26 < 1.$$

formulasidan yoriqlar orasidagi cho'zilgan betonning ishlashini e'tiborga oladigan koeffitsientni hisoblaymiz (bunda $e_{s,tot}/h_0 = 0$):

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \times 0,26 = 1,042 > 1.$$

$\psi_s = 1,042 > 1,0$ bo'lganligi uchun $\psi_s = 1,0$ qabul qilinadi.

formulasidan to'sin o'qi egriligini hisoblaymiz (siqilgan betonning elasti-plastik holatini ifodalovchi ν koeffitsientni atrof muhit havosining namligi 40 % dan 75% gacha o'zgaradi deb, $\nu = 0,15$ qabul qilingan):

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{79720000}{540 \times 483,5} \left[\frac{1,0}{200000 \times 628} + \frac{0,9}{(0,208 + 0,209)100 \times 540 \times 24500 \times 0,15} \right] =$$

$$= 305,33(0,08 + 0,1086)10^{-7} = 57,58 \times 10^{-7} \text{ mm}^{-1}.$$

To'sin salqiligi: $f = \frac{5}{48} \times \frac{1}{r} \times l_0^2 = \frac{5}{48} \times 57,58 \times 10^{-7} \times 5800^2 = 20,2$ mm < 29,35 mm.

Ravog'i 9 m bo'lgan yig'ma tom to'sini

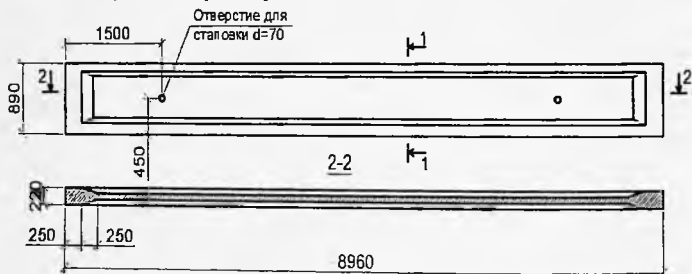
1. Armatura va beton sinflarini tanlash. Uzunligi 12 m gacha bo'lgan elementlar uchun taranglashtiriladigan armatura sifatida qizdirib mustahkamligi oshirilgan At1200 (At-VII), At1000 (At-VI) va At800 (At-V) sinfli sterjen armaturalar ishlatish tavsiya etiladi. Qaralayotgan misolda to'sinni armaturalash uchun At800 (At-IV) sinfli armatura

qabul qilingan. bunday armatura bilan armaturalangan va yopiq xonada ekspluatatsiya qilinadigan konstruksiyalar uchun yoriqbardoshlikning III toifa talabi qo'yiladi. Konstruksiyada yoriqlarning paydo bo'lishi va ochilishi ruxsat etiladi. Qisqa vaqt davomida ochiladigan yoriqlarning kengligi 0,3 mm dan, davoli ochiladigan yoriqlarning kengligi 0,2 mm dan oshmasligi shart. At800 (At-V) sinfli armatura bilan jihozlangan elementlar uchun sterjenlarning diametri 10...18 mm bo'lganda beton sinfi B10 dan kam, sterjenlarning diametri >20 mm bo'lganda esa V25 dan kam qabul qilinmaydi.

Sinfi B25 bo'lgan beton uchun: $R_{b,ser} = 18,5 \text{ MPa}$; $R_{bt,ser} = 1,6 \text{ MPa}$;

$R_b = 14,5 \text{ MPa}$; $R_{bt} = 1,05 \text{ MPa}$; atmosfera bosimi ostida issiqlik ta'sirida ishlov berilgan beton uchun $E_b = 27000 \text{ MPa}$.

Havoning nisbiy namligi 75 % past bo'lgan sharoitda yuklarning davomli ta'siri e'tiborga olinganda betonning ishlash sharoiti koeffitsienti $\gamma_{b2} = 0,9$ qabul qilinadi.



6.27– rasm. Ravog'i 9 m bo'lgan stropila to'sini

At800 (AtV) sinfli armatura uchun– $R_{s,ser} = 785 \text{ MPa}$;– $R_s = 680 \text{ MPa}$; $E_s = 190000 \text{ MPa}$.

Taranglashtirilmagan bo'ylama armatura sifatida A400 (A-III) sinfli, ko'ndalang armatura sifatida esa Br-I sinfli armatura qabul qilinadi.

2. Tom konstruksiyasidan hosil bo'ladigan yuklar. Tanlangan tom konstruksiyasi bo'yicha yuklarni (kN/m^2) hisoblash jadval shaklida bajarilgan (6.5–jadvalga qarang).

Qurilish tumani Samarqand shahri. KMK 2.01.07–96 ning №5 (karta №1) ilovasiga muvofiq Samarqand shahri qor qoplami og'irligi bo'yicha va tumanga mansub. va tuman uchun yer gorizontali sirti 1 m2 yuzasiga ta'sir qiladigan qor qoplami og'irigidan hosil bo'ladigan

yukning me'yoriy qiymati $s_0 = 0,5 \text{ kPa}$ (50 kg/m^2). Tomning gorizontga nishabligi 250 dan kichik bo'lganligi sababli $\mu = 1$ qabul qilinadi. Bu yerda μ yer sirtidagi qor qoplami og'irligidan tomga ta'siri qiladigan qor yukiga o'tish koeffitsienti.

Tomning 1 m^2 yuzasiga ta'sir qiladigan qor qoplami og'irligining me'yoriy qiymati $s_{\text{ser}} = s_0 \times \mu = 0,5 \times 1,0 = 0,5 \text{ kN/m}^2$; hisobiy qiymati $s = s_{\text{ser}} \times \gamma_f = 0,5 \times 1,4 = 0,7 \text{ kN/m}^2$;

To'sin ishlatiladigan bino tayinlanish bo'yicha II sinfga mansub bo'lganligi sababli yuklarni hisoblashda tayinlanish bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti $\gamma_f = 0,95$ qabul qilinadi.

3. To'sinni mustahkamlik bo'yicha hisobi. Hisobiy sxema sifatida ikki tayanachda erkin yotgan to'sin qabul qilinadi. To'sin bo'ylama armatursining diametri $\varnothing 10 \dots 20 \text{ mm}$ bo'lgan A400 (A-III) sinfli armaturadan tayyorlangan payvandlangan sinch bilan armaturalanadi. Sinch ko'ndalang armaturasi sifatida sinfi Br-I bo'lgan sim qabul qilinadi. A400 (A-III) sinfli armatura uchun: $R_s = R_{sc} = 365 \text{ MPa}$.

Taranglashtiriladigan bo'ylama armatura sifatida sinfi A800 (A-V) bo'lgan sterjenlar qabul qilinadi. Sinfi A800 (A-V) bo'lgan armatura uchun: $R_{s, \text{ser}} = 785 \text{ MPa}$; $R_s = 680 \text{ MPa}$.

Ko'ndalang kesimi o'lchami $300 \times 300 \text{ mm}$ bo'lgan ustunga erkin tayanadigan to'sinning hisobiy sxemasi: $l_0 = 8960 - 2(2 \times 130/3) = 8786,6 \text{ mm} \approx 8,80 \text{ m}$.

6.5-jadval. To'singa ta'sir qiladigan yuklar

№	Tom konstruksiyasi	Me'yoriy yuk, gn (kN/m ²)	Yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti, γ_f	Hisobiy yuk, $g = gn \times \gamma_f$ (kN/m ²)
1	YOmg'irdan himoyalovchi qatlam, bitunga yopishtirilgan 3 qatlam ruberoida	0,10	1,3	0,130
2	Sement-qumli suvoq, qalinligi $\delta = 20 \text{ mm}$, hajmiy og'irligi $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$	$\delta \times \rho = 0,36$	1,3	0,468
3	Issiqlikni saqlovchi qalinligi $\delta = 150 \text{ mm}$ bo'lgan keramzit qatlami og'irligidan, hajmiy og'irligi $\rho = 500 \text{ kg/m}^3$	$\delta \times \rho = 0,75$	1,3	0,975
4	Bug' o'tkazmaydigan mastikaga yopishtirilgan ikki qatlam pergamin og'irligidan	0,06	1,3	0,078
5	Planda o'lchami $3 \times 6 \text{ m}$ bo'lgan tom paneli og'irligidan, $G = 2700 \text{ kg}$	$\frac{27/(3 \times 6)}{1,5} = 1,5$ $gn = 2,77$	1,1	1,65 $g = 3,30$

To'sin xususiy og'irligidan $G_{to'sin} = 2,75$ t hosil bo'ladigan hisobiy yuk, $\gamma_f > 1$ bo'lganda:

$$g_{to'sin} = G_{to'sin} \gamma_{fn} / 10 = 27,5 \times 1,1 \times 0,95 / 8,8 \approx 3,27 \text{ kN/m.}$$

Xuddi shunday, $\gamma_f = 1$ bo'lganda: $g_{to'sin,n} = g_{to'sin} / \gamma_f = 3,27 / 1,1 \approx 2,97 \text{ kN/m.}$

To'singa ta'sir qiladigan hisobiy to'liq to'plangan yuk, $\gamma_f > 1$ bo'lganda: $P = (G + S) = \gamma_n(g_{max} + s) \times a \times b = 0,95 \times (3,3 + 0,7) \times 6 \times (3,0/2 + 2,9/2) = 67,26 \text{ kN};$

$$P' = (G + S)' = \gamma_n(g_{max} + s) \times a \times b = 0,95 \times (3,3 + 0,7) \times 6 \times (2,9/2) = 33,06 \text{ kN,}$$

bu yerda $a = 6$ m – to'sin qadami, $b = 3,0$ m – qovurg'ali panel eni.

To'singa ta'sir qiladigan hisobiy to'liq to'plangan yuk, $\gamma_f = 1$ bo'lganda:

$$P_{ser} = (G_{ser} + S_{ser}) = \gamma_n(g_{n,max} + s) \cdot a \cdot b = 0,95 \times (2,77 + 0,5) \times 6 \times (3,0/2 + 2,9/2) = 54,99 \text{ kN};$$

$$P' = (G_{ser} + S_{ser})' = \gamma_n(g_{max} + s) \times a \times b = 0,95 \times (2,77 + 0,5) \times 6 \times (2,9/2) = 27,02 \text{ kN,}$$

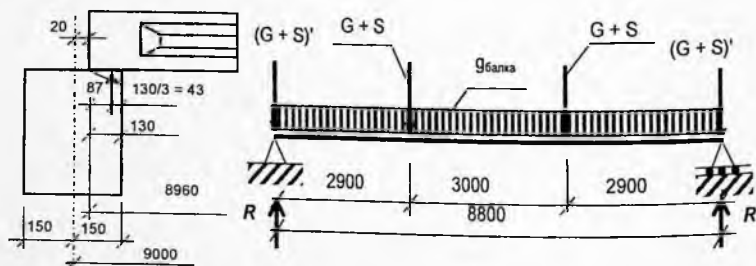
bu yerda $a = 6$ m – to'sin qadami, $b = 3,0$ m – qovurg'ali panel eni.

To'singa ta'sir qiladigan hisobiy to'plangan yukning davomli ta'sir qiladigan qismi, $\gamma_f = 1$ bo'lganda:

$$P_{lser} = \gamma_n(g_{n,max}) \cdot a \cdot b = 0,95 \times 2,77 \times 6 \times (3,0/2 + 2,9/2) = 46,58 \text{ kN};$$

$$G' = (G_{ser})' = \gamma_n(g_{max}) \cdot a \cdot b = 0,95 \times 2,77 \times 6 \times (2,9/2) = 22,89 \text{ kN,}$$

bu yerda $a = 6$ m – to'sin qadami, $b = 3,0$ m – qovurg'ali panel eni.



6.28–rasm. To'sin hisobiy uzunligini aniqlashga doir

6.29–rasm. To'sin hisobiy sxemasi

To'sin uzunligining o'rta kesimida to'liq yukdan hosil bo'ladigan eguvchi moment, $\gamma f > 1$ bo'lganda:

$M =$

$$\frac{g_{\text{max}} l_0^2}{8} + [R - (G + S)] \times 2,9 = \frac{3,27 \times 8,8^2}{8} + 67,26 \times 2,9 = 31,65 + 195,05 \approx 226,7$$

kN·m,

bu yerda: $R - (G + S)' = 100,32 - 33,06 = 67,26$ kN.

To'sin uzunligining o'rta kesimida to'liq yukdan hosil bo'ladigan eguvchi moment, $\gamma f = 1$ bo'lganda:

$$M_{\text{ser}} = \frac{g_{\text{max}} l_0^2}{8} + [R_{\text{ser}} - (G_{\text{ser}} + S_{\text{ser}})] \cdot 2,9 = \frac{2,97 \cdot 8,8^2}{8} + 54,99 \cdot 2,9 = 28,75 + 159,47 \approx 188,22 \text{ kH} \cdot \text{m},$$

gde $R - (G + S)' = 82,01 - 27,02 = 54,99$ kN.

To'sin uzunligining o'rta kesimida davomli ta'sir qiladigan yukdan hosil bo'ladigan eguvchi moment, $\gamma f = 1$ bo'lganda:

$M_{\text{I,ser}} =$

$$\frac{g_{\text{max}} l_0^2}{8} + [R_{\text{ser}} - G_{\text{ser}}] \times 2,9 = \frac{2,97 \times 8,8^2}{8} + 46,58 \times 2,9 = 28,75 + 135,08 \approx 163,83$$

kN·m,

gde $R - G_{\text{ser}} = 69,47 - 22,89 = 46,58$ kN.

Tayanch kesimi yaqinidagi kesuvchi kuch

$Q = 0,5 \text{ gto'sin} l_0 + R = 0,5 \times 3,27 \times 8,8 + 100,32 \approx 114,7$ kN.

Tipik loyiha bo'yicha to'sin kesimining balandligi 890 mm. To'sin kesimi ishchi balandligi $h_0 = h - a = 890 - 50 = 840$ mm. To'sin qovurg'asi eni $b_r = 80$ mm.

To'sin siqiladigan va cho'ziladigan tasmlarining eni $b' = 220$ mm

Oldindan beriladigan kuchlanish miqdorini tayinlash va quchlanishlarning kamayishini aniqlash

Bo'ylama armaturani taranglash uchun oldindan beriladigan kuchlanishni $\sigma_{\text{sp}} = 650$ MPa miqdorda tayinlaymiz. Armatura tayanchlarga mahkamlanib mexanik usulda taranglashtiriladi. Oldindan beriladigan kuchlanish ko'p va kam tomonga og'ishining ruxsat etiladigan miqdori $r = 0,05 \sigma_{\text{sp}} = 0,05 \times 650 = 32,5$ MPa.

shartni tekshiramiz:

$\sigma_{\text{sp}} + p = 650 + 32,5 = 682,5 \text{ MPa} < R_{\text{s,ser}} = 745 \text{ MPa};$

$\sigma_{\text{sp}} - p = 650 - 32,5 = 617,5 \text{ MPa} > 0,3 R_{\text{s,ser}} = 223,5 \text{ MPa};$

Shart bajarilayapti. Oldindan beriladigan kuchlanish miqdori to'g'ri tayinlangan.

jadval bo'yicha betonni qisguncha oldindan beriladigan kuchlanish miqdorining kamayishini hisoblaymiz:

1) armaturadagi kuchlanishning relaksatsiyalanishidan –

$$\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20 = 0,1 \times 650 - 20 = 45 \text{ MPa};$$

2) harorat farqidan, sinfi V25 bo'lgan beton uchun –

$$\sigma_2 = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ MPa, bu yerda } \Delta t = 650\text{S};$$

3) taranglashtiruvchi moslamalar ankerlarining

$$\text{deformatsiyalanishidan} - \sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{10000} \times 1,9 \times 10^5 = 38 \text{ MPa,}$$

bu yerda $\Delta l = 2 \text{ mm}$ – shaybalarining qisilish deformatsiyasi; $l = 10000 \text{ mm}$ – taranglashtiriladigan armatura uzunligi.

Betonni qisguncha jami kuchlanishlar kamayishi:

$$\sigma_{\text{loss}, I} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 45 + 81,25 + 38 \approx 164 \text{ MPa.}$$

Betonni qisguncha kuchlanishlar kamayishini e'tiborga olgan holdagi armaturadagi oldindan berilgan kuchlanish:

$$\sigma_{sp} = R_{s, \text{ser}} - \sigma_{\text{loss}} = 650 - 164 = 486 \text{ MPa.}$$

Quyidagilarni hisoblaymiz: siqilish zonasidagi beton xarakteristikasi – $\omega = 0,8 - 0,008\gamma_{b,2} R_b = 0,85 - 0,008 \times 0,9 \times 14,5 = 0,74;$

formuladan siqilish zonasi nisbiy balandligining chegaraviy qiymati

$$\xi_{sR} = \frac{0,85\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{s, \text{ser}}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,85 \times 0,74}{1 + \frac{594}{500} \left(1 - \frac{0,74}{1,1}\right)} = 0,454,$$

bu yerda $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 680 + 400 - 486 - 0 = 594$

$$\text{MPa; } \frac{\sigma_{sp}}{R_s} = \frac{486}{680} = 0,71 < 0,8 \text{ va } \Delta\sigma_{sp} = \frac{1500}{R_s} \sigma_{sp} - 1200 < 0 \text{ bo'lganligi uchun}$$

$\Delta\sigma_{sp} = 0$ qabul qilingan.

ξ_R ga mos bo'lgan nisbiy moment koeffitsienti miqdori –

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R) = 0,454 (1 - 0,5 \times 0,454) = 0,351.$$

4. To'sin bo'ylama o'qiga normal bo'lgan kesim mustahkamligi hisobi

To'sin ko'ndalang kesimi qo'shtavr shaklida bo'lib siqilgan va cho'zilgan tasmalari eni $b' = b_f = 220 \text{ mm}$.

Quyidagi shartni tekshiramiz:

$$M = 226,7 \text{ kN}\cdot\text{m} = 226,7 \cdot 10^{-6} \text{ N}\cdot\text{m} < M_u = R_b b' h_f' (h_0 - 0,5h_f') = \\ = 0,9 \times 14,5 \times 220 \times 130 (840 - 0,5 \times 130) = 289,2 \times 10^{-6} \text{ H}\cdot\text{m},$$

bu yerda $h_f = (100 + 100 + 60)/2 = 130 \text{ mm}$.

Shart bajarilayapti. Demak neytral o'q tokchani kesib o'tayapti. Bunda qo'shtavr kesim hisoblarda o'lchami $b \cdot h = 220 \times 840 \text{ mm}$ bo'lgan to'g'ri to'rtburchak deb qaraladi.

Nisbiy moment hisobiy koeffitsienti:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{226,7 \times 10^6}{0,9 \times 14,5 \times 220 \times 840^2} = 0,11.$$

Siqilish zonasining nisbiy balandligi

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11} = 0,117;$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 0,941.$$

nisbiy elka miqdori

formuladan yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan armaturaning shartli oqish chegarasidan yuqori bo'lgan kuchlanishlarda ishlashini e'tiborga oladigan koeffitsientni hisoblaymiz:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,15 - (1,15 - 1) \left(\frac{2 \times 0,117}{0,454} - 1 \right) = 1,212 > \eta = 1,15.$$

$\gamma_{s6} = \eta = 1,15$ qabul qilamiz

Talab qilinadigan cho'ziladigan bo'ylama armatura kesim yuzasi:

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} R_s \zeta h_0} = \frac{226,7 \times 10^6}{1,15 \times 680 \times 0,941 \times 840} = 370 \text{ mm}^2.$$

Ma'lumki to'sin nafaqat mustahkamlik balkim yoriqbardoshlik talabiga ham javob berishi shart. Shuning uchun to'sining bo'ylama armaturasini 15% ga oshiramiz, ya'ni to'sinni armaturalash uchun $2\varnothing 18 \text{ A800 (At-V)}$ sterjen qabul qilamiz. Armaturalash koeffitsienti $\mu = A_{sp}/(b h_0) = 509/(80 \times 840) = 0,0075 > 0,0005$.

Po'lat armatura sortamentidan $2\varnothing 18 \text{ A800 (At-V)}$ armatura kesim yuzasi $A_{sp} = 509 \text{ mm}^2$.

5. To'sin bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan kesim mustahkamligi hisobi

To'sin beton kesimining ko'ndalang kuch ta'siriga qarshiligi qisuvchi zo'riqishga bog'liq bo'lganligi sababli, armaturadagi dastlab berilgan kuchlanish miqdorini kuchlanishlar kamayishini hisobga olib aniqlash talab etiladi. Buning uchun dastlab to'sin ko'ndalang kesimi harakteristikalarini hisoblaymiz (6.29– rasmga qarang).

To'sin beton kesimining yuzasi:

$$A_b = 80 \times 890 + (220 - 80) 130 + (220 - 80) 175 = 113900 \text{ mm}^2.$$

To'sin keltirilgan kesim yuzasi:

$$A_{red} = A_b + A_{s \frac{E_s}{E_b}} = 113900 + 7,03 \times 509 = 117478, \text{ mm}^2,$$

$$\text{bu yerda } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1.9 \times 10^5}{27 \times 10^3} = 7,03.$$

To'sin pastki qirrasiga nisbatan keltirilgan kesim yuzasi statik momenti:

$$S_{red} = 80 \times 890 \times 890/2 + (220-80) \times 130(890-130/2) + (220-80) \times 175 \times 175/2 + 7,03 \times 509 \times 50 = 31684000 + 15015000 + 2143750 + 178913,5 \approx 49021662 \text{ mm}^3.$$

To'sin pastki qirrasidan keltirilgan kesim yuzasi og'irlik markazigacha bo'lgan masofa: $u = S_{red}/A_{red} = 49021662/117478,3 = 417,3 \text{ mm}.$

Qisuvchi kuch eksentrisiteti: $e_{or} = u - a = 417,3 - 50 = 367,3 \text{ mm}.$

To'sin keltirilgan kesim yuzasining inersiya momenti:

$$I_{red} = \frac{80 \times 890^3}{12} + 80 \times 890(890/2 - 417,3)^2 + \frac{(220-80) \times 130^3}{12} + (220-80)130(890 - 417,3 - 130/2)^2 + \frac{(220-80) \times 175^3}{12} + (220-80)175(417,3 - 175/2)^2 + 7,03 \times 509(417,3 - 50)^2 = 4699793333,33 + 54631048 + 25631666,66 + 3025191078 + 62526041,66 + 2664816980 + 482741865 = 11015332012,6 \text{ mm}^4.$$

Oldindan taranglashtirilgan armatura tayanchlardan bo'shatilganda hosil bo'ladigan siquvchi kuch $P_0 = \sigma_{sp} \sigma_{sp} = 509 \times 486 \approx 247374 \text{ N}.$

Qisuvchi kuchni hisoblashda binoan taranglash aniqligi koeffitsienti $\gamma_{sp} = 1$ qabul qilingan.

Kesim chetki siqilgan qirrasiga sathidagi betondagi kuchlanish

$$\sigma_{br,0} = \frac{P_0}{A_{red}} + \frac{P_0 e_{or}}{I} y = \frac{247374}{117478,3} + \frac{247374 \times 367,3}{11015332012,6} \times 417,3 = 2,1 + 3,44 = 5,54 \text{ MPa}.$$

Bu kuchlanishni hisoblashda to'sin xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan kuchlanish hisobga olinmagan.

To'sinni qisish vaqtida talab etiladigan betonni mustahkamligi quyidagi ruxsat etiladigan $\sigma_{r0}/R_b = 0,85$ (6.5 jadvaliga qarang) nisbatdan aniqlanadi: $R_{br} = \sigma_{bp}/0,85 = 5,54/0,85 = 6,51 \text{ MPa} < 0,5V = 12,5 \text{ MPa}.$ $R_{br} = 12,5 \text{ MPa}$ qabul qilamiz.

