

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

JIZZAX POLITEXNIKA INSTITUTI

Djurayev Uktam Uralbayevich

**Temirbeton va tosh konstruksiyalari
(darslik)**

5340200 – “Bino va inshootlar qurilishi” bakalavriat ta’lim yo‘nalishi talabalari
uchun mo’ljallangan

Jizzax – 2022

Muallif:

Djurayev Uktam Uralbayevich

Temirbeton va tosh konstruksiyalari (darslik).

Mazkur darslik 5340200 – “Bino va inshootlar qurilishi” ta’lim yo’nalishida taxsil olayotgan bakalavrlar va qurilish sohasida faoliyat yuritayotgan barcha qiziquvchilar uchun mo’ljallangan.

Darslikda Temirbeton va tosh konstruksiyalari bo’yicha asosiy tushunchalar va qoidalar, poydevor, devor, orayopma, tom yopma, to’sin va ustun konstruksiyalarini loyihalash hamda hisoblash kabi masalalar keng yoritilgan.

Taqrizchilar:

1. R. Xamraqulov – JizPI “Bino va inshootlar qurilishi” kafedrası dotsenti
2. B.Muxtorov – O‘zbekiston milliy unversiteti Jizzaz filiali “Ijtimoiy iqtisodiy fanlar” kafedrası dotsenti

© Jizzax politexnika instituti

MUNDARIJA

Kirish.....	9
I-Bob. Temirbeton konstruksiyalarini hisoblash	10
1.1. Temirbeton konstruksiyalar haqida umumiy ma'lumotlar va loyihalash tartibi	10
1.2. Temirbeton konstruksiyalarini hisoblash va loyihalashning maqsadi va vazifasi	11
1.3. Temirbeton konstruksiyalariga qo'yiladigan talablar.....	12
1.4. Temirbetonning mohiyati	12
1.5. Temirbeton konstruksiyalarni chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblash.....	15
1.6. Yuklar va ta'sirlar.....	20
II-bob. Beton va armaturaning fizik-mexanik xossalari	22
2.1. Betonning fizik-mexanik xossalari	22
2.2. Betonning sinfi va markalari	30
2.3. Armaturaning vazifasiga, yuza shakliga va ishlatilishiga ko'ra turlari	31
2.4. Armaturaning fizik-mexanik xossalari.....	28
2.5. Armaturalar tavsifi.....	33
2.6. Armaturalash usullari.....	36
2.7. Beton va armaturaning me'yoriy va hisobiy qarshiliklari.....	38
2.8. Temirbeton konstruksiyalarning kuchlanish-deformatsiyalanish holatining uch bosqichi.....	42
III-Bob. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalar	47
3.1. Oldindan zo'riqtirilgan temirbetonning afzalliklari	47
3.2. Oldindan zo'riqtirishning mohiyati	48
3.3. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarni loyihalash	50
3.4. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton elementlardagi kuchlanishlarni yo'qotilishi.....	52
3.5. Egiluvchi temirbeton elementlarini loyihalashning o'ziga xos xususiyatlari....	53
3.6. Egilishga ishlaydigan temirbeton elementlar normal kesimlar bo'yicha mustahkamlikka hisoblash.....	53
3.7. Egilishga ishlaydigan qo'sh armaturali temirbeton elementlar.....	58
3.8. Egilishga ishlaydigan temirbeton elementlarni og'ma kesim bo'yicha mustahkamlikka hisoblash.....	60
IV-Bob. Siqilishga ishlaydigan temirbeton elementlarni loyihalash.	66
4.1. Siqilishga ishlaydigan temirbeton elementlarni loyihalashning o'ziga xos xususiyatlari	66
4.2. Siqilishga ishlaydigan temirbeton elementlarni mustahkamlikka hisoblash.....	73
V-Bob. Cho'zilishga ishlaydigan temirbeton elementlarni loyihalash va hisoblash.	82
5.1. Cho'ziluvchi elementlar hisobi. Umumiy ma'lumotlar.....	82
5.2. Markaziy va nomarkaziy cho'ziluvchi elementlarni mustahkamlikka hisoblash.....	83
VI-Bob. Temirbeton elementlarning yoriqbardoshligini hisoblash.....	89
6.1. Temirbeton konstruksiyalarining yoriqbardoshligi.....	89
6.2. Egiluvchan elementlarda normal yorilishlar hisobi	90
6.3. Elementlardagi og'ma yorilishlar hisobi	91

6.4. Temirbeton elementlarning yoriq kengligi.....	92
6.5. Egilishga ishlaydigan temirbeton elementlarning deformatsiyasi.....	91
6.6. Egilishga ishlaydigan temirbeton elementlarning yoriqli uchastkalarda temirbeton elementlarning egriligi.....	94
VII BOB Temirbeton orayopmalar.....	99
7.1. Yassi temirbeton orayopmalar.....	99
7.2. Yaxlit qobirg‘ali orayopmalar.....	103
7.3. Yaxlit qobirg‘ali konturi bo‘ylab tiralgan orayopmalar.....	110
VIII BOB. Zamin va poydevorlar.....	116
8.1. Zamin va poydevorlar.....	116
8.2. Zaminlarni yuk ko‘tarish qobiliyati bo‘yicha hisoblash.....	118
8.3. Poydevorlar turlari.....	124
8.4. Tabiiy zaminda sayoz joylashgan poydevorlar.....	128
IX BOB Poydevorlarni loyihalash, hisoblash va armaturalash asoslari.....	136
9.1. Poydevorlar to‘g‘risida umumiy ma’lumotlar.....	136
9.2. Yaxlit poydevorlar.....	139
X BOB Tosh-g‘isht va armatosh konstruksiyalarini loyihalash va hisoblash.....	144
10.1. Tosh-g‘isht konstruksiyalarni rivojlanish tarixi.....	144
10.2. Tosh-g‘isht konstruksiyalar uchun ishlatiladigan materiallarning fizik- mexanik xossalari.....	145
10.3. To‘rsimon armaturalanadigan elementlarni hisoblash.....	156
10.4. Bir qavatli karkasli binolarning konstruksiyalarini loyihalash.....	159
10.5. Ko‘p qavatli binolar konstruksiyalarini loyihalash va hisoblash.....	175
10.6. Ramalarni vertikal yuklar ta’siriga hisoblash.....	176
10.7. Ramalarni gorizonta l yuk ta’siriga hisoblash.....	177
Foydalanilgan adabiyotlar.....	184

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	9
Глава I. Расчет железобетонных конструкций.....	10
1.1. Общие сведения о железобетонных конструкциях и порядке проектирования.....	10
1.2. Цель и задача расчета и проектирования железобетонных конструкций...	11
1.3. Требования к железобетонным конструкциям.....	12
1.4. Сущность железобетона	12
1.5. Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям.....	15
1.6. Нагрузки и воздействия.....	20
Глава II. Физико-механические свойства бетона и арматуры.....	22
2.1. Физико-механические свойства бетона.....	22
2.2. Класс и марки бетона.....	30
2.3. Типы фитингов в зависимости от их функции, формы поверхности и использования	31
2.4. Физико-механические свойства арматуры.....	28
2.5. Описание светильников.....	33
2.6. Методы армирования.....	36
2.7. Нормативные и расчетные сопротивления бетона и арматуры.....	38
2.8. Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций.....	42
Глава III. Предварительно напряженные железобетонные конструкции.....	47
3.1. Преимущества предварительно напряженного железобетона.....	47
3.2. Сущность предварительного напряжения.....	48
3.3. Проектирование предварительно напряженных железобетонных конструкций.....	50
3.4. Потеря напряжений в предварительно напряженных железобетонных элементах.....	52
3.5. Особенности проектирования гибких железобетонных элементов.....	53
3.6. Расчет прочности железобетонных элементов, работающих на изгиб по нормальным сечениям.....	53
3.7. Двухармированные железобетонные элементы, работающие на изгиб.....	58
3.8. Расчет прочности железобетонных элементов, работающих на изгиб, по поперечному сечению	60
Глава IV. Расчет железобетонных элементов, работающих на сжатие.....	66
4.1. Особенности проектирования железобетонных элементов, работающих на сжатие.....	66
4.2. Расчет прочности железобетонных элементов, работающих на сжатие.....	73
Глава V. Проектирование и расчет натяжных железобетонных элементов.....	82
5.1. Расчет натяжных элементов. Главная Информация.....	82
5.2. Расчет прочности центральных и нецентральных элементов растяжения..	83
Глава VI. Расчет сопротивления разрушению железобетонных элементов.....	89
6.1. Трещиностойкость железобетонных конструкций.....	89

6.2. Расчет нормальных трещин в пластичных элементах.....	90
6.3. Расчет трещин по наклонном сечению.....	91
6.4. Ширина трещин железобетонных элементов.....	92
6.5. Деформация железобетонных элементов, работающих на изгиб.....	91
6.6. Искривление железобетонных элементов в участках с трещинами железобетонных элементов, работающих на изгиб.....	94
ГЛАВА VII Железобетонные перекрытия.....	99
7.1. Плоские железобетонные перекрытия.....	99
7.2. Сплошные ребристые перекрытия.....	103
7.3. Сечения, проведенные по контуру всего ребра.....	110
ГЛАВА VIII. Основание и фундаменты.....	116
8.1. Основание и фундаменты	116
8.2. Расчет основание по несущей способности.....	118
8.3. Типы фундаментов.....	124
8.4. Неглубокий фундамент на естественном грунте.....	128
ГЛАВА IX Основы проектирования, расчета и армирование фундаментов....	136
9.1. Общая информация о фундаментах.....	136
9.2. Сплошные фундаменты.....	139
ГЛАВА X Проектирование и расчет каменно-кирпичных и железобетонных конструкций.....	144
10.1. История развития каменно-кирпичных сооружений.....	144
10.2. Физико-механические свойства материалов, применяемых для каменно-кирпичных конструкций.....	145
10.3. Расчет элементов сетчатого армирования.....	156
10.4. Проектирование конструкций одноэтажных каркасных зданий.....	159
10.5. Проектирование и расчет высотных зданий.....	175
10.6. Расчет рам на воздействие вертикальных нагрузок.....	176
10.7. Расчет рам на воздействие горизонтальной нагрузки.....	177
Использованная литература.....	184

CONTENT

Introduction	9
Chapter I. Calculation of reinforced concrete structures.....	10
1.1. General information about reinforced concrete structures and the design procedure.....	10
1.2. Purpose and task of calculation and design of reinforced concrete structures...	11
1.3. Requirements for reinforced concrete structures	12
1.4. The essence of reinforced concrete.....	12
1.5. Calculation of reinforced concrete structures by limit states.....	15
1.6. Loads and impacts.....	20
Chapter II. Physical and mechanical properties of concrete and reinforcement.....	22
2.1. Physical and mechanical properties of concrete.....	22
2.2. Class and grades of concrete.....	30
2.3. Types of fittings depending on their function, surface shape and use	31
2.4. Physical and mechanical properties of reinforcement.....	28
2.5. Description of fixtures.....	33
2.6. Reinforcement methods.....	36
2.7. Regulatory and design resistance of concrete and reinforcement.....	38
2.8. Three stages of the stress-strain state of reinforced concrete structures.....	42
Chapter III. Prestressed concrete structures.....	47
3.1. Advantages of prestressed concrete.....	47
3.2. The essence of prestressing.....	48
3.3. Design of prestressed concrete structures.....	50
3.4. Stress loss in prestressed reinforced concrete elements.....	52
3.5. Design features of flexible reinforced concrete elements.....	53
3.6. Calculation of the strength of reinforced concrete elements working in bending along normal sections.....	53
3.7. Two-reinforced reinforced concrete elements working in bending.....	58
3.8. Calculation of the strength of reinforced concrete elements working in bending, along the cross section.....	60
Chapter IV. Calculation of reinforced concrete elements working in compression..	66
4.1. Features of the design of reinforced concrete elements in compression.....	66
4.2. Calculation of the strength of reinforced concrete elements in compression....	73
Chapter V. Design and calculation of tension reinforced concrete elements	82
5.1. Calculation of tension elements. Main Information.....	82
5.2. Strength calculation of central and non-central tensile members.....	83
Chapter VI. Calculation of resistance to destruction of reinforced concrete elements.....	89
6.1. Crack resistance of reinforced concrete structures.....	89
6.2. Calculation of normal cracks in plastic elements.....	90
6.3. Calculation of cracks along an inclined section.....	91
6.4. Width of cracks in reinforced concrete elements.....	92
6.5. Deformation of reinforced concrete elements working in bending.....	91

6.6. Curvature of reinforced concrete elements in sections with cracks of reinforced concrete elements working in bending.....	94
CHAPTER VII Reinforced concrete ceilings.....	99
7.1. Flat reinforced concrete ceilings.....	99
7.2. Solid ribbed overlaps.....	103
7.3. Sections drawn along the contour of the entire edge.....	110
CHAPTER VIII. Foundation and foundations.....	116
8.1. Foundation and foundations	116
8.2. Calculation of the base by bearing capacity.....	118
8.3. Foundation types.....	124
8.4. Shallow foundation on natural soil.....	128
CHAPTER IX Fundamentals of design, calculation and reinforcement of foundations.....	136
9.1. General information about funds.....	136
9.2. Solid foundations.....	139
CHAPTER X Design and calculation of stone-brick and reinforced concrete structures.....	144
10.1. The history of the development of stone-brick structures.....	144
10.2. Physical and mechanical properties of materials used for stone-brick structures.....	145
10.3. Calculation of mesh reinforcement elements.....	156
10.4. Design of structures of one-story frame buildings.....	159
10.5. Design and calculation of high-rise buildings.....	175
10.6. Calculation of frames for vertical loads.....	176
10.7. Calculation of frames for the effect of horizontal load.....	177
List of used literature.....	184

KIRISH

Qurilish – mamlakatimiz xalq xo‘jaligining asosiy tarmoqlaridan biri bo‘lib, u asosiy fondlarning yangilarini va qayta tiklashni ta‘minlaydi. Kapital qurilishning ishlab chiqarishni barcha tarmoqlarining rivojlanishidagi, aholining yashash sharoitlari va moddiy farovonligini ko‘tarishdagi ahamiyati o‘ta muhimdir.

Hozirgi vaqtda qurilish sohasida kapital qo‘yilmalarning samaradorligini oshirish vazifasi turibdi. Bu vazifani muvaffaqiyat bilan amalga oshirish tarmoqda ilg‘or energiya va resurs tejamkor texnologiyalarni olib kirish, qurilish ishlab chiqarish Mehnat unumdorligini oshirish qurilish ishlarini bajarishning zamonaviy yangi ilg‘or va maqbul usul va uslublarini joriy qilishga bevosita bog‘liqdir.

«Temirbeton va tosh konstruksiyalari» fani Bino va inshootlar qurilishi yo‘nalishi bo‘yicha bakalavrlar tayyorlashda yetakchi maxsus fan sifatida bilim beradi.

Bu fanni o‘qitishdan maqsad temirbeton konstruksiyalarini eng optimal, ya‘ni mustahkam hamda tejamkor variantini loyihalash va boshqa konstruktiv elementlarini hisoblash bo‘yicha ishlay olishini o‘rgatishdir.

Fanning nazariy, hisoblash va amaliy qonunlari ma‘ruza, hisoblash amaliy mashg‘ulotlarda kurs ishini (loyiha) bajarish, o‘quv va texnikaviy adabiyotlar yordamida mustaqil ta‘lim jarayonlarida o‘rganiladi.

“Temirbeton va tosh konstruksiyalari” fani, «Qurilish konstruksiyalari» va «Qurilish konstruksiyalarini loyihalashda kompyuter texnologiyalari» hamda maqsadli tayyorlash uchun fanlarni o‘rganishga asos bo‘lib xizmat qiladi.

“Temirbeton va tosh konstruksiyalari” fani “Nazariy mexanika”, “Materiallar qarshiligi”, “Suyuqlik va gaz mexanikasi”, “Elektrotexnika” va boshqa umumtexnika fanlariga asoslanadi.

Bu fan “Qurilish konstruksiyalari”, “Qurilish konstruksiyalarini loyihalashda kompyuter texnologiyalari”, “Inson faoliyati havfsizligi” va boshqa fanlarga asos bo‘lib xizmat qiladi.

Jamiyat taraqqiyotida qurilish asosiy ishlab chiqarish sohalaridan biridir. Qurilish ishlab chiqarishining natijasida, tugallangan qurilish mahsuloti – funksional mo‘ljalga ega bo‘lgan bino va inshootlar yaratiladi. Bino va inshootlar konstruksiyalarining xilma-xilligi keng miqyosda qurilish texnologiyalarining yaratilishi va qo‘llanilishini taqoza qiladi. Har bir qurilish konstruksiyalarining yetakchi elementi bu – Temirbeton konstruksiyalaridir.

I BOB. TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARINI HISOBLASH

1.1. Temirbeton konstruksiyalar haqida umumiy ma'lumotlar va loyihalash tartibi.

Qurilish konstruksiyalarini loyihalash deb, ularning statik (yoki dinamik) kuchlarga, konstruksiyalarning ayrim elementlarini kesim yuzalarini hisoblash va loyihalash tushuniladi.