Bo'yлама cho'zilgan armatura og'irlik markazi sathida to'sin xususiy og'irligidan $g = \gamma_{fy} n G_{to'sin}/l_0 = (1,1 \times 0,95 \times 27,5)/8,8 \approx 3,27 \text{ kN/m}$ hosil bo'ladigan betondagi kuchlanish:

$$\sigma_{b,d} = \frac{M_d}{I} y = \frac{31650000}{11015332012,6} \times 417,3 = 1,2 \text{ MPa},$$

bu yerda, to'sin xususiy og'irligidan moment, $\gamma_f > 1$ bo'lganda - $M_d = 3,27 \times 8,802/8 \approx 31,65 \text{ kN} \cdot \text{m} = 31650000 \text{ N} \cdot \text{mm}.$

To'sin xususiy og'irligidan moment, $\gamma_f=1$ bo'lganda:

$$M_{d,ser} = (3,27/1,1) \times 8,82/8 = 28,77 \text{ kN}\cdot\text{m} = 28770000 \text{ N}\cdot\text{mm}.$$

Bo'ylama cho'zilgan armatura og'irlik markazi sathida qisuvchi kuch va to'sin xususiy og'irligidan hosil bo'ladigan kuchlanish

$$\sigma_{bp,1} = \sigma_{bp,0} - \sigma_{b,d} = 5,54 - 1,2 = 4,34 \text{ MPa}.$$

keltirilgan formula bo'yicha: $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \times 12,5 = 0,5625 < 0,8$. Quyidagi nisbat $\sigma_{bp,1}/R_{br} = 4,34/12,5 = 0,347 < \alpha = 0,5625$.

To'sinni tayyorlash sharoitida betonga issiqlik ta'sirida ishlov berilganligi uchun og'ir betonning sirpanuvchanligidan armaturadagi kuchlanishning kamayishi :

$$\sigma_6 = 0,85 \times 40 \frac{\sigma_{bp,1}}{R_{bp}} = 0,85 \times 40 \times 0,347 = 11,8 \text{ MPa}.$$

Armaturadagi kuchlanishlar kamayishining birinchi guruhi:

$$\sigma_{loss,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 45 + 81,25 + 38 + 11,8 = 176,1 \text{ MPa}.$$

Betonni qisuvchi zo'riqish

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{s,r} - \sigma_{loss,1}) = 509 (650 - 176,1) = 241215 \text{ N} \approx 241,2 \text{ kN}.$$

Betonni qisishdan unda hosil bo'ladigan kuchlanish:

$$\sigma_{bp,2} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}}{I_{red}} y - \sigma_{b,d} = \frac{241200}{117478,3} + \frac{241200 \times 367,3}{11015332012,6} \times 417,3 - 1,2 = 2,05 + 3,35 - 1,2 = 4,22 \text{ MPa}.$$

Quyidagi nisbat $\sigma_{bp,2}/R_{bp} = 4,22/12,5 = 0,3376 < 0,75$ bo'lganligi uchun $\sigma_{bp,2}/R_{bp} = 0,3376$ qabul qilinadi.

Beton sirpanuvchanligidan armaturadagi kuchlanishning kamayishi:

$$\sigma_9 = 150 \times 0,85 \sigma_{bp,2}/R_{bp} = 150 \times 0,85 \times 0,3376 = 43 \text{ MPa}.$$

Beton kirishishidan armaturadagi kuchlanishning kamayishi

$$\sigma_8 = 35 \text{ MPa}.$$

Armaturadagi kuchlanishlar kamayishining ikkinchi guruhi:

$$\sigma_{loss,2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 43 = 78,0 \text{ MPa}.$$

Armaturadagi kuchlanishlar kamayishining to'liq qiymati:

$$\sigma_{loss} = \sigma_{loss,1} + \sigma_{loss,2} = 176,1 + 78,0 = 254,1 \text{ MPa}.$$

Betonni qisuvchi kuch $R_2 = 509 (650 - 254,1) \approx 201513 \text{ N}$.

To'sin mustahkamligini uning bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan kesimlar bo'yicha ko'ndalang kuch ta'siriga hisoblashda qisuvchi zo'riqishning ta'sirini hisobga oladigan koeffitsient formula bo'yicha aniqlanadi:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{\gamma_{bz} R_{bt} b h_0} = 0,1 \times \frac{201513}{0,9 \times 1,05 \times 80 \times 840} = 0,317 < 0,5.$$

Eni $b' = 220$ mm bo'lgan to'sin kesimi siqilgan tokchasining to'sin qiya kesimi mustahkamligiga ta'sirini hisobga oladigan koeffitsient:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = 0,75 \frac{(220 - 80)130}{80 \times 840} \approx 0,203 < 0,5.$$

Koeffitsientlar yig'indisi $(1 + \varphi_n + \varphi_f) = (1 + 0,317 + 0,203) = 1,52 > 1,5$ bo'lganligi uchun $(1 + \varphi_n + \varphi_f) = 1,5$ qabul qilinadi.

To'sin tayanch kesimidagi eng katta kesuvchi kuch $Q_{\max} = 114,7$ kN.

$s = 2h_0$ bo'lgandagi og'ir betondan tayyorlangan to'sin kesimi qabul qila oladigan ko'ndalang kuchning minimal miqdori

$$Q \frac{\phi_{b2}(1 + \phi_f + \phi_n)R_{bt}bh_0^2}{c} \frac{(1 + \phi_f + \phi_n)}{b^2} = 0,5 \times 2,0 \times 1,5 \times 0,9 \times 1,05 \times 80 \times 840 = 95256 H < 114000 H.$$

Ko'ndalang armatura hisob bo'yicha talab etilmaydi.

Konstruktiv mulohazalar asosida ko'ndalang sterjenlar orasidagi minimal masofa quyidagicha tayinlanadi: to'sin uzunligining $\frac{1}{4}$ qismiga teng bo'lgan tayanch zonalarida $s \leq h/2 = 890/3 = 296$ mm, lekin 500 mm dan katta qabul qilinmaydi; to'sinning $\frac{1}{2}$ qismiga teng bo'lgan o'rta zonasida $s = 3h/4 = 3 \times 890/4 = 667$ mm, lekin 500 mm dan katta qabul qilinmaydi.

To'sinning tayanch zonalarida $s = 250$ mm, o'rta zonasida esa, $s = 300$ mm qabul qilamiz.

Ko'ndalang armatura sifatida sinfi A240(A-I) diametri $\varnothing 8$ mm bo'lgan sterjenlar qabul qilamiz: $R_{sw} = 175$ MPa va $A_{sw} = 50,3$ mm².

$$\text{quyidagini aniqlaymiz: } q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} = \frac{175 \times 50,3}{250} = 35,31 \text{ N/mm.}$$

shartni tekshiramiz:

$$q_{sw} = 35,31 H/M \geq \frac{\phi_{b2}(1 + \phi_n + \phi_f)R_{bt}b}{2} = \frac{0,6 \times 1,5 \times 0,9 \times 1,05 \times 80}{2} = 34,02 \text{ N/mm.}$$

SHart bajarilayapti. $q_{sw} = 35,31$ N/mm qabul qilamiz.

formuladan quyidagini aniqlaymiz:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\phi_{b2}(1 + \phi_n + \phi_f)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \times 1,5 \times 0,9 \times 1,05 \times 80 \times 840^2}{35,31}} = 2129 \text{ mm.}$$

Quyidagi shartni tekshiramiz: $h_0 = 840$ mm $< c_0 = 2129$ mm $> 2 \times h_0 = 1680$ mm.

Shart bajarilmayapti. Shuning uchun $c_0 = 2 \times h_0 = 1680$ mm qabul qilamiz.

formuladan quyidagini aniqlaymiz:

$$Q_b = \frac{\phi_{bz}(1+\phi_n+\phi_f)R_{bt}b l_0^2}{c_0} = \frac{2 \times 1,5 \times 0,9 \times 1,05 \times 80 \times 840^2}{1680} = 95256 \text{ N} = 95,256 \text{ kN.}$$

formuladan quyidagini aniqlaymiz:

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 35,31 \times 1680 = 59320 \text{ N} = 59,32 \text{ kN.}$$

Quyidagi shartni tekshiramiz:

$$Q_{max} = 114,7 \text{ kN} < Q_b + Q_{sw} = 95,256 + 59,32 = 154,576 \text{ kN.}$$

Qabul qilingan ko'ndalang armatura bo'yicha to'sinning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi ta'minlangan.

6. To'sinni chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha tekshirish. A800 (At-V) sinfli armatura bilan jihozlangan va yopiq xonada ekspluatatsiya qilinadigan to'sinning yoriqbardoshligiga III toifa talabi qo'yiladi va yoriqlarning ochilishi ruxsat etiladi: qisqa vaqt ochiladigan yoriqlarning kengligi $asrc,1 = 0,3 \text{ mm}$ dan, davomli ochiladigan yoriqlarning kengligi esa $asgs,2 = 0,2 \text{ mm}$ dan oshmasligi shart.

Tayyorlash jarayonida qisuvchi zo'riqishlar ta'siridan to'sin bo'yilama o'qiga normal bo'lgan cho'ziladigan zonalarida yoriqlar paydo bo'lishini tekshirish

Me'yoriy yuklardan hisobiy zo'riqishlar:

a) ekspluatatsiya qilish bosqichida – $M_{ser} = 188220000 \text{ N}\cdot\text{mm}$;
 $M_{l,ser} = 163830000 \text{ N}\cdot\text{mm}$;

b) tayyorlash bosqichida – to'sin xususiy og'irligidan – $M_{d,ser} = 28770000 \text{ N}\cdot\text{mm}$.

Kesim yuqori tolalari qarshilik momenti:

$$W' = \frac{I}{h-y} = \frac{11015332012,6}{890-417,3} = 23303008 \text{ mm}^3.$$

$$\text{Koeffitsient } \phi_b = 1,6 - \frac{\sigma_{bpz}}{R_{bp}} = 1,6 - \frac{4,22}{12,5} = 1,26 > 1 \text{ bo'lganligi uchun}$$

$\phi_b = 1$ qabul qilinadi.

Keltirilgan kesim yuzasi og'irlik markazidan cho'zilgan zonadan eng uzoq joylashgan yadro nuqtasigacha bo'lgan masofani hisoblaymiz:

$$r' = \phi \frac{W'}{A_{red}} = 1,0 \times \frac{23303008}{117478,3} = 198,36 \text{ mm.}$$

Tokchasi cho'zilgan zonada joylashgan qo'shtavr kesim uchun betonning plastik deformatsiyalanishini e'tiborga olib kesim qarshilik momentini aniqlaymiz: $W_{pi} = \gamma' W' = 1,75 \times 23303008 = 40780264 \text{ mm}^3$.

Sinfi B12,5 ($R_{bp} = 12,5 \text{ MPa}$) bo'lgan betonning cho'zilishdagi qarshiligi $R_{bt,ser} = 0,66 \text{ MPa}$.

YOriqlar paydo bo'lish holatida kesim qabul qiladigan eguvchi moment

$$M'_{crc} = R_{bt,ser} W'_{pl} = 0,66 \times 40780264 = 26914974 \text{ N}\cdot\text{mm}.$$

Neytral o'qqa paralell bo'lgan va cho'zilgan zonadan eng uzoq joylashgan yadro nuqtasidan o'tgan o'qqa nisbatan tashqi yuklardan olingan eguvchi moment

$$M_r = M_{rp} - M_{g2,ser} = P_1 (e_{op} - r') - M_{d,ser} = 241200 (367,3 - 198,36) - 28770000 = 40748328 - 28770000 = 11978328 \text{ N}\cdot\text{mm}.$$

$M'_{crc} = 26914974 > M_r = 11978328 \text{ N}\cdot\text{mm}$ bo'lgani uchun kesim yuqori zonasi kesimlarida zo'riqtiruvchi kuch ta'siridan yoriqlar paydo bo'lmaydi.

Ekspluatatsiya qilish jarayonida tashqi yuklar ta'siridan to'sin bo'yлама o'qiga normal bo'lgan cho'ziladigan zonalarda yoriqlar paydo bo'lishini tekshirish

Pastki tolalarga nisbatan kesim qarshilik momenti:

$$W = \frac{I}{y} = \frac{11015332012,6}{417,3} = 26396673,88 \text{ mm}^3.$$

Tokchasi siqilish zonasida joylashgan qo'shtavr kesim uchun:

$$W_{pl} = 1,75 W = 1,75 \times 26396673,88 = 46194179,3 \text{ mm}^3.$$

YUqori tolalar sathida tashqi yuklardan siqilgan betondagi kuchlanish:

$$\sigma'_b = R_2 / A_{red} \frac{P_2 e_{op}}{I_{red}} (h - y) + \frac{M_{ser}}{I_{red}} (h - y) = 201513 / 117478,3 - \frac{201513 \times 367,1}{11015332012,6} (890 - 417,3) + \frac{189220000}{11015332012,6} (890 - 417,3) = 1,71 - 3,17 + 8,08 = 6,62 \text{ MPa}.$$

Koeffitsient $\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 1,6 - 6,62 / 18,5 = 1,24 > 1$ bo'lganligi uchun $\varphi = 1$ qabul qilinadi.

Keltirilgan kesim yuzasi og'irlik markazidan cho'zilgan zonadan eng uzoq joylashgan yadro nuqtasigacha bo'lgan masofa:

$$r = \varphi \frac{W}{A_{red}} = 1,0 \frac{26396673,88}{117478,3} = 224,7 \text{ mm}.$$

YOriqlar paydo bo'lish holatida kesim qabul qiladigan eguvchi moment:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pt} + P_2 (e_{op} + r) = 1,6 \times 46194179,3 + 201153 (367,3 + 224,7) = 73910686,88 + 123105636 = 167586464 \text{ N}\cdot\text{mm}.$$

$M_{l,ser} = 163830000 \text{ N}\cdot\text{mm} < M_{crc} = 167586464 \text{ N}\cdot\text{mm}$ bo'lganligi uchun kesim pastki zonasida doimiy va davomli yuklardan yoriqlar paydo bo'lmaydi.

Quyidagi sharni tekshiramiz:

$M_{ser} = 188,22 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{crc} = 167586464 \text{ N}\cdot\text{mm} \approx 167,58 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Shart bajarilmayapti. $M_{ser} = 188,22 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{crc} = 167,58 \text{ kN}\cdot\text{m}$
bo'lganligi uchun kesim pastki zonasida qisqa vaqt ta'sir qiladigan yuklardan yoriqlar paydo bo'ladi.

To'sin bo'ylama o'qiga normal bo'lgan yoriqlarning ochilishini tekshirish quyida kerakli bo'ladigan yordamchi miqdorlar va koeffitsientlar hisoblanadi. Kesimning armaturalanish koeffitsienti ($2 \leq 18 A_t - V$, $A_s = 509 \text{ mm}^2$):

$$\mu = A_s / (bh_0) = 509 / (80 \times 840) = 0,00757.$$

Armatura kesim yuzasini beton kesim yuzasiga keltirish koeffitsienti: $\alpha = E_s / E_b = 190000 / 27000 = 7,03$.

Sinfi V25 bo'lgan betonning me'yoriy qarshiligi: $R_{b,ser} = 18,5 \text{ MPa}$.

$$\delta = \frac{M_{ser}}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{188220000}{80 \times 840^2 \times 18,5} = 0,18.$$

$$\text{formullardan: } \varphi f = \frac{(b_f - b)h_f' + \frac{\alpha}{2V}A_s'}{bh_0} = \frac{(220 - 80)130 + 0}{80 \times 840} = 0,27.$$

$$\text{formullardan: } \lambda = \varphi f \left(1 - \frac{h_f'}{2 \times h_0} \right) = 0,27 \left(1 - \frac{130}{2 \times 840} \right) = 0,249.$$

$$\text{formullardan: } e_{s,tot} = \frac{M}{N} = \frac{188220000}{201153} = 935,7 \text{ mm};$$

formullardan:

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,18+0,249)}{10 \times 0,00757 \times 7,03}} + \frac{1,5 + 0,27}{11,5 \frac{935,7}{840} - 5} = 0,1297 + 0,2266 \approx 0,356.$$

formullardan:

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{2} \varphi f - \xi^2}{2(\varphi f + \xi)} \right] = 840 \left[1 - \frac{\frac{130}{2} 0,27 + 0,356^2}{2(0,27 + 0,356)} \right] = 727 \text{ mm}.$$

formullardan:

$$\sigma_s = \frac{M - P_2(Z - e_{sp})}{A_s Z} = \frac{188220000 - 201153(727 - 0)}{509 \times 727} = 113,5 \text{ MPa};$$

Hamma yuklardan yoriqlarning dastlabki ochilish kengligi:

$$a_{crc}^I = 20 \frac{\sigma_s}{E_s} (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = 20 \frac{113,5}{190000} (3,5 - 100 \times 0,00757) \sqrt[3]{18} = 0,085 \text{ mm}.$$

Doimiy va davomli yuklar ta'siridan yoriqlar paydo bo'lmaganligi
sababli $a_{crc}^2 = a_{sr}, l=0$.

Yoriqlarning qisqa vaqt davomida ochilish kengligi

$$asrs = a_{sr}^1 - a_{sr}^2 + asrs, l = 0,085 - 0,00 + 0,00 = 0,085 \text{ mm} < asrs, l = 0,3 \text{ mm}.$$

To'sin bo'ylama o'qiga qiya bo'lgan yoriqlarning ochilishini tekshirish

Me'yoriy yuklar ta'siridan to'sin tyanchiga yaqin bo'lgan kesimdagi ko'ndalang kuch:

$$Q_{ser} = 0,5 \times gbalkal0 + R_{ser} = 0,5 \cdot 2,97 \cdot 8,8 + 82,01 = 95,1 \text{ kN} = 9510 \text{ N}.$$

To'sin chetidan eni $b = 300 \text{ mm}$ bo'lgan ustun qirrasigacha bo'lgan masofa: $u = 300/2 - (9000 - 8960)/2 = 130 \text{ mm}$, bu yerda 9000 mm — ustunlar o'qi orasidagi masofa; 8960 mm — to'sinning konstruktiv o'lchami (6.22—rasm).

Diametri 18 mm bo'lgan At800 (At-V) sinfli ankersiz taranglashtirilgan armatura sterjni uchun kuchlanishni uzatish zonasi uzunligi (11) formuladan aniqlanadi. $\sigma_{sp} = (650 - 176,1) = 473,9 \text{ MPa}$ va $R_{bp} = 12,5 \text{ MPa}$ bo'lganda:

$$l_p = \left(\omega_p \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d = \left(0,25 \frac{473,9}{12,5} + 10 \right) 18 = 350,6 \text{ mm}$$

Bu yerda, $\sigma_{sp} = 650 \text{ MPa} - \sigma_{loss, l} = 473,9 \text{ MPa}$; 650 MPa — armaturani taranglash uchun oldindan beriladigan dastlabki kuchlanish; $\sigma_{loss, l} = 176,1 \text{ MPa}$ — armaturadagi dastlabki kuchlanishlar yo'qolishining birinchi guruhi.

To'sinning tayanch qirrasida kesimidagi qisuvchi zo'riqish:

$$R'_2 = 201153 \times 180 / 350,6 = 103273 \text{ N}.$$

To'sin ko'ndalang kesimidagi normal kuchlanish:

$$\sigma_x = R'_2 / A = 103273 / 117478,3 = 0,88 \text{ MPa}.$$

Keltirilgan kesim yuzasi og'irlik markazidan yuqori joylashgan kesim yuzasi qismining neytral o'qqa nisbatan statik momenti:

$$S = b_f h_f' (h - 0,5 h_f' - y) + b (h - h_f' - y)^2 / 2 = 220 \times 130 (890 - 0,5 \times 130 - 417,3) + 80 (890 - 130 - 417,3)^2 / 2 = 11660220 + 4697731,6 \approx 16357951,6 \text{ mm}^3.$$

Urinma kuchlanish:

$$\tau = Q_{ser} S / (I_{bm}) = 95100 \times 16357951,6 / (11015332012,6 \times 80) = 1,76 \text{ MPa}.$$

Tayanch reaksiyasi qo'yilgan joy yaqinidagi maksimal siquvchi kuchlanishni quyidagi taqribiy formuladan aniqlaymiz:

$$\sigma_y = Q_{ser}/(bhQ) = 95100/(80 \times 840) = 1,41 \text{ MPa.}$$

Betondagi bosh siquvchi kuchlanishlar:

$$\sigma_{mc} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{0,88 + 1,41}{2} + \sqrt{\left(\frac{0,88 - 1,41}{2}\right)^2 + 1,76^2} = 1,145 + 1,78 = 2,92 \text{ MPa.}$$

Betondagi bosh cho'zuvchi kuchlanishlar: $\sigma_{mt} = 1,14 - 1,78 = 0,635 \text{ MPa} < R_{bt,ser} = 1,6 \text{ MPa.}$

Murakkab kuchlanish holatida betonning ishlash sharoitini e'tiborga oladigan koeffitsient: $\varphi_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{bt,ser}}{0,2 + \alpha B} = \frac{1 - 2,92/18,5}{0,2 + 0,01 \times 25} = \frac{0,84}{0,45} = 1,86 > 1$

bo'lganligi uchun koeffitsient $\varphi_{b4} = 1$ qabul qilinadi. Bu yerda og'ir beton uchun $R_{b,ser} = 18,5 \text{ MPa}$, $\alpha = 0,01$ va $V = 25$.

$\sigma_{mt} = 0,635 \text{ MPa} < R_{bt,ser} = 1,6 \text{ MPa}$ bo'lganligi uchun to'sin bo'yлама o'qiga qiya bo'lgan yoriqlar paydo bo'lmaydi.

To'sin salqiligini tekshirish. Egilgan to'sinning yoriqlar paydo bo'lgan uchastkasi o'qining egriligini aniqlash. To'sin hisobiy uzunligining balandligiga nisbati $l_0/h = 8840/890 = 9,93 \approx 10$ bo'lganda ko'ndalang kuchning element salqiligiga ta'sirini e'tiborga olmaslik mumkin. Bunda salqilik faqat egilish deformatsiyalari bo'yicha hisoblanadi. jadvalga asosan qaralayotgan to'sin uchun ruxsat etiladigan chegaraviy salqilik $f = 10/250 = 8840/225 = 39 \text{ mm}$. Bu yerda, $225 - \text{ravog'i } 6,0 \text{ m (200) va } 12,0 \text{ m (250) bo'lgandagi o'rtacha qiymati.}$

To'sinning salqiligi did va ruhiy talablar bo'yicha chegaralanganligi sababli, hisob faqat doimiy va muvaqqat davomli yuklar ta'sirida bajariladi. Bunda yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti $\gamma_f = 1$ qabul qilinadi.

Yuqorida keltirilgan to'sin hisobida keyingi hisoblarda foydalanadigan qiymatlar keltirilgan: $M_{ser} = 188220 \text{ 000 N}\cdot\text{mm}$; $\xi = 0,357$; $\varphi_l = 0,27$; $Z_l = 727 \text{ mm}$; $W_{pl} = 46194179,3 \text{ mm}^3$; $e_{or} = 367,3 \text{ mm}$; $e_{s,tot} = 1036,3 \text{ mm}$; $r = 244,7 \text{ mm}$; $R_2 = 201153 \text{ N}$; $A_s = 509 \text{ mm}^2$; $E_s = 190 \text{ 000 MPa}$; $E_b = 27000 \text{ MPa}$.