Umuman qurilish konstruksiyalarini hisoblash ikki bosqichdan iborat:

1-bosqich. Elementlardagi kuchlanishni aniqlash va bu kuchlanish asosida kesim yuzasini topish;

2- bosqich. Konstruksiyaning egilishini me'yoridan oshmasligi uchun tekshirish.

Loyihalangan konstruksiyalarning samaradorligi ularning texnik - iqtisodiy ko'rsatkichlari hamda ishlash jarayonida mavjud foydalanish talablariga mosligi darajasiga qarab baholanadi.

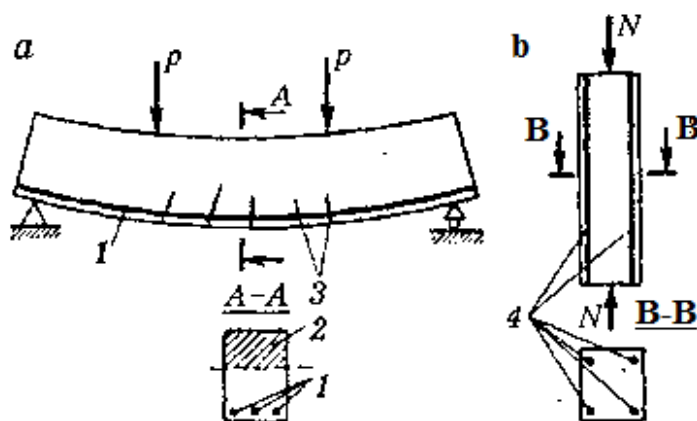
Beton qurilish materiallari ichida eng ko'p qo'llaniladi. U qurilish zaruriyati uchun yaratilgan, faqat qurilish uchun ishlab chiqarilgan. Beton narxi boshqa materiallarga nisbatan ancha arzon. Zero uning mexanik xususiyati po'latnikiga qaraganda ancha farq qilsada, ularning afzalligini solishtirib bo'lmaydi. Bunday holatda betonga teng keladigan material yo'q. U hamma joyda etarli, ya'ni uning tarkibiga hamma yerda mavjud bo'lgan materiallar kiradi. Yana bir ma'qul bo'lgan tomoni shundan iboratki, beton mustahkamligi yildan yilga ortib boradi. Bu xususiyat temirbeton konstruksiyalari uzoq davrga chidamli ekanligini ko'rsatadi. Betonning arxitektura va konstruktiv imkoniyatlari haqida gapirmasa ham bo'ladi.

1.2. Temirbeton konstruksiyalarini hisoblash va loyihalashning maqsadi va vazifasi.

Hisoblashning asosiy maqsadi, temirbeton konstruksiyalari yuk ostida ishlaganda ularni eng tejimli o'lchamlarini tanlash va shu bilan birga xavfsizlik, ishonchlilik va uzoqqachidamlilik talablariga javob berishiga erishishdir.

Hisoblashning asosiy vazifasiga tashqi yuk ta'siridan konstruksiya elementlarida hosil bo'ladigan zo'riqishlarni aniqlash, talab etilgan kesim yuzalar, armaturalar miqdorini hamda konstruksiya ishchi chizmalarini tayyorlashdagi zarur ma'lumotlarni aniqlash kiradi. Konstruksiyani hisoblash qurilish me'yorlari talablari asosida amalga oshiriladi. Qurilish me'yorlari va qoidalari - QMQ qurilish konstruksiyalari nazariyasining amaliy natijasi hisoblanib va u konstruksiyalarni loyihalashda, qurishda va foydalanishda erishilgan yutuqlarni o'zida aks ettiradi.

Hisoblashning asosiy vazifasiga tashqi yuk ta'siridan konstruksiya elementlarida hosil bo'ladigan zo'riqishlarni aniqlash, talab etilgan kesim yuzalar, armaturalar miqdorini hamda konstruksiya ishchi chizmalarini tayyorlashdagi zarur ma'lumotlarni aniqlash kiradi. Konstruksiyani hisoblash qurilish me'yorlari talablari asosida amalga oshiriladi. Qurilish me'yorlari va qoidalari - QMQ qurilish konstruksiyalari nazariyasining amaliy natijasi hisoblanib va u konstruksiyalarni loyihalashda, qurishda va foydalanishda erishilgan yutuqlarni o'zida aks ettiradi.



1.1-rasm Temirbeton elementlarda asosiy armaturani joylashtirish
1-ishchi armatura; 2-betonning siqilish qismi; 3-yoriqlar; 4-siqilgan armatura

Elementning normal kesim yuzasini samarali shakli va o'lchamlarini, betonning optimal sinfini, ishchi armaturaning sinfi, kesim yuzasini va elementni yorilishga bardoshliga va ikirligini hisobga oladigan kesim hisobiy kesim yuzasi deyiladi. Konstruksiya deb, element qismlarini birlashtirish tushuniladi. Konstruksiyalash esa, binolarni konstruktiv xal etish, ularning elementlaridan ishchi, montaj armaturasini joylashni samarali sxemasini belgilash, opalobka va armatura konstruksiya uzellari va elementlari chizmalarini ishlab chiqish. Konstruksiyalarning loyihalash, kesim yuzasi xaqidagi ma'lumotlar asosida, me'yor talablarni hisobga olgan xolda bino va inootni qurish va ishlatish jarayonida mustahkamligi, Yoriqbardoshligi va bikrligini ta'minlaydigan hisobiy kuchni aniqlashdan iborat bo'lish kerak.

1.3. Temirbeton konstruksiyalariga qo'yiladigan talablar.

Hozirgi qurilish sanoatida temirbeton konstruksiyalari juda keng miqyosda ishlatilmokda, bunga sabab uning yuk kutarish kobiliatini yuqoriligi, har xil kuchlanganlik xolatlarida va zararli muhitlarda ustivor ishlashi

1. Bino va inshootlar konstruksiyalari estetik jixatdan chiroyli va foydalanishga qulay bo'lishi kerak.
2. Bino va inshootlar konstruksiyalari talab etilgan yuk kutarish kobilyatiga ega bo'lishi kerak (mustaxkamlik, bikrlilik va ustivorlik)
3. Tayyorlash va montaj kilishda kam mexnat talablikka erishish
4. Bino va inshootlarni qurish muddatini va sarf xarajatini qisqartirish.

1.4. Temirbetonning mohiyati.

Temirbeton konstruksiyalarning afzalliklari, nuqsonlari va ishlatilish sohalari juda qadim zamonlardan beri bizning o'lkalarda sinchlik imoratlar qo'llanib kelingan, ularning asosi yog'och materiali bo'lgan va bu binolar zilzila tasiriga bardoshli ekanini ko'p marotaba tasdiqlagan. Fan va texnika taraqqiy etib binokorlikda metall, temirbeton singari progressiv qurilish materiallarini paydo bo'lishi binolarning

«sinchi» ya'ni karkasida o'z aksini topdi. Endilikda binolar yog'och sinchlardan emas balki po'lat va temirbeton karkaslardan tiklanmoqda.

Yangi materiallarning fizik-mexanik xossalari, qo'llanish imkoniyatlari yog'och materiallardan tubdan farq qilganidan, bulardan ishlanadigan binolarning konstruktiv loyihalari ham avvalgilaridan farq qiladi. Bino va inshootlarning konstruksiyalari uchun uzoq muddatga chidamli, olovbardosh va iqtisodiy jihatdan tejamli xom-ashyo turi qabul qilinadi.

Beton qurilish materiallari ichida eng ko'p ishlatilishiga sabab, uning mustahkamligining yuqoriligi, beton narxi boshqa materiallarga nisbatan ancha arzon, u hamma joyda yetarli, ya'ni uning tarkibiga hamma yyerda mavjud bo'lgan materiallar kiradi. beton mustahkamligi yildan yilga ortib boradi, bu xususiyat temirbeton konstruksiyalari uzoq davrga chidamli ekanligini ko'rsatadi, beton xohlangan arxitektura va konstruktiv shakllarini qabul qiladi.

Beton anizotrop material bo'lib, uning mustahkamligi quyidagi omillarga bog'liq: tarkibi, bog'lovchi va to'ldiruvchining turi, suv va sementning nisbati (W/C), tayyorlash usuli, qotish sharoiti, betonning yoshi, namunalarning shakli va o'lchamlari, kuch ta'sirining davomiyligi kabilardan iborat.

Beton va armaturaning birga ishlashiga sharoit yaratadigan sabablar:

-beton qotish jarayonida hajmiy qisqarishi, sementning yelimlashi, armaturaning yuzasini davriyligi hisobiga tishlanadi.

-zich beton armaturani zanglash va yong'indan saqlaydi.

-po'lat armatura bilan betonning temperatura ta'sirida chiziqli kengayshi koeffitsiyentlari bir-biriga juda yaqin. Beton siqilishga yaxshi, cho'zilishga sust qarshilik ko'rsatganligi sababli, armaturasiz to'sin ko'p yuk ko'tara olmaydi. Agar to'sinning cho'zilish qismiga armatura joylansa to'sinning yuk ko'tarish qobiliyati taxminan 20 marotabaga ortadi, sabab armatura cho'zilish qismidagi cho'zuvchi kuchlarini o'ziga qabul qilgan xolda siqilish qismidagi betonning ishlashiga sharoit yaratadi. Po'lat siqilish va cho'zilishga ham yaxshi qarshilik ko'rsatganligi uchun siqilishga ishlaydigan temirbeton konstruksiyalarni kesim yuzasini kamaytiradi va yuk ko'tarish qobiliyatini oshiradi. 1.1-rasm).

Temirbeton konstruksiyalari uchun ishlatiladigan beton kerakli mustahkamlikka, armatura bilan yopishishga, yetarli zichlikka, armaturani zanglashdan asray olish xususiyatiga ega bo'lishi kerak.

Garchi beton bir jinsli bo'lmada, unga oldindan mustahkamligini, deformatsiyasini va fizik xususiyatlarini belgilab qo'yish mumkin.

Betonning mustahkamligi deganda, uning cho'zilish va siqilishdagi me'yoriy va hisobiy qarshiligi Shu bilan birga beton bilan armaturaning tishlashishi (сцепления) tushuniladi.

Betonning deformativ xususiyati deganda, uning yuk ostida siqilishi va cho'zilishi, tobtashlashi, cho'kishi, ma'lum harorat va namlik ta'sirida hajmini o'zgarishiga aytiladi.

Betonning suv o'tkazmasligi, sovuqqa chidamliligi, yemirilishga bardoshliligi, issiq va tovush o'tkazmasligi, ishqor ta'siriga chidamliligi, uning fizik xususiyatlari hisoblanadi.

Inshootlarni qanday maqsadlarda foydalanishlariga qarab betonlar: konstruksion va maxsus beton turlariga bo'linadi.

Zichligiga qarab, betonlar quyidagicha tavsiflanadi: o'ta og'ir, og'ir, yengil.

Temirbeton konstruksiyalarning afzalliklari, nuqsonlari va ishlatilish sohalari

Temirbeton konstruksiyalarning afzalliklari:

mustaxkam, uzoqqa chidamli, olovbardosh, zilzilabardosh, mahalliy xom-ashyolardan foydalanish imkoniyati, konstruksiyaga istalgan shakl berish imkoniyati, mustahkamligini yildan yilga ortib borishi.

Temirbeton konstruksiyalarning nuqsonlari

Vaznining og'irligi, issiq va tovushning o'tkazishi, mustaxkamlash va tuzatishning qiyinligi, yoriq paydo bo'lishi

Temirbeton konstruksiyalarning ishlatilish sohalari:

Sanoat, ma'muriy va turar joy binolari, ko'priklar, tunellar, maxsus inshootlar, gidrotexnik inshootlar, fazoviy konstruksiyalar.

1.5. Temirbeton konstruksiyalarni chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblash.

Temirbeton konstruksiyalarini hisoblashdan maqsad kam miqdorda material sarflab tashqi ta'sir etayotgan jami yuklarga yetarli darajada ko'tarish qobiliyatiga ega bo'lgan, konstruksiyalarni yaratish. Qurilish konstruksiyalarini 1955 yildan beri chegaraviy holatlar uslubi bo'yicha hisoblanadi.

Chegara holatlari deganda konstruksiyalarning ishlatilish jarayonida oldindan belgilangan talablarga javob bermay qolishi tushuniladi qurilish konstruksiyalarni bu uslub bilan hisoblaganda ikki guruhga bo'lib hisoblanadi. Birinchi guruh chegara holatlar konstruksiyani yuk ko'tarish qobiliyatini yo'qotish bilan bog'liq bo'lib va ularga: shakl umumiy ustivorligining yo'qolishi, vaziyat ustivorligining yo'qolishi, qurilma metallining toliqishi, yoki boshqa biror xaraktyerdagi buzilish, yuklarning va tashqi muhitning birgalikdagi noqulay ta'siri natijasida buzilish, qurilmalardan foydalanishni to'xtatishga olib keladigan rezonans tebranishlar, metall materialning oquvchanligi, birikmalardagi siljishlar, darzlarning haddan tashqari ochilishi natijasida konstruksiyalardan foydalanish mumkinsizlik holatlar.

Ikkinchi guruh chegara holatlar konstruksiyani normal foydalanish qiyinlashib qolganligi bilan bog'liq va ularga yo'l qo'yib bo'lmaydigan siljishlar, tebranmalar, darzlar paydo bo'lishi natijasida ishlash muddatining kamayishiga olib keladigan holatlar kiradi. Konstruksiyalarni chegara holatlarga hisoblash, inshootni qurish yoki undan foydalanish davrining barcha bosqichlarida chegara holatlardan birortasining ham vujudga kelmasligini ta'minlaydi.

Birinchi guruh chegara holatlari uchun umumiy shart quyidagicha yozilishi mumkin: $N \leq S$

N - hisoblanayotgan elementdagi yuklarni noqulay birgalikda ta'sir etishidan hosil bo'ladigan kuch,

S - hisoblanayotgan elementning yuk ko'tarish qobiliyati.

Elementdagi hosil bo'ladigan kuchni quyidagi formula bilan aniqlashimiz mumkin:

$$N = \sum F_{ni} \cdot \overline{N}_i \cdot \gamma_{fi} \cdot \gamma_n \cdot \psi \quad (1)$$

bu yerda

$\overline{N}_i$ - kuch $F_{ni}=1$ ga teng bo'lgandagi elementda hosil bo'ladigan kuch

γ_{fi} – yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti

γ_n – bino vazifasiga ko'ra ishonchlilik koeffitsiyenti

Ψ - yuklarning birgalikda ta'sir etishini e'tiborga oladigan koeffitsiyent

Elementning yuk ko'tarish qobiliyatini uning yuzasiga va materialning qarshiligiga qarab aniqlash mumkin:

$$S = A_n \cdot R_{up} / \gamma_m \cdot \gamma_c = A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (2)$$

Bu yerda: A_n – element ko'ndalang kesimining netto yuzasi,

R_y – element materialining oquvchanligi bo'yicha hisobiy qarshiligi

γ_c – ishlash sharoitini e'tiborga oluvchi koeffitsiyent.

Shunday qilib birinchi guruh chegaraviy holati bo'yicha hisoblash tenglamasini yozamiz:

$$\sum F_{ni} \cdot \overline{N}_i \cdot \gamma_{fi} \cdot \gamma_n \cdot \psi \leq A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (3)$$

Chegaraviy holatni ikkinchi guruh bo'yicha hisob ifodasini quyidagicha yozish mumkin:

$$\sum F_{ni} \cdot \overline{N}_i \cdot \gamma_{fi} \cdot \gamma_n \cdot \psi \cdot \overline{\delta}_2 \leq \delta_2 \quad (4)$$

bu yerda:

$\overline{\delta}_2$ - birlik yuk ta'sirida elementdagi hosil bo'ladigan elastik deformatsiya,

δ_2 - me'yor bo'yicha o'rnatilgan konstruksiyaning chegaraviy deformatsiyasi.

Konstruksiyalarni chegara holatlarga hisoblash, binolarni qurish va foydalanish davrining barcha boskichlarida chegara xolatlaridan birontasining xam vujudga kelmasligini ta'minlaydi. Bunda material xususiyatlarining noqulay uzgarishlari, yuklarning noqulay birga ta'sir etish ehtimoli, foydalanish sharoitlari va konstruksiyalar ishlashining o'ziga xos tomonlari hisobga olingan bo'ladi. Buning

uchun quyidagi koeffitsentlar kiritiladi: yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsenti, yuklarning birga ta'sir etish extimoli koeffitsenti, ishlash sharoiti koeffitsenti, binolarning vazifasiga ko'ra ishonchlilik koeffitsenti.

Chegaraviy holatlar uslubining mohiyati

Temirbeton konstruksiyalarini hisoblashning bunday usuli buzuvchi zo'riqishlar usulining takomillashgan varianti hisoblanadi:

Mazkur usul bo'yicha hisoblangan konstruksiyalar bir muncha tejimli bo'ladi.