To'sin kesimini qisuvchi zo'riqishdan hosil bo'lgan moment:

$$M_{2p} = P_2(e_{op} + r) = 201153 (367,3 + 244,7) = 123105636 \text{ N}\cdot\text{mm.}$$

Og'ir beton uchun chetki siqilgan tolalarida deformatsiyalarning notekis taorqalishini e'tiborga oladigan koeffitsientni $\psi_b = 0,9$ qabul qilamiz. davomli yuklar ta'sirini e'tiborga oladigan koeffitsientni $\phi_s = 0,8$ qabul qilamiz.

formullardan: $\varphi_m = Rbt, ser W_{pi} / (M_{ser} - M_{2p}) = 1,6 \times 46194179,3 / (188\,220\,000 - 123105636) = 73910686,88 / 65114364 = 1,135 > 1$

bo'lganligi uchun $\varphi_m = 1$ qabul qilamiz.

YOriqlar orasidagi cho'zilgan betonning ishlashini e'tiborga oladigan ψ_s koeffitsientni aniqlaymiz:

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \times 1,0 - \frac{1 - 1,0^2}{(3,5 - 1,8 \times 1,0) 1036,3 / 840} = 1,25 - 0,8 - 0,0 = 0,45 <$$

1.

Bu formulada $es, tot/h_0 = 1036,3 / 840 = 1,23 < 1,2 / \varphi_{ls} = 1,2 / 0,8 = 1,25$ bo'lganligi uchun $es, tot/h_0 = 1,25$ qabul qilinadi.

Formullardan to'sin o'qi egriligini hisoblaymiz:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{18822\,0\,000}{840 \times 727} \left[\frac{0,45}{190000 \times 509} + \frac{0,9}{(0,27 + 0,357) 80 \times 840 \times 27000 \times 0,45} \right] - \frac{201153 \times 0,453}{840 \times 190000 \times 509} = 308,2(0,0465 + 0,0175) 10^{-7} - 11,2 \times 10^{-7} = 8,52 \times 10^{-7} 1/mm.$$

Bu yerda, yuklarning qisqa vaqt davomida ta'siridan siqilgan zonadagi betonning elastik-plastik holatini e'tiborga oladigan koeffitsient miqdori $\nu = 0,45$ qabul qilingan.

Beton kirishishidan va qisuvchi zo'riqtiruvchi kuch ta'siridagi betonning sirpanuvchanligidan to'sin o'qining yuqoriga bukilishidagi egriligi aniqlanadi:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\epsilon_b - \epsilon_b}{h_0} = \frac{\sigma_b - \sigma_b}{E_s h_0} = \frac{90,0 - 6,29}{190000 \times 840} = 5,24 \times 10^{-7} \frac{1}{cm},$$

bu yerda $\sigma_b = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 43 + 11,86 = 89,86 \text{ MPa} \approx 90,0 \text{ MPa}$ – armaturadagi oldindan berilgan kuchlanishlarning betonning oniy sirpanuvchanligi, beton kirishishi va beton sirpanuvchanligidan kamayishlari yig'indisi; $\sigma_b = 6,29 \text{ MPa}$ – yuqori siqilgan beton tolalaridagi tashqi yuklardan kuchlanish.

To'sin o'qining to'liq egriligi: $(1/r) = (1/r)_1 - (1/r)_4 = (8,52 - 5,24) 10^{-7} = 3,38 \times 10^{-7} 1/mm.$

To'sin salqiligi: $f = \frac{5}{48} \times \frac{1}{r} \times l_0^2 = \frac{5}{48} \times 3,38 \times 10^{-7} \times 8800^2 = 2,7 \text{ mm} < 39 \text{ mm}.$

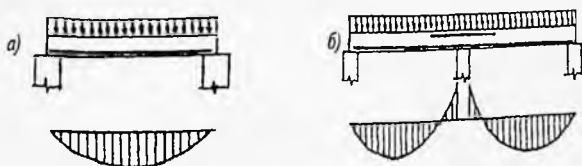
6.3. To'sinli yaxlit (quyma) orayopmalar.

To'sinli quyma orayopmalarda plita va to'sinlar yaxlit holda qurilish maydonida tayyorlanadi.

Quyma plitalar bir ravoqli yoki ko'p ravoqli bo'lishi mumkin (6.30 - rasm). Plita bir ravoqli bo'lsa, armaturali to'r plitaning pastki cho'zilgan zonasiga joylashtiriladi (6.30,a - rasm). Plita ravokli bo'lgan takdirda armaturali to'rlar plitaning pastki cho'ziladigan zonasidan tashqari yuqori cho'ziladigan tayanch zonasiga xam joylashtiriladi (6.30, b - rasm). Quyma plitalar uchun sinfi B15 bo'lgai betonlarni qabul qilish tavsiya etiladi. Oddiy armaturalar sifatida A-I, A-II, A-III, V-I, Vr-I sinfli po'lat armaturalar qo'llaniladi.

Quyma plitalar ko'p hollarda payvand to'rlar bilan jixozlanadi. Bog'langan turlar yig'a plitalarning yaxlit qismlarida, rejadagi shakli murakkab bo'lgan yaxlit plitalarda, ko'p teshikli plitalarda yoki standart to'rlarni qo'llash imkonini bo'lmagan joylarda qo'llaniladi. Payvand to'r sterjenlarining diametrini kamida 3 mm, bog'langan turlarda esa kamida 6 mm qabul qilish tavsiya etadi.

Ishchi sterjenlarning diametrlari 3...12 mm bo'lgan to'rlar eguvchi momentning maksimal qiymatlariga ega bo'lgan joylarning cho'zilgan tolalar tomoniga 100...200 mm qadam bilan joylashtiriladi. Plitaning kalinligi 150 mm gacha bo'lganda ishchi sterjenlarning qadami 200 mm dan, 150 mm va undan katta bo'lganda esa, 1,5 h dan katta bo'ulmasligi kerak. Plitaning boshqa qismlarida sterjenlarning qadami 400 mm dan oshib ketmasligi kerak. Tayanch qirrasidan ichkariga o'tkaziladigan sterjenlarning qadami xam 400 mm dan oshib ketmasligi va plitaning 1 m eniga mos keladigan kesim yuzalari oralikdagi ishchi sterjenlar kesim yuzalarining 1/3 miqdoridan kam bo'lmashligi kerak.



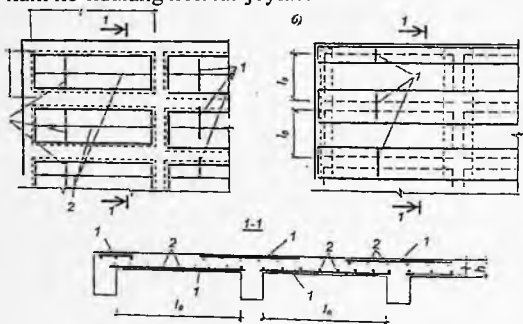
6.30 - rasm. Bir ravokli (a) va ikki ravokli (b) plitaning armaturalanishi

Ishchi sterjenlar bilan birgalikda armatura to'rlarini tashkil etuvchi taksimlovchi sterjenlar ishchi sterjenlarning loyixaviy xolatini ta'minlaydi. Bundan tashqari hisoblarda e'tiborga olinmaydigan betonning kirishishi va xarorat o'zgarishi ta'siridan vujudga keladigan zuriqishlarni qabul qiladi, maxalliy yuklar ta'sir qilganda esa yuklarni katga yuzalarga taqsimlab beradi. Taqsimlovchi sterjenlarni diametri

3...8 mm, qadami 250...350 mm, kesim yuzalari esa ishchi sterjenlar kesim yuzalarining kamida 10% ga teng qabul qilinadi.

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 girdi bo'yicha tayangan plitalarning balandliklari 40... 140 mm qabul qilinadi.

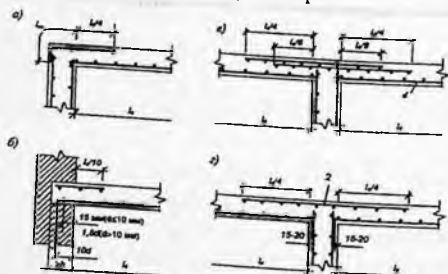
To'sinli quyma plitalar ishchi armaturalari ko'ndalang yo'nalishda joylashgan alohida armatupa turlari bilan jihozlanishi mumkin (6.20-rasm). Uzluksiz plitalar tayanch sohalarining armaturalanishi bitta (6.20-rasm) yoki bir-biriga nisbatan siljitib qo'yiladigan ikkita to'r bilan (6.31-rasm) amalga oshirilishi mumkin. Bunday to'rlarning ishchi sterjenlari xam ko'ndalang xolatda joylashtiriladi.



6.31- rasm. Yaxlit to'sinli plitani ishchi sterjenlari ko'ndalang

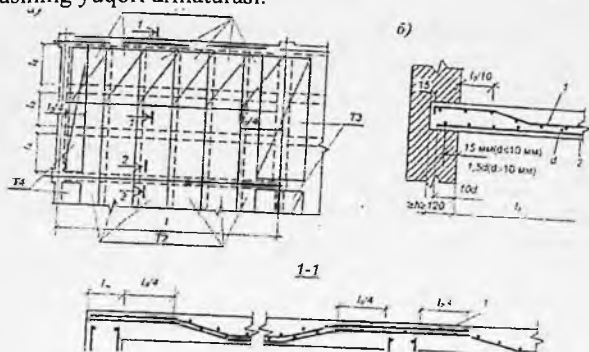
Yo'nalishda joylashgan alohida payvand to'rlar bilan jihozlanishi.

a - ravoq armaturasining ostki to'rlari; b - tayanch ustki armaturasi to'rlari; 1 - ishchi armaturalar yo'nalishi; 2 - taqsimlovchi armatura



6.32 -rasm. Yaxlit plitalarni tayanch qismlarida alohida to'rlar bilan jihozlash: a - chetki tayanchda temirbeton to'siniga; 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 armaturasini.



6.33 – rasm. Yaxlit uzluksiz plitalarni bo'yлама ishchi armaturalari to'r o'ramlar bilan jihozlash: a – to'sinlarga o'rnatilgan plitaning rejasi va qirgimi; b – plitaning g'ishtin devorga o'rnatilgan qismi.

Ishchi armaturalarning diametrlari 6 mm dan katta bo'lmagan ko'p ravoqli to'sinsimon plitalarni ishchi armaturalari bo'yлама joylashgan payvandlangan o'rama to'rlar bilan jihozlash tavsiya qilinadi (6.33 - rasm). To'r o'ramalari 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 (6.33 - 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.

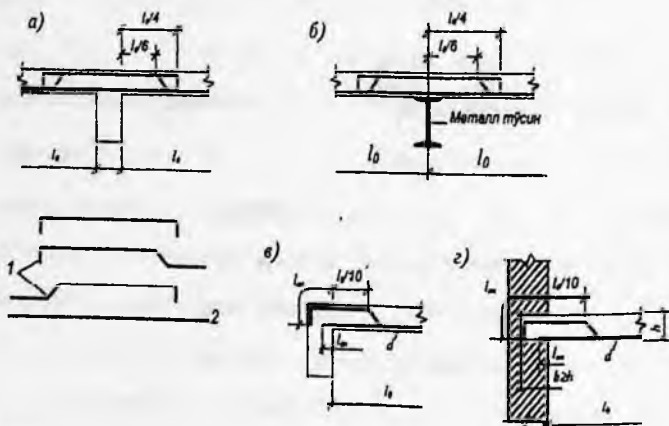
Ko'p ravoqli plitalarda, pastki armaturaning diametri 12 mm va undan kichik bo'lsa, ular bir necha ravoq uzunligi bo'yicha kesilmasdan joylashtirilishi mumkin.

Ba'zi hollarda, plitalarning qalinligi 12 sm dan katta bo'lganda ishchi sterjenlarning bir qismini bukib tayanchning yuqorisiga o'tkaziladi (6.34-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 (oralatib) tayanchning ustki qismiga bukib o'tkaziladi, qolgan yarmi esa ravoqda qoldirilib tayanchgacha etkaziladi. Imkonni boricha ustki va ostki armatura sterjenlarilarining qadamlari bir xil qilib tayinlanadi (6.34 rasm).

Plitalarning qalinliklari mumkin darajada yupqa qabul qilinishi tavsiya qilinadi, chunki plita bino va inshoot shiptominiing 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 bikrliklarini ta'minlashi shart. Yaxlit plitalarning qalinliklari tom uchun 40 mm dan, grajdan va sanoat binolarining qavatlar oraligig'idagi 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 katta qiymati hosil bo'ladigan joylarda har 100...200 mm dan, qolgan joylarda esa 400 mm dan katta bo'lmagan masofada qo'yiladi.



6.34 – 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 temir-beton 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 etarli bo'lmaganda qo'yiladi).

6.4. To'sinsiz yaxlit (quyma) orayopmalar

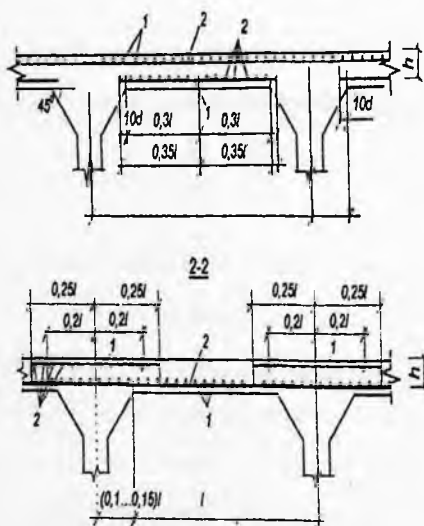
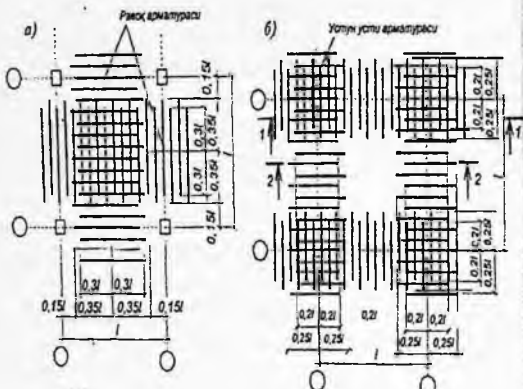
To'sinsiz quyma orayopmalar ustunlarga tayanuvchi tekis plitalardan iborat bo'ladi. Bu plitalar ustunlar ustidan va oraliqlar bo'yicha to'shaladigan o'rama yoki yassi payvand to'rlar bilan jihozlanishi mumkin. Ustunlar ustidan to'shaladigan to'rlar plitaning yuqoriga cho'ziluvchi qismiga, oraliqlar bo'yicha to'shaladigan to'rlar esa eguvchi momentning ishorasiga mos ravishda plitaning ustki va ostki qismlariga joylashtiriladi. Odatda bunday plitalar rejada ustun usti va oraliq tasmalariga ajratiladi. Ishchi armaturalar rejadagi o'rta oraliq tasmalarining uzunligi bo'yicha tasma yo'nalishiga perpendikulyar yo'nalishda - plitaning ostki qismida, ustun usti tasmaning uzunligi bo'yicha esa tasma yo'nalishiga perpendikulyar yo'nalishda, plitaning ustki qismida joylashtirila (6.35 - rasm).

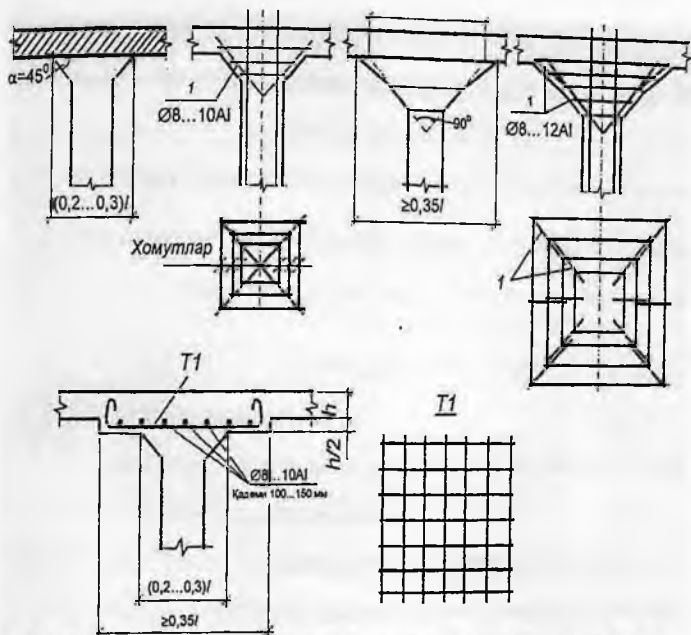
Ustun usti tasmalaridagi sterjenlar kapitel konturidan kamidan 10 d masofaga o'tkazib qo'yilishi shart, bu yerda d-ishchi sterjenlar diametri (6.36- rasm).

Kapitel konstruktiv talablar bo'yicha armaturalanadi (6.34 - 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 plitalarning ikki yo'nalishda cho'zuvchi zo'riqishlar vujudga keladigan joylarini armaturalashda bo'ylama ishchi armaturali eni katta bo'lmagan armatura to'rlari o'zaro perpendikulyar bo'lgan yo'nalishlar bo'yicha yotqiziladi. Ustunga yaqin joylarda ustki armatura to'rlari siljitib qo'yiladi yoki teshiklar qoldirilib, qo'shicha armaturalar qo'yiladi. Ustun usti va oraliq tasmalari 0,7l kenglikda armatura bilan jixozlanadi.

To'sinsiz plitalarni jihozlash uchun metall yoki polietilen quvurlarda joylashtiriluvchi oldindan kuchlantirilgan armaturalar ham qo'llanilishi mumkin.

Plitalarning ezilish sohalariga qo'yiladigan ko'ndalang armaturalarning uchlari bo'yla armaturalarga payvandlab yoki ilib ankerlanishi kerak. Ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa $h/3$ (h - plita qalinligi) va 200mm dan oshib ketmasligi kerak. Ko'ndalang armaturalar qo'yiladigan haning kengligi 1,5 h dan kam bo'lmisligi kerak.





6. 37 – **рasm.** То‘сinsiz yaxlit orayopma kapitelinl armatura bilan jihozlanishi. a - ravoqlarda; b – tayanch ustlarida; 1 - ishchi armatura; 2 - qurilmaviy armatura.

Nazorat savollari

1. Yassi temirbeton orayopmalar qanday turlarga bo‘linadi?
2. To‘sinli yig‘ma orayopmalar qanday elementlardan tashkil topgan?
3. To‘sinli yig‘ma-quyma orayopmalar qanday elementlardan tashkil topgan?
4. To‘sinli quyma orayopmalar qanday elementlardan tashkil topgan?
5. Yassi temirbeton orayopmalarda plitalarning qalinliklari qanday qabul qilinadi.
6. To‘sinli yig‘ma orayopmalarda qanaqa shakldagi rigellar ishlatiladi?

7. Ko'ndalang kesimi yaxlit bo'lgan temirbeton plitalar qanday armaturalanadi?

8. Ko'ndalang kesimida bo'shliqlar hosil qilingan ko'pbo'shliqli temirbeton plitalarni o'lchamlari qanday tayinlanadi?

6. Ko'ndalang kesimida bo'shliqlar hosil qilingan ko'pbo'shliqli temirbeton plitalar tayyorlashda qanday sinfdagi beton va armaturalar ishlatiladi?

10. Ko'ndalang kesimida bo'shliqlar hosil qilingan ko'p bo'shliqli temirbeton plitalar qanday xisoblanadi? Xisobiy sxemasini chizib kursating.

11. Qovurg'ali temirbeton panellarning o'lchamlari qanday qabul qilinadi?

12. Qovurg'ali temirbeton panellarni tayyorlashda qaysi sinfdagi beton va armaturalar ishlatiladi?

13. Qovurg'ali temirbeton panellar qanday hisoblanadi? Hisobiy sxemasini chizib kursating?

14. Qovurg'ali temirbeton panellarning tokchalari (plitasi) qanday hisoblanadi?

15. Qovurg'ali temirbeton panellarning ko'ndalang qovurg'asi qanday xisoblanadi?

16. Qovurg'ali temirbeton panellar qanday armaturalanadi?

17. To'sinli yaxlit orayopmalar qanaqa tiplarga bo'linadi? Bu tiplar orasidagi farq nimadan iborat?

18. To'sinli yaxlit orayopmalar elementlarining (plita, yordamchi va bosh to'sinlar) o'lchamlari qanday tayinlanadi?

16. To'sinli yaxlit orayopmalar elementlarini (plita, yordamchi va bosh to'sinlar) tayyorlash qaysi sinfdagi beton va armaturalash ishlatiladi?

20. To'sinsiz orayopmalar qanday elementlardan tashkil topadi?

21. To'sinsiz yaxlit orayopmalarining plitalari qanday hisoblanadi va armaturalanadi?

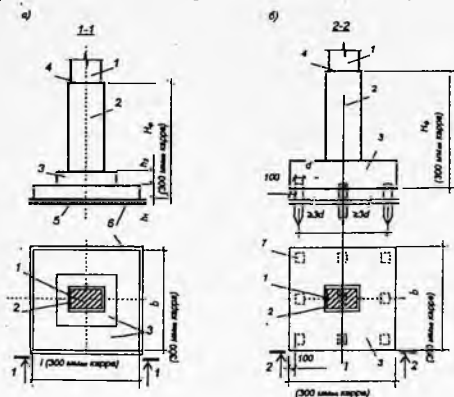
VII -BOB. TEMIR-BETON POYDEVORLARINI LOYIHALASH

7.1. Yakka poydevorlar

Poydevorlar yer osti konstruksiyalari hisoblanib, bino yoki inshootning yuqori qismidan hosil bo'ladigan yuklarni gruntlardan tashkil topgan asosga uzatish uchun xizmat qiladi.

Poydevorlar tabiiy asosga tiklanishi yoki qoziqlardan iborat bo'lishi mumkin (7.1-rasm). Tabiiy asosda tiklanadigan poydevorlar plita va ustun osti qismlardan iborat bo'ladi.

Qoziq poydevorlar qoziqlar va rostverkdan iborat bo'ladi. Rostverk o'z navbatida plita va ustun osti qismlardan tashkil topadi.



7.1 - rasm. Alohida zinali poydevorlar:

- a - tabiiy asosda tiklanadigan poydevor; b - qoziqli poydevor; 1- ustun;
2- ustun osti qism; 3- plita qismi; 4- poydevor yuqorisi; 5- poydevor
tagi; 6- beton tushov; 7- qoziq.

Poydevor plita qismini zinapoyali qilib loyihalash tavsiya etiladi. Shu bilan birga poydevorning plita qismini ham 7.1-rasmda ko'rsatilgandek piramida shaklida loyihalash tavsiya etiladi.

Poydevorlar yig'ma va quyma bo'lishi mumkin. Yig'ma poydevorlarni plita va ustun osti qismlardan tashkil topgan butun ko'rinishida loyihalash tavsiya etiladi (7.1-rasm).

Poydevorning yuqori sirti obrez deb ataladi. Bu sirtga poydevordan yuqori joylashgan konstruksiya tayanadi. Poydevorning pastki sirti tas

deb ataladi. Poydevorning tag sirti uning yuqori sirtidan katta bo'ladi. Shuning uchun poydevorning tag sirti grunt asosga yukni kam bosim bilan uzatadi.

Qoziq poydevorlarda rostverkning tag qismiga qoziqlarning yuqori uchlari mahkamlanadi. Poydevor tagidan uning yukori sirtigacha bo'lgan masofa poydevorning balandligi N_f ni tashkil etadi. Poydevor yuqori sirtining sathini quyidagicha qabul qilish tavsiya etiladi:

-yig'ma temirbeton ustunlar poydevorlari uchun nol satxdan 150 mm pastda, ya'ni - 0,150 m sathda;

-quyma temirbeton ustunlar poydevorlari uchun - poydevor to'sinining yuqori sathida, poydevor to'sini bo'lmagan taqdirda - nol satxdan 50 mm pastda, ya'ni - 0.050 m sathda;

- po'lat ustunlar poydevorlari uchun - ustun poyi plitasining sathidan 100 mm pastda. Poydevorlarning joylashish chuqurliklari hisoblar asosida va QMQ ga 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 N_f uni gruntda joylashtirish chuqurligi, yig'ma ustunni poydevorga mahkamlash chuqurligiga bog'liq. Quyma poydevorlarning balandligi N_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 uzunligiga ham e'tiborga olinadi.

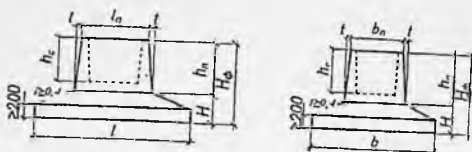
Poydevor plita qismining balandligi hisob bo'yicha tayinlanadi. Agar poydevorning balandligi plita qismining balandligidan katta bo'lsa, balandliklar farqi bo'yicha ustun osti qism hosil qilinadi.

Poydevor balandligini 300 mm ga karra etib tayinlash tavsiya etiladi. Poydevor osti qismining va ustun osti qismning 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 pilita qismining to'liq

balandligi 1500 mm va undan katta bo'lganda yuqori zina balandligi 600 mm qabul qilinishi mumkin.



7.2 - rasm. Yig'ma temirbeton poydevor metall qolipda tayyorlanganda $t = 20 \dots 30$ mm, yog'och qolipda tayyorlanganda $t = 50$ mm qabul qilinadi.

Poydevor zinalarining balandliklarini 7.1 jadvaldan qabul qilish tavsiya etiladi.

7.1 jadval

Poydevor plita qismining umumiy balandligi, mm	Zinalarning balandliklari, mm		
	h1	h2	h3
300	300	-	-
450	450	-	-
600	300	300	-
750	300	450	-
600	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Quyma poydevorlar ostiga, gruntarning 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.

Quyma poydevorlarni tiklash uchun siqilishdagi mustahkamlik bo'yicha sinfi B12,5 dan past bo'lmagan betonlar ishlatilishi tavsiya etiladi.

Yig'ma poydevorlarni tayyorlash uchun siqilishdagi mustahkamlik bo'yicha sinfi B15...B25 bo'lgan betonlar ishlatiladi.

Quyma temirbeton poydevor tagiga qo'yiladigan ishchi armatura uchun beton himoya qatlam 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 qatlam 30 mm qabul qilinadi.

Tomoni 3 m va undan kam bo'lgan yo'nalishda qo'yiladigan payvandlangan yoki bog'langan armatura ishchi sterjenlarining diametri 10 mm dan kam qabul qilinmaydi. Tomoni 3 m va undan katta bo'lgan yo'nalishda qo'yiladigan payvandlangan yoki bog'langan armatura ishchi sterjenlarining diametri 12 mm dan kam qabul qilinmaydi.

Poydevorlar tagi payvandlangan armaturali to'rlar yoki alohida sterjenlar bilan armaturalanadi. Poydevorlar tagi 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.

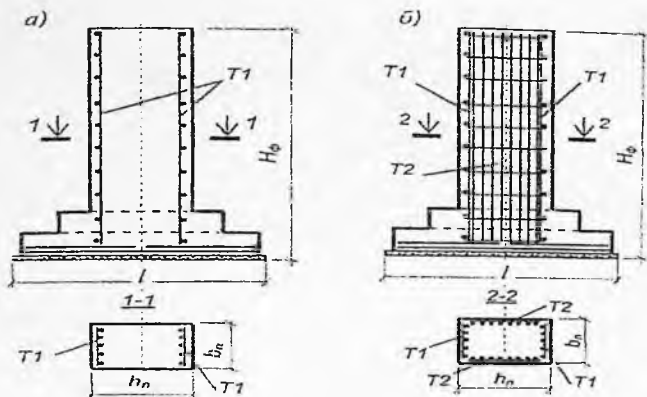
Poydevorlar tagi alohida sterjenlar bilan jihozlanganda ishchi armaturalar o'zaro perpendikulyar joylashib, qadami 200 mm qabul qilinadi. Armaturalash uchun davriy profilga ega bo'lgan sterjenlar ishlatilganda o'zaro kesishadigan chetki ikki qator sterjenlar perimetr bo'yicha bir-biri bilan payvandlanishi shart. Payvandlashni elekt 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 perimetr bo'yicha kesishgan tugunlarini payvandlash talab etilmaydi.

Poydevorning ustun osti qismi siqiladigan elementlardek hisoblanadi va ustunlar kabi armaturalanadi.

Quyma 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 (7.3, a rasm).

Poydevorning temirbeton ustun osti qismi uchun siqiladigan armatura hisob bo'yicha talab etilsa bo'ylama va ko'ndalang armaturalar kesimning nafaqat ikki tomonida, balkim to'rt tomonida quyiladi (7.3, b rasm).

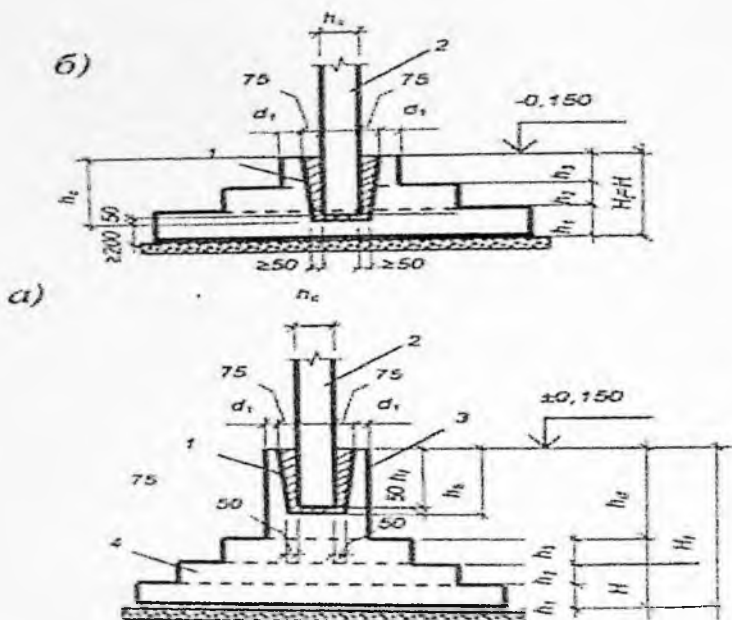


7.3 - rasm. Kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklidagi poydevor osti qismning armaturalanishi: a - hisobiy cho'ziladigan armatura bir tekislikda joylashganda va b - hisobiy cho'ziladigan armatura ikki tekislikda joylashganda.

Yig'ma ustun poydevorlarini 7.4 - rasmda ko'rsatilgandek loyihalash tavsiya etiladi. Poydevorning stakan qismi (1) ustunni (2) poydevorga mahkamlash uchun mo'ljallanadi.

Ikki tirakli ustunlar uchun tiraklar tashqi qirralari orasidagi masofa $h_n > 2,4$ m bo'lganda xar bir tirak ostiga alohida stakan loyihalash tavsiya etiladi. Stakanning chuqurligi h_h ustunning poydevorga mahkamlanish chuqurligidan h_f 50 mm katta qabul qilinadi.

Ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklidagi ustunlarning poydevoga mahkamlanish chuqurligi 7.2 - jadvaldan aniqlanadi.



7.4.- rasm. Yig'ma temirbeton ustunlar uchun quyma poydevorlar:

a - ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak va ikki tirakli ustun uchun plita va ustun ost 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.

Jadval 7.2. $h_n \geq 2.41$ m bo'lganda mahkamlanish chuqurligi 1.2 m qabul qilinadi.

Ikki tirakli ustunlarning mahkamlanish chuqurligi quyidagi shartdan qabul qilinadi: $h_h > 0.5 + 0.33 h_n$, (7.1)

bu yerda h_n - ikki tirakli ustunlar tiraklari tashqi qirralari orasidagi masofa, m.

7.2. Jadval

d1/hs nisbatning qiymati	Bo'ylama kuch ekssetrisitetining qiymatlariga mos bo'lgan kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklidagi yig'ma ustunlarning poydevorga joylashish chuqurligining minimal qiymati	
	$\leq 2hs$	$> 2hs$
> 0.5	$\leq hs$	$\leq hs$
≤ 0.5		$hc + 1/3(hc - 2d1) (e0 /hs - 2),$ Bunda $hc \leq hf \leq 1,4 hc$

7.3. jadval. Ustun bo'ylama armaturasining poydevorga ankerlanishi

Armatura sinfi	Ustun ko'ndalang kesimining shakli	Ustun ishchi armaturasini poydevorga joylashtirish minimal l qiymati, beton sinfi			
		B15 bo'lganda		B25 bo'lganda	
		cho'zilgan	siqilgan	cho'zilgan	siqilgan
A - IIs	Kesimi to'g'ri to'rtburchakli	25d	15d	20d	10d
A - IIs	Kesim qo'sh tirakli	30d	15d	25d	10d
A - III	Kesimi to'g'ri to'rtburchakli	30d	18d	25d	15d
At - IIIs					
A - III	Kesim qo'sh tirakli	35d	18d	30d	15d
At - IIIs					

Bundan tashqari ustunning poydevorga mahkamlanishi ustun bo'ylama armaturasining poydevorga ankerlanishi talabiga javob berishi shart (7.3 - jadval).

Stakan tagining qalinligi hisob bo'icha qabul qinadi, lekin mm dan kam qabul qilinmaydi.

Stakan devori quyidagi holatlarda armatura bilan jihozlanmasligi mumkin:

- $hh < hcf$ bo'lib (7.4, a rasmga qarang), stakan devori yuqori qismining qalinligi 200 mm dan katta va $0,75hh$ dan katta bo'lsa;
- stakan devori yuqori qismining qalinligi 200 mm dan katta va $hh > 0,75h3$ dan katta bo'lsa 7.4, b rasmga qarang).

Yuqorida keltirilgan shartlar bajarilmaganda stakan devori bo'ylama va ko'ndalang armaturalar bilan hisob bo'yicha jihozlanadi (7.6 rasmga qarang). Bunda stakan devorining qalinligi 150 mm dan kam bo'lmassligi shart. Bundan tashqari moment tekisligiga perpendikulyar bo'lgan devor qalinligi 7.4. jadvalda keltirilgan miqdolardan kam qabul qilinmaydi.

7.5. jadval

Ustun ko'ndalang kesimi	Moment tekisligiga perpendikulyar bo'lgan devor minimal qalinligi	
	bo'ylama kuch ekssentrisiteti $e_0 \leq 2hc$	bo'ylama kuch ekssentrisiteti $e_0 > 2hc$
To'g'ri to'rburchakli	0.2hc	0.3hc
Ikki tirakli	0,2hn	

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 qism bo'ylama armaturasi diametrining $\frac{1}{4}$ qismidan kichik va 8 mm dan kichik qabul qilinmaydi.

To'rlar orasidagi masofa stakan chuqurligining $\frac{1}{4}$ qismidan va 200 mm dan katta qabul kilinmaydi.

Poydevor ustun osti qismining stakan tagidan pasti ustunlarni armaturalagandek armaturalanadi.

Poydevor ustun osti qismining bo'ylama armaturalari to'r kataklarining ichida joylashish shart.

7.5 - rasm. Yig'ma temirbeton ustun poydevori stakan qisminin payvand to'r (T-1) bilan armaturalanishi: 1 - poydevor; 2 - ustun; 3 - ustun osti qismning bo'ylama armaturasi; 4 - ustun osti qismning ko'ndalang armaturasi.

Ustun bilan poydevor stakani devori orasi sinfi B 12,5 dan kam bo'lmagan beton bilan to'ldiriladi.

Quyma temirbeton ustun poydevorning 7.6- rasmda ko'rsatilgandek loyihalash tavsiya etiladi. Poydevor ustun osti qismining ko'ndalang kesimi o'lchamlari har bir tomonga 50 mm ga kattalashtiriladi. Bu ustunlarni tayyorlashda qoliblarini o'rnatishni osonlashtiradi.

Ustun osti qismning yuqori sathi sof pol sathidan 5 mm pastda joylashtiriladi. Ustunning poydevor bilan birikishi poydevor yuqori sathida amalga oshiriladi.

Quyma poydevorlarning quyma ustunlar bilan birikishi ustun bo'ylama armaturasining poydevordan chiqarib qoldiriladigan armatura sterjenlari bilan tutashtirish yo'li bilan amalga oshiriladi.

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 dan miqdordan kam bo'lmalsligi shart. Odatda poydevordan chiqarilib qoldiriladigan armatura sterjenlari poydevor tagigacha etkaziladi. Bu sterjenlar ustun osti qismning armaturasi bo'lib, bir-biri bilan ko'ndalang sterjenlar yoki xomutlar bilan birlashtiriladi.

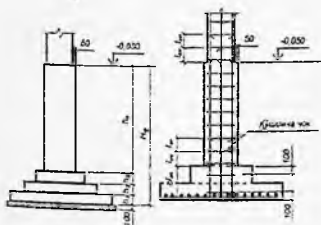
Poydevorning ustun osti qismi juda baland bo'lganda bo'ylama armaturalar bir-biri bilan 7.5, b - rasmda ko'rsatilgandek qo'shimcha chok hosil qilinib birlashtiriladi.

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 (7.5 - rasm). Sirti tekis bo'lgan sterjenlarning tutashishi ularning ustun osti qism kesimining cho'zilgan qirrasida joylashishiga qarab ikki yoki uch sathda amalga oshiriladi.

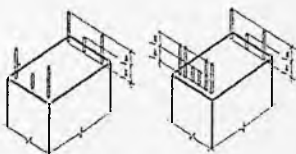
Chokda birlashadigan sterjenlarning bir-birining ustiga o'tkazilish uzunligi l_{ov} quyidagi formuladan aniqlanadi.

$$l_{ov} = \left(\frac{m_{ov} \delta_s}{R_b} + \Delta_{ov} \right) d, \quad (7.2)$$

by yerda δ_s - armaturalari bir-birining ustiga o'tkazilib hosil qilingan chokda eng kuchlangan armaturadagi kuchlanish miqdori; m_{ov} , Δ_{ov} , λ_{ov} va l_{ov} miqdorlar 7.5 jadvaldan aniqlanadi.



7.5 - rasm. Quyma temirbeton ustun poydevorlari: a-poydevorning ko'rinishi; b-poydevorning armaturalanishi.



7.6 - rasm. Ustun armaturasi bilan usta-ust payvandsiz biriktirish uchun poydevorlardan chiqarib qoldiriladigan davriy profilli armatura sterjenlarining joylashishi.

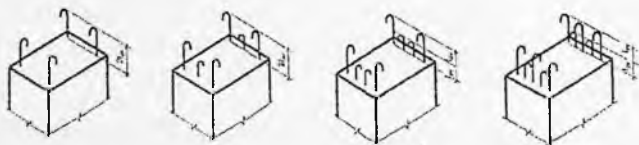
7.6 jadval

Chokning ishlash sharoiti	Armatura uchun mov, Δlov, lov va lov miqdorlar							
	Sirti qovurgʻali armatura uchun				Sirti tekis armatura uchun			
	mov	Δlov	lov	lov	mov	Δlov	lov	lov
			dan kam boʻlmagan				dan kam boʻlmagan	
Choʻzilgan betondagi chok	0.6	11	20	250	1.55	11	20	250
Siqilgan betondagi chok	0.65	8	15	200	1	8	15	200

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 10dmin dan katta qabul qilinmaydi. Bu yerda dmin - bo'ylama sterjenlarning eng kichik diametri.

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. Poydevor dan chiqarib qoldiriladigan armatura sterjenlari orasidagi masofa 50 mmdan kam bo'lmashligi shart.



7.7 - rasm. Ustun armaturasi bilan ustma-ust payvandsiz biriktirish uchun poydevordan chiqarib qoldiriladigan sirti tekis armatura sterjenlarining joylashishi.

7.2. Tasmasimon poydevorlar

Tasmasimon poydevorlar ustun qatorlari ostida tasma shaklida yoki o'zaro kesishgan tasma shaklida tiklanadi (7.8 rasm). Tasmasimon 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.

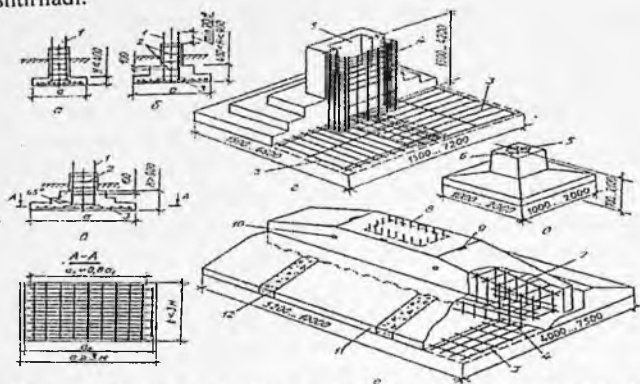
Tasmasimon poydevor qovurg'asining balandligi poydevorning joylashish chuqurligi va unga ta'sir qiladigan zo'riqishlar mikdoriga bog'liq ravishda tayinlanadi. Bundan tashqari poydevor qovurg'asining balandligini tayinlashda uning bikrligini ta'minlash sharti ham e'tiborga olinishi shart. Poydevor shunday bikrlikka ega bo'lishi kerakki bunda ustunlar ostidagi grunt da keskin reaktiv bosim hosil bo'lmasligi talab etiladi va bunda gruntning notekis cho'kishlari 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 (7.9 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

≤ 800 mm bo'lganda uchta sinchdan kam va $b > 800$ mm bo'lganda esa to'rtta 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 ustun 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 $\mu = 0,2 \dots 0,4\%$ dan qabul qilinmaydi. Buylama armatura yuzasining 70% poydevor qovurg'asining

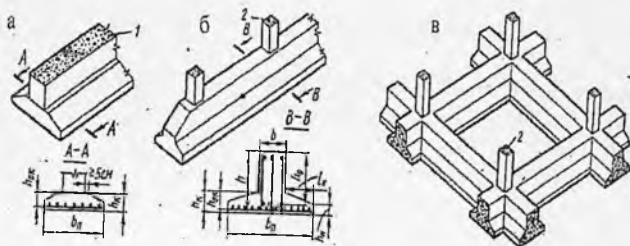
tagiga, qolgan 30% esa, poydevor plitasining konsollariga joylashtiriladi.



7.8- rasm. Yakka temirbeton poydevorlarni armaturalanishi [3] a- quyma bir zinali; b - quyma ikki zinali; v- quyma uch zinali; g - yig'ma ustun ostidagi quyma poydevor; d- yig'ma ustun ostidagi yig'ma poydevor; e - yig'ma tarkibli poydevor:

1-poydevordan chiqarib qoldiriladigan armatura sterjenlari; 2-xomut, 3- payvandlangan to'rt, 4- stakanning payvandlangan to'rlari; 5 - yig'ma ustunni o'rnatish uchun joy; 6 - ilgak; 7 - ustun osti qism hajmiy armaturali sinchi; 8 - biriktiruvchi sterjenlar; 9 - belgi; 10 - ko'tarish uchun teshik; 11 - yig'ma temirbeton plita; 12 - chok to'ldirilgan beton.

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 sichlarda 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 uchtdan kam, $400 < b \leq 800$ mm bo'lganda to'rttdan kam va $b > 800$ mm bo'lganda esa, oltitadan kam qabul qilinmaydi.

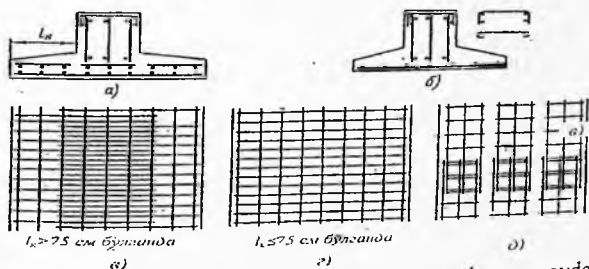


7.9 - rasm. Tasmasimon poydevorlar ko'rinishi: a - devor ostidagi; b - ustunlar qatori osidagi; v - ustunlar turi osidagi kesishgan tasmasi; 1 - devor; 2 - ustun.

Tasmasimon poydevorlarning plitasi payvandlangan yoki bog'lanadigan armaturali to'rlar bilan armaturalanadi (7.10 - rasm). Turlarning ishchi armaturalari ikki yo'nalishda joylashtiriladi. Bo'ylama armaturalar poydevor qovurg'asiga xizmat qiladi, ko'ndalang armaturalar esa poydevor plitasining konsoliga xizmat qiladi.

Tasmasimon poydevorlar ikki yo'nalishda hisoblanadi. Bo'ylama yo'nalishda hisoblashdan qovurg'a loyihalashtiriladi. Ko'ndalang yo'nalishda hisoblashdan poydevor plitasi loyihalashtiriladi.

Tasmasimon poydevorni armaturalash 7.10 va 7.11 rasmlarda keltirilgan.



7.10 - rasm. Ustun qatori ostidagi tasmasimon poydevorni armaturalanishi: a - armatura ikki qator joylashganda; b - armatura bir qator joylashganda; v - $l_k \leq 75$ sm bo'lganda ostki to'rlar joylash sxemasi; g - $l_k < 75$ sm bo'lganda ostki to'rlar joylash sxemasi; d - ustki to'rlar joylash sxemasi.

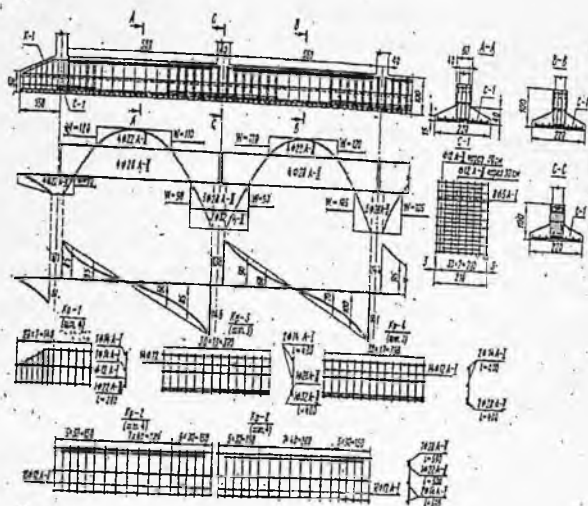
7.3. Plita shaklidagi poydevorlar.

Plita shaklidagi poydevorlar asos gruntlarining sifati past bo'lgan tumanlarda tiklanadi. Plita poydevorlar temirbetondan yassi yoki qovurg'ali plita va quti shaklida tayyorlanadi (7.11 rasm). Plita shaklidagi poydevorning tipi bino konstruktiv tizimi, ta'sir qiladigan yuklar xarakteri va gruntlarning mustahkamligi va deformatsiyalanuvchanligiga bog'liq ravishda qabul qilinadi.

Tayyorlash texnologiyasi jihatidan temirbetondan tiklangan yassi plitali shaklidagi poydevorlar eng qulay, hisoblanadi. Bunday plita shaklidagi poydevorlar ustunlar qadami 6,0 m gacha va ustunga ta'sir qiladigan yukning miqdori 10 kN gacha bo'lganda qo'llaniladi. Plitaning qalinligi ustunlar orasidagi masofaning 1/6 qismiga teng qilib olinadi. Plitaning ustunlar o'rnatilgan joylarining bosilishga mustahkamligini oshirish uchun bu joylar kengaytiriladi (7.11- rasm).

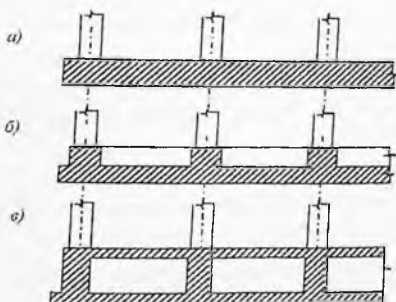
Plita shaklidagi poydevorlar bir yo'nalishda vertikal joylashgan sinchlar bilan, ikkinchi yo'nalishda esa, gorizontal joylashgan to'rlar yoki alohida sterjenlar bilan armaturalanadi. Armaturalarning kesim yuzalari hisobdan aniqlanadi. Ustunlar o'rmasigan joylarning mustahkamligi bosilishga etarli bo'lmagan hollarda, bu joylar qo'shimcha ko'ndalang armaturalar bilan jihozlanadi.