Uning asosini quyidagilar tashkil etadi:

-konstruksiyaning chegaraviy holati degan tushunchasi kiritildi. Standart CՅB384-74 ko'ra barcha chegaraviy holatning ikki guruhi belgilandi: birinchisi-yuk ko'tarish qobiliyati, ikkinchisi-normal sharoitda ishga yaroqliligi;

-kesim yuzalarining mustahkamligi elementning kuchlanish-deformatsiyanish holatining III bosqichi bo'yicha amalga oshiriladi

-konstruksiyaning normal sharoitda foydalanishga yaroqliligi uni kuchlanish-deformatsiyanish holatining I yoki II bosqichidan kelib chiqqan holda bajariladi;

-zaxiraviy umumiy koeffitsenti o'rniga yuk, material va ishlash sharoiti bo'yicha hisobiy ishonchlilik koeffitsentlari kiritildi.

Chegaraviy holatning *birinchi guruhi* bo'yicha hisob ishlari quyidagilarni o'z ichiga oladi: mustahkamlikka hisoblash, konstruksiyani buzilishdan saqlashini ta'minlovchi turg'unlikka hisoblash, konstruksiya shaklini o'zgarmasligini ta'minlovchi holat ustivorlikka hisoblash (uzunasiga egilish hisobi); chidamlilikka hisoblash va charchash buzulishdan asrashga hisoblash.

Ikkinchi guruh bo'yicha chegaraviy holat hisobi quyidagilarni o'z ichiga oladi: konstruksiyada yoriq hosil bo'lishi bo'yicha yoki ularni ochilishi bo'yicha hisoblash; konstruksiyaning ruxsat etilmagan siljishlardan asrash uchun deformatsiyalar bo'yicha hisoblash.

Bunda chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo'yicha hisoblash muhimroq hisoblanadi, chunki u konstruksiya hayotini belgilaydi. Shuning uchun chegaraviy holat birinchi guruhi bo'yicha hisoblash barcha konstruksiyalar uchun shart.

Temirbeton konstruksiyalari hisobiy tizimida chegaraviy holatning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblash ham muhim hisoblanadi. Bu guruh chegaraviy holatning ikki asosiy yo'nalishini o'z ichiga oladi.

1. Temirbeton konstruksiyalari yoriqqa chidamliligiga (yoriqbardoshliligi) tekshirish

2. Deformatsiyaga tekshirish.

Yoriq hosil bo'lishi va ochilishi konstruksiyalarni normal holatda ishlashiga havf tug'diradi: Bunday sharoitda armatura zanglaydi, elementning tashqi ko'rinishi o'zgaradi, natijada ular suyuqlik yoki gazni bosim ostida o'tkazib yuboradigan bo'lib qoladi.

Konstruksiyadan foydalanishning maqsadi va shartiga qarab, yoriqbardoshliligi bo'yicha turli talablar qo'yiladi, Shuning uchun ularni yoriqlar hosil bo'lishi, yopilishi va ochilishi bo'yicha hisoblash lozim.

Konstruksiyalarni normal kesimlarida yoriqlar paydo bo'lishiga bardoshligi bo'yicha hisoblashda quyidagi shart bajarilishi kerak

$$N_{\max}^n \leq N_{crc} \quad \text{ёки} \quad M_{\max}^n \leq M_{crc} \quad (5)$$

ya'ni me'yoriy kuch ta'siridan hosil bo'ladigan eng katta me'yoriy zo'riqish $N_{\max}^n$ yoki eguvchi moment $M_{\max}^n$ Yoriq paydo qiluvchi zo'riqish kuchi N_{crc} yoki eguvchi moment M_{crc} dan katta bo'lmasligi kerak.

Yoriqlar ochilishiga hisoblashda, elementlarning cho'ziluvchi armatura sathida paydo bo'ladigan Yoriqlar kengligi a_{crc} Yoriqbardoshlilik toifalariga mos holda belgilangan yoriqlar kengligining cheklangan miqdori $[a_{srs}]$ dan ortib ketmasligi kerak

$$a_{crc} \leq [a_{crc}] \quad (6)$$

bu yerda $[a_{crc}]$ -Yoriqlar kengligining cheklangan miqdori.

Konstruksiyalarni siljishiga hisoblashda ularda tashqi yukdan hosil bo'ladigan solqilik $-f$, uning cheklangan miqdori f_u dan ortib ketmasligi ta'minlanishi zarur, ya'ni

$$f \leq [f_u] \quad (7)$$

Solqilanishning cheklangan miqdori f_u [1] 1.2- jadvalda keltirilgan.

Deformatsiyani cheklash nima uchun kerak degan savol turishi tabiiy.

Deformatsiyani cheklash zarurati quyidagi sabablar tufayli vujudga keldi:

-koʻzga tashlanadigan egilishlar odam psixikasiga salbiy taʼsir etadigan hollarda;

-konstruksiyalar tebranganda odamlarda hosil boʻladigan yomon hissiyot uygʻotadigan holatlarida;

-texnologik uskunani normal ishlashi uchun sharoitni buzilishi va elementning deformatsiyasi natijasida murakkab konstruksiyani zararlanishi holatlarida va h. k.

Konstruksiyalarni ishlash sharoiti va yoʻnalishini hisobga olib, meʼyoriy hujjatlarda deformatsiyaning chegaraviy qiymati belgilanadi va ularni hisoblashda eʼtiborga olish zarur deb belgilab qoʻyildi.

Birinchi yoki ikkinchi chegaraviy holatni vujudga kelishi quyidagi asosiy omillarga bogʻliq:

-tashqi kuchlar va taʼsirlar qiymatiga;

-beton va armaturaning mexanik xarakteristikasiga (vaqtincha qarshiligi, oqish chegarasi);

-konstruksiyalarning ishlash sharoitiga (tayyorlashdagi sharoiti, zararli muhitda ishlashi va h.k).

Yuqorida keltirilgan omillarni hisobga olish uchun bir qator koefitsiyentlar tizimi ishlab chiqildi.

Yuklarning meʼyoriy miqdorini oʻzgarishi hisoblashda:

-yuk boʻyicha ishonchlilik koefitsiyentlari - γ_f ;

-beton va armaturaning mexanik tavsifini oʻzgaruvchanligi boʻyicha ishonchlilik koefitsiyentlari - γ_σ, γ_s ;

-ishlash sharoiti boʻyicha koefitsiyentlari - $\gamma_{bi}; \gamma_{si}$,

-konstruksiyalarni qanday maqsadlarda (bino va inshootlarni xalq xo'jaligidagi ahamiyatiga qarab) foydalanilishiga qarab, ishonchlilik koeffitsiyenti γ_n orqali hisobga olinadi.

Yuqorida keltirilgan koeffitsiyentlar tizimini qo'llanilishiga sabab, konstruksiyalarga eng noqulay vaziyatlarda yuklar ta'sir etganda ham materiallar mustahkamligi qiymati juda kichik bo'lganda ham va konstruksiyalar murakkab chegaraviy holatga duch kelganda ham ishonchliligini ta'minlay oladi.

1.6. Yuklar va ta'sirlar

Bino va inshootlarlar qismlarning asosiy vazifasi ularga tushadigan yuklarni ishlash jarayonida qabul qila olishi kerak.

Bu yuklar doimiy va vaqtli bo'lishi mumkin.

1. Doimiy yuklar—konstruksiya yoki inshootning butun umri davomida unga ta'sir etib turadigan yuk doimiy yuk deyiladi. Konstruksiyaning xususiy og'irligi, poydevordagi tuproqning og'irligi va bosimi, oldindan hosil qilingan kuchlanish ta'siri doimiy yuklarga misol bo'ladi.

2. Vaqtli yuklar ta'sir etish darajasiga ko'ra uzoq muddatli, qisqa muddatli va maxsus yuklarga bo'linadi.

-vaqtli uzoq muddatli yuklarga muqim uskunalarning og'irligi, buyumlar va quvurlardagi gaz, suyuqlik va sochiladigan xom-ashyolarning og'irligi, omborxona, sovitgich xonalari, don omborlari, arxiv va kutubxonalar oraYopmalariga tushadigan yuklar.

-vaqtli qisqa muddatli yuklarga qor, shamol, harorat ta'siri, odamlar, jihozlar og'irligi, konstruksiyalarni tashish va montaj qilishda hosil bo'ladigan yuklar.

-maxsus yuklarga zilzila va portlash ta'sirida yuzaga keladigan yuklar, uskunalarning nosozligi va buzilishi, poydevor va zaminning cho'kishi tufayli hosil bo'ladigan yuklar kiradi.

Me'yoriy va hisobiy yuklar.

Qurilish konstruksiyalarni hisoblash jarayonida konstruksiyaning ishonchli va tejamli bo'lishi uchun yuqorida qayd etilgan yuklarning barchasini inobatga olish zarur. Yuklar konstruksiyalarning hisoblanishiga ko'ra ikki turga ya'ni me'yoriy va hisobiy yuklarga bo'linadi. Konstruksiyadan o'z me'yorida foydalanish chog'ida me'yor bo'yicha unga qo'yilishi mumkin bo'lgan yuklarning maksimal qiymati me'yoriy yuk deb ataladi, uning qiymati olingan o'rtacha qiymatlar, o'lchamlar asosida qabul qilinadi va me'yoriy hujjatlarga taklif etiladi.

Hisobiy yuklarni, me'yoriy yukni yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyentiga ko'paytirib aniqlaymiz. Bu koeffitsiyentning qiymati ko'pincha birdan katta bo'ladi.

$$q = q_n * \gamma_f \quad (8)$$

q - hisobiy yuk

q_n - me'yoriy yuk

γ_f - yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti

Yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti me'yoriy yuklarning o'zgaruvchanligini hisobga oladigan miqdor bo'lib uning qiymatini bino va inshootlarni ishlash jaryonida haqiqiy yuklarni kuzatish va qiymatlarni tahlil qilish orqali belgilaymiz. Uning qiymatlari QMQ da batafsil berilgan.

Bino va inshootlar muhimlik darajasi bo'yicha sinflari.

Bino va inshootlarning muhumlik darajasi ularni muddatidan avval buzulganda yetkazilgan moddiy va ijtimoiy zarar miqdori bilan aniqlanadi. Loyihalashda binolarning muhumlik darajasini hisoblash uchun yukni vazifasi bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti γ_n ko'paytirib hisobga olinadi. Uning qiymati binolarning muhumlik sinfiga bog'liq:

I sinf uchun (TES bosh binolari, teleminoralar, teatr binolari, sport inshootlari, muzeylar va boshqa muhum xalq xo'jaligi ahamiyatidagi binolar) $\gamma_n=1$;

II sinfi uchun (muhum xalq xo'jaligi ob'ektlari, qishloq xo'jaligi, sanoat va fuqaro qurilishlari) $\gamma_n=0,95$;

III sinf uchun (bir qavatli turar joy binolari, omborxonalar, vaqtinchalik bino va inshootlar, xalq xo'jalik va ijtimoiy muhimligi cheklangan binolar) $\gamma_n=0,9$;

II BOB. BETON VA ARMATURANING FIZIK-MEXANIK XOSSALARI.

2.1. Betonning fizik-mexanik xossalari.

Betonning tarkibi, uning mustahkamligi va deformativ xususiyatiga ta'sir ko'rsatuvchi asosiy omil hisoblanadi. Bu masalani tushunish uchun beton qotishida hosil bo'ladigan fizik-kimyoviy jarayonni ko'rib chiqamiz. Beton tarkibi: sement, suv, qum va shag'aldan iborat. Suv sement bilan kimyoviy reaksiyaga kirishib va yopishqoq bir massa hosil qiladi. Beton qorishmasini aralashtirish natijasida suvda erigan sement gel kristallari qum – shag'al kristallarini birlashtiradi. Qotayotgan gel erigan sement, qum – shag'al kristallari bilan o'zaro birikib monolit qattiq betonga aylanadi.

Beton qorishmasi tayyorlashdagi suv miqdori beton tarkibi va mustahkamligiga ta'sir etuvchi asosiy omil bo'lib hisoblanadi. Suvni sement bilan kimyoviy birikishi uchun $W/C = 0,2$ bo'lishi yetarli, bunda W/C - suv miqdorini sement miqdoriga nisbati. Ammo, beton qorishmasini harakatchanroq bo'lishi va yuzaga yaxshi yotishi uchun suv me'yorida ko'proq quyiladi, ya'ni $W/C = 0,5 - 0,6$ xarakatchan qorishma; $W/C = 0,3 - 0,4$ qattiq qorishma. Beton tarkibidagi ortiqcha suv qotish jarayonida bug'lanadi va beton tanasida pufakchalar va kapilliyalar hosil qiladi bu g'ovaklar suv yoki havo bilan to'lgan bo'ladi. Bu betonning sifatiga ta'sir qilib, mustahkamligini kamaytiradi va deformatsiyasini oshiradi. Sement toshdagi g'ovaklarning umumiy hajmi 25-40% ni tashkil etadi (normal sharoitda qotganda). W/C kamayishi bilan sement toshdagi g'ovaklar ham kamayadi, natijada betonning mustahkamligi ortadi. Shuning uchun temirbeton ishlab chiqaradigan korxonalarda asosan qattiq beton qorishmasidan foydalaniladi.

Shunday qilib, beton tarkibi qum va shag'aldan hamda sement toshidan fazoviy panjara ko'rinishida tashkil bo'lgan va kimyoviy jihatdan bog'lanmagan suv, suv bug'i hamda havodan iborat bo'ladi. Fizik jihatdan beton 3 fazadan, ya'ni qattiq, suyuq va gaz ko'rinishdagi material sifatida tasavvur etiladi. Sement toshining tarkibi

ham bir xilda emas, ya'ni butun qorishmani tashkil etuvchi qayshqoq kristall o'simtalardan va yopishqoq massa geldan iborat. Sement toshining elastik va yopishqoqlik holati uning elastik va plastik xususiyatlariga ajratadi. Bu xususiyat betonni yuk ostida va uni tashqi muhit bilan bo'lgan ta'sirida yaqqol namoyon bo'ladi. Bundan ko'rinadiki, bir jinsli bo'lmagan jismda tashqi kuchlar (tashqi yuk, atrof muhit va b.) ta'sirida beton murakkab ichki kuchlanish holatida bo'ladi.

Hozirgi vaqtda qo'llanilayotgan beton mustahkamligi nazariyasida uning tarkibi (strukturalari) e'tiborga olinmaydi. Betonning mustahkamligi uning tarkibiga bog'liqligi masalasi shu vaqtgacha o'z yechimini to'liq topgani yo'q. Bu masalaning yechimi Markaziy Osiyo iqlim sharoiti tayyorlanadigan va shu sharoitda ishlatiladigan betonlar uchun juda muhim ahamiyat kasb etadi. Chunki beton quriq issiq iqlim sharoitida issiqlik va namlikning doimiy ravishda o'zgarib turishi natijasida (tashqi kuch ta'siridan tashqari) qo'shimcha ichki kuchlar ta'sirida kuchlanish holatida bo'ladi. Bu holat konstruksiyani hisoblash va loyihalash ishlarida yetarli darajada e'tiborga olinmaydi. Shu kungacha betonning mustahkamligi va deformatsiyasi xaqidagi ma'lumot faqat beton namunalarini sinash natijalari orqali aniqlanadi. Bunda betonning fizik va mexanik xossalari o'rtacha qiymatlari aniqlanadi va ular temirbeton konstruksiyalarni loyihalash uchun Hozirgi kunda asos qilib olingan.

Betonning mustahkamligi

Betonning mustahkamligi betonning eng muhim xarakteristikalaridan biri bo'lib, bu uning siqilishidagi mustahkamligidir. Yaqin yillargacha etalon sifatida betonning siqilishdagi mustahkamligini ifodalovchi betonning markasi degan ko'rsatkich qabul qilingan edi. Hozirgi kunda esa betonning sinfi degan ibora ishlatiladi. Betonning sinfi bilan markasi o'rtasidagi farq qabul qilinadigan qarshilik miqdorining ta'minlanishi bilan ifodalanadi.

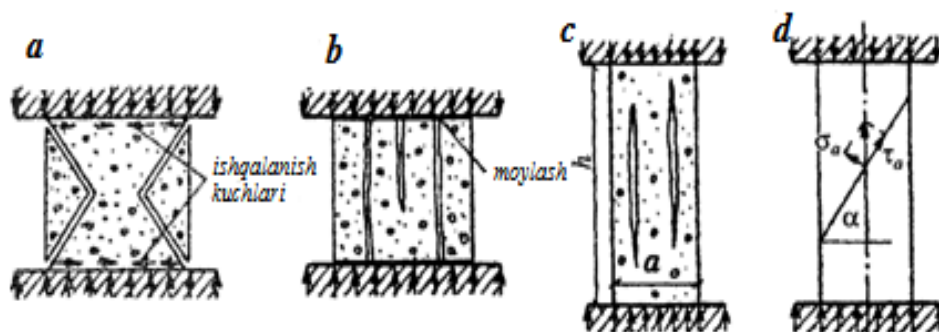
Betonning markasi uchun qarshilikning ta'minlanishi 50 foizni tashkil etadi (qarshilikning o'rtacha statistik miqdori), betonning sinfi uchun esa bu ko'rsatkich 95 foizni tashkil qiladi. Buning uchun siqilayotgan beton namunada buzilish xolatini ko'rib chiqamiz. Bu g'ayri tabiiy tuyilishi mumkin, lekin buzilish cho'zish chog'ida

mustahkamlik zaxirasini tugashi bilan bog'liq, siqish bilan emas. Cho'zishdagi mustahkamlik faqat uning ko'ndalang yo'nalishidagi kesim yuzasiga bog'liq. Betondagi har bir g'ovak va bo'shliq bir xil materialdagi teshik sifatida qaralishi mumkin, ya'ni uning atrofida kuchlanish paydo bo'ladi. Kuch ta'siriga perpendikulyar ravishda deformatsiya yuzaga keladi, Shu asosda yon atrofga yo'nalgan kengayish kuchlanishi paydo bo'ladi. Aynan ana Shu kuch maydoni siqilayotgan element taqdirini hal qiladi, dastlab ichki mikro yoriqlar paydo bo'ladi, ular bosimni ortishi bilan qo'shilishi natijasida ko'zga ko'rinadigan yoriqlar hosil qiladi va oqibatda beton sinadi. Temirbeton konstruksiyalarda beton asosan siqilishdagi kuchlanishni qabul qilish uchun ishlatiladi. Shuning uchun betonning mustahkamligi va deformativ xususiyati uning o'qi bo'ylab siqilishdagi mustahkamligi qabul qilingan. Qolgan mustahkamliklari (cho'zilishga, mahalliy siqilishga, kesilishga) va deformatsiya moduli betonning siqilishiga bog'liq va tajribalar asosida olingan koeffitsiyentlar yordamida empirik formula bilan hisoblaniladi.

Betonning kub mustahkamligi.

Konstruksiyalarda beton mustahkamligi beton kubini press yordamida siqish orqali sindirib sinaladi. Standart sifatida 15x15x15sm hajmdagi namuna qabul qilinadi, ularni 20-2° S haroratda va havoning nisbiy namligi 95 foizdan kam bo'lmagan sharoitda beton 28 sutkadan so'ng sinaladi.

Etalon kublarning vaqtinchalik qarshiligi- σ_u beton kubining mustahkamligi hisoblanadi.



2.1-rasm Beton kub va prizmani yuk ostida sinash tartibi

Beton mustahkamligiga namunalarning shakli va hajmi ta'sir qiladi: kub o'lchamlari qanchalik kichik bo'lsa, uning mustahkamligi shunchalik katta bo'ladi. Shunday qilib, kublarning siqishga bo'lgan qarshiligi o'lchami 10sm uchun 10 foizdan ortiq, 20sm uchun esa 7 foizdan kam, etalon kubga nisbatan. Bunda har xil o'lchamdagi siqilgan namunalarning qarshiligi bir xil emasligiga sabab- ishqalanish kuchi, bu namuna cheti bilan press tayanch plitasi o'rtasida ro'y beradi. Namuna ichiga yo'nalgan bu ishqalanish kuchlari kubning bo'ylama deformatsiyasiga to'sqinlik qiladi (bu bilan namuna mustahkamligi oshadi). Ishqalanish kuchining ta'siri chet qismidan uzoqlashgan sayin kamayadi, Shuning uchun kub 2ta kesik piramida shaklida sinadi.

Agar kubni siqishda ishqalanish kuchini moylash orqali yo'q qilinsa bo'ylama deformatsiya namoyon bo'ladi, ya'ni yoriqlar vertikal ketadi. Bunda betonning vaqtinchalik qarshiligi ikki marotabagacha kamayadi. Standart talabiga ko'ra kublar moylanmay sinaladi.

Betonning prizma mustahkamligi.

Temirbeton konstruksiyalarning shakli kublardan farq qiladi. Shuning uchun ularning mustahkamligini aniqlaganda kubik mustahkamligidan aniqlab bo'lmaydi. Konstruksiyalardagi betonning kuchlanish holati prizma kuchlanishiga mos keladi, chunki konstruksiyaning shakli prizmaning shakliga mos keladi. Shuning uchun konstruksiyalarni hisoblashda betonni siqishga bo'lgan mustahkamligi deb beton prizmani siqishdagi vaqtinchalik qarshiligi σ_{vi} qabul qilingan. Prizmali namunalarda ishqalanish kuchining ta'siri kamligi, lekin bir xil kesim yuzasi bo'lgani uchun siqilishdagi mustahkamligi kubik mustahkamligiga nisbatan kam. Betonning prizma mustahkamligi kubik mustahkamligining 72-77 foizini tashkil etadi.

Agar prizma balandligi «h» va «a» tomonlariga nisbati 3-4 ga teng bo'lganda σ_{bu} qiymati doimiy saqlanadi, boshqacha qilib aytganda bo'ylama deformatsiya rivojiga ishqalanish kuchining ta'siri kam bo'ladi. Bunda beton namunasining egiluvchanligiga ta'siri bilinmaydi, faqat $\frac{h}{a} \geq 8$ bo'lgandagina bilinadi. O'rtacha prizma mustahkamligi taxminan $\sigma_{bu} \approx 0.75\sigma_b$ ga teng. Prizma mustahkamligi deganda

balandligi «h»ning «a» tomonlarga nisbati 4ga teng bo'lgandagi siqilayotgan prizmaning vaqtinchalik qarshiligi qabul qilingan. O'lchamlari 15x15x60 sm kattalikdagi prizma standart sifatida qabul qilingan.

Betonning cho'zishdagi mustahkamligi sement toshini cho'zishga bo'lgan mustahkamligiga va uni to'ldiruvchilar bilan qanday bog'lanishiga bog'liq. Ma'lumki, betonning cho'zilishdagi mustahkamligi siqilishdagi mustahkamligiga qaraganda 10-20 barobar kam. Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi ko'pgina inshootlarda (masalan, gidrotexnika inshootlarida) beton mustahkamligining asosiy ko'rsatkichi hisoblanadi. Cho'zish kuchini aniqlashdagi qiyinchilik sinalayotgan (namunaning geometrik o'qini fizik o'qi bilan to'g'ri kelishi) betonning mustahkamlik chegarasini topish qiyin, shuning uchun amalda uni bilvosita yo'llar bilan aniqlanadi, ya'ni silindr namunalarini sindirish (раскалывают) yo'li bilan aniqlanadi. Betonning cho'zishdagi chegaraviy mustahkamligi (MPa) quyidagi empirik formula bilan aniqlanadi:

$$R_{bt} = 0.233\sqrt[3]{R^2} \quad (9)$$

yoki kubik namunalar uchun

$$R_{bt} = 0.5\sqrt[3]{R^2} \quad (10)$$

Betonni siqishga bo'lgan mustahkamligini ortishi, uning cho'zilishga bo'lgan mustahkamligini siqishga bo'lgan mustahkamligiga nisbatan kam. Masalan:

agar

$$\sigma \approx 0.1 \sigma_{bu}, \text{ бу н д а } \sigma_{bu} \approx 10 \text{ МПа}; \quad \text{лекин } \sigma_{bt,u} = 0.05 \sigma_{bu}, \text{ бу н д а } \sigma_{bu} = 50 \text{ МПа} \text{ teng}$$

Betonning deformatsiyasi.

Deformatsiya turlari. Betonning deformatsiyasi 2 guruhga betonga kuch ta'sir etmagan va etgan xolatdagi deformatsiyalarga bo'linadi. Kuch ta'sir etmagan holatdagi hajmiy deformatsiya betonni kirishishda yoki atrof muhit ta'sirida issiqlik va namlikning o'zgarishi natijasida paydo bo'lib, vaqt davomida rivojlanib boradi. Tashqaridan ta'sir etadigan yuklar kuch deformatsiyasini hosil bo'lishiga sabab bo'ladi. Yuqorida aytilgandek, beton elastik-plastik material hisoblanadi. Beton

kichik kuchlanishda ham elastik deformatsiya (tiklash) holatidan tashqari, unda noelastik (plastik) deformatsiya holati ham mavjud bo‘ladi.

Kuch deformatsiyasi uch turga bo‘linadi.

- qisqa muddatli yukni bir marotaba yuklashda;
- uzoq muddatli yuk ta’sirida;
- ko‘p karrali yuk ta’sirida;

Deformatsiya nazariyasiga ko‘ra betonning nisbiy deformatsiyasi, bu betonning absolyut uzayishi (yoki qisqarishi) ni, dastlabki holatidagi o‘lchamiga nisbati tushuniladi. Betonning muhim xossalardan biri uning hajmiy o‘zgarishidir. Beton hajmiy o‘zgarishiga olib keladigan sabablardan biri kirishishdir (усадка). Kirishish — betonning tabiiy holda qotishidagi hajmini kichrayishiga aytiladi. Betonni kichrayishiga qotayotgan sement gel hajmini kichrayishi va ortiqcha suvni beton tanasidan chiqishi sabab bo‘ladi. Kirishish beton yoshiga, sement miqdoriga, tayyorlash texnologiyasiga, elementning kesim yuzasi va shakliga bog‘liq. U dastlabki kunlari juda tez kechadi, keyinchalik asta sekin to‘xtaydi. Betonda sement va suv miqdori qancha ko‘p bo‘lsa hamda atrof-muhit namligi qancha past bo‘lsa kirishish shuncha ko‘p bo‘ladi. Tadqiqotlar shuni ko‘rsatadiki, kirishish deformatsiyasi quruq issiq iqlimli mintaqalarda nam iqlimiy mintaqalarga qaraganda 1,5...2 barobar va undan ko‘proq bo‘ladi. Ma’lumotlarga ko‘ra betonning kirishishi $\epsilon_{sh}=(30...50)\times 10^{-5}$ gacha bo‘lishi mumkin. Bu degani 1m. uzunlikda 0,3...0,5 mm gacha qisqarishi mumkin. Bunday deformatsiya bir qarashda kamdek ko‘rinadi, lekin u qurilishda o‘zining sezilarli ta’sirini ko‘rsatadi. Umuman shuni takidlash joizki, qurilish konstruksiyalarida deformatsiya miqdorini juda kichik konstruktiv elementlar deformatsiya miqdoriga nisbatan taqqoslab bo‘lmaydi.

Temirbeton konstruksiyalaridagi armatura kirishishni ikki martadan ortiq kamaytiradi. Bunga sabab Shuki, armatura ko‘proq elastiklik moduliga ega va u beton bilan birikib uni erkin deformatsiyalanishiga yo‘l qo‘ymaydi. Kirishish betonni armatura bilan yanada mahkam tishlashishiga (ssepleniya) sabab bo‘ladi, bu albatta ijobiy holdir, ammo betonning turli qatlamlarini har xildagi kiriShuvi (yuqori qismida-ko‘proq, ichki qismida-kamroq) ichki kuchlanishni yuzaga keltiradi (ichki

qatlamlar ustki qatlamini erkin deformatsiyalanishiga qarshilik qiladi, natijada yuzadagi qatlamlarda tortishish kuchi yuzaga keladi). Bu kuchlanishlar betonda mikrobuzilishga olib kelishi mumkin. Mikrobuzilishlar asosan to'ldiruvchi bilan sement toshi bog'langan sirtlarda paydo bo'ladi, bunday holatni bo'lmagani ma'qul. Shuni ta'kidlash joizki, hajmi katta bo'lgan konstruksiyalarda kirishish ta'siri ancha sezilarli bo'ladi.

Betonni suvda qotayotganda hajm jixatdan kengayishi shishish deyiladi. Shishganda beton deformatsiyasining qiymati kichrayishga qaraganda 2-5 marta kam, ya'ni shishishning o'rtacha qiymati 0,10mm/m teng. Betonni harorat ta'siridagi deformatsiyasi alohida ahamiyatga ega.

Harorat deformatsiyasi va kuchlanishini hisoblash uchun betonning chiziqli kengayish koeffitsiyentidan foydalaniladi, uning qiymati tajriba ma'lumotlariga ko'ra -40°C dan $+50^{\circ}\text{C}$ gacha bo'lgan haroratda o'rtacha $\alpha_t = (0,7 \dots 1) \cdot 10^{-5} \text{ 1/grad}$ tashkil etadi. (harorat 1°C o'zgarganda beton deformatsiyasi 0,01 mm/m ni tashkil etadi. Bu koeffitsiyentning qiymati to'ldirg'ichning turiga, beton qorishmasining tarkibiga, atrof muhitning issiqlikligi va namliyligiga, betonning yoshi va o'lchamlariga bog'liq. Betonning deformatsiyasi prizmani siqish yo'li bilan aniqlanadi. Agar prizmani bosqichma-bosqich yuklansa va bunda har bir bosqich deformatsiyani ikki martadan o'lchansa (yuk qo'yilganda va ma'lum muddatdan so'ng), kuchlaninish - deformatsiyalanish « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » diagrammasida pog'onali chiziq hosil bo'ladi. YUk qo'yilishi bilan o'lchangan deformatsiya-elastik va u kuchlanishga to'g'ri proporsional, yuk ostida ushlab turilgan vaqtda rivojlangan deformatsiya-plastik deformatsiya bo'ladi.

Elastik deformatsiya namunani tez yuklanganda hosil bo'ladi. YUklash tezligini kamaytirish yoki namunani yuk ostida uzoq vaqt ushlab turish, plastik deformatsiyaning o'sishiga sabab bo'ladi. To'liq deformatsiya elastik $-\varepsilon_e$ va plastik $-\varepsilon_{r1}$ deformatsiyaning yig'indisi $\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{r1}$ ga teng bo'ladi. YUklash bosqichlari ortib borganda « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » grafigi egri chiziqdan iborat bo'ladi. Ma'lum bosqichdagi kuchlanishni nolgacha tushirilganda namunadagi qoldiq plastik deformatsiya xosil

bo‘ladi, u vaqt o‘tishi bilan qisman tiklanadi (taxminan 10%). Bu holat elastik qoldiq deformatsiyasi $-\varepsilon_{er}$ deyiladi. Shunday qilib, deformatsiya qiymati kuchlanish miqdoriga va yukning ta’sir vaqtiga bog‘liq. Tajribadan kelib chiqdan xolda kuchlanish va deformatsiya orasidagi bog‘liqlikni ($\sigma_b \leq \sigma_{bu}$) Guk qonuniga asosan, betonning modul uprugosti E_b bilan belgilash mumkin.

$$E_b = \tan \alpha_0 = \sigma_b / \varepsilon_b \quad (11)$$

Elastiklik moduli beton mustahkamligiga bog‘liq bo‘lib $\sigma_b > 0,3 \sigma_{bu}$ bo‘lganda, plastik deformatsiya yuqori qiymatga ega bo‘ladi. Hisoblashda o‘rtacha modul yoki uprugoplastik modul deformatsiyasidan foydalaniladi. Bu tangens burchagidan iborat bo‘lib, to‘la deformatsiya egri chizig‘idagi berilgan nuqta bilan kesishgan joydan o‘tgan

$$E_{b, re} = \tan \alpha_1 = \sigma_b / \varepsilon_b \quad (12)$$

to‘g‘ri chiziqdir. Betondagi kuchlanishni elastik va to‘liq deformatsiya orqali ifodalansa quyidagi kelib chiqadi:

$$\sigma_b = \varepsilon_b E_b = \varepsilon_b E_{b, re} \quad \text{bundan} \quad (13)$$

$$E_{b, re} = \varepsilon_e / \varepsilon_b E_b = \nu E_b \quad (14)$$

Bunda ν beton siqilgandagi elastik-plastik holatini aniqlaydigan koeffitsent. Uning qiymati $\nu = 1-0,45$ bo‘ladi, agar qisqa muddatli yuk

ta’sirida bo‘lganda; $\nu = 0,1-0,15$ bo‘ladi agar uzoq muddatli yuk ta’siri ostida bo‘lsa. Beton Cho‘zilganda elastik plastiklik moduli

$$E_{bt, rl} = \nu_t E_b \quad (15)$$

Bunda ν_t - Cho‘zilganda betonning elastik plastik holatini aniqlovchi koeffitsiyent $\sigma_{bt} = \sigma_{bt, u}$ bo‘lganda tajriba ma’lumotlariga ko‘ra $\nu_t = 0,5$ ga teng bo‘ladi. Elastiklik moduli betonning sinfi ortishi bilan ortib boradi.

Xulosa qilib aytganda betonning deformatsiyasi, bir tomondan betonning tarkibiga, mustahkamligi va zichligiga, to‘ldirgich va sementning elastik-plastik xossalariga, ikkinchi tomondan esa kuchlanish holatlariga, yukning qiymati va davomiyligiga hamda iqlim sharoitiga bog‘liqdir.

2.2. Betonning sinfi va markalari.

Beton va temirbeton konstruksiyalarni loyihalashda ishlatilish sohasi va joyiga qarab sifat ko'rsatkichi sifatida betonning sinflari va markalari o'rnatilgan.

Beton mustahkamlik bo'yicha quyidagi siniflarga bo'linadi: markaziy siqilish bo'yicha –B va markaziy cho'zilish bo'yicha-Vt.

Betonlar fizik xususiyatlariga ko'ra quyidagi markalarga bo'linadi: sovuqbardoshlik bo'yicha – F. suv o'tkazmaslik bo'yicha –W. zichlik bo'yicha –D

Betonning siqilishdagi mustahkamlik bo'yicha sinflari quyidacha o'rnatilgan: B7,5, B10, B12,5, B15, B20, B25, B30, B35, B40, B45, B50, B55, B60

Betonning cho'zilish dagi mustahkamlik bo'yicha sinflari quyidacha o'rnatilgan: Bt0,8, Bt1,2, Bt1,6, Bt2, Bt2,4, Bt2,8, Bt3,2.