Ustunlar qadami 6,0 m dan katta va ustunga ta'sir qiladigan yukning miqdori 10 kN dan bo'lgan taqdirda qovurg'ali plita shaklidagi poydevorlar qabul qilinadi. Poydevor plitasining qalinligi ustunlar o'qlari orasidagi masofaning 1/8... 1/10 qismini tashkil qiladi. Qovurg'alarning o'lchamlari tasmasimon poydevorlarni loyihalagandagidek qabul qilinadi.



7.11 – rasm. Tasmaimon poydevorlarning armaturalanishi

Quti shaklidagi poydevorlar juda katta birklikka ega bo'ladi. Biroq bunday poydevorlar material talab qiladi va tayyorlash jihatdan murakkab hisoblanadi. Shuning uchun bunday poydevorlar iqtisodiy jihatdan asoslangan muhim holatlarda tavsiya qilinadi.



7.12 – **rasm.** Plita shaklidagi poydevorlar: a - yassi plita shaklidagi;
b - kovurgʻali plita shaklidagi; v - quti shaklidagi.

Mavzu bo'yicha misollar.

Ustun ostidagi markaziy yuklangan poydevorni hisoblash

7.1 paragrafda keltirilgan ma'lumotlar bo'yicha ko'p qavatli bino o'rta ustuni ostidagi yig'ma poydevorni hisoblash va loyihalash talab etiladi. Yig'ma poydevorni tayyorlash uchun sinfi B20 bo'lgan og'ir beton ishlatiladi. Poydevorning tagiga joylashtiriladigan to'r uchun sinfi A400 (A-III) bo'lgan armatura ishlatiladi. Konstruktiv armatura sifatida A240 (A-I) sinfli armatura, montaj armatura sifatida A300(A-II) sinfli armatura ishlatiladi. Poydevor ostidagi grunt qumoq grunt bo'lib, zichlashtirilgan ($\rho_d=1,6 \text{ t/m}^3$). O'ta cho'kuvchan qumoq gruntlar uchun shartli hisobiy qarshiliklar $R_0=250 \text{ kPa}$. Poydevorning joylashish chuqurligi $h=1,4 \text{ m}$. Poydevor va uning zinalaridagi grunt o'rtacha zichligi $\gamma_m=20 \text{ kN/m}^3$. B20 sinfli beton uchun: $R_b=11,5 \text{ MPa}$; $R_{bt}=0,9 \text{ MPa}$; $\gamma_b=0,9 \text{ kN/m}^3$. A300 sinfli armatura uchun $R_s=280 \text{ MPa}$ ($\phi \geq 10 \text{ mm}$); A240 sinfli armatura uchun $R_s=225 \text{ MPa}$.

7.2 bo'limda keltirilgan misoldan birichi qavat ustuni uchun zo'riqish $N_1=1768,08 \cdot 0,95=1679,68 \text{ kN}$, bu yerda $\gamma_n=0,95$ – binoning tayinlanishi bo'yicha ishonch koeffitsienti (bino II sinfga mansub); $1768,08 \text{ kN}$ – birinchi qavat ustuniga ta'sir qiladigan yuk. Ustun ko'ndalang kesimi o'lchamlari $b \times h_c = 35 \times 35 \text{ sm}$.

$\gamma_f=1$ bo'lganda poydevorga ta'sir qiladiga hisobiy yukni aniqlaymiz

$$N_f = N_1 / \gamma_{fm} = 1679,68 / 1,15 = 1460,6 \text{ kH},$$

bu yerda, γ_{fm} – yuk bo'yicha ishonch koeffitsientining o'rtacha qiymati.

Poydevor asosining talab qilinadigan yuzasi

$$A_f = \frac{N_f}{R_0 - \gamma_n \cdot h} = \frac{1460,6}{250 - 20 \times 1,4} = 6,58 \text{ m}^2$$

Poydevor asosining kvadrat shaklida qabul qilib, uning tomoni o'lchamini aniqlaymiz

$$a_f = \sqrt{A_f} = \sqrt{6,58} = 2,56 \text{ m}$$

Poydevor o'lchamini 300 mm karra etib $2,7 \times 2,7 \text{ m}$ qabul qilamiz.

Poydevor asosining yuzasi u vaqtda $A_f=7,29 \text{ m}^2$.

Quyidagi taqribiy formuladan poydevor balandligining minimal qiymatini aniqlaymiz

$$h_{0, \min} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_1}{\gamma_{b2} R_{bt} + p_f}} = -\frac{0,35 + 0,35}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1679,68}{0,9 \times 0,9 \times 10^3 + 230}} = 0,46 \text{ m}.$$

bu yerda $p_f = N_1 / A_f = 1679,68 / 7,29 = 230 \text{ kPa}$ – poydevor ostida hisobiy yuklarda hosil bo'ladigan kuchlanish.

Poydevorning to'liq balandligi $h_f = h_0 + \delta b = 0,46 + 0,04 = 0,5 \text{ m}$, $\delta b = 40 \text{ mm}$ – beton himoya qatlami.

Ustunni mahkamlash shartidan poydevorning balandligi $h_f = 1,5bc + 25 = 1,5 \times 35 + 25 = 77,8 \text{ sm} \approx 78 \text{ sm}$.

Konstruktiv talablar bo'yicha poydevorning balandligi quyidagi qiymatdan kam olinmaydi: $h_f \geq h_{gf} + 20 = 53 + 20 = 73 \text{ sm}$.

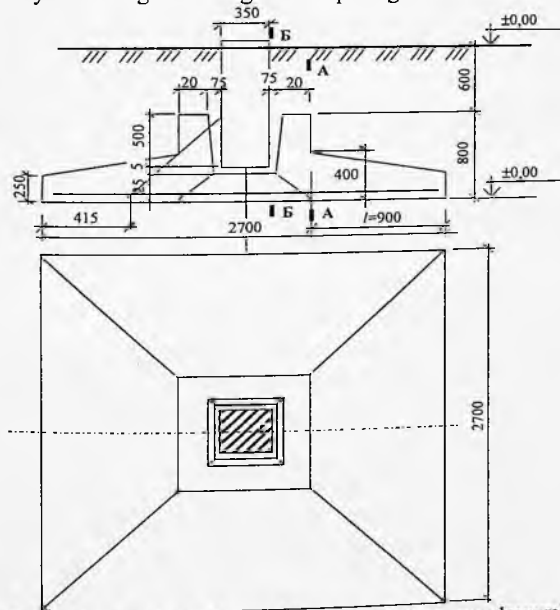
Bu yerda: $h_{gf} = 30d_1 + \delta = 30 \times 16 + 50 = 530 \text{ mm} = 53 \text{ sm}$; $d_1 = 16 \text{ mm}$ – birinchi qavat ustuni bo'ylama armaturasi; 50mm–ustun tagi bilan poydevor uyasi tagi orasida qoldiriladigan masofa.

Poydevorning balandligini $h_f = 80 \text{ sm}$ qabul qilamiz.

Konstruktiv talablar bo'yicha birinchi zinaning poydevor asosi chetidagi balandligini $h_1 = 250 \text{ mm}$ qabul qilamiz. Birinchi zinaning poydevor ustun osti kesimidagi balandligini 400 mm qabul qilamiz.

Birinchi zinaning mustahkamligini qiya kesim bo'yicha tekshiramiz.

Poydevorning 1 m eniga ta'sir qiladigan kesuvchi kuch



7.13– rasm. Markaziy yuklangan yig'ma poydevorni hisoblashga doir

Birinchi zining ishchi balandligini quyilagi formuladan aniqlaymiz:

$$h_{01} = \frac{p_f(a - h_c - 2h_0)/2}{\sqrt{k_2 R_{01} p_f}} = \frac{230(270 - 35 - 2 \times 76)/2}{\sqrt{2 \times 0,9(10^3) \times 230}} = \frac{9545,0}{643,4} = 14,8 \text{ см},$$

Birinchi zining balandligi $h_1 = h_{01} + \delta b = 14,8 + 4,0 = 18,8 \text{ см}$.

$Q = 0,5(a_f - h_c - 2 \times h_0)p_f = 0,5(2,7 - 0,35 - 2 \times 0,36)230 = 187,45 \text{ кН}$.
 $s = 2h_0 = 2 \times 36 = 72 \text{ см}$ qabul qilib beton kesim qabul qila oladigan minimal kesuvchi kuch qiymatini aniqlaymiz:

$$Q_b = \frac{\phi_{b2}(1 + \phi_f + \phi_n)\gamma_{b2} R_{bc} b h_0^2}{c} = \frac{2(1 + 0 + 0)0,9 \times 0,9(100)100 \times 36^2}{72} = 291600 \text{ Н} = 291,6 \text{ кН}.$$

Bu formulada: $\phi_{b2} = 2$ – og‘ir beton xilini e‘tiborga oladigan koeffitsien; ϕ_f – plita yaxlit bo‘lgani uchun; ϕ_n – bo‘ylama kuch bo‘lmaganligi uchun.

$Q = 187,45 \text{ кН} < Q_b = 291,6 \text{ кН}$ bo‘lganligi uchun poydevor plitasining qiya kesim bo‘yicha mustahkamligi ta‘minlangan.

Poydevorning mustahkamligini bosilishga quyidagi

$$F \leq \alpha R_{bt} h_0 U_m$$

formuladan tekshiramiz, bu yerda

$$F = N_1 - A_{of} \times p_f = 1679,68 - 3,5 \times 230 = 874,68 \text{ кН};$$

$$A_{of} = (h_c + 2h_0)^2 = (35 + 2 \times 76)^2 = 34969 \text{ см}^2 \approx 3,5 \text{ м}^2.$$

Yuqorida keltirilgan shartni tekshiramiz

$$F = 874,68 \text{ кН} \leq 1,0 \times 0,9 \times 0,9(10^3) \times 0,76 \times 4,44 = 273,3 \text{ кН},$$

bu yerda $\alpha = 1$ – beton og‘ir bo‘lganligi uchun;

$$U_m = 2(h_c + b_c + 2h_0) = 2(0,35 + 0,35 + 2 \times 0,76) = 4,44 \text{ м}.$$

Shart bajarilayпти. Poydevorda bosilish ro‘y bermaydi.

Poydevor plitasini armaturalash uchun poydevorning ustun osti qismi chetidan o‘tgan A–A kesimda eguvchi momentni hisoblaymiz (12 rasm):

$$M_A = p_f \frac{l^2}{2} b = 230 \frac{0,9^2}{2} 2,7 = 251,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Poydevor plitasini armaturalash uchun ustun chetidan o‘tgan B–B kesimda eguvchi momentni hisoblaymiz (8.4-rasm):

$$M_B = p_f \frac{l^2}{2} b = 230 \frac{1,175^2}{2} 2,7 = 428,68 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Poydevor plitasini armaturalash uchun talab qilinadigan armatura kesim yuzalari:

$$A-A \text{ kesim bo'yicha: } A_s = \frac{M}{R_s 0,9 h_0} = \frac{251,5 \times 10^4}{365(10) \times 0,9 \times 36} = 21,27 \text{ sm}^2.$$

$$B-B \text{ kesim bo'yicha: } A_s = \frac{M}{R_s 0,9 h_0} = \frac{428,68 \times 10^4}{365(10) \times 0,9 \times 76} = 17,17 \text{ sm}^2.$$

Poydevor plitasini bir yo'nalishda armaturalash uchun A-A kesim bo'yicha hisoblangan armatura kesim yuzasini qabul qilamiz. Armaturali to'r katagi o'lchamlarini 150x150 mm qabul qilamiz. U vaqtda to'rdagi sterjenlar soni $n = af/15 + 1 = 2700/150 + 1 = 19$. Bita armatura sterjenining yuzasi $A_s(1) = A_s / n = 21,27/19 = 1,12 \text{ sm}^2$. Armatura uchun sortamentdan $A_s(1) = 1,12 \text{ sm}^2$ yuzaga mos bo'lgan sterjen diametri 12 mm, $A_s = 1,13 \text{ sm}^2 > 1,12 \text{ sm}^2$.

Poydevor plitasining armaturalanish foizi

$$\mu_s = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1,13 \times 19}{270 \times 36} 100 = 0,17\%.$$

Poydevor plitasini armaturalanish foizi me'yor talablariga javob beradi, ya'ni $\mu_s = 0,17\% > 0,1\%$. Poydevor uyasi devorlari armaturalar bilan konstruktiv talabdan armaturalanadi. Yig'ma poydevorni ko'tarish va montaj qilish uchun poydevor uyasi devorlariga halqalar qo'yiladi. Halqalar uchun sinfi A240(A-I) va A300(A-II) bo'lgan armaturalar ishlatiladi. Halqalarning kesim yuzasi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$A_{\text{halqa}} = \frac{K_d G_f}{R_s}.$$

Bitta halqaning kesim yuzasi $A_{\text{halqa}}(1) = \frac{A_{\text{halqa}}}{n}$, n – halqalar soni (odatda $n = 4$).

Nazorat savollari

1. Poydevorlarning vazifasi nimadan iborat?
2. Poydevorning plita qismi qanday loyihalashtiriladi?
3. Yig'ma ustun ostidagi poydevor qanday loyihalashtiriladi?
4. Quyma ustun ostidagi poydevor qanday loyihalashtiriladi?
5. Po'lat ustun ostidagi poydevor qanday loyihalashtiriladi?
6. Poydevor plitasi armaturalar bilan qanday jihozlanadi?
7. Quyma ustun poydevori ustun osti qismi qanday qurilmalanadi?
8. Quyma ustun poydevori ustun osti qismi armaturalar bilan qanday jihozlanadi?
6. Yig'ma ustun poydevori stakan qismi qanday qurilmalanadi?
10. Yig'ma ustun poydevori stakan qismi armaturalar bilan qanday jihozlanadi?
11. Tasmasimon poydevorlar qaysi holatlarda ishlatiladi?

12. Tasmasimon poydevorlar qanaqa konstruktiv elemetlardan tashkil topgan?

13. Tasmasimon poydevorlar qovurg'asi qanday loyihalanadi va armaturalanadi?

14. Tasmasimon poydevorlar plitasi qanday loyihalanadi va armaturalanadi?

15. Plita shaklidagi poydevorlar qaysi holatlarda ishlatiladi?

16. Plita shaklidagi poydevorlar qanday konstruktiv elemetlardan tashkil topgan?

VIII-Bob. KO'P QATLAMLI KONSTRUKSIYALAR

8.1. Ko'p qatlamli temirbeton konstruksiyalarni loyihalash va ishlatish

Hozirgi vaqtda turar-joy binolari qurilishidagi asosiy muammolardan biri yoqilg'i-energiyasi sarfini kamaytirish hisoblanadi. Bu borada nafaqat qurilish materiallarini ishlab chiqarishda, balki bino va iishootlarni ekspluatatsiya qilishda, ularni isitishda sarflanayotgan energiyani tejash ham asosiy masala bo'lib qolmoqda.

Zamonaviy bino va inshootlarni isitish uchun yalpi energiya resurslarining qariyb 35% sarflanmoqda. Mustaqil davlatlar hamdo'stligi (MDH) mamlakatlarida bir birlik turar-joy maydoni uchun Evropa mamlakatlariga nisbatan 2–3 marta ortik energiya sarflanmokda. Xuddi shunday, Rossiya Federatsiyasida qurilgan ko'p qavatli turar joy binolari uchun issiqlik sarfi 350–550 kVts/(m²yil) ni tashkil etsa, kottedj turidagi alohida uy-joylarda bu ko'rsatkich 600–800 kVts/(m²yil) ni tashkil etadi. Germaniyada, masalan, hovli tipidagi turar-joy binolarida o'rtacha 250 kVt ch/(m² yil), SHvetsiyada –135 kVt ch/(m² yil), eng sifatli chet el turar-joy binolarida esa 90–120 kVt ch/(m² yil) energiya sarf qilinadi.

SHartli ravishda olingan turar-joy binolari konstruksiyalarining issiklik yo'qotish ko'rsatkichlari foiz hisobida quyidagicha: devor orqali – 36%, derazadan – 24%, orasida infiltratsiyalanuvchi havo bo'shlig'i bo'lgan deraza tirkishlaridan – 37% ga teng. Boshqa manbalar bo'yicha esa, issiklik yo'qotish quyidagicha: devor orqali – 45%, deraza va eshik orqali – 33 %, tom va orayopmalar orasidan –22% ni tashkil qiladi. Bu ko'rsatgichlarga binoan issiqlik yo'qolishini kamaytirish uchun eng avvalo uy-joylarning devor va orayopmalarini issiqni saqllovchi katlamlar bilan jihozlash talab etiladi.

To'siq konstruksiyalarining termik qarshiligini oshirishga butun dunyo va MDX davlatlarida katta ahamiyat berilmoqda. Misol sifatida Rossiyaning Davqurilish qo'mitasi tomonidan chiqarilgan 1994 yil 25 martdagi qarori bilan yonilg'i energetik manbalarni tejash maksadida turar joy va jamoat binolari qurilishida zichligi 900 kg/m³ dan yuqori bo'lgan materialdan tayyorlangan bir qatlamli panellarni qo'llash man etilib, ularni uch qatlamli yoki qo'shimcha izolyasiyalı panellar bilan almashtirish tavsiya etilgan. 1995 yil 1 sentyabrdan KMK 2.09.15–97 "Qurilish issiqlik texnikasi" qurilish me'yorlari va qoidalarining 3–

bandga o'zgartirishlar kiritilgan bo'lib, unda tashqi to'siq konstruksiyalarining issiqlik-texnik xarakteristikalarini bosqichma-bosqich oshirish nazarda tutilgan.

Birinchi bosqichda devorlarning issiqlikni uzatish qarshiligi koefitsientini 1,16 m² S/Vt dan 2,2 m² S/Vt ga oshirish, zamonaviy binolarda issiqlik sarfini 17% ga kamaytirishga imkon beradi. Bu bosqich talablariga termovkladishi penopolisterolbeton plitalaridan iborat bo'lgan uchqatlamli keramzitbeton panellar javob beradi.

2000 yilning 1 yanvaridan e'tiboran Rossiya energiya sarfini kamaytirishning ikkinchi bosqichiga o'tgan. KMK 2.09.15-97 ga muvofiq Rpr ni 3 m²S/Vt etkazish nazarda tutilgan. Bu o'z navbatida isitish uchun sarf qilinadigan issiqlikni 22 % ga kamaytirish imkonini beradi. Mazkur boskich talabiga chekkalari va o'rta qismlarida bo'ylama qoburg'alari bo'lmagan, samarali penopolistiroldan iborat issiqlik saqllovchi qatlami bo'lgan uchqatlamli panellar javob beradi. Tashqi va ichki yuk ko'taruvchi beton qatlamlarini bir-biriga bog'lovchi elementlar sifatida ushbu mahsulotlar uchun «nuqtali» bog'lanishlarni qo'llash mumkin. Ular elastik bog'lovchilar yoki "havo ko'prikchalari" ni hosil qilmaydigan, diskret – joylashtirilgan armaturalangan betonli shponkalar bo'lib, ikkalasi ham GOST 11024-84* "Turar joy va jamoat binolari uchun beton va temirbeton devor panellari" talablariga javob beradi.

Bizning respublikamizda ham mazkur yunalishda tadqiqotlar ishlari olib borilmokda. Respublikada KMK 2.09.15-97 "Qurilish issiqlik texnikasi" me'yoriy xujjati amalda joriy etildi va unda to'siq konstruksiyalariga qo'yiladigan talablar sobiq ittifoq davridagi me'yorlarga nisbatan yanada oshirildi. O'zbekiston Respublikasi Vazirlar Mahkamasining 2000 yil 9 oktyabr, 389-sonli qarori bilan Respublika Davarxitektqurilish (hozirgi Qurilish Vazirligi) zimmasiga binolarni issiqlik izolyasiyasi bo'yicha me'yorlar ishlab chiqish topshirilgan.

SNIIEPjiliuqa (Rossiya) institutida olib borilgan tadqiqotlar hozirgi davrda bir qatlamli engil betondan, g'ishtdan, yog'och va g'ovakli betondan tayyorlangan konstruksiyalari zamonaviy issiqlik-texnik va iqtisodiy mezonlarga javob bermasligi isbotlangan. Asosiy qo'llanilayotgan material hususiyatidan katiy nazar issiqlik saqlash hususiyatini oshirish uchun, devorbob konstruksiyalar samarali issiqlik o'tkazmaydigan materiallar qo'llangan holda ko'p qatlamli bo'lishi talab etiladi.

Uch qatlamli devorbop panel konstruksiyalari deb, ikki tashqi qismi beton yoki temirbeton qatlamdan, o'rta qismi esa issiqlik saqlovchi qatlamdan iborat bo'lgan konstruksiyalarga aytiladi. Tashqi qatlamlar o'zaro, odatda tayyorlanish jarayonida, armaturali payvandlangan sinchlar yordamida yoki panelning mustahkamligi va bikrligini ta'minlovchi boshqa usullarni qo'llagan holda bog'lanadi. O'rta qatlamdagi issiqlik saqlovchi sifatida ishlatiladigan penoplastlar, ko'pikshishalar, penopolistiroi, mineralvatali plitalar, shuningdek turli keramzitbeton, yirik g'ovakli beton, perlitbeton, arbolitbeton kabi o'rtacha zichligi 400...800 kg/m³ bo'lgan past mustahkamlikdagi betonlar ishlatiladi.

Uch qatlamli panellar uchun issiqlik saqlaydigan o'rta qatlam zichligi 300–500 kg/m³, siqilishga mustahkamligi 0,5...2,5 MPa bo'lgan betonlarni qo'llash samarali hisoblanadi. Bunda qo'llanilib kelinayotgan bir qatlamli engil betonlarga nisbatan ularning issiqlik o'tkazuvchanlik koeffitsienti 2,5...4 marta past bo'ladi. Ushbu hollarda an'anaviy qo'llanilib kelinayotgan to'ldiruvchilar (perlit, keramzit va uning turlari), amorf (g'ovak) lashtirilgan strukturali to'ldiruvchilar (penosteklogranulyant, azerit, barotelit, diolit va steklozit), qo'llanilishi mumkin bo'lib, ularning issiqlik o'tkazuvchanligi kristall strukturadagi, yog'och va qishloq xo'jaligi chiqindilaridan olinadigan hamda ko'pchitilgan polimer donachalarga nisbatan 25–30% past bo'ladi.

Uch katlamli panellar o'rta qatlamidagi betonning issiqlik saqlash hususiyatini portlandsement o'rniga sanoat chiqindilari yoki tog'–vulqon chiqindilari (tuf, pemza, vulqon shlaklari va boshqalar) asosida olinadigan kam energiya sarflanadigan klinkersiz yoki kam klinkerli bog'lovchilar kabi aktiv qo'shimchlarni qo'llash orqali ham 20–30% ga oshirish mumkin.

Uch qatlamli to'siq konstruksiyalarni qo'llash jarayonida issiqlik saqlovchi qatlamning termik qarshiligini oshirish hisobiga devor va tomlar qalinligini (2–3martagacha) kamaytirishga erishish mumkin. Bunda ularning issiqlik o'tkazuvchanlikka bo'lgan qarshiligini 2–2,5 martagacha oshirishga, material sarfini kamaytirishga erishish mumkin. Eksploatatsion talablar nuqtai nazaridan kelib chiqqan holda xonalardagi issiqlik–namlik rejimini mu'tadillashtirishga erishiladi.