Betonning siqilishdagi mustahkamlik bo'yicha sinflari kirralari 15x15x15sm bo'lgan beton kublarni 28 sutka 20°+2°c haroratda va muhitning nisbiy namligi 80-90% bo'lgan sharoitda saqlab va sinash natijalariga ko'ra o'rnatiladi.

Betonning sinfi konstruksiyaning belgilanishi va uni ishlatilish sharoitlariga qarab texnik –iqtisodiy muloxazalarga ko'ra tanlanadi.

Betonning sovuqbardoshlik bo'yicha markasi suvga to'yingan beton kubning navbatma- navbat muzlash va erish sikllarining miqdori bilan o'rnatiladi.

Og'ir betonlar uchun quyidagi markalar o'rnatilgan: F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400, F500.

Betonning suv o'tkazmaslik bo'yicha markasi suvning Shunday bosimiga to'g'ri keladiki, bu bosimda suvning beton namunalar orqali sizib o'tishi kuzatilmaydi. Betonlar uchun suv o'tkazmaslik bo'yicha quyidagi markalar o'rnatilgan: W2, W4, W6, W8, W10, W12.

Betonning zichlik bo'yicha markasi betonning quritilgan xoldagi o'rtacha zichligiga mos keladi va kg/m³ da ulchanadi. Yengil betonlar uchun D800- D1800, yengillashtirilgan betonlar uchun D1900- D2200, Og'ir betonlar uchun D2300- D2500 o'rnatilgan.

2.3. Armaturaning vazifasiga, yuza shakliga va ishlatilishiga ko'ra turlari

Po'lat sterjenli armatura hisoblash yo'li bilan hamda konstruktiv yoki ishlab chiqarish talablari asosida betonga joylashtiriladi. Armatura temirbeton konstruksiyalarida cho'ziluvchi kuchni qabul qilish va betonning siqilgan qismini kuchaytirish uchun qo'llaniladi. Armaturalar ishlatilishiga ko'ra: ishchi, konstruktiv, montaj armaturalariga bo'linadi. Ishchi armatura hisoblash yo'li bilan aniqlanadi (cho'ziluvchi yoki siqiluvchi kuchini qabul qilish uchun) Montaj armaturasi ishchi armaturani loyihada ko'rsatilgan xolatdagi joyini belgilash uchun, karkas bilan birlashtirish uchun qo'yiladi. Betonda hisobda e'tiborga olinmagan kirishish va tobtashlash, hamda temperaturaning o'zgarish kuchini hisobga olish uchun konstruktiv (yoki taqsimlovchi) armatura armaturalar o'rtasida kuchlanishni bir xil taqsimlash uchun qo'yiladi. Ishchi va konstruktiv armatura montaj armatura vazifasini ham bajarishi mumkin.

Temirbeton konstruksiyalarida qo'llaniladigan armaturalar quyidagi xususiyatlari bilan farqlanadi:

-tayyorlash texnologiyasiga ko'ra qizdirib prokatlangan va sovuqlayin Cho'zilgan;

-yuza shakli silliq va davriy profilli;

-qo'llash usuli oddiy va zo'riqtirilgan.

Shuni aloxida ta'kidlash joizki, temirbeton konstruksiyalarida davriy profilli sterjenli armaturalar keng qo'llaniladi. Davriy profilli armaturani 1889 yilda F.Ransen (AQSH) ixtiro qildi. Armatura sirtining davriy profilli shakli (ya'ni uning g'adir-budurligi) uning beton bilan yopiShuvini yanada oshiradi, bu esa o'z navbatida, beton cho'zilishga ishlaganida, Yoriqlarning kengayishini kamaytiradi, armaturani betondagi mustahkamlashi bo'yicha maxsus choralar ko'rishdan xalos etadi. Sterjenli va simli armaturalar egiluvchan armatura deyiladi. Ayrim xollarda egiluvchi armaturadan tashqari egilmaydigan bikr yuk ko'taruvchi armaturalardan ham foydalaniladi (shveller, qo'shtavr va b).

2.4. Armaturaning fizik-mexanik xossalari

Armatura po‘latlari mexanik xususiyatlariga ko‘ra yumshoq yoki qattiq bo‘ladi. Yumshoq po‘lat plastik va ma’lum darajada (25% gacha) uzayish xususiyatiga ega. Ma’lumki, po‘latning asosiy fizik-mexanik xossalari armaturani cho‘zishga sinash jarayonida olinadigan «kuchlanish-deformatsiya» $\sigma_s - \varepsilon_s$ diagrammasidan aniqlanadi.

Yumshoq po‘lat uchun kuchlanish va deformatsiya orasidagi chiziqli va oqish chegarasining aniqligi o‘ziga xosdir. Oquvchanlik chegarasi uchun qo‘llaniladigan kuchlanishi- σ_u bunday xolatda namunada kuchlanishni oshirmay turgan xolda deformatsiya ortadi. Uzilishdagi vaqtinchalik qarshilik- σ_u namunani uzilishiga olib keladigan kuchlanish. Yumshoq po‘latning oquvchanlik chegarasi $\sigma_u = 200-400$ MPa, vaqtinchalik qarshiligi esa $\sigma_u = 380-600$ Mpa ga teng.

Armaturaning mustahkamligini oshirish va uzilishdagi uzayishini kamaytirish uchun o‘tda toblash yoki mexanik ishlov berish yoki tarkibiga marganets, kremniy, xrom va boshqa qo‘shimchalar qo‘shish orqali erishiladi.

Armatura po‘latini o‘tda toblash, ya’ni termik mustahkamlash qizdirish (800-900°S gacha qizdirish va moyda tez sovutish) va yana qisman qizdirish (300-400°S gacha qizdirish va asta sovutish) orqali bajariladi. Termik toblangan po‘latlarda shartli oqish chegarasi plastik zona tarafiga qarab asta-sekin yuqoriga ko‘tariladi. Xuddi Shunday xolat « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » diagramma yuqori aralashmali (yuqori legirlangan) armatura po‘latlari uchun ham xosdir. Bunday po‘latlarda aniq ko‘rinadigan oqish maydonchasi yo‘q. Ular uchun oquvchanlikning shartli chegarasi kuchlanish $\sigma_{0,2}$ deb belgilanadi, bunda qoldik deformatsiya 0,2% ga teng. Bunda po‘latning uzilishdagi uzayishi shartli oquvchanlik chegarasida uzayishi 8% ni tashkil etadi, $\sigma_{0,2} = 600 \dots 1000$ MPa; $\sigma_u = 900 \dots 1200$ MPa.

Po‘latni mexanik usulda mustahkamligini oshirish uchun (sovuq xolda cho‘zish) ichki kristall to‘r tuzilishi xolatini o‘zgarishiga bog‘liq bo‘ladi. Po‘latni σ_k -kuchlanishgacha uzaytirilganda, σ_u dan ortishi proporsionallik chegarasini

ko'tarilishiga olib keladi. Takroriy cho'zishda kuchlanishning yangi oqish chegarasi sun'iy ravishda orttirilgandek bo'lib qoladi. Natijada, mustahkamligi oshirilgan oddiy sim armatura olinadi. Ko'p karrali cho'zish po'latni mexanik mustahkamligini oshirishning boshqa turi hisoblanadi, ya'ni unda « $\sigma_s - \epsilon_s$ » nisbati uzilishgacha chiziqli bo'lib qoladi, bunda mustahkamlik chegarasi anchaga uzayadi. Bunday texnologiya asosida mustahkamligi yuqori bo'lgan armaturali sim olinadi. Qattiq po'latlarning eng ko'p uzayishi 4-6% ni tashkil etadi, oddiy armaturalar uchun $\sigma_u = 380 \dots 550$ MPa, yuqori mustahkam simli armatura uchun esa $\sigma_u = 1300 \dots 1900$ MPa tashkil etadi.

Armaturalarning elastiklik xususiyati elastik moduli bilan xarakterlanadi va u 0,15 dan 0,4 gacha oraliqda bo'ladi.

Temirbeton konstruksiyalarini yuk ta'sirida me'yorda ishlashi uchun, hamda armatura ishlarini mexanizatsiyalash uchun uning plastiklik xususiyati, charchash natijasida emirilishi va boshqa holatlari katta ahamiyatga ega. Po'latning plastiklik xossasini kamayishi armaturani mo'rt uzilishiga olib keladi. O'tda toblangan yoki tortish bilan mustahkamlangan po'lat armaturalarni payvandlash mumkin emas, negaki bunda mustahkamlik samarasini yo'qoladi.

Shuni alohida ta'kidlash joizki, seysmik rayonlar uchun armatura po'latlarini plastik xususiyatlari alohida ahamiyatga ega, negaki plastiklik xossasi, masalan statik noaniq konstruksiyalarda kuchlanishni tekis taqsimlash imkonini beradi.

2.5. Armaturalar tavsifi

Armatura po'latlari asosiy mexanik xususiyatiga qarab, toifalarga bo'linadi. Bunda kimyoviy tarkibiga ko'ra turli markadagi po'latlar bir toifaga kirishi mumkin.

Temirbeton konstruksiyalari uchun armatura, armaturani qayerda ishlatilishi, beton sinfi va turini, armatura maxsulotlarini tayyorlash sharoiti (payvandlangan yoki bog'langan) va konstruksiyasi, binoni qurish va foydalanish sharoitini hisobga olgan holda tanlanadi.

Armatura sinfi «A» xarfi va rim raqami (raqam qancha katta bo'lsa, po'lat Shuncha mustahkam bo'ladi) bilan belgilanadi. Ular quyidagi sinflarga bo'linadi: A-

I; A-P; A-III; A-IV; A-V; A-VI- issik, ishlov berilgan, A- III v-cho‘zib mustahkamlangan; At-III; At-IV; At-V; At-VI- termik mustahkamlangan armaturalar. Me‘yoriy hujjatlarda armaturaning uzilishidagi nisbiy uzayishining eng kam miqdori beriladi. Bu qiymatlar A-I-25%, A-P-19%, A-III-14%, A-IV÷A-VI-6% gacha va termik mustahkamlangan armatura uchun esa A_t-IV; A_t-V; A_t-VI mos ravishda nisbiy uzayishi 8; 7 va 6 %gacha teng.

Barcha sinfdagi armatura (A-I sinfidan tashkari) davriy profilga ega. Armaturaning tashqi ko‘rinishiga qarab, A-I tekis sillik yuzaga ega. A- II armatura «vint» ko‘rinishiga, A-III, A-IV, A-V, A-VI sinfli armaturalar esa «archa» ko‘rinishiga ega. Armatura sinflarini tashqi ko‘rinishidan ajratib olish uchun ularning yon tomoni bo‘yab qo‘yiladi: A-V-qizilga, A_t-V -ko‘kka, A_t-VI yashil ranga.

Sovuq holda cho‘zilgan sim armatura «V» harfi bilan belgilanadi va quyidagi sinflarga bo‘linadi: Vr-I- davriy profil ko‘rinishidagi oddiy armatura simi; V-P- yuqori mustahkamlikdagi tekis sillik sim; Vr-P-davriy profilli yuqori mustahkam armatura simi; K-7-etti simli arqon; K-19-o‘n to‘qqiz simli arqon.

Beton bilan yaxshiroq yopiShuvi uchun sovuq holda tortilgan sim davriy profilli qilib yasaladi, u silindrik yuzani ma’lum oraliqda ezish hisobiga hosil qilinadi (Vr-I; Vr-P;)

Etti simli arqonlar K-7 bir xil diametrdagi ettita simdan tayyorlanadi va u o‘rtadagi o‘zak simga to‘g‘ri chiziqli oltita simni yondoshtirib o‘raladi (K-19 uchun esa 18 sim ikki qatorda yondoshtirib o‘raladi).

Yondoshtirib o‘ralgan arqonlarning davriy ko‘rinishi ularning beton bilan yaxshi yopishishiga imkon beradi.

Shuni alohida ta’kidlash joizki, hozirgi kunda GOST 5781-94 asosan hamda Evrostandartga o‘tish munosabati bilan armatura klassifikatsiyasini belgilashda ma’lum o‘zgartirishlar qilindi. Armaturaning mustahkamlik bo‘yicha sinfi me‘yoriy standartlarda belgilangan oqish chegarasi bilan belgilanib, u N/mm² birligi bilan aniqlanadigan bo‘ldi. Misol uchun A-I sinfli armaturaning cho‘zilishdagi vaqtinchalik qarshiligi $R_s=380$ MPa, oqish chegarasi $\sigma_T=235$ N/mm² (A 240) va A-II sinfi uchun esa Shunga mos ravishda $R_s=500$ MPa, $\sigma_T=295$ N/mm² (A 300) deb belgilab qo‘yildi.

Xuddi Shuningdek A-III (A400), A-IV, A-V (A 800), A-VI (A1000) sinflariga bo‘linadigan bo‘ldi. Bunda armaturaning mexanik xossalari 1.1-jadvalda ko‘rsatilgan me‘yoriy qiymatlariga to‘g‘ri kelishi kerak.

Shu kunda O‘zbekiston xududidagi aksariyat qurilishlarida GOST 10884-94 bo‘yicha Bekobod metallurgiya kombinatida tayyorlangan, termomexanik usulda ishlov berilgan, asosan diametri 12...18mm A-III sinfli armaturalar ishlatilmoqda. Bu armaturalar mustahkamlik ko‘rsatkichi bo‘yicha me‘yor talablariga javob beradi.

Evrostandart bo‘yicha armatura sinfi va uning ko‘rsatkichlari.

2.1-jadval

Armatura sinfi	Tashqi ko‘rinishi	Diametri $\varnothing$, mm	Oqish chegarasi $\sigma_T, N/mm^2$	Cho‘zilish-dagi vaqtli qarshiligi R_s, MPa	Nisbiy uzayishi $\delta_s, \%$	Tarkibi
1	2	3	4	5	6	7
A-I(A 240)	Silliq sirtli	6-40	240	380	25	St3 kp, St3 ps, St3 sp
A-II(A 300)	Davriy	10-40 8-40	300	500	19	St5 sp, St5 ps 18 G 2 S
As-II(A300)	“ – “	10-40	300	450	25	10 GT
A-III (A400)	“ – “	6-40 6-22	400	600	14	35Gs, 25G 2S, 32 G2 R ps
A-IIIs (At400) (At500)	“ – “	6-40 6-40	440 500	550 600	16 14	St3sp, St3 ps, St5 sp, St3 ps
A-IV (A600)	“ – “	10-18 (6-8) 10-32 36-40	600	900	6	80s 20xG 2 S
At-IV (At600) At-IVs (At600s) At-IVk (At600k)	“ – “	10-40	600	800	12	2 GS 25 G 2 S, 35 GS 10 GS 2, 08G2S
A-V (A800) At-V (A800)	“ – “ “ – “	6-40 10-32 18-32	800 800	1050 1000	7 8	23x2G2T 20GS, 08G2S, 35GS, 25S2R
At-Vk (At800k)	“ – “	18-32	800	1000	8	35GS, 25 2R
A-VI (A1000) At-VI (At1000) At-VIk (At1000k)	“ – “ “ – “	10-22 10-32 10-32	1000 1000 1000	1250 1250 1250	6 7 7	22x2G2AYU 20GS, 20GS2 25S2R, 20xGS2
At-VII (At1200)	“ – “	10-32	1200	1450	6	30xS2
V-I	Silliq sirtli	3-5	--	500	2-3	

Vr-I	Davriy	3-5	--	550-525	“--“	
V-II	Silliq sirtli	3-8	--	1900-1400	4	
Vr-II	Davriy	3-8	--	1800-1300	4	
K-7	Sim arqon	4,5-15	--	1900-1650	4	

2.6. Armaturalash usullari.

Temirbeton konstruksiyalarni ishlab chiqarishni tezlashtirish maqsadida payvandlangan sim to‘r va karkas ko‘rinishidagi armaturalar qo‘llaniladi. Uzunasiga ishchi sterjen bir yoki ikki qator qilib joylashtiriladi. Uzunasiga joylashtirilgan sterjenlarni ko‘dalangiga joylashtirilgan sterjenlar bilan bir tomonlama payvandlash texnologik jihatdan qulayroq.

Yassi karkaslarni ba‘zan to‘r deb ham yuritiladi. Yassi karkaslar odatda opalubkaga o‘rnatilgandan so‘ng loyihada ko‘rsatilgan xolatlarini saqlash uchun bir-biri bilan ulash uchun bog‘lovchi sterjenlar qo‘llaniladi, natijada fazoviy karkas hosil bo‘ladi.

Payvand karkaslarini loyihalashda kichik diametrli sterjenlarni kuydirib qo‘ymaslik uchun payvandlash texnologiyasi shartlarini hisobga olish zarur, buning uchun $d_w > 0.25 \cdot d$ bo‘lishi shart, bunda d_w -ko‘ndalang qo‘yilgan sterjenlar diametri, d -uzinasiga qo‘yilgan sterjenlar diametri. Payvandlangan karkaslar uzun elementlarni (to‘sin, ustun va h.k.) armaturalash uchun, payvand to‘rlar esa asosan plita konstruksiyalarini armaturalash uchun qo‘llaniladi. Ishchi sterjenlar yo‘nalishiga qarab:

a) uzunasiga joylashgan ishchi armatura;

v) ko‘ndalangiga joylashgan ishchi armatura;

s) har ikkala yo‘nalishda joylashgan ishchi armatura turlariga bo‘linadi.

To‘rlar o‘rama va yassi holda bo‘ladi. O‘rama to‘rlarda uzunasiga qo‘yilgan ishchi armatura diametri 5mm dan ortiq bo‘lmagan armaturalardan tayyorlanadi. Agar diametri 5mm dan ortiq bo‘lsa, ishchi armaturasi ko‘ndalang joylashgan o‘rama to‘rdan yoki yassi karkaslardan foydalaniladi. O‘rama to‘rlarda ko‘ndalang sterjenlarning maksimal diametri 8mm dan oshmaydi.

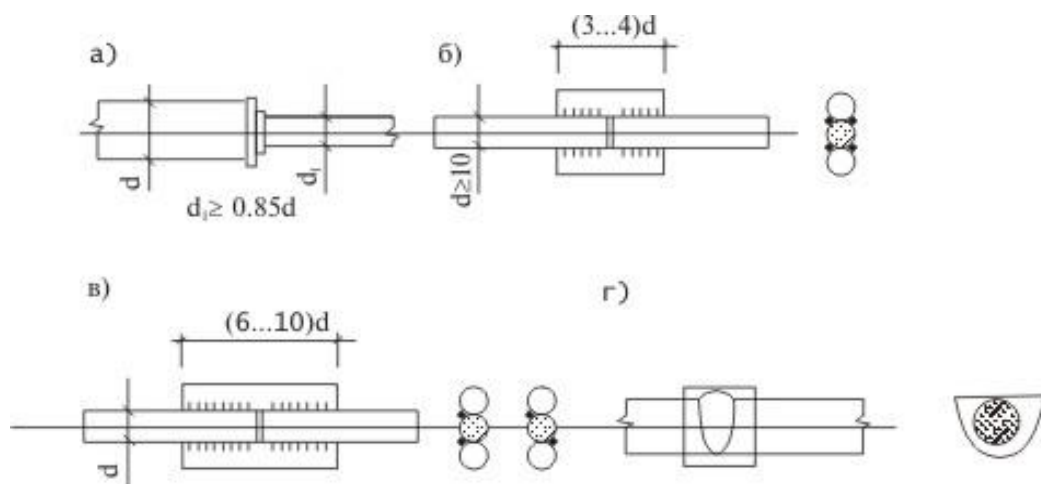
O'rama va yassi to'rlar B-1, B_r-1, A-I, A-II, A-III sinfli armaturalardan tayyorlanadi.

To'qima to'r va karkaslar murakkab ko'rinishli shakllarda va monolit konstruksiyalarda, Shuningdek dinamik va ko'p takrorlanadigan yuk ta'sirida ishlaydigan konstruksiyalarda qo'llaniladi. To'qima to'r va karkaslar yumshoq ($d = 0,8 \dots 1$ mm) sim bilan sterjenlar bir-birini kesib o'tgan joyidan bog'lab chiqiladi.

Armaturalarni chokli yoki yoyli payvandlash usuli bilan hamda payvandlamay birlashtiriladi. Zavod sharoitida 10 mm va undan ortiq diametrli armatura sterjenlarni birlashtirish uchun chok ulash (kontakt) usulidagi payvandlashdan foydalaniladi (1.1 - rasm). Qurilish sharoitida 20 mm va undan ortiq sterjenlarni chokini ulash uchun yoyli vanna usulida payvandlash qo'llaniladi. Diametri 20 mm dan kam bo'lgan sterjenlarni ikki tarafidan qo'yilgan armatura bo'lagiga to'rt yon chok ey payvand qilinadi (1.1 b-rasm). Shuningdek, ikki uzun (bir tomondan) yon chokli payvand ham qo'llash mumkin. Payvand to'rlarining uchlari bir-biriga kirgan holda ishchi armatura yo'nalishida chok payvandsiz bajariladi. (2.2 rasm) Birlashtirilayotgan ishchi sterjenlar har xil yoki bir xil yo'nalishda joylashtiriladi. Bunda to'rning uzunasiga ishchi armatura birlashgan qismida ko'ndalang ikki dona sterjendan kam bo'lmagan payvandlangan to'rlari bir-biriga kirgan holda joylashishi kerak.

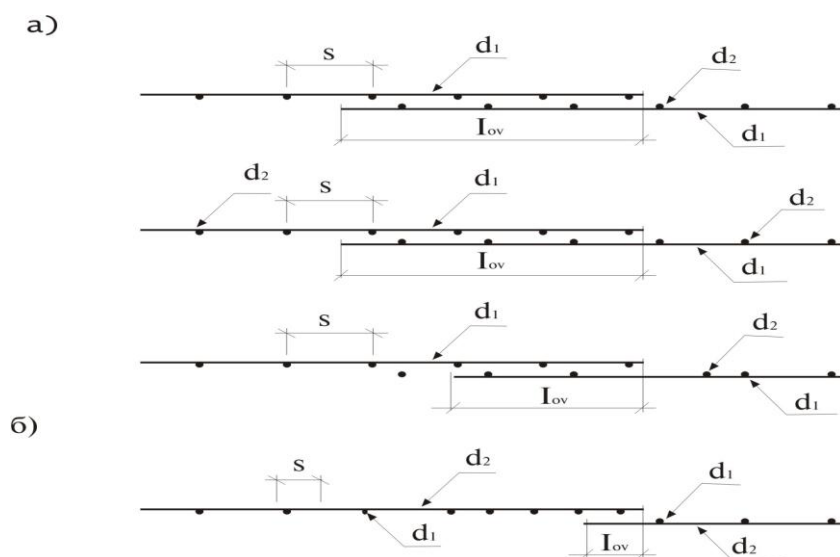
To'rdagi ishchi sterjenlarning payvandlangan qismining zaruriy uzunligini beton va armatura sinfiga bog'liq holda formula yordamida aniqlanadi.

Ikkinchi yo'nalishda (ishchi armatura ko'ndalang joylashgan holda) payvand to'r choklari (taqsimlovchi armatura birlashtirilayotgan paytda) bir biriga 50 mm kiritilib taqsimlovchi armatura diametri 4 mm gacha bo'lsa, agar diametri 4 mm dan ortiq bo'lsa 100 mm uzunlikda payvandsiz bir-biriga kiritiladi. (2.2 v-rasm).



2.2-rasm. Armturani payvandlash

a-chok ulash; v-yoy payvand (ikki tomonli yon chok);
b-yoy payvand (turt tomonli yon chok); g-yoyli vanna;



2.3-rasm. Payvandlangan sim to'rlarni bir-biriga ulanishi.

a- ishchi armatura yo'nalishida; b- taqsimlovchi armatura yo'nalishida. d_1 - ishchi armatura diametri; d_2 -ko'ndalang armatura diametri; L_{ov} -sim to'rlarini bir-biriga kiritilgandagi uzunligi.

2.7. Beton va armaturaning me'yoriy va hisobiy qarshiliklari.

Betonning me'yoriy va hisobiy qarshiliklari.

Betonning mustahkamlik xarakteristikasi o'zgaruvchan kattalik hisoblanadi. Hatto bir beton qorishmasidan tayyorlangan namunalar sinalganda ular turli mustahkamlikka ega bo'lib, bu esa uning tarkibini bir xil emasligi va sinash sharoitining har xilligi bilan izohlanadi. Konstruksiya'dagi beton mustahkamligini

o'zgaruvchanligiga uskuna sifati, ishchilarning malakasi, beton turi, qotish sharoiti va boshqa omillar ta'sir qiladi. Shuning uchun konstruksiyaning etarli ishonchliligini ta'minlashga ma'lum sinfidagi beton uchun Shunday mustahkamlik qiymati belgilanishi kerakki, u ko'p xolatlarda talab qilingan konstruksiya mustahkamligidan kam bo'lmasin. Beton mustahkamlik xarakteristikasi umuman ma'lum xarakterga ega bo'lib, u ehtimollik-statistik qonunlariga bo'ysunadi. Hisob ishlarida betonning mustahkamlik xarakteristikasini aniqlashda ehtimollik nazariyasi usulidan foydalaniladi. Ammo konstruksiyani tayyorlashda beton qorishmasini tashishda, betonni quyishda, shibbalashda, qotish jarayonida va boshqa ko'prina omillar betonning mustahkamligiga ta'sir ko'rsatadi, bu esa o'z navbatida me'yoriy qiymatdan ma'lum miqdorga farq qilishiga olib keladi. Bu farqlarni statistik yo'l bilan to'liq hisobga olishning imkoni yo'q. Shuning uchun, betonning mustahkamligidagi farqi γ_b ishonchlilik koeffitsiyenti orqali hisobga olinadi va betonning me'yoriy qarshiligiga bo'linadi. Konstruksiyaning mustahkamligi betonni siqishga bo'lgan R_{bn} prizma mustahkamligi bo'yicha baholanadi. Unda betonning hisobiy qarshiligi chegaraviy holatning birinchi guruxi bo'yiga quyidagi formula orqali aniqlanadi.

$$R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bc}}; \quad R_{bt} = \frac{R_{btn}}{\gamma_{bt}}, \quad (16)$$

bunda

$\gamma_{bs}=1,3$ -betonni siqishdagi ishonchlilik koeffitsiyenti;

$\gamma_{bt}=1,5$ -betonni cho'zishdagi ishonchlilik koeffitsiyenti.

Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi siqishdagi mustahkamligini orqali empirik formula bo'yicha aniqlanganda uning miqdori siqishdagi mustahkamligiga qaraganda katta o'zgaruvchanlikka ega, negaki unga formulaning noaniqligi ta'sir ko'rsatadi, Shuning uchun cho'zilishga bo'lgan mustahkamlik koeffitsiyenti γ_{bt} , koeffitsiyent γ_{bc} qiymatidan katta bo'ladi.

Chegaraviy holatni ikkinchi guruhi bo'yicha betonning hisobiy qarshiligi [9] $\gamma_b=1(\gamma_{bc}=\gamma_{bt}=1)$ me'yoriy qiymatiga teng deb qabul qilinadi: $R_{b,ser}=R_{bn}$; $R_{bt,ser}=R_{btn}$

Bunda, konstruksiya ishonchliligini ta'minlash uchun hisobga kiritilgan zaxira omili bo'lib hisoblanadi.

Betonning me'yoriy va hisobiy qarshiliklari R_b ; R_{bt} ; $R_{b,ser}$ $R_{bt,ser}$ va E_b 1,2-jadvalda keltirilgan.

Chegaraviy holatning birinchi guruxi bo'yicha temirbeton konstruksiyasini hisoblashda betonning hisobiy qarshiligi, ishlash sharoiti koeffitsiyent γ_{bi} bilan birgalikda hisobga olinadi va u $1 < \gamma_{bi} < 1$ bo'lishi mumkin, ular betonga turli omillar ta'sirida mustahkamligini o'zgarishini hisobga oladi. Masalan: $\gamma_{bi}=0,5...1,0$ -ko'p takrorlanadigan yuk ta'siri oqibatida. Bu koeffitsiyent betonni chidamlilikka hisoblashda foydalaniladi. $\gamma_{b2}=0.85...1.0$ konstruksiyaning mustahkamlikka hisoblashda ishlatiladi. γ_{b2} koeffitsiyenti betonning vaqtincha va uzoq muddatli qarshiligi orasidagi farqni hisobga oladi. Bu farq eksperimentlarning ko'rsatishi bo'yicha 20... 25% ga etadi. Bundan tashqari, koeffitsiyent qiymatiga beton mustahkamligini ortib borishi va uning tarkibi ham ta'sir etadi:

$\gamma_{b5}=0,85$ -ko'ndalang kesimining yuzasi 30sm dan kam bo'lmagan monolit ustunlar uchun.

$\gamma_{b7}=0,85$ -quyosh radiatsiyasi ta'siridan himoyalangan beton konstruksiyalar uchun. Bu koeffitsiyent Markaziy Osiyo hududi uchun juda muhim hisoblanadi. Bu mintaqada beton 50⁰ S va undan ortiq darajada qiziydi natijada mustahkamligi kamayadi.

Ishlash sharoiti bo'yicha koeffitsiyentlari bir-biridan qat'iy nazar qo'llaniladi, ammo ularning qiymati 0,45 dan kam bo'lmasligi kerak. Ishlash sharoiti bo'yicha koeffitsiyentlari γ_{b1} γ_{b2} γ_{b6} γ_{b7} γ_{b9} γ_{b11} ma'lum hisobiy qarshiliklar R_b va R_{bt} hisobga olishda foydalaniladi. (4-ilova)

$R_{bt,ser}$ aniqlashda γ_{b4} koeffitsiyenti, qolgan γ_{b3} ; γ_{b5} ; γ_{b8} ; γ_{b10} ; γ_{b12} ; koeffitsiyentlari esa faqat R_b ni aniqlashda ishlatiladi. [9]

Temirbeton konstruksiyasini hisoblashda chegaraviy holatning II guruxi uchun $\gamma_b=1$ koeffitsiyent qabul qilingan. Bunda qiya kesim bo'yicha ($\gamma_b \leq 1$) hisobga olinmaydi.

Betonlarning mustahkamlik va deformativ xarakteristikalari

2.2 jadval

Beton sinfini siqilishdagi mustahkamligi	Ikkinchi chegaraviy xolat bo'yicha hisoblashda betonning me'yoriy va hisobiy qarshiligi, MPa		Birinchi chegaraviy xolat bo'yicha hisoblashda betonning hisobiy qarshiligi, MPa		Betonning siqilishdagi boshlang'ich elastiklik moduli, E_v 10^{-3} MPa	
	Siqilishda R_{bn} , $R_{b\ ser}$	Cho'zilishda R_{btin} , $R_{bt\ ser}$	Siqilishda R_b	Cho'zilishda R_{bt}	Tabiiy holda qotganda	Issiqlik ta'siri ostida atmosfera bosimida ishlov berilgan holda
B 7,5	5,5	0,7	4,5	0,48	16	14,5
B10	7,5	0,85	6	0,57	18	16
B12,5	9,5	1	7,5	0,66	21	19
B 15	11	1,15	8,5	0,75	23	20,5
B 20	15	1,4	11,5	0,9	27	24,5
B 25	18,5	1,6	14,5	1,05	30	27
B 30	22	1,8	17	1,2	32,5	29
B 35	25,5	1,95	19,5	1,3	34,5	31
B 40	29	2,1	22	1,4	36	32,5
B 45	32	2,2	25	1,45	37,5	34
B 50	36	2,3	27,5	1,55	39	35
B 55	39,5	2,4	30	1,6	39,5	35,5
B 60	43	2,5	33	1,65	40	36

Armatura ning (Po'lat) yuk ostida ishlashi

Po'lat asosan ferrit va perlit zarrachalardan iboratdir. Perlit zarrachalari mustahkamroq. Asosan ikki xil zarrachalardan iborat bo'lgan po'latning mustahkamligi, elastikligi va ishlash qobiliyati ularning nisbatlariga bog'liq. Monokristall temirning ishlashi. Nazariy va tajriba izlanishlar Shuni ko'rsatadiki, monokristall temirning bir qismini uzishdan ko'ra siljitish osonroq. Shuning uchun elastik deformatsiyalari temirning zarrachalarida siljish orqali barpo bo'ladi. Tajriba tekshirishlar asosida Shunday xulosa chiqadiki, siljish tekisliklar uzra katta diogonal yo'nalishda bo'ladi. Atomlararo bog'lanish kuchini bilib, taxminan nazariy hisoblab chiqish mumkin. Bir tekislikda yotgan atom kristallarning boshqa tekislikda yotadigan atom kristallarni siljitish uchun ketadigan kuch nazariy hisobga nisbatan tajribada siljitishga ketadigan kuch bir yuz marta kamroqdir. Nazariya bilan amaliyotning farqini Shunday tushuntirish mumkin: atom strukturasidagi

bog'lanishlar ideal darajasida bo'lmaganligi sababli (nuqsonlar, defektlar borligi sababli).

Materiallar mustahkamligini oshirish uchun ikki xil yo'nalish bor:

1. Kristall strukturadagi nuqsonlarni kamaytirish, ularni ideal strukturasiga yaqinlashtirish;
2. Atomlarning bir-biriga bog'lanishini uning kristall panjarasi-ni o'zgartirish bilan maqsadga erishish mumkin.

Turli po'latlarning tuzilishidagi kuchlanishlar diagrammasi 1-rasmda tasvirlangan. Masalan, uglerodli po'lat St3 ning cho'zilish diagrammasini tahlil qilib chiqaylik.