Qurilishda uch qatlamli konstruksiyalarni qo'llashning texnik afzal-ligi to'siq konstruksiyalarni engillashtirish (o'rtacha 4–5 martagacha) dan iborat. Bunda konstruksiyalar tayanchlari oralg'ini oshirish va turar–joy binolari, jamoat va sanoat inshootlarini loyihalashda erkin

rejalashtirish imkonini beradi. Konstruksiya massasining kamayishi hisobiga inersion kuchlar kamayadi va zilzilabardoshlik oshadi.

Uch qatlamli konstruksiyalarni qo'llash qurilish sifatining oshishiga, inshootlarning issiq saqlash hususiyatini yaxshilanishiga; konstruksiyalarning tovush o'tkazmaslik hususiyatini oshishiga; manzarali va badiiy sifat jihatidan qo'yiladigan talablar asosida bino va inshootlarga zamonaviy ko'rinish berish imkoni yaratiladi.

8.2. Uch qatlamli panel konstruksiyalari.

8.2.1. Elastik bog'lovchili uch qatlamli panel konstruksiyalari.

Ko'p qatlamli devorlarni qurilishda qo'llash uzoq tarixga ega bo'lib, xususan, ulardan Kadimgi Rimda, YUnonistonda va boshka mamlakatlarda foydalanilgan.

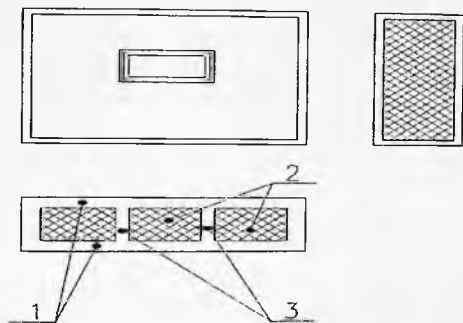
Sobiq ittifoq davrida uch qatlamli konstruksiyalar ustida tadqiqotlar olib borish o'tgan asrning 30 yillaridan boshlangan. Kompleks devor konstruksiyalarining turli variantlari ishlab chiqila boshlagan. Ularga misol sifatida uch qatlamli, tashqi-ichki ikki qavati g'ishtin va o'rta qatlamli betondan tayyorlangan konstruksiyalarni keltirish mumkin. Biroq, ikkinchi jahon urushiga qadar bunday konstruksiyalarni qo'llash ma'lum bir sabablarga ko'ra amalga oshirilmadi. Chunki tashqi temirbeton qatlamlarni ratsional tarzda o'zaro bog'lashni amalga oshirish uchun samarali echimlar va materiallar mavjud bo'lmaganligi hamda panelli binolar qurilishi xajmining kamligi sabab bo'lgan. Urushdan keyingi davrda uch qatlamli panellarni qurilishda tajriba sifatida qo'llash va tadqiq qilish bo'yicha ishlanmalar hajmi oshdi. Bir vaqtning o'zida beton qovurg'a shaklidagi tashqi qatlamlari temirbetondan va o'rta qatlamli mineralvatadan tayyorlangan issiqlik saqlovchi panellar keng ishlab chikarila boshlandi (8.1-rasm).

Bunday konstruksiyalar jiddiy kamchiliklarga ega. Qatlamlarni mustahkam bog'lovchi ko'ndalang beton tutash qovurg'alar tashqi harorat ta'siridan panel tashqi qatlamining deformatsiyalanishiga qarshilik ko'rsatadi. Bir vaqtning o'zida binoning ichki yuk ko'taradigan konstruksiyasiga bog'langan panel va tugunlar ishlay boshlaydi. Mavsumiy va sutkalik harorat o'zgarishlari sababli tashqi devorlarda sezilarli harorat kuchlanishlari sodir bo'ladi va ular mustahkam qovurg'alar hamda panelning tashqi sirtida yorilishlarni yuzaga keltiradi.

E'tirof etilgan kamchiliklar tufayli qovurg'ali uch qatlamli panellarni ishlab chiqarish hajmi sezilarli darajada qisqardi.

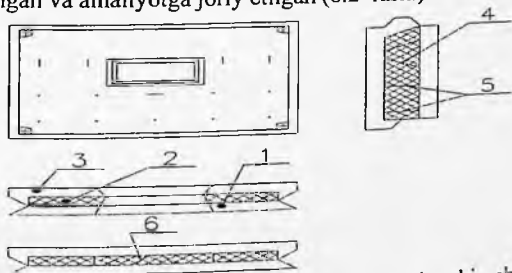
Uch qatlamli panellardagi biriktiruvchi ko'ndalang beton tutash qovurg'alar elastik metall bog'lanishlar bilan almashtirilib uch katlamli panellarning konstruksiyasi takomillashtirildi.

Bunday panellar issiqlik saqlovchi biki materiallardan samarali foydalanib, ularni tayyorlashda loyihaviy qalinlikni ta'minlash imkoni yaratiladi.



8.1-rasm. Mustahkamlik qovurg'asi bo'lgan uch qatlamli panel:
1-tashqi temir beton qatlam, 2- ichki issiqlik saqlovchi qatlam, 3-o'rt
qismdagi mustahkamlik qovurg'alari

Bunday panellar turar-joy binolari qurilishi uchun "Turar-joy" SNIIEPjilisha va boshqa ilmiy hamda loyihalash tashkilotlari tomonidan tadqiq qilingan va amaliyotga joriy etilgan (8.2-rasm).



8.2-rasm. Elastik bog'lovchi va samarali issiqlik saqlovchi uch qatlamli panellar: 1-ichki qatlam; 2-issiqlik saqlovchi; 3-tashqi qatlam; 4-osqi; 5-rasporka; 6-podkos

II-04 SNIIEP TVZ va TK boshqa institutlar bilan birgalikda jamoat, ma'muriy-maishiy, yordamchi va sinchli-panelli sanoat binolar uchun issiqlik saqlovchi qatlami mineral paxtadan tayyorlangan elastik bog'lovchili tasmasimon uch qatlamli devor panellari ishlab chiqildi [12] (Morozostoykie jelezobetonnye stenovye trexslonnye paneli s gibkimi svyazami i minvatoy. -Moskva, 1978).

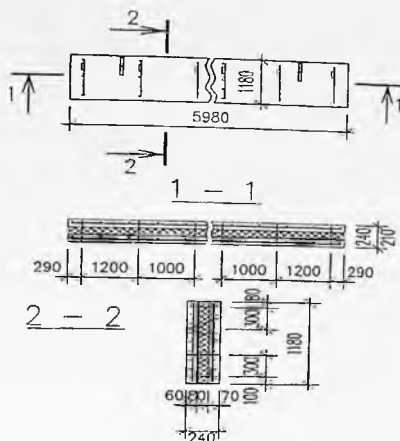
Kucherenko nomidagi SNIISK (Moskva) boshqa tashkilotlar bilan hamkorlikda sanoat va jamoa binolari uchun uch qatlamli tasmasimon devor panellarini ishlab chiqqan. Bu panellarda sovuq o'tkazmaydigan qatlamining zichligi 40-60 kg/m³ bo'lgan fenolli penoplastdan va elastik ("Sanoat va jamoat bino uchun sovuq o'tkazmaydigan qatlami markasi FRP-1 bo'lgan fenolli penoplastdan tayyorlangan uch qatlamli devor panellar" VTU6694-73).

Panelning tashqi qatlami qalinligi 40 va 50 mm, ichki qatlami qalinligi esa, 80 mm bo'lib, V15 sinfli beton va A240 (A-I) sinfdagi po'lat armaturadan tayyorlanadi. Qatlamlar bir butun fazoviy armaturali sinch (karkas) bilan jihozlanadi. Ko'ndalang sterjenlar sifatida 10 XSND markali diametri 10 mm bo'lgan po'lat sterjenlar ishlatiladi. Bu sterjenlar elastik bog'lovchi bo'lib xizmat qiladi va issiqlik saqlovchi material ichiga betonlashdan avval qo'yiladi.

SNIIEPpromzdaniy (Moskva) va bir qator institutlar birgalikda sanoat binolari uchun o'z-o'zini ko'tarib turuvchi uch qatlamli gorizontall panellar ishlab chiqishgan (seriya 1.432-12/80 "Normal va yuqori namlik rejimidagi binolar uchun hisobiy zilzilabardoshligi 7, 8 va 9 ball bo'lgan elastik bog'lanishdagi effektiv issiqlik saqlovchi kiritilgan uch qatlamli devorbop temirbeton panellar").

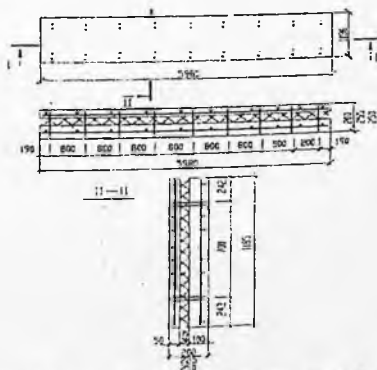
Tashqi havoning nisbiy namligi 85% va harorati 50°S bo'lganda chorva va parrandachilik binolari uchun gorizontall joylashtiriladigan uch qatlamli devorbop panellar ishlab chiqilgan (seriyasi 1.832.1-8/D-112 bo'lgan "Qishlok xo'jaligi binolari uchun samarali sovuq o'tkazmaydigan qatlami va elastik bog'lanishli uch qatlamli temirbeton devor panellari").

Sanoat binolari uchun 35 sm qalinlikdagi termovkladishli va namunaviy seriya bo'yicha o'lchamlari 1.030.1/0-54 bo'lgan uch qatlamli konstruksiyalari SNIIEP TBZ va TK bilan NIIB birgalikda loyihalashtirilgan. Bunday konstruksiyalar chekka qismlari qovurg'ali va vkladishlari oralig'ining eni 10-14 sm bo'lib, qovurg'alar oralig'i 12,5 sm bo'lgan holatda V3,5 sinfdagi keramzitbetondan tayyorlanadi.

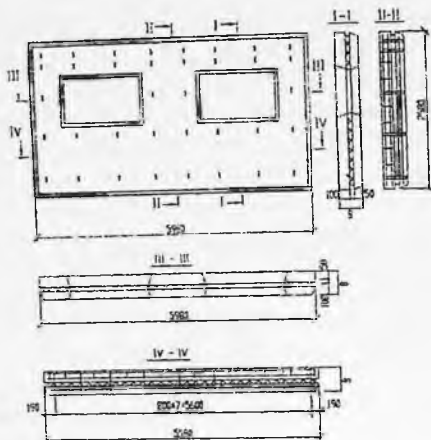


8.3–rasm. Jamoat binolari uchun mo'ljallangan uch qatlamli panel

Termovkladishlar polistirol, penoplasdan tayyorlanib qalinligi 10 sm dan iborat bo'ladi. Ularning hisobiy issiqlik o'tkazuvchanlik qarshiligi $1,48 \text{ m}^2 \text{ O}^{\circ}\text{S}/\text{Vt}$ ni tashkil qiladi. Aynan shunga o'xshash qalinligi 24 sm bo'lgan va hisobiy shamol bosimi $3,6 \text{ kN}/\text{m}^2$ bo'lgan konstruksiyalar KTB NIIJB tomonidan loyihalangan. Bu yerda qovurg'alar qalinligi 4–9 sm xolatida, tashqi qatlamlar 5 sm bo'lib, V15 sinfdagi engil betondan tayyorlangan. Hisobiy issiqlik o'tkazuvchanlik qarshiligi $2,63 \text{ m}^2 \text{ S}/\text{Vt}$ ni tashkil qiladi.



8.4–rasm. Sanoat binolari uchun mo'ljallangan uch qatlamli panel



8.5–rasm. Qishloq–ho‘jaligi binolari uchun
mo‘ljallangan uch qatlamli panel

Samarali issiqlik saqlovchi polistirol, penoplast va mineral paxtadan tayyorlangan elastik bog‘lovchili devorbob temirbeton panellar chet ellardagi turarjoy binolari qurilishida keng qo‘llaniladi. Halqaro qurilish kengashining ma‘lumotlariga ko‘ra bunday panellarning qo‘llanilishi yirik panelli devorlarning umumiy hajmiga nisbatan u qadar ko‘p emas. Masalan, Buyuk Britaniyada 75%, Daniyada 60%, Norvegiyada 100%, Fransiya 70% va SHvetsiyada 78% ni tashkil qiladi.

Samarali issikliq saqlovchi to‘ldiruvchilar ishlatilgan konstruksiyalarni ishlab chiqarish va qo‘llash tajribasidan quyidagi qator kamchiliklar aniqlandi:

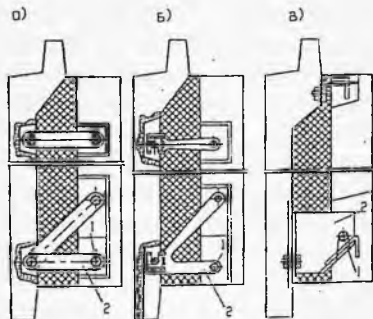
- issiqlik saqlovchi qatlamni talab qilinadigan o‘lchamlar bo‘yicha tayyorlash va to‘shash jarayonida qo‘l mehnatining 15–18% ga ortishi;
- elastik bog‘lovchilarni korroziyadan, effektiv issiqlik tutuvchini esa yonishdan himoyalash uchun qo‘shimcha sarf xarajatlarning mavjudligi va boshqalar.

Ba‘zi hollarda katlamlarning zaruriy qalinligini ta‘minlashda ma‘lum qiyinchiliklar yuzaga keladi. Bu qatlamning yupqalashuvi, issiqlik saqlovchi plitalar orasidagi tirqishlardan qorishmaning oqib chiqishi va shu sababli panelda «sovuq o‘tkazuvchi ko‘prikchalar» hosil bo‘lishidir. Bular panel issiqlik o‘tkazuvchanlik qarshiligining pasayishiga olib keladi. SHuning uchun elastik bog‘lovchili uch qatlamli panellarni

tayyorlash texnologiyasini va konstruksiyasini takomillashtirish, to'siq konstruksiyalarning sifatini oshirish borasida boshqa ilg'or yo'nalishlarni ishlab chiqish katta ahamiyat kasb etadi.

SNIIEPjiliya (Moskva, Rossiya) tomonidan qobiqlari oldindan shakllantiriladigan, samarali issiqlik saqlovchisi tashqi ikki qatlam orasiga ketma-ket joylashtirish bilan maxsus postda yig'iladigan uch qatlamli panellar konstruksiyasi taklif etilgan.

Alohida shakl berishda an'anaviy qatlamli shakl berishga nisbatan, qatlamlar qalinligi aniqligi oshadi. Bunda "sovuk ko'priqcha"ning yo'qligidan tarkibli panelning issiq saqlash sifati oshadi va mustahkamlanadi. Bu holda turli issiqlik saqlovchilar, shuningdek ularning qushma turlaridan foydalanish imkoniyati yuzaga keladi. YAnada samara beradigan turlariga shuningdek, an'anaviy echiladigan va namlik tortuvchi, issiqlik saqlovchi plitalarni ham ishlatish mumkin. Buning asosiy sababi, ularni kotib ulgurgan qobiqlar orasiga to'shalishidir.



8.6-rasm. Xarakatlanuvchi bog'lovchi panelning chekkalari (a, b) va ichkarisi (v) bo'yicha joylashtirilgan yig'ma panellar:
1 – monolitlashgan element; 2 – bog'lovchi element

OAO "Binolar" SNIIS Ilmiy tadqiqot markazi tomonidan yangi uch qatlamli tashqi devor paneli konstruksiyasini ishlab chiqildi. Bu panellar ikkinchi bosqich KMK 2.09.15-97 "Qurilish issiqlik texnikasi" talabini qondiradi. Issiqlik uzatish qarshiligi bunday konstruksiyalarda 2,6 – 3,1 m2 OS/Vt ni tashkil qiladi. Panellar qurilish sanoati korxonalaridagi mavjud metall qoldiqlaridan foydalanish va yirik panelli, yirik binolarni barpo etish maksadlarida mamlakatning turli o'lkalarida shuningdek, tabiiy-iqlimiy sharoitlari og'ir va murakkab geologik sharoitlarda ham foydalanish mumkin. Ishlab chiqilgan tashqi devor paneli uch qatlamli

konstruksiyaga ega. Tashki va ichki yuk ko'taruvchi beton qatlamlar oddiy og'ir yoki engil konstruksion betondan armaturalangan to'r yoki karkasni qo'llagan holda tayyorlanadi.

Ishlab chiqilgan tashqi devor panellari uch qatlamli konstruksiya shaklida bo'lib, ichki yuk ko'taruvchi qatlami to'rsifat yoki karkas sifat armirlangan konstruksion engil yoki oddiy og'ir betondan tayyorlanadi. Beton qatlamlarini bog'lovchi tutashmalari sifatida alohida beton shponkalardan foydalaniladi. SHponkalarning o'lchamlari va soni issiqlik – texnik va mustahkamlik talablari asosida aniklanadi. O'rta qatlamdagi panel penoplastirol plitadan tayyorlanadi va yo'g'onligi issiqlik texnika hisobining amaliy shartlarini bino konstruksiyasida qo'llab, o'rnatiladi. Bunday panelning xususiyati shundaki, temirbeton shponka bilan tashqi va ichki beton qatlamini biriktirilishi muzlash xavfini yo'qotadi. Tavsiya qilinayotgan panel uch qatlamli elastik bog'lovchili panelga nisbatan alohida e'tiborga loyiq.

Uch qatlamli devorbop panellar kuyidagi afzalliklarga ega:

- tanqisligi sezilayotgan keramzit yoki boshqa engil to'ldiruvchilarni og'ir betonga yoki boshqa mahalliy materiallarga almashtirish;
- po'lat armatura sarfini 20–25%ga kamaytirish bilan mustahkamlikni oshirish;
- panelning ichki qatlami yuzasidan talab etiladigan haroratni va yanada ishonchliroq issiqlik saklanishini ta'minlash;
- tayyorlashning yuqori darajada texnologiyalashtirilishi va mahsulotga shakl berish jarayonida plitaning issiqlik saqllovchi qatlami "sizib chiqishi" ni oldini olish;
- ish kuchini 30% dan kam bo'lmagan miqdorda kamaytirish;
- temirbeton shponkalarda zanglashdan himoyalash qoplamasini talab etmaydigan oddiy po'lat armaturalarni qo'llash imkoniyati;
- beton sarfini 25–30%ga kamaytirish;
- panellarning uzunligi bo'yicha va ularni transportga ortish, tashish hamda, tushirishda mustahkamligini ta'minlash.

8.2.2. Monolit bog'langan uch qatlamli temir beton konstruksiyalar

So'nggi yillarda klassik ko'pqatlamli konstruksiyalarga alternativa sifatida issiqlik saqlaydigan qatlami engil betondan tayyorlangan yangi turdagi uch qatlamli panellar tavsiya etilmoqda. Ularning yuk ko'taruvchi qatlamlari siqilishga mustahkamligi V15 va undan yuqori bo'lgan og'ir yoki konstruksion engil betonlardan, issiqlik saqllovchi

qatlami esa V1...VZ,5 sinfdagi, o'rtacha zichligi 400...800kg/m³ bo'lgan keramzit beton, arbolit va boshka shu kabi konstruksion-issiqlik saqlovchi betonlardan tayyorlangan. Bu konstruksiyalar nomenklaturasida tashqi devor panellari, orayopmalar (chordoq va erto'la usti) sifatida va turar-joy, jamoat, qishloq ho'jaligi hamda isitiladigan ishlab chiqarish binolari tomyopmalarida foydalanish nazarda tutiladi.

Effektiv engil betonning turlaridan biri polistirol-beton bo'lib, u ko'pirtirilgan polistirol granullari, qum, bog'lovchi modda (aksariyat sement) suv va g'ovak hosil qiluvchi qo'shimchalardan tayyorlanadi. Polistirol-betonning o'rtacha zichligi 200...1200 kg/m³ va siqilishga mustahkamligi 0,5...10MPa ni tashkil etishi undan qurilishda foydalanish mumkinligini ifodalaydi. Polistirolbeton va undan barpo etilgan konstruksiyalarning xususiyatlarini MDX va xorijiy davlatlarda 60-yillardan e'tiboran o'rganila boshlangan.

1967 yil VNIISM va MNIITEPda polistirolbeton, (tarkibi) pishiqligi payvandlashga imkon beradigan va beton qorishma tarkibiga ko'ra deformatsiyaga chidamliligi xarakteristikasi ishlab chiqilgan.

Tayyorlashdagi oddiyligidan, polistirol binolarda panellarni tik biriktirishni va devor materiallari sifatini mustakamlash uchun tavsiya etilgan. Polistirolbetonda bunday bog'lovchi, ya'ni gips, suyuq shisha va boshqalarning qo'llanilishi tarkibi yaratilgan.

Past mustahkamlikli polistirobeton sovuq o'tkazmaydigan qatlam konstruksiyasi turli maqsadda qo'llanilgan. 1973 yilda Kiev shahridagi EKB NIISK zavodda polistirolbetondan sovuq o'tkazmaydigan ikki yoqlama qatlam plita qobiq yuzasiga yotqizilgan.

Tver DSK uy joy uylari uchun 121 k seriyali chyerdak orayopma paneli 160 mm yo'g'onlikda og'ir betondan ishlab chiqarilgan, ya'ni, qurilish maydonida talab qilingan issiq uzatuvchi konstruksiya qarshiligini ta'minlash uchun sovuq o'tkazmaydigan penoplastlar yordami bilan ta'minlanadi. Ularni, uch qatlamli issiqlik saqlovchi polistirolbeton qalinligi 6 sm qatlam bilan almashtirilganda panel konstruktiv o'lchovlarining saqlanishiga erishilgan. "Stroyindustriya" SKTB ning ma'lumotiga ko'ra - (Tver shaxri), iqtisodiy foyda qo'llash va ishlab chiqarishdan 4,2 rub o'lchovida. 1m² konstruksiyada (1980 y. bahosi bilan) ishlab chiqilgan kesimlar uch qatlamli panel tashqi qatlam shlakopemzobeton va sovuq o'tkazmaydigan polistirolbeton qatlam CHelyabinsk oblasti qurilishi uchun uch qatlamli huddi shunday tashqi qatlamli va polistirol penoplastdan sovuq o'tkazmaydigan qatlam o'rniga "CHelyabqurilishi konstruksiya" zavodining JBI-2 trestida

ishlab chikariladiganiga almashtiriladi. Ishlab chikilgan konstruksiya tejamlı bo'lib, narxi 3,02 rub. (1980 y bahosida) 1 m² konstruksiyaga. Bu bilan ular tayyorlashga mexnat sarfini 32% ga kamaytiriladi. 30 yildan ko'proq chet el mamlakatlarida polistirolbeton qo'llanib kelinadi. Konstruksiya namenklaturasidan foydalanib MDX mamlakatlarida ham tarqalish imkonini olgan.

Resurslarni tejash va iqtisod qilish nuqtai nazaridan kelib chiqqan holda o'rta qatlamdagi issiqlik saqllovchi sifatida issiqlik tutish hususiyati yuqori bo'lgan arbolitdan foydalanish istiqbolli hisoblanadi. Uni ishlab chiqarish uchun mamlakatimizda qariyb cheklanmagan miqdorda homashyo (g'o'zapoya) bazasi mavjud bo'lib, ushbu homashyo to'ldiruvchi uchun uzluksiz ta'minlanishi mumkin.

Arbolitobeton egilishga bo'lgan mustahkamligi ko'p bo'lib, tovush to'qlinlarini yutish hususiyatiga ega. Bu konstruksion betonlarni egilishga bo'lgan mustahkamligi yuqori bo'lib, chegaraviy yuklardan keyin o'z formasini qaytadan o'rmini to'ldirish hususiyatiga ega.