Diagrammadan ko'rinadiki, kuchlanish ma'lum miqdorga etguncha kuchlanish « σ » bilan nisbiy cho'zilish « ϵ » o'rtasidagi munosabat to'g'ri chiziq bilan tasvirlanadi, ya'ni ular bir-biriga to'g'ri mutanosib bo'ladi:

$\sigma = E \cdot \epsilon$. Kuchlanish ma'lum miqdorga « σ_p » etgandan so'ng mutanosiblik buziladi. Birinchi bosqichda kuchlanishga mutanosib elastik deformatsiyalar sodir bo'ladi, Shu sababli bu bosqich po'latning elastik ishlash bosqichi deyiladi. « σ_{oq} » - oquvchanlik chegarasi deyiladi. Bu nuqtaga etish oldida egri chiziqning holati keskin o'zgaradi va keyin absissa o'qiga deyarli parallel bo'ladi. Bu bosqichda yuk ta'sirida deformatsiyaning elastik qismi qaytib, boshqa qismi saqlanib qoladi. U qoldiq deformatsiya deyiladi.

Oqish chegarasidan keyin materialning qarshilik ko'rsatish qobiliyati kuchaya boshlaydi, ya'ni material mustahkamlanadi. Bu mustahkamligi va bikrligi yuqoriroq bo'lgan perlit zarrachalarining ishga tushganligidan dalolat beradi. Po'latning bu ish bosqichi o'z-o'zidan mustahkamlanish bosqichi deyiladi.

Yukning miqdori ortishi bilan kuchlanish muvaqqat qarshilikka « σ_v » yaqinlashgan sari materialning eng zaif joyida cho'zilish deformatsiyalari kuchayib, «bo'yin» hosil qiladi. Kuchlanish qiymati muvaqqat qarshilikka tenglashgandan so'ng (mustahkamlik chegarasi) «bo'yin» ingichkalashib boraveradi va namuna tezda uziladi.

Armaturaning me'yoriy va hisobiy qarshiliklari

Armatura uchun ham xuddi betondagidek qarshilikning hisobiy tizilmasi qabul qilingan. Armaturaning me'yoriy qarshiligi R_{sn} sifatida mustahkam po'lat armatura uchun qabul qilingan, davlat standartiga javob bera oladigan metallurgiya zavodlarida tekshirilganda ishonchlik darajasi 0,95 dan kam bo'lmagan holatda bo'lishi kerak. Bunda sterjenli armatura, yuqori mustahkamli sim va arqonlar uchun shartli me'yoriy qarshiligi (0,2% nisbiy uzayish) oqish chegarasidan, oddiy armatura simlari uchun esa -0,75 uzilishdagi vaqtinchalik qarshiligidan olinadi.

Chegaraviy holatning birinchi guruxi uchun armaturaning cho'zilishdagi hisobiy qarshiligi me'yoriy qarshiligini armatura bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti - γ_s bo'lish orqali aniqlanadi,

$$R_s = \frac{R_{s,ser}}{\gamma_s} \quad (17)$$

bunda, γ_s armatura turiga va sinfiga bog'liq, uning qiymati $\gamma_s=1,05...1,2$ teng.

Armaturaning siqilishdagi qarshiligi R_{sc} nafaqat po'lat armatura sinfiga, balki betonning siqilish darajasiga ham bog'liq bo'ladi.

Uzoq vaqt davomida betonning tobtashlashi armaturadagi siqilish kuchining ortishiga olib keladi. Shuning uchun, hisob ishlarida ishlash sharoiti bo'yicha koeffitsiyenti $\gamma_{b2}=0,9$ deb olinadi.

Armaturaning hisobiy qarshiligi, chegaraviy holatining ikkinchi guruxi uchun me'yoriy qiymatga teng deb olinadi, agar armatura bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti $\gamma_s=1$ bo'lsa.

$$R_{s,ser} = R_{sn} \quad (18)$$

Armaturaning R_{sn} ; $R_{s,ser}$; R_{sc} va E_s me'yoriy va hisobiy qarshiligi jadvalda berilgan.

Armaturaning ishlash sharoiti bo'yicha koeffitsiyenti - γ_{si} chegaraviy holatning birinchi guruhi bo'yicha hisoblashda ishlatiladi, chegaraviy holatning ikkinchi guruxi bo'yicha hisoblashda ishlash sharoiti bo'yicha koeffitsiyenti $\gamma_{si}.... \gamma_{s9}$ qator omillarni hisobga oladi. Bunda po'latning cho'zilishdagi diagrammasini holati,

konstruksiyaning tayyorlash texnologiyasiga ta'siri, ankerovka sharoitini va boshqa omillar ko'zda tutilgan. Armaturaning ishlash sharoiti bo'yicha koeffitsiyenti $\gamma_{si}=0,3....1,2$ gacha olinadi.

2.8. Temirbeton konstruksiyalarning kuchlanish-deformatsiyaning holatining uch bosqichi

Binokor oldiga uzoq muddatga chidamli, ishonchli va tejamli bo'lgan konstruksiya loyihasini yaratishdek muhim vazifa qo'yilgan. Bu vazifani amalga oshirish uchun temirbeton konstruksiyalarini saqlash, tashish, tiklash va foydalanish vaqtida elementdagi kuchlanish-deformatsiyaning holatini o'rganishi tasavvur qilishi va uni to'g'ri baholashi lozim. Buning uchun konstruksiyaning yuk ta'sirida xolatini qanday o'zgarishini ko'rib chiqamiz. Tajribalarning ko'rsatishicha temirbeton konstruksiyalariga qo'yiladigan yukni asta sekin oshirib borilsa uning kuchlanish-deformatsiyaning holatida quyidagi 3 ta xarakterli bosqich ro'y beradi.

Egiluvchi temirbeton elementining tashqi yuk ta'sirida uning kesimida egiluvchi moment qiymatiga qarab navbati bilan kuchlanish - deformatsiyaning holatining uch bosqichi ro'y beradi.

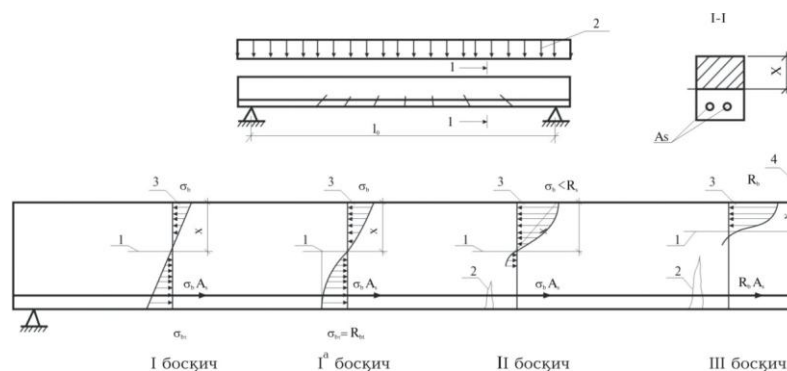
1-bosqich. Elementga kam yuk qo'yilganda beton va armaturada kuchlanish miqdori deyarlik ko'p bo'lmaydi, Shuning uchun bunda deformatsiya elastik holatda bo'ladi. Kesim yuzasining siqilgan va cho'zilgan qismidagi kuchlanish epyurasi uchburchak shaklida bo'ladi.

Yuk ortishi bilan betonning cho'zilgan qismida kuchlanish miqdori cho'zilishning chegaraviy qiymatiga etadi. Ammo beton yorilmaydi. Betonning taranglangan pastki yuzalarida plastik deformatsiyalar paydo bo'ladi, bu qatlamlardagi deformatsiya betonning cho'zilishdagi mustahkamligiga teng. Betonning kamroq cho'zilgan yuqoriroq yuzasida betonning cho'zilishga bo'lgan mustahkamligiga teng kuchlanish yuzaga kelguncha davom etadi. Bu jarayon kuchlanishni qayta taqsimlash butun cho'zilgan qismi bo'ylab bo'ladi va ularning epyurisi to'g'ri turtburchakka yaqin ko'rinishni oladi, to'sinning neytral o'qi siqilish qismi tomon siljiydi. Bu I bosqich deb belgilanadi.

Siqilgan qismida beton esa asosan elastik deformatsiya holatida ishlaydi. Negaki cho‘zilgan zonadagi beton siqilganga qaraganda ko‘proq deformatsiyalanadi. 1a-bosqich elementning Yoriq paydo bo‘lishi - Yoriqbardoshligi bo‘yicha hisoblashda qo‘llaniladi.

Bunda yuk ko‘paygan sayin betonning Cho‘zilgan qismi (deformatsiya ko‘rsatkichi oxiriga etganda) uziladi. Natijada Yoriq paydo bo‘ladi va elementning kesim yuzasida yangi holat 2-bosqich boshlanadi.

2-bosqich. Yoriq paydo bo‘lgandan keyin Yoriqli kesim yuzasining cho‘zilishidagi kuchlanishini armatura qabul qiladi (ma’lum ma’noda Yoriq ustidagi Cho‘zilgan beton bilan birgalikda), Yoriqlar orasida esa beton bilan bog‘liqlik buzilmaydi va beton armaturaga biroz ko‘proq kuchlanishni berib, cho‘zilishga ishlayveradi. (2.4 rasm)



2.4 rasm Egiluvchi elementning kuchlanish-deformatsiyalanish holatining uch bosqichi: 1- neytral qatlam; 2-Yoriqlar; 3-epyuralar; 4-simmetriya o‘qi.

Yukni orttirib borilgan sari armaturadagi kuchlanish ortib boradi, Yoriq kengayadi (Yoriq yuqoriga qarab ko‘tariladi va uning eni esa kattalashadi), neytral o‘q yuqoriga ko‘tariladi va betonning siqilgan kesim yuzasi kichrayadi. Betonning siqilgan qismida noelastik deformatsiyasi ortadi va bu qismida kuchlanishning epyura chizig‘i qiyshayadi. 2-bosqich oxirida, Cho‘zilgan armaturadagi kuchlanishning miqdori oquvchanlik chegarasiga etadi va siqilgan qismidagi betonda kuchlanishning miqdori kamayib borishi bilan tugallanadi.

2-bosqich bo‘yicha konstruksiyaning ishlash sharoitida uni egilishga va Yoriqni kengayishiga hisoblashda qo‘llaniladi.

3-bosqich. Temirbetonni emirilish bosqichi bo'ladi. Sinov vaqti bo'yicha u juda qisqa davr mobaynida bo'lib o'tadi. Armaturaning oquvchanligi boshlanishi bilan buzulish boshlanadi natijada egilish ortib boradi va Yoriqning ko'payishi oqibatida beton kesim yuzasining siqilgan qismining balandligi kamayadi. Yoriq ustidagi betonning siqilgan qismida plastik deformatsiya paydo bo'ladi. Buzulish siqilgan zonada betonning maydalab sinish bilan boshlanadi. Bunda siqilgan zona epyurasi parabola ko'rinishiga yaqin bo'ladi. Cho'zilish qismidagi Yoriqlar kattalashadi, to'sin bikrligi kamayadi va solqilik tez o'sib borib, to'sin sinadi.

Tajribalar Shuni ko'rsatadiki, buzilishning xarakteri armatura miqdoriga va turiga bog'liq. Buning uchun ikki holat bo'lishi mumkin.

1-holat. Buzulish armatura oquvchanligi bilan boshlanadi va siqilgan zonadagi betonning buzilishi bilan tugaydi. Bunda element kesim yuzasining buzilishi plastik xarakterga ega. Shunday qilib bu holat, o'z me'yorida armaturalangan elementlarda ro'y beradi (me'yorda armaturalangan tuShunchasi armaturaning mustahkamlik qobiliyati to'la foydalaniladigan holat tushiniladi). Bunda beton va armaturadagi kuchlanish chegaraviy qiymatga erishadi.

2-holat. Elementni buzilishi betonning siqilgan qismini buzilishi oqibatida ro'y beradi. Bunda Cho'zilgan qismidagi armaturaning kuchlanishi oquvchanlik chegarasiga etib bormaydi va uning mustahkamligidan to'la foydalanilmaydi. Bunday buzilish birdaniga bo'ladi. 2-holat cho'ziluvchi armatura soni ortiqcha qo'yilgan elementlarning buzilishida kuzatiladi. Bunda elementning mustahkamligi Cho'zilgan armaturaning yuzasiga bog'liq bo'lmay qoladi, balki beton mustahkamligiga va element kesim yuzasining o'lchamlariga bog'liq bo'ladi.

Bunda beton siqilgan qism kesim yuzasini chetidan ichkarisi qarab, (Z-bosqich) eng yuqori bo'lgan kuchlanish epyurasini siljishi kuzatiladi. Bu betonning chetki tolasida plastik deformatsiyani ortib borishi va deformatsiya modulini bir paytda kamayishi bilan bog'liq.

3-bosqich elementlarni mustahkamlik bo'yicha hisoblashda qo'llaniladi. Shuni aytish joizki, elementning uzunligi bo'yicha turli momentli kesimlarda bir vaqtning

oʻzida kuchlanish – deformatsiyalanish holatining uchchala bosqichini kuzatish mumkin. Buzuvchi zoʻriqish zahirida 3-bosqich yotadi.

III BOB OLDINDAN ZOʻRIQTIRILGAN TEMIRBETON KONSTRUKSIYALAR.

3.1. Oldindan zoʻriqtirilgan temirbetonning afzalliklari.

Oldindan zoʻriqtirilgan temirbetonning afzalliklaridan biri uni yorilishga boʻlgan bardoshlilikidir. Yuqori darajadagi mustahkam materiallarni (armatura va beton) qoʻllanilishi natijasida armaturani oddiy temirbeton elementiga nisbatan 30-70 % kam sarflash imkonini beradi. Bunda beton sarfi kamayib konstruksiyaning vazni yengillashadi. Bundan tashqari yorilishga boʻlgan qarshiligini yaʼni bikrligini oshiradi(bu uzun balkalar tayyorlab katta joylarni yopish imkonini beradi), suv oʻtkazmasligini, dinamik yuklar taʼsiriga qarshiligini hamda uzoq muddat ishlashini taʼminlaydi.

Armatura foizini ortishi oldindan zoʻriqtirilgan (ayniqsa kesim yuzasi tavr shaklida boʻlgan va yengil betondan tayyorlangan) konstruksiyalarni zilzilaga bardoshligini orttiradi. Gap Shundaki, mustahkamroq va yengil materiallarni qoʻllash oqibatida oldindan zoʻriqtirilgan konstruksiyalarda yuk koʻtarish xolati birxil boʻlgan holda oddiy konstruksiyalarga qaraganda yengilroq va yuzasi kichikroq boʻlishiga erishish mumkin ekan. Bino va inshootlarning ayrim elementlarini oldindan zoʻriqtirilgan armatura bilan siqish oqibatida fazoviy ishlashini hamda zilzilabardoshligini oshirish mumkin. Bu konstruksiya armaturasinig zanglashga qarshi oʻta turgʻunligi va koʻpga chidamliligi hamda bardoshlilik bilan farq qiladi.

Konstruksiyalarni tayyorlashda maxsus uskunalar yordamida koʻp mehnat sarflanishi, yuqori malakali ishchilarni ishlashi zarurligi va boshqalar oldindan zoʻriqtirilgan temirbeton konstruksiyalarining kamchiligi hisoblanadi.

Tayyorlash jarayonida sunʼiy ravishda (oldindan) betonda siqilish va armaturada choʻzilish kuchlanishlari hosil qilingan temirbeton konstruksiyalari oldindan zoʻriqtirilgan konstruksiyalar deb ataladi.

Oldindan zo‘riqtirilgan kuchlanish konstruksiyaning yorilish bardoshligi va bikriligini oshiradi hamda o‘ta mustahkam bo‘lgan po‘lat armaturalardan, yuqori sinfli betonlardan samarali foydalanish imkonini yaratadi.

3.2. Oldindan zo‘riqtirishning mohiyati

Armatura va beton ishidagi tabiiy muvofiqlik ($\varepsilon_s = \varepsilon_b$) betonning cho‘zilishiga uncha katta ta‘sir etmaydi. Betonning cho‘zilishga bo‘lgan «yorilish oldi» chegaraviy uzayishi 0,15 -0,2 mm/m ($\varepsilon_{bt,u} = (0,15 \dots 0,20 \times 10^{-3})$) ortmaydi. Demak, beton yorilganda armaturadagi kuchlanish,

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s = \varepsilon_{bt,u} \cdot E_s = 20 \cdot 10^{-5} \cdot 2 \cdot 10^5 = 40 \text{ MPa teng}$$

Yuk ortishi bilan Yoriq kengayadi. A-II, A- III sinfdagi armaturalar bilan jihozlangan oddiy elementlarning ishlash jarayonida qo‘yiladigan tashqi yuk ta‘siridan soch qalinligicha 0,1...0,2 mm Yoriqlar paydo bo‘ladi (Bunda armaturadagi kuchlanish miqdori oquvchanlik chegarasidan ortib ketmaydi, $\sigma_s = 270\text{-}340 \text{ MPa}$). Odatda bu Yoriqlar oddiy sharoitda ko‘zga ko‘rinmasligi va u temirbetonning ish sharoitiga va uzoq yashashiga ma‘lum darajada ta‘sir qilishi mumkin. Ammo temirbetondan foydalanish tajribasi Shuni ko‘rsatadiki bu Yoriqlardan qo‘rqmasa ham bo‘ladi.