Arbolitobetonni asosiy kamchiliklaridan, ularni namlik yutish hususiyatini ko'rsatish mumkin. SHuning uchun tashqi devor uchun arbolitobetondan qilingan konstruksiyalar kerakli miqdori qatlamı bilan bajarilishi kerak.

Polistirolbeton va g'o'zapoya asosidagi arbolitbetonni qo'llash tajribasining tahlili, shuningdek qator tadqiqotlarning natijalari mustahkamligi 0,5 MPa va undan past, o'rtacha zichligi 200...300 kg/m³ bo'lgan polistirolbetonni va mustahkamligi 1 MPa, o'rtacha zichligi 500 kg/m³ bo'lgan arbolitbetonni uch qatlamli monolit konstruksiyalarda issiqlik saqllovchi sifatida qo'llash samarali hisoblanadi.

Qatlamlari monolit bog'langan va turli mustahkamlikdagi temir-beton to'siq konstruksiyalari xorijiy davlatlarda ham keng qo'llaniladi. SHvetsiya va Finlandiyada sanoat binolari uchun uch qatlamli devor panellari ishlab chiqilgan. Bu konstruksiyalarda tashqi qatlamlar mustahkamlik sinfi V22,5 bo'lgan keramzitobeton ishlatilgan. O'rta qatlamı esa ko'pg'ovakli mustahkamligi 1-4 MPa bo'lgan betonlar ishlatilgan.

So'nggi yillarda Belgiyada loydan ko'pirtirib olingan g'ovak granullar ko'rinishidagi to'ldiruvchilarni ishlab chikarish texnologiyasi amaliyotga joriy etilgan. Ular asosida betondan uch qatlamli devor, yopma va orayopma panellari tayyorlanmoqda. Uch qatlamli yuk ko'taruvchi qatlam paneli 25...30 mm, ikki qatlamli 55...60 mm yo'g'onlikda tayyorlanadi. Sanoat, chorvachilik va parrandachilik ob'ektlari, maktab,

bolalar bog'chasi, magazin binolari qurilishda "DURISOL" firmasi mahsuloti qo'lanilishi keng tarqalgan.

Keyingi yillarda Belgiyada loydan engilashtirilgan g'ovak granullar turida ishlab chiqarish texnologiyasi ishlab chiqilgan. Betondan uning asosida uch qatlamli devor paneli va orayopma va yopish panellari, tashqi qatlam to'ldiruvchi fraksiyalari 1...10 mm, o'rta 1...30 mm foydalaniladi. Bunda beton pishiqligi tashqi qatlamda 20...30 va o'rta qatlamda 3...4 MPa ni, zichligi esa 1100...1400 va 550...600 kg/m³ ni tashkil qiladi.

Uch qatlamli to'siq konstruksiyasini keng ko'llamda qo'llash uchun o'rta qatlamdagi sovuq o'tkazmaydigan qatlam tarkibini qayta ishlab chiqish va tayyorlash texnologiyasi shuningdek o'ta engil to'ldiruvchi ishlab chiqarishni kengaytirish zarur. Bunday betonlarning fizik-mexanik hususiyatini kompleks tadqiqot olib borilishi, konstruksion betonning tashqi qatlami va uch qatlamli konstruksiyaning turli kuch ta'sirida yorilishlarining hosil bo'lishi, qattqlik va musahkamligini hisoblash usulini ishlab chiqish talab qilinadi.

SHunday qilib, elastik bog'lovchili uch qatlamli temirbeton konstruksiyalar va monolit bog'langan uch qatlamli konstruksiyalarni qurilishda qo'llash texnik va iqtisodiy tomondan qaralganda juda ham samarali natijalarni beradi. Ular yuqori issiqlik izolyasiya hususiyatlariga ega bo'lib, yoqilg'i-energiya mahsulotini sarflashni kamaytiradi. Bu konstruksiyalarni loyihalash usullari normativ xujjatlarda o'z aksini topmagan.

8.3. Uch qatlamli konstruksiyalarni loyihalash mohiyatlari

8.3.1. Samarali issiqlik saqlovchi uch qatlamli, elastik bog'lovchili devor panellari

Turar joy binolarida uch qatlamli devor panellarini loyixalashda xisoblash o'z og'irligidan, tirangan orayopmalar, balkonlar og'irligidan, ular nomarkaziy siqilishga ishlaydi. Loyihalash hosil bo'ladigan yukni xisobga olgan holda bajariladi. Ular nomarkaziy siqilishga: sanoat, ijtimoiy va qishloq xo'jalik binolarini o'z og'irligidan xosil bo'ladigan yuk, deraza o'rmini to'ldiruvchi va shamoldan egilishga ishlaydi.

Samarali issiqlik saqlab beruvchi elastik bog'lovchili uch qatlamli panellar va elastik bog'lovchilar uchun o'z og'irligini ko'taradigan va sanoat, jamoat va qishloq xo'jalik binolarining osma devorlarini, qiya

egilishiga ishlaydigan vertikal va gorizontal (shamol) yukdan xisoblanadi. Chunki SNII Prom zdaniy (sanoat binolari) va SNIIEP selstroy (qishloq qurilishi) (Rossiya), ishchi chizmalarini ishlab chiqish, uch qatlamli panellarni xisoblashda panelning faqat temir beton ichki qatlami gorizontal va vertikal yukni qabul qiladi, SNIIEPTBZ va TK xisobi bo'yicha gorizontal yukni aloxida ishlovchi ikkala qatlam qabul qiladi, deb taxmin qiladi.

Biroq, taxminiy xisob va nazorat turidagi tajribalarning panellarning emirilishigachan etkazmasdan o'tkazilgan tajribalarni avtorlar izlanishlarni ko'rilayotgan konstruksiyalar uchun kengaytirilgan izlanishlarning olib borilishi maqsadga muvofiq deb xisoblaydilar.

Qatlamlarning elastik bog'lovchilari bilan issiq saqlab qoluvchi materiallarning birgalikdagi ishini o'rganish uchun elastik bog'lovchilar, issiqlik saqlab qoluvchi materiallar va yupqa temir beton plitalari ishlari avtorning Rossiyadagi xamkasabalari bilan birgalikdagi nazariy-eksperimental yo'nalishidagi izlanishlari olib borilgan va uch qatlamli egiluvchan elastik bog'lovchili va samarali issiqlik saqlab qoluvchi materiali panellarni deformatsiyalanishi, qattiqligi va mustahkamligini xisobga olib, birgalikda ishlashini xisoblash usuli ishlab chiqilgan.

Elastik bosqichda qatlamlarning birgalikdagi ishini xisobga olish: Elastik bog'lovchilar va issiqlik saqlab qoluvchi materiallarning mavjudligi, yuqorida ko'rsatilgandan, uchqatlamli egiluvchi elementlarning ishiga ta'sir qiladi. Bobda uchqatlamli elementlarni xisoblash ko'rib chiqiladi va nazariy va eksperimental natijalar taqqoslanishi berilgan. Elastik bosqichda xisoblanganda prof. A.R.Rjanitsinning ishlab chiqqan sterjenlarning tarkibi nazariyasi qo'llanilgan, bunda, bog'lanishning ishlov berishga mosligini baxolash uchun olingan eksperiment natijalardan foydalaniladi; mustahkamlik bo'yicha xisoblash chegaraviy muvozanat, avtor tomonidan bajarilgan eksperimental izlanishlar va taxlillar asoslashga xizmat qiladi. Elastik bog'lovchilarning ta'sirini xisobga olish, moment, uch qatlamli panellarda qabul qilinishi, momentlar yig'indisi deb qabul qilinishi mumkin, temir beton qatlamlari va kesim bilan yahlit.

$$M_n = M_{cz} + M_{cev} \quad (8.1)$$

bunda:

$$M_{cev} = T \cdot V \quad (8.2)$$

bu yerda: T – suruluvchan kuchlanishi,

V – temir beton qatlamlari o'qi orasidagi masofa.

Oraliq o'rtasida egiluvchi elementlarda siljuvchi kuch (xisobiy kesimda) teng taqsimlangan yuk uchun quyidagi formula bilan topiladi:

$$T = \frac{qV}{2\gamma\Sigma EJ} l^2 - \frac{qV}{\gamma\lambda^2\Sigma EJ} \left(1 - \frac{1}{ch\eta l}\right) \quad (8.3)$$

Bu yerda: γ – formula bilan aniqlangan koeffitsient:

$$\gamma = \frac{1}{E_H A_H} + \frac{1}{E_{BH} A_{BH}} + \frac{\nu^2}{\Sigma EJ} \quad (8.4)$$

bu yerda E_H va E_{BH} – tashqi va ichki qatlamga mos; betonning elastik moduli;

A_H va A_{BH} – temir beton qatlami kesimining yuzasi;

ΣEJ – temir beton qatlamlarning egilishiga umumiy qattiqligi;

λ – issiqlik o'tkazuvchanlik koeffitsienti,

$$\lambda = \sqrt{\varepsilon_{CB} \nu} \text{ ga teng} \quad (8.5.)$$

bu yerda, γ – elastik bog'lanishlarning qattiqlik koeffitsienti;

$$\gamma = \sqrt{\varepsilon_{cb} \gamma} \quad (8.6)$$

bu yerda: $\varepsilon_{CB} = \frac{12 E_{CB} J_{CB}}{\delta_B^3} m$ bog'lovchining qattiqligi

bu yerda, $E_{CB} J_{CB}$ – bog'lovchining qattiqligi;

m – bog'lanishlar soni; uzunlik birligiga mos ravishda;

δ – temirbeton qatlamlari orasidagi masofa.

Topilgan momentlar M_{sl} va M_{kes} qiymati bo'yicha tarkibiy element egilishini aniqlash qiyin emas. U egilishlar yig'indisiga teng:

a) qatlamlarning birgalikdagi ishini xisobga olmaganda

$$f_{c1}^{расч} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_H L^4}{E_H J_H} \cdot \frac{M_{qum}}{M_n} \quad \text{ёки} \quad f_{c1}^{расч} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{BH} L^4}{E_{BH} J_{BH}} \cdot \frac{M_{c1}}{M_n} \quad (8.7.)$$

b) yaxlit kesim uchun f formula bo'yicha:

$$f_{c1}^{расч} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q L^4}{E J_H} \cdot \frac{M_{c1}}{M_n} \quad (8.8.)$$

q_H va q_{BH} – ichki va tashqi qatlamlarga mos kuch;

q – panelga ta'sir qilayotgan kuch.

Uch qatlamli elementning egilishi teng bo'ladi:

$$f_{2c}^{расч} = f_{c1}^{расч} + f_{c1}^{расч} \quad (8.9.)$$

Kuzatilayotgan tajribalardagi egilishlar sinayotgan elementlarda o'rni bor.

Bu farq shunday tushuntiriladi, egiluvchan bog'lovchilardagi beton ezilishini xisobga olinmasligidir. Egiluvchan bog'lovchilarning uzunligini har tomondan 1,3 diametrga ko'paytirish, ya'ni $l_{CB} = \delta_m + 2,6d$

Issiqlik saqlab qoluvchi material ta'sirining ishini tarkibiy sterjenlar nazariyasida xisobga olinganda koeffitsient, issiqlik saqlab qoluvchi materialning qattiqligini xisobga oluvchi, teng:

$$\varepsilon_{ym} = \frac{G \times b}{h_{ym}} \quad (8.10)$$

G – issiqlik saqlab qoluvchi materialning siljishi;

b – namunaning kengligi;

h – issiqlik saqlab qoluvchi materialning qalinligi.

Elastik bog'lovchi va issiqlik saqlab qoluvchi material mavjudligida qattiqlik koeffitsienti teng bo'ladi: $\varepsilon = \varepsilon_b + \varepsilon_t$.

Issiqlik saqlab qoluvchi materialning xisobga olinishi xisoblashda egilish qiymatini 15 % gacha pasaytiradi, elastik bog'lovchilarni xisobga olganga nisbatan.

Qatlamlarning birgalikdagi ishini elastik bog'lovchilar va issiqlik saqlab qoluvchi material egilishini xisobiy va faqti qiymatlarning xamma sinalayotgan namunalarda o'xshashligi xosil bo'ladi.

Betonda shunday egilishlardagi kuchlanishini xisobga olish uchun xisoblashni, qatlam va kesim bo'yicha yaxlit yukki taqsimlab yuqorida ko'rsatilganidek alohida olib boriladi.

Birgalikdagi ishini hisobga olmay kuch ta'sirini, qatlamlar qattiqligini proporsional taqsimlanadi, bunda:

$$\sigma_H^{P1} = \pm \frac{q_H \cdot l^2}{8 \cdot W_H} \quad (8.11.)$$

$$\sigma_{BH}^{P1} = \pm \frac{q_{BH} \cdot l^2}{8 \cdot W_{BH}} \quad (8.12.)$$

W_H va W_{BH} – tashqi va ichki qatlamlarga mos qarshilik momentlari. Beton kesimidagi kuchlanishini xisoblashni formula bilan olib boriladi:

$$\sigma_n^{P2} = \sigma'_H \frac{M_{cz}}{M_H} + \sigma_H^{P2} = \sigma'_H \frac{M_{cz}}{M_H} \quad (8.13.)$$

$$\sigma_{BH}^{P2} = \sigma'_{BH} \frac{M_{cz}}{M_H} + \sigma_{BH}^{P2} \frac{M_{cz}}{M_H} \quad (8.14.)$$

W_H va W_{BH} – kesimdagi qarshiliklar momenti. Xuddi momentdagi kabi.

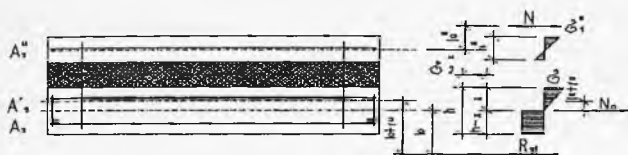
Uch qatlamli elastik bog'lovchini va sovuqdan saqlovchi panellardan yoriqlar xosil bo'lishini xisoblashda, yoriq xosil bo'ladigan moment M_{sgs} ichki qatlamning ish sharoitidan nomarkaziy cho'zilish kuchlanishning cho'zilgan chegarasiga etishi, betonning cho'zilishga qarshiligiga teng va betonning elastik bo'lmagan deformatsiyasining yuzaga kelishiga mos KMK 2.03.01 qabul qilingan xoliga (8.1):

$$MR \leq MT \quad (8.15.)$$

yoki

$$T(e_0 + r_y) \leq R_{bt} \cdot W_T - 400 \cdot A_s r_y \quad (8.16.)$$

MR – kuzatilayotgan qatlamda tashqi kuch ta'siridagi moment;
 Rbt – betonning o'q bo'yicha cho'zilishdagi xisobiy qarshiligi;
 WT – keltirilgan kesimning chegaraviy cho'ziluvchan tolali elastik bo'lmagan deformatsiyali cho'ziluvchi betonning qarshilik momenti;
 e0 – normal kuchning ichki qatlam eksentrisiteti;
 ry – keltirilgan kesim markazidan asosiy nuqtasigacha bo'lgan masofa.



8.7–rasm. Egiluvchi uch qatlamli elementlarda darz paydo bo'lishi hisobiga

Tenglamaning chap tomonida o'qi nisbatan ichki qatlam uchun tashqi kuchdan moment yozilgan, o'ng tomonida kesimda qabul qiluvchi moment.

Qatlamlardagi kuchlanish uning qalinligiga proporsional, demak xisob bo'yicha aniqlanadigan yoriqning xosil bo'lishi qattiq kuchli esgan shamolda qattiq ichki qatlamga tushadi. Xisoblashda qatlamning ko'tarish xususiyati qatlamlarning birgalikdagi ishi ichki va tashqi qatlamlarning ko'tarish xususiyati yig'indisi kabi aniqlanadi.

Qatlamlarning ko'tarish xususiyatini aniqlashda normal kuchlanishning mavjudligi, ya'ni birlikdagi ishi davrida – ichki cho'zilish va tashqi siqilishning paydo bo'lishi xisobga olinadi.

Formula quyidagi ko'rinishga ega:

$$M_r = \overline{M}_{sr}^s + \overline{M}_{sr}^u + M_{sr}^u \quad (8.17.)$$

$\overline{M}_{BP}^B$ – ichki nomarkaziy cho'zilgan temirbeton qatlami bilan qabul qilinadigan moment;

$\overline{M}_{BC}^H$ – tashqi nomarkaziy siqilgan temirbeton qatlamda qabul qilinadigan moment;

M_{BC}^H – butun kesimda qabul qiluvchi moment, normal kuch (TSV) ni ichki yuklar elkasiga ko'paytmasi orqali topiladi

$$M_{BC}^H = T_{BC} \cdot Z \quad (8.18.)$$

$$z = \delta + h_n + \frac{x_B}{2} - \frac{x_H}{2} \quad (8.19.)$$

δ – qatlamlar oralig‘i (issiqlikni saqlab qoluvchi material);

h_n – tashqi qatlam qalinligi;

x_B, x_H – qatlamlardagi siqilgan zona balandligi.

CHegaralangan kesim Tsv xisoblangan kesimga (oraliq o‘rtasida)

teng:

$$T_{CB} = T_1 m \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{2}{3} \quad (8.20.)$$

m – uzunlikdagi bog‘lovchilar soni;

l – panel oralig‘i;

T_1 – bir bog‘lovchi qabul qiladigan maksimal kuch quyidagicha topiladi

$$T_1 = \frac{2 \cdot \overline{M}_{CB}}{\delta} = \frac{2 W_{pl} \sigma_t}{\delta} \quad (8.21.)$$

W_{pl} – bog‘lovchi kesimning qarshiligi noelastik momenti, 0,167 d2 ga teng. Elastik bog‘lovchi va issiqlik saqlab qoluvchi materialning mavjudligida

$$\overline{T} = \overline{T}_{CB} + \overline{T}_y \quad (8.22.)$$

Issiqlik saqlab qoluvchi materialning xisobiy kesimda chegaraviy kuch $\overline{T}_y$ quyidagicha topiladi:

$$\overline{T}_y = \frac{2}{3} \delta_{cq} \frac{1}{2} B \quad (8.23.)$$

bu yerda, δ_{sq} – issiqlik saqlab qoluvchi materialning siljishdagi mustahkamligi; B – panel kengligi.

8.3.2. Egiluvchan ko‘ppqatlamli monolit kesimli elementlarni xisoblash

SNG olimlari tomonidan va boshqa chet el davlatlarida ko‘p qatlamli konstruksiyalarni ishlab chiqish va xisoblashni takomillash maqsadi eksperimental va nazariy izlanishlar o‘tkazilgan.

Nazariy xisoblash asosi qator ishlar asosida qabul qilingan nazariy konstruksiyalarni xisoblash asosida joriy etiladi: N.E.Broker, L.M.Kurshin, A.P.Prusakov, Stamm va H.Witte va boshqa olimlar. Monolit kesimli temir beton konstruksiyalarini xisoblash bo‘yicha izlanishlar: A.A.Evdokimov, V.F.Mayboroda, V.I.Mentorov, YU.V.Chinenkov, E.A.Kudryavsev, I.L.Jodzinskiy, N.A.Kornev, E.A.Korol, I.A.Dorojkova, V.Sussman, R.Trauntyetter, A.G.B, Richthe, D.Potll, A.P.Clork va boshqalar. Bunda olingan eksperimental ko‘rsatkichlar

tashqi qatlamda og'ir va konstruktiv engil betonlardan, ichki qatlamda esa asosan kam mustahkamligidagi, ya'ni penobeton, yirikg'ovakli beton, keramzebeton arbolitobeton, polistiro'l betondan foydalanilgan. Ko'p qatlamli monolit kesimdagi elementlarni xisoblash va konstruktorlash amaldagi normalarda tavsiyalar mavjud emas, biroq ko'pchilik avtorlarning tavsiyalariga ko'ra, normada qabul qilingan yondoshishlardan, geometriya xususiyatlarini hisobga olgan holda, mustahkamlik va qatlamlarda deformatsiya xususiyatlaridan foydalanib hisoblashni tavsiya etganlar.

Egiluvchan elementlarni hisoblashda QMQ dagi qatlamlar har xil mustahkamlikka ega bo'lgan betonlar va nam mustahkamlikka ega bo'lgan betonlar o'zlariga mos hisobiy qarshiliklarni hisobga olishni tavsiya etadi, biroq eng past markadan bir daraja yuqori bo'lmagan va eng past marka qarshiligidan oshmasligi kerak. QMQ – 2.03.01–96 amaldagi normalarida ko'p qatlamli elementlarning normal kesimining mustahkamligi bo'yicha hisoblashda tavsiyalar mavjud emas. Ko'p qatlamli elementlarning mustahkamligini baholashda qator mualliflar texnik mexanikadagi keltirilgan kesim metodi hisoblashni QMQ 2.03.01–96 talablariga mos bir xil material konstruksiyasi deb qabul qilinishi asosida hisoblash usulidan foydalanadilar.

Bir qator mualliflar uch qatlamli kesimni bir turdagi ancha mustahkam betonga keltirilishi, beton qatlamlari elastikligi modulining nisbatidan kelib chiqqan holda hisoblashni tavsiya etmoqdalar. Boshqa mualliflar, ikki va uch qatlamli kesimni bir turdagi kesimga keltirishni, beton qatlami siqilishga qarshiligining hisobiy nisbatidan kelib chiqqan holda tavsiya etmoqdalar. Bunda, avtorlar bir turdagi mustahkam beton kesimini hisoblashni maqsadga muvofiq deb hisoblaydilar. Uch qatlamli elementlarning deformatsiyasini hisoblashda ko'pchilik mualliflar, beton qatlamlarining elastiklik moduli nisbatiga mos keladigan kesimga almashtirishni tavsiya etib, keyin esa, elementlar egilishini QMQ talabiga mos formulalar bilan aniqlashni tavsiya etganlar.

SHunday qilib loyihalash qoidalarida ko'p qatlamli elementlarni hisoblash usullari ko'rsatilgan bo'lsa ham, ularni hisoblashda kesimni bir qatlamli kesimga keltirishni beton mustahkamligini hisoblagan xolda tavsiya etiladi. Uch qatlamli elementlarni loyihalashda qatlamlarni armaturalash ulushi kamligini hisobga olganda siqilgan zona asosan tashqi qatlamga to'g'ri kelishini inobatga olish zarur.

Uch qatlamli elementlarni deformatsiyasini hisoblashda ham kesimni bir turdagi betonga keltirib betonlarni elastik modullari

nisbatiga asosida olinadi. Keyinchalik esa egilishni QMQ talablariga mos ravishda olib boriladi. Bu yerda keltirilgan kesim qalinliklarini kamayishi qatlam betonlarini deformatsiyasi xususiyatlari nisbatini ko'payishiga bog'liq. SHuning uchun ham uch qatlamli elementlarni egilishi o'rta qatlamni siljish deformatsiyasiga bog'liq. Olib borilgan izlanishlarda uch qatlamli monolit bog'langan o'rta qatlamli past mustahkamlikka ega bo'lgan elementlarda o'rta qatlamining siljishi deformatsiya elementi umumiy egilishiga ta'siri kamligi kuzatilgan. Bu konstruksiyalarda o'rta qatlamni mustahkamligi etarli bo'lgani uchun ham ularni siljish deformatsiyasini ta'siri kamligi ko'rsatilgan.

8.4. Uch qatlamli devor panellarining iqtisodiy samaradorligi

Texnik-iqtisodiy hisoblar ko'rsatadiki, korxonada ishlab chiqarilgan engil betonli ikki qatlamli panellar va sokol panellari gorizontall 1.832.1–9 seriyaga mos tayyorlangan panellardan ancha samaralidir. Sokol devor panellarining (etaj balandligi) qo'llanilishi po'lat sarfini 20–25% ga tejash imkonini beradi, narxini 5–15% ga kamaytiradi, montaj ish hajmini 20–40% ga kamaytirish imkonini beradi. Uch qatlamli panellarning texnik-iqtisodiy ko'rsatkichlari 10–20% ga yuqori, engil betonga nisbatan, panellarni yiriklashtirish to'sinlarini qo'llamaslikdan va deraza, eshik bloklarini o'rnatish hisobiga montaj ish hajmini 50–60% ga kamaytiriladi. Engil betonli ikki qatlamli panellarda issiqlik uzatishda qarshilikning oshishi, sement sarfi uch qatlamli panelga nisbatan balanddir.

Engil betondan tayyorlangan ikki qatlamli panellarni termik qarshilikning oshishi bilan ularni og'irliklari, sement miqdori va narxini uch qatlamli panellarga nisbatan oshishini kuzatish mumkin. Termik qarshilikni 0.61 dan 1.47 m² S/Vt ni oshirish bilan ularni qatlam qalinliklarini (200 dan 500 mm gacha) oshirish, uch qatlamli panellarda esa faqatgina o'rta qatlam qalinligini oshirish kifoya, shuning uchun uch qatlamli panellarni qo'llash samaralidir.

Uch qatlamli to'siq konstruksiyalarni qo'llash binoning umumiy og'irligini oshirmasdan (faqatgina o'rta qatlam hisobiga) bino yillik yoqilg'i miqdorini 10% ga kamaytirish mumkin.

8.1-jadvalda bir qatlamli va uch qatlamli devorning o'rtacha tannarxi hisobi, qurilish materiallari va maxsulotlarini tayyorlash uchun (IES) issiqlik energetik sarf miqdori, ularni transportga ortish va montaj, engil

va kam energiya sarflaydigan maxsulotlarni qo'llash hisobi natijalari keltirilgan.

Hisoblashda bir qatlamli bir turdagi panellarda issiqlik texnik koeffitsient 0,9 ga, uch qatlamli – 0,7 ga teng deb qabul qilingan. Devor tashqi qatlam qalinligi 20 sm. Birinchi bosqich keramzitbetonli tashqi qatlam ($\gamma=1200 \text{ kg/m}^3$), ikkinchi bosqich qumli betondan tayyorlangan konstruksiya uchun ($\gamma=1800 \text{ kg/m}^3$). Arbolitdan tayyorlangan birqatlamli devor va issiqlik saqlab qoladigan fibrolitli qatlam ko'rsatkichlari shunday uyali betondan tayyorlangani bilan mos keladi va shuning uchun jadvalda ko'rsatilmagan. Taqqoslashdan, birinchi bosqich uchun bir qatlamli uyasimon betondan yoki arbolitdan tayyorlangan panelli tejimli, ikkinchi bosqichda esa narxi va energiya sarfi bo'yicha uch qatlamli devorlar tejimliroq ekanligi taqqoslashdan ma'lum. Biroq, aniq xolatlar uchun, boshqa effektiv issiqlik saqlab qoluvchi materiallarni qo'llash mumkin, ayniqsa mahalliy va ekologik toza (ekovata, torfli plitalar, arbolit, fibrolit, uyali beton, perlitbeton, vermikulitobeton, shisha tolali va bazaltov tolali maxsulotlari va boshqalar).

8.1-jadval

Devor konstruksiyasi	Bir qatlamli		Uch qatlamli		
	beton		Penopo- listerol	MNV	Uyali beton
Devorda issiqlikni saqlab qoluvchi material	engil	uyali			
Issiqlik saqlab qoluvchi materialning hajmiy og'irligi, kg/m^3	800	600	40	150	300
λ_r – issiqlik saqlab qoluvchi, Vt (mOS)	0.35	0.25	0.05	0.075	0.15
Devor qalinligi, sm.	61	43	30	35	50
Devor IES, kg.ut/m^2	226	105	108	109	148
Devor tannarxi, ming rub/m ²	128	63	80	78	95
Devor qalinligi, sm.	–	84	41	51	82
IES devorga, kg.ut/m^2	–	197	117	118	200
Devor tannarxi, ming rub/m ²	–	110	102	93	130

Ikkala bosqich uchun raqobatbardosh bo'lmagan bir qatlamli keramzitbetonli devorlardir. Xatto uch qatlamli devorning tashqi qatlamida qo'llash (1 chi bosqich) kam samaralidir, qumli betonni qo'llashga (2 bosqich), uyaliga nisbatan esa umuman samarasiz. Tashqi qatlam qalinligining kamayishi, narxi va energosarfining yarmiga to'g'ri keladi, sezilarli darajada uch qatlamli devor ko'rsatkichlarini yaxshilash va ularning qalinligini kamaytirish imkonini beradi. Bunday holatda

tashqi qatlamni armoťsementdan, armoťsteklofibrobetondan, asbestosement, sementli–qirindili plita, suvga chidamli fanerlar va GKL dan tayyorlash mumkin.

Taqqoslash uchun konstruksiya loyihalari bir xil turdagi yoki shunga yaqin yuklarga mo'ljallanganlari tanlangan. Har bir turdagi konstruksiya uchun optimal variantini tanlashda keltirilgan konstruksiyalarning turli qalinlikdagi SNiP P–3–79 talabiga javob beradigan ekspluatatsiya sarflari, issiqlik uzatishdagi termik qarshilik bilan ta'minlaydi. Hamma takomillashtirilgan konstruksiya panellari optimental variantida kengligi 25 sm, bir qatlamli keramzibentli uchun $v=1100 \text{ kg/m}^3$ – qalinligi 30 sm. (8.2-jadval). Bu holda po'lat sarfi bir qatlamli panellarda 12.1% ga ko'p, monolit bog'langan o'rta qatlamli polistirolbetonli konstruksiyaga nisbatan. Bu esa, bir qatlamli panellardagi ko'ndalang konstruktiv armaturalashda po'lat sarfining ortiqchaligi bilan bog'liqdir. Elastik bog'lovchili uch qatlamli panellarda po'lat sarfi, bir qatlamli konstruksiyaga nisbatan (42.4%) ga ko'p va monolit bog'langan uch qatlamli konstruksiyaga nisbatan (49.1%) ga ko'p. Bu bir qatlamli panelda sement sarfi – 57,8 kg/m² ni tashkil qilsa, uch qatlamli monolit bog'langan konstruksiyalarda 83,6 kg/m², issiqlik saqlab qoluvchi qatlamda past musstahkamlikdagi to'ldiruvchining qo'llanilishi natijasidir.

Buning sababi to'liq keltirilgan sarflarni konstruksiyalarda bir–biriga solishtirilganda, uch qatlamli monolit bog'langan o'rta qatlamli polisterolbetondan qalinligi 25 sm bo'lgan konstruksiyalar samarali ekanligini ko'rish mumkin.

Bu holda to'liq keltirilgan sarflar – 44,85 u.e./m² ni tashkil qiladi. Keyingi samarali konstruksiya sarfi 48,2 u.e. /m² bo'lgan uch qatlamli elastik bog'langan effektiv o'rta qatlamli konstruksiyalardir.

Bir qatlamli konstruksiyalarni qalinligi 25 sm bo'lgan panellardagi to'liq keltirilgan sarflar ancha yuqori bo'lib, bu panellarni samaradorligi ancha past. To'liq keltirilgan konstruksiyalarni sarflari bir–biriga solishtirilganda monolit bog'langan uch qatlamli panellarni samaradorligini ortiqqligini ko'rish mumkin. Bir qatlamli keramzibetondan tayyorlangan panellardan 10,7% samaralidir, elastik bog'langan uch qatlamli panellarga nisbatan 6,8% va 30 sm $v=1100 \text{ kg/m}^3$ qalinlikdagi bir qatlamli keramzitobetonli panellarni 18,3% ga samaralidir.

Devor panellarni texnika–iqtisodiy ko'rsatkichlari solishtirilganda monolit bog'langan uch qatlamli panellar samarasi yuqoridir.

Kelgusida devor panellarini iqtisodiy jihatdan samarasini oshirish uchun qatlam betonlarini og'irligini kamaytirish, uch qatlamli temirbeton panellarida armatura sarfini kamaytirish va o'rta qatlam beton zichligini kamaytirish, ularni issiqlik izolyasiya xususiyatlarini oshirish ishlarini davom ettirish kerak.

8.2-jadval

Panel konstruksiyasi	Qalinligi, sm	R0tr, M20 s/Vt	R0, M20 s/Vt	To'liq ish hajmi, odam-soat	To'liq energiya hajmi, yoqilg'i
Bir qatlamli keramzibetonli $v=900$ kg/m ³	25	0,79	1,08	2,83	0,102
	30	0,93	1,27	2,87	0,118
	35	1,01	1,38	3,04	0,180
$v=1100$ kg/m ³	30	0,76	1,04	2,87	0,113
	35	0,87	1,19	3,04	0,133
Effektiv issiqlik saqlab qoluvchi materialli elastik bog'lovchili uch qatlamli	20	0,81	1,11	3,45	0,073
	25	1,46	2,00	4,08	0,089
	30	2,12	2,90	4,24	0,112
O'rta qatlamli polisterolbetonli monolitli uch qatlamli	20	0,73	1,00	2,71	0,085
	25	1,12	1,53	2,96	0,095
	30	1,50	2,06	3,13	0,106

Nazorat savollari.

1. Ko'p qatlamli temirbeton konstruksiyalarni loyihalash va ishlatishga qo'yiladigan talablar.

2. Uch qatlamli panel konstruksiyalari turlari.

3. Elastik bog'lovchili uch qatlamli panel konstruksiyalari.

4. Monolit bog'langan uch qatlamli temir beton konstruksiyalar

5. Uch qatlamli konstruksiyalarni loyihalash mohiyatlari

6. Effektiv issiqlik saqlovchi uch qatlamli, elastik bog'lovchili devor panellari

7. Elastik bosqichda qatlamlarning birgalikdagi ishini xisobga olish

8. Egiluvchan ko'pqatlamli monolit kesimli elementlarni xisoblash

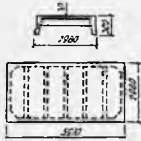
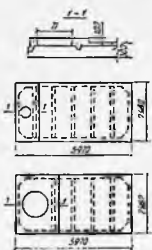
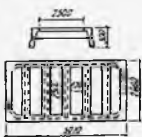
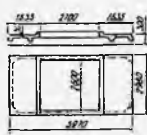
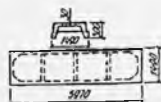
9. Uch qatlamli devor panellarining iqtisodiy samaradorligi

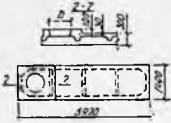
FOYDALANILGAN ADABIYOTLAR.

1. Akramov X.A., Usmanov V.F. Korxonalarda tayyorlanadigan ʻurilish konstruksiyalari. Darslik. Toshkent 2019y.
2. Akramov X.A., Qurilish ashyolari sanoati korxonalarini loyihalash. O'quv qo'llanma. Toshkent 2003y.
3. Akramov X.A., Turapov M. Beton va temir-beton buyumlari texnologiyasi. Darslik. Toshkent 2020y.
4. Akramov X.A., Turapov M. Yig'ma temir-beton korxonalarini loyihalash. Darslik. Toshkent 2020y.
5. Akramov X.A., Gaziev U.A. Sanoat chiqindilari asosida beton va temir-beton ishlab chiqarish. O'quv qo'llanma. Toshkent., 2007 y.
6. Akramov X.A., Kornakova I.G. Stroitelnye konstruksii zavodskogo izgotovleniya. O'quv qo'llanma. Toshkent 2012 y.
7. Akramov X.A., Raximov SH.T. Beton to'ldiruvchilar texnologiyasi. O'quv qo'llanma. Toshkent., 2009 y.
8. Akramov X.A., Nuritdinov X.N. Beton va temir-beton buyumlari ishlab chiqarish texnologiyasi. Darslik. Toshkent., 2012 y.
9. Usmanov V.F. Temir-beton konstruksiyalari elementlarini hisoblash asoslari. O'quv qo'llanma. Samarqand 2009 y.
10. Akramov X.A. Trexslounye izgibaemye jelezobetonnye stenovye paneli s gibkimi svyazyami i effektivnym uteplitelem. Tashkent: Fan, 1999 g.
11. KMK 2.03.01-96 «Betonnye i jelezobetonnye konstruksii». Tashkent: IVS AKATM, 1996g.
12. Baykov V.N., Sigalov E.E. Jelezobetonnye konstruksii. M.: Stroizdat, 1985g.
13. Berlinov M.V., YAgupov B.A. Stroitelnye konstruksii. M.: Agropromizdat. 1990g.
14. Zaysev YU.V. Stroitelnye konstruksii zavodskogo ispolneniya. M.: Vysshaya shkola, 1987g.
15. Mandrikov A.P. Primery raschetov jelezobetonnykh konstruksiy. M.: Stroyizdat. 1989g.
16. Say T.N., Borodich M.K., Mandrikov A.P. Stroitelnye konstruksii: V 2-x t. M.: Stroyizdat. 1985g.
17. Asqarov B.A., Nizomov SH.R., Xabilov B.A. Temir-beton va tosh-g'isht konstruksiyalari. Toshkent., 1997 y.

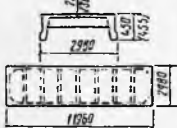
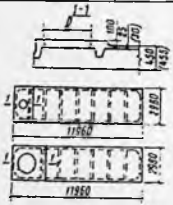
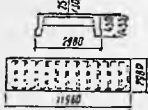
ILOVALAR

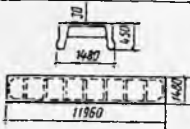
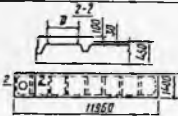
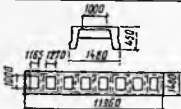
I.1– jadval. Uzunligi 6 m bo'lgan tipik plitalar o'lchamlari

Plita ko'rinishi	Beton hajmi, m3	Beton massasi (t)		Plitaning tomda joylashish o'rni
		tyajelogo	legkogo	
	raf qalinligi 30 mm			Tomning hamma uchastkalarida
	1,07	2,7	2,4	
	raf qalinligi 35 mm			
	1,15	2,9	—	
 D=400 mm D=700 mm D=1000 mm D=1450 mm	1,31	3,3	2,9	Tomdan o'tkaziladigan ventilyasiya shaxtalari va tomga o'rnatiladigan ventilyator havo quvurlari o'tkaziladigan joylarida
	1,28	3,2	2,8	
	1,45	3,6	3,1	
	1,37	3,4	2,9	
		0,7	1,8 1,4	—
		0,91	2,3	2
		0,62	1,5	—

	D=400 mm	0,78	2	—	Eni 3,0 m bo'lgan plitalarning yuk ko'tarish qobiliyati etarli bo'lmagan taqdirda tomdan o'tkaziladigan ventilyasiya shaxtalari va tomga o'rnatiladigan ventilyator havo quvurlari o'tkaziladigan joylarida
	D=700 mm	0,76	1,9	—	
	D=1000 mm	0,72	1,8	—	

I.2 jadval. Uzunligi 12 m bo'lgan tipik plitalar o'lchamlari

Plita ko'rinishi	Beton hajmi, m ³	Beton massasi (t)	Plitaning tomda joylashish o'rni
I tip plita 	2,28 (2,46)	5,7 (6,2)	Qor og'irligi bo'yicha I i II rayonlarda quriladigan binolar tomining hamma o'chastkalarida
	V=400 mm 2,63 (2,79) V=700 mm 2,614 (2,77) D=1000 mm 2,57 (2,73) D=1450 mm 2,79 (2,95)	6,6 (7) 6,5 (6,9) 6,4 (6,8) 7 (7,4)	Tomdan o'tkaziladigan ventilyasiya shaxtalari va tomga o'rnatiladigan ventilyator havo quvurlari o'tkaziladigan joylarida (I tipdagi plitalar ishlatilganda)
II tip plita 	2,78 (2,96)	7(7,4)	Qor og'irligi bo'yicha III i IV rayonlarda quriladigan binolar tomining hamma o'chastkalarida

I tip plita uchun keltirilgan rasimga qarang	D=400 mm D=700 mm D= 1000 mm D= 1450 mm	3,04 (3,2) 3,01 (3,17) 3,16 (3,3) 3,07 (3,21)	7,6 (8) 7,5 (7,9) 7,9 (8,3) 7,7 (8)	Tomdan o'tkaziladigan ventilyasiya shaxtalari va tomga o'rnatiladigan ventilyator havo quvurlari o'tkaziladigan joylarida (II tipdagi plitalar ishlatilganda)
		2,04	5,1	Eni 3,0 m bo'lgan plitalarning yuk ko'tarish qobiliyati etarli bo'lmagan taqdirda katta miqdorda qor uyumi hosil bo'ladigan tom uchastkalarida
	D=400 mm D=700 mm D=1000 mm D=1450 mm	2,2 2,18 2,14	5,5 5,5 5,4	Eni 3,0 m bo'lgan plitalarning yuk ko'tarish qobiliyati etarli bo'lmagan taqdirda tomдан o'tkaziladigan ventilyasiya shaxtalari va tom ostiga ventilyator o'rnatiladigan
		1,8	4,5	Na uchastkax pokrytiya s legkosbrasyvaemoy krovley

Izoh. Qavs ichida keltirilgan miqdorlar eni 3,0 m va rafining qalinligi 30 mm bo'lgan plitalarga ta'luqli.

I.3 – jadval. Ruxsat etilgan chegaraviy salqilik qiymatlari

№	Konstruksiya elementlari	Qo'yiladigan talablar	Vertikal chegaraviy salqilik fu	Vertikal salqiliklarni aniqlash uchun yuklar
I	Kranosti to'sinlari: poldan turib boshqariladigan ko'priklar va osma kranlar, shu jumladan telferlar uchun kabinadan boshqariladigan kranlarning ish tartibi:	Texnologik Fiziologik va texnologik	1/250 1/400	Bitta krandan Bitta krandan

	1K-6K bo'lganda; 7K 8K		1/500 1/600	Bitta krandan Bitta krandan
2	To'sinlar, fermalar, rigellar, progonlar, plitalar, nastillar (shu jumladan plita va nastillarning ko'ndalang qovurg'alari): a) nazorat uchun ochiq bo'lgan yopma va orayopma ravog'i: $l \leq 1$ metr bo'lganda $l = 3$ $l \leq 6$ $l \leq 24(12)$ $l \leq 36(24)$	Estetik-psixologik	1/120 1/150 1/200 1/250 1/300	Doimiy va vaqtincha davomli
	b) yopma va orayopma ostida pardevor bo'lganda	konstruktiv	[1] adabiyotning tavsiya etilgan 6 ilovasi bo'yicha aniqlanadi	YUk ko'taruvchi element va uning ostida joylashgan pardevor orasidagi oraliqning kamayishiga olib keladigan
	v) yopma va orayopma ustida yorilgan elementlar (to'shama, pol va pardevor) mavjud bo'lganda	—	1/150	To'shama, pol va pardevor tiklangandan keyin ta'sir qiladigan
3	Zinapoyalar (zinalar, maydonchalar, kosourlar), balkonlar elementlari	Estetik-psixologik Fiziologik	2,a banda keltirilgan shartlar bo'yicha [1] adabiyotning 10.10 bandi tavsiyalari bo'yicha aniqlanadi	
4	YOnidagi elementlar salqiligiga ta'si ko'rsatmaydigan orayopma plitalari, novonlar zinalari va maydonchalari	Fiziologik	0,7 mm	Ravoq o'rtasiga qo'yilgan miqdori 1 kN (100 kgs) bo'lgan yukdan
5	Devor va deraza ustidagi peremichka va osma devor panellari	Konstruktiv	/200	YUk ko'taruvchi element va uning ostida joylashgan daraza yoki eshik orasidagi oraliqning

				kamayi- shiga olib keladigan
		Estetik- psixologik	2, a banda keltirilgan shartlar bo'yicha	
I – konstruksiya elementining hisobiy ravog'i; Izoh: 1. Konsol uchun hisobiy uzunlik ikki marta oshiriladi. 2. Salqilikning oraliq qiymatlari chiziqli interpoliyasilash yo'li bilan hisoblanadi.				

Temir-beton konstruksiyalarini loyihalashda ishlatiladigan asosiy belgilar

A – beton ko'ndalang kesim yuzasi

A_b – beton siqilgan zonasi kesim yuzasi

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

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

$A_{sp}; A'_{sp}$ – oldindan zo'riqtirilgan armaturalar kesim yuzalari

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

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

A_{red} – keltirilgan kesim yuzasi

I – beton kesimining og'irlik markazidan o'tuvchi o'qqa nisbatan inersiya momenti

I_{red} – keltirilgan kesimning og'irlik markaziga nisbatan inersiya momenti

W_{red} – keltirilgan kesimning chetki cho'zilgan tolaga nisbatan qarshilik momenti

R – betonning kubik mustahkamligi

R_n – betonning kubik me'yoriy mustahkamligi

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

R_{bt} – betonning cho'zilishdagi mustahkamligi

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

E_b – betonning boshlang'ich elastiklik moduli

G_b – betonning siljish moduli

R_s – armaturaning cho'zilishdagi mustahkamligi

R_{sw} – ko'ndalang armatura mustahkamligi

R_{sc} – armaturaning siqilishga bo'lgan mustahkamligi

- E_s — armaturaning boshlang'ich elastiklik moduli
- δ_b — betondagi siquvchi kuchlanish
- δ_{bt} — betondagi cho'zuvchi kuchlanish
- δ_s — armaturadagi cho'ziluvchi kuchlanish
- $\delta_{Ii}; \delta_{0.02}$ — armaturadagi fizik va shartli elastiklik chegarasi
- $\delta_{yi}; \delta_{0.2}$ — armaturadagi fizik va shartli oquvchanlik chegarasi
- δ_u — armaturaning vaqtinchalik qarshiligi
- ε_b — betonning siqilishdagi deformatsiyasi
- ε_{bt} — betonning cho'zilishdagi deformatsiyasi
- ε_e — betonning elastik deformatsiyalari
- ε_{pe} — betonning plastik deformatsiyalari
- ε_{et} — betonning cho'zilishdagi elastik deformatsiyalari
- ε_{pet} — betonning cho'zilishdagi plastik deformatsiyasi
- ε_{ub} — betonning siqilishdagi chegaraviy deformatsiyasi
- ε_{ubt} — betonning cho'zilishdagi chegaraviy deformatsiyasi
- ε_s — armatura deformatsiyalari
- μ — armaturalash koeffitsienti
- γ_{bc}, γ_{bt} — siqilgan va cho'zilgan beton bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti
- γ_s — armatura ishonchlilik koeffitsienti
- γ_t — yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti
- γ_{bi} — betonning ish sharoiti koeffitsienti
- γ_{si} — armaturaning ish sharoiti koeffitsienti

Sterjenli va simli armaturaning sortamenti

Diametr, mm	Sterjenlar soni, simli va sterjenli armaturani ko'ndalang kesimining hisobiy yuzasi, mm ²									Massa, l m/kg	Uchun diametr	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		sim	sterjenli armatura
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,055	+	-
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,099	+	-
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,154	+	-
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302	+	-
8	50,3	101	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	2827	2,466	-	+
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	-	+
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	-	+
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	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	-	+

Akramov Xusnitdin Axrarovich

TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARINI LOYIHALASH

Muharrir: X. Tahirov
Texnik muharrir: S. Meliquziyeva
Musahhih: M. Yunusova
Sahifalovchi: A. Muhammad

Nashr. lits № 0565. 29.01.2022.
Bosishga ruxsat etildi 31.10.2022.
Bichimi 60x84 1/16. Ofset qog'oz. "Times New Roman"
garnituras. Hisob-nashr tabog'i. 22,0.
Adadi 100 dona. Buyurtma № 13.

«BOOK TRADE KO» MCHJ bosmaxonasida chop etildi.
Manzil: Toshkent sh., Yashnobod t, 58A harbiy shaharcha, 47/21.

ISBN 978-9943-8562-2-6



9 789943 856226