Oddiy temirbeton elementida yuqori mustahkamlikdagi armaturadan foydalanish mumkin emasligi ma‘lum bo‘ldi. Agar armaturadagi kuchlanish $\sigma_s \geq 500 \text{ MPa}$ bo‘lsa, soch qalinligidagi Yoriqlar ochilishi yo‘l qo‘yilmaydigan darajaga etadi. Bunda beton armaturani ximoya qila olmay qoladi, solqillik ortadi ya‘ni elementdan foydalanib bo‘lmaydi. Nahotki buni oldini olishni yo‘li bo‘lmasa. Muhandis Binokor oldida bu qanday materialki, uni takomillashtirib, ya‘ni mustahkamligini oshirib va og‘irligini kamaytirishning iloji bo‘lmasa degan savol turadi.

Agar betonning cho‘zilishdagi uzayishini oshirishining iloji bo‘lmasa, uni Shu darajagacha siqish kerakki, yuk ta‘sirida hosil bo‘ladigan cho‘zilishi mumkin bo‘lgan xolatigacha. Bunda muvozanat tizimi hosil bo‘lib, ya‘ni betonni qanchagacha siqilishi, armaturani cho‘zilishiga qarab olinadi. Betonning doimiy siqilgan xolatida

ishlashi (ya'ni materialni cho'zilishda ishlashda zaxira yaratish uchun) – oldindan zo'riqtirilgan konstruksiya yaratish g'oyasini amalga oshirishga olib keldi. Bunday g'oyani amalga oshirish uchun yuqori mustahkalikka ega bo'lgan armatura va betonni qo'llangandagina tatbiq etish mumkinligi ma'lum bo'ldi. Aks holda, oldindan taranglangan xolatda betonni siqishga bo'lgan qarshiligini susayishi, tashqi yuk ta'sirida beton siqilgan zonasidagi siqilishdagi kuchlanishni ortishiga va konstruksiyani buzilishiga olib keladi. Shunday qilib, mustahkamligi kam bo'lgan armaturani qo'llash konstruksiyada “kuchli” oldindan zo'riqtirilgan kuchlanish yaratishga imkon bermaydi.

Temirbeton konstruksiyalarni tayyorlashda yuqori mustahkalikdagi armaturani tortish orqali betonda siqilgan kuchlanish hosil qilish xolatini oldindan zo'riqtirilgan xolat deb yuritiladi. Bu kuchlanish betonning cho'zilish zonasida hosil bo'ladi.

Buning uchun oldindan zo'riqtirilgan egiluvchi elementga tashqi yuk ta'sirida hosil bo'ladigan kuchlanish-deformatsiyaning xolatini ko'rib chiqamiz.

Balkaga yuk qo'yilganda uning kesim yuzasida betonni siqishdan hosil bo'lgan kuchlanish, tashqi kuch ta'sirida cho'zuvchi kuchlanishini yo'qotadi. Yuk ortib borgan sari beton kesim yuzasining pastki qismida betonni siqishdan hosil bo'lgan kuchlanish yuk ta'siridan hosil bo'lgan cho'zuvchi kuchlanishni neytrallashtiradi (betonning pastki qismi kuchlanishi nolga teng bo'lib qoladi). Natijada balkaning pastki qismida cho'zuvchi kuchlanish paydo bo'ladi va balka odatdagidek oddiy eguvchi element kabi ishlay boshlaydi.

Tajribalar Shuni ko'rsatadiki, bunday xolatda oldindan zo'riqtirilgan balkaning yorilishga qarshiligi oddiy balkani yorilishga bo'lgan qarshiligiga nisbatan 2,5-3,5 barobardan ortiq (bunday ishlash sharoitida yuk miqdorini 2-3 barobarga ko'paytirish mumkin), ya'ni:

$M_{src} = (0,5-0,6) M_u$ - oldindan zo'riqtirilgan element uchun;

$M_{src} = (0,10-0,15) M_u$ - zo'riqtirilmagan element uchun;

bunda M_{src} -balkada Yoriq paydo bo'lishidagi eguvchi moment;

M_u - balkaning buzilishidagi eguvchi moment.

Shuni aytish joizki, oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyaning mustahkamligi armaturani Cho'zilgandagi kuchlanish miqdoriga bog'liq emas (oldindan zo'riqtirilgan va oddiy konstruksiyaning yuk ko'tarish kuchi taxminan bir xil). Gap Shundaki, kuchning qiymati temirbeton ishlash sharoiti chegarasiga etguncha oldindan zo'riqtirish natijasida armaturada cho'zuvchi, betonda siquvchi kuchlanishi uni fizik-mexanik xossalariga sezilarli darajada katta ta'sir ko'rsatmaydi.

Konstruksiyalarni zo'riqtirilishi oraliq (prolyot)larini uzaytirish hamda kesim yuzasini kichraytirish evaziga ulardan samarali foydalanish imkoniyatini yaratadi.

3.3. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarni loyihalash

Temirbeton konstruksiyalarida taranglash ikki xil usul bilan amalga oshiriladi:

1-usul. Armaturani tirgaklarga tirab taranglash (betonlashgacha);

2-usul. Armaturani betonga qadab taranglash (betonlangandan keyin).

Birinchi usul bo'yicha konstruksiyani tayyorlashda armatura tortiladi va uning uchlarini tayanch yoki forma chetlariga mustahkamlanadi, so'ngra element betonlanadi. Beton kerakli mustahkamlikni olgandan so'ng armatura tayanchlardan bo'shatiladi, ya'ni taranglangan armaturadagi kuch betonga o'tib uni siqadi. Kuchni betonga o'tishi armatura bilan beton orasidagi yopishish (ssepleniya) oqibatida ro'y beradi.

Ikkinchi usul bilan dastlab betondan yoki kam armaturalangan element tayyorlanadi, unda zo'riqtiriladigan armaturani joylashtirish uchun betonda oldindan kanallar hosil qilinadi (masalan, gaz trubasi yordamida). So'ngra armaturani tegishli taranglikkacha tortiladi va uchlari ankerlar yordamida konstruksiya chetiga mahkamlanadi. Armaturani tortish jarayonida betonda siqilish ro'y beradi. Shundan so'ng armatura bilan beton orasidagi yopiShuvni ta'minlash maqsadida tuynukka 0.5-0.6 MPa bosim ostida sement qorishmasi xaydaladi.

Armaturani tayanchlarga tortish mexanik, elektrotermik va elektrotermomexanik usullari bilan betonga tortish esa odatda mexanik usul bilan amalga oshiriladi.

Mexanik usulda armaturani gidravlik va vintli domkrat yoki o‘rash mashinasi yordamida tortiladi. Armaturani mexanik usul bilan taranglashda ko‘pincha gidravlik domkratlardan foydalaniladi. Bu usulda armaturada katta zo‘riqish hosil bo‘lishiga qaramay, taranglash kuchini aniq o‘lchash imkoni bo‘ladi. Shu bilan birga aylanma stol yordamida o‘ta mustahkam simdan uzluksiz armaturalash usuli ham samarali hisoblanadi. Mazkur usul yordamida bir yoki ikki o‘qli kuchlanish xolatida, bosim ostida ishlaydigan quvur, rezervuar devorlari singari turli konstruksiyalarni oldindan zo‘riqtirish mumkin. Tarang tortilgan sim bilan uzluksiz armaturalash usuli oldindan zo‘riqtirilgan rezervuarlarni qurishda keng qo‘llaniladi. Bunda maxsus qo‘zg‘alma mashinalardan foydalaniladi. Bu usulni tarang tortilgan ipni g‘altakka o‘rashga o‘xshatish mumkin. Armaturani elektrotermik taranglash usuli keyingi yillarda keng tarqaldi. Hozirgi kunda oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyalarning 3/4 qismi Shu usul bilan tayyorlanmoqda. Elektrotermik usulda armaturaning elektr toki yordamida 300-400° S gacha qizdiriladi, so‘ngra uni formaga solinadi va uchi tayanchlarga mahkamlanadi. Armatura sovuganda qisqaradi, natijada oldindan taranglashish kuchi paydo bo‘ladi. Usulning afzalligi uning o‘ta soddaligi va istalgan qorxonada qo‘llash imkoniyati mavjudligidadir. Ishlatiladigan uskunalar 5-10 marta arzon, konstruksiya tayyorlash uchun sariflanadigan mehnat ham 2-3 marotaba kam. Biroq taranglash aniqligi mexanik usuldagi taranglashga qaraganda ancha past. Ayrim hollarda o‘ta mustahkam simlarni taranglashda ikki usulning birgalikda qo‘shib ishlatish xollari ham uchraydi. Qo‘shma usulga ko‘ra qizdirilgan sim aylanma stol yordamida uzluksiz ravishda taranglanadi. Ya’ni elektrotermomexanik usuli elektrotermik va mexanik usullarni bir vaqtning o‘zida qo‘llanish natijasida hosil bo‘ladi.

Shu bilan birga tortishni yana bir fizik-kimyoviy usuli bilan ham amalga oshirish mumkin. Bunga maxsus kengayuvchi sementdan tayyorlangan betonni kengayishi oqibatida armaturada kuchlanish paydo bo‘ladi. Betonga joylashgan armatura uning hajmini kengayishiga yo‘l qo‘ymaydi va o‘zi cho‘ziladi, betonda esa siqish kuchlanishi vujudga keladi. Shu tariqa konstruksiya oldindan zo‘riqadi. Bunday konstruksiyalar o‘zining o‘zi taranglashishi (samonapryajenie) deb yuritiladi.

3.4. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton elementlardagi kuchlanishlarni yo'qotilishi

Armaturani taranglash chog'ida unda oldindan uyg'otilgan kuchlanishlar vaqt o'tishi bilan qaytmas yo'qotishlar evaziga kamayib boradi. Ushbu yo'qotishlar betonning kirishishi va tob tashlashi, armaturadagi kuchlanishlarning relaksatsiyasi (kamayishi), ankerlar deformatsiyasi, armaturaning tuynuk devorlariga ishqalanishi va boshqa har xil sabablar natijasida sodir bo'ladi. Hammasi bo'lib yo'qotilishlarning 11 ta turi mavjud [9].

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarni hisoblashda ana Shu yo'qotishlarni e'tiborga olish lozim, chunki ular zo'riqtirilgan armaturadagi kuchlanishning kamayishiga olib keladi.

Yo'qotishlar ikki guruhga bo'linadi. Birinchi yo'qotishlar $\sigma_{\text{los } 1}$ element tayyorlanayotgan va beton siqilayotgan davrda sodir bo'ladi. Ikkinchi yo'qotishlar $\sigma_{\text{los } 2}$ esa beton siqilgandan keyin hosil bo'ladi.

Agar armaturalar tayanchlarga tortib taranglangan bo'lsa, u holda birinchi gurux yo'qotishlar quyidagicha aniqlanadi:

$$\sigma_{\text{los } 1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 \quad (19)$$

ikkinchi gurux yo'qotishlar

$$\sigma_{\text{los } 2} = \sigma_8 + \sigma_9 \quad (20)$$

Agar armaturalar betonga tortib taranglangan bo'lsa, u holda

$$\sigma_{\text{los } 1} = \sigma_3 + \sigma_4 \quad (21)$$

$$\sigma_{\text{los } 2} = \sigma_1 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11} \text{ teng bo'ladi} \quad (22)$$

yo'qotishlar miqdori 9-ildovaga asosan aniqlanadi, bunda umumiy miqdori

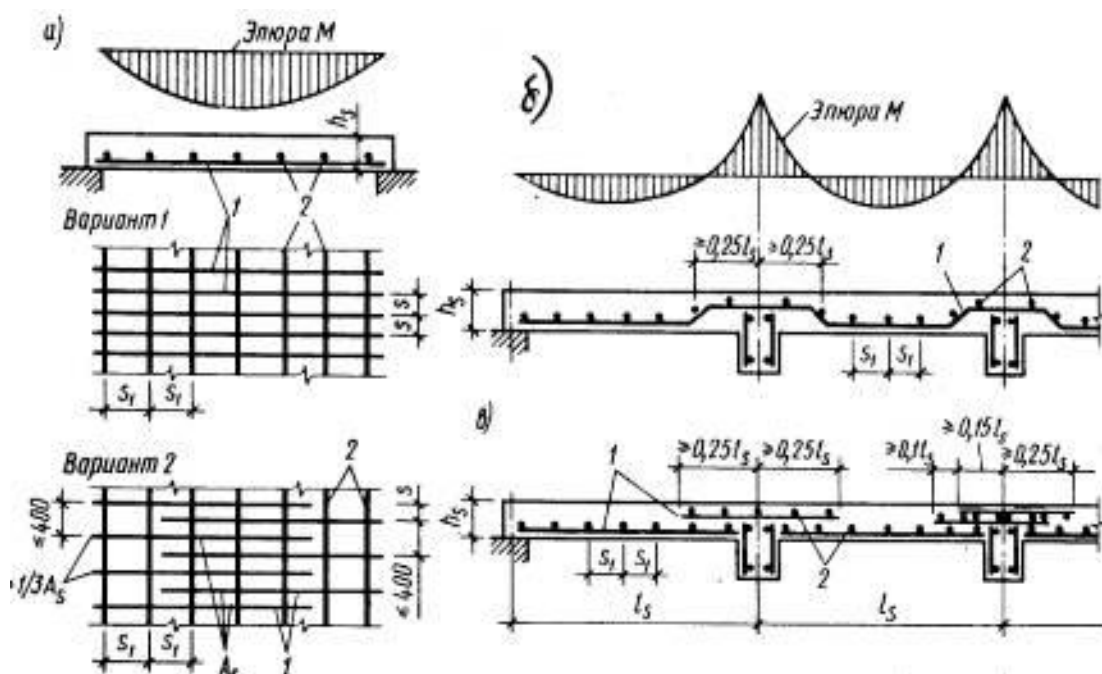
$$\sigma_{\text{los}} = \sigma_{\text{los } 1} + \sigma_{\text{los } 2} \quad (23)$$

bo'ladi, lekin konstruksiyani loyihalashda yo'qotishlarning umumiy me'yor bo'yicha miqdori 100 MPa dan kam bo'lmasligi kerak.

3.5. Egiluvchi temirbeton elementlarini loyihalashning o'ziga xos xususiyatlari

Temirbetonli egiluvchi elementlar plita va to'sin ko'rinishida qo'llaniladi. Bular murakkab konstruksiyalar va inshootlarning tarkibiga yoki alohida holda ham uchrashi mumkin: masalan, qovurg'ali Yopmalar (3.1–rasm), inshootlarning karkaslari va b.

Qalinligi h_s uzunligi l va eni b_s dan ancha kichik bo'lgan yassi elementlarga – plitalar, uzunligi l ko'ndalang kesimlari h va b dan bir necha bor katta bo'lgan chiziqli elementlar esa to'sinlar deyiladi.



3.1–rasm. Plitalarni armaturalash: a – bir oraliqli; b – uzluksiz armaturalangan ko'p oraliqli; v – xuddi shunday, uzlukli armaturalangan; 1 – ishchi sterjenlar; 2 – montaj sterjenlari

3.6. Egilishga ishlaydigan temirbeton elementlar normal kesimlar bo'yicha mustahkamlikka hisoblash

To'sinning yuk ko'tarish qobiliyati nihoyasiga yetgach, u normal yoki og'ma kesim bo'yicha yemiriladi (3.2 – rasm,b).

Normal kesim bo'yicha emirilish eguvchi moment ta'sirida, og'ma kesim bo'yicha esa ko'ndalang kuch ta'sirida ro'y beradi. Me'yorida armaturalangan

temirbeton elementlarning emirilishi choʻziluvchi armaturadan boshlanadi. Armaturadagi kuchlanish oqish chegarasiga etganda, betonning siqilish zonasi balandligi keskin kichrayadi, bu esa betonning emirilishiga olib keladi. Choʻziluvchi armaturalar soni koʻp boʻlgan toʻsinlarda emirilish siqilish zonasidagi betondan boshlanadi, bunda armaturadagi kuchlanish oqish chegarasidan ancha kichik boʻladi; bu albatta tejamqorlikka ziddir.

Temirbeton toʻsinlar buzilishidagi ana shu ikki holga mos ravishda ikki xil hisoblash usuli ishlab chiqilgan:

a) birinchi usulga koʻra hisob normal miqdorda armaturalangan temirbeton elementlarning emirilishi choʻziluvchi armaturadagi kuchlanish hisobiy qarshilikka etishganda roʻy beradigan hol uchun bajariladi;

b) ikkinchi usulga koʻra hisob armatura miqdori keragidan ortiqcha boʻlgan elementlarda emirilish betonning siqilish zonasidan boshlanadigan hol uchun amalga oshiriladi.

Yakka armaturali toʻgʻri toʻrtburchak kesimli elementlar

Betonning siqilish zonasidagi kuchlanishlar epyurasi toʻgʻri toʻrtburchakli qilib olinadi (aslida esa epyura egri chiziqli boʻladi). Shunda hisob ancha soddalashadi (1-rasm, g).

Geometrik tavsiflar:

$$A_b = bX, \quad (34) \text{ va } Z_b = h_0 - 0,5X, \quad (24)$$

bunda h_0 – ishchi balandlik; a_s – himoya qatlami.

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

$$R_s - R_b bX = 0, \quad (25)$$

bu yerda

$$R_b bX = R_s A_s. \quad (26)$$

Bundan siqilayotgan zonaning balandligi X kelib chiqadi

$$X = R_s A_s / R_b b. \quad (27)$$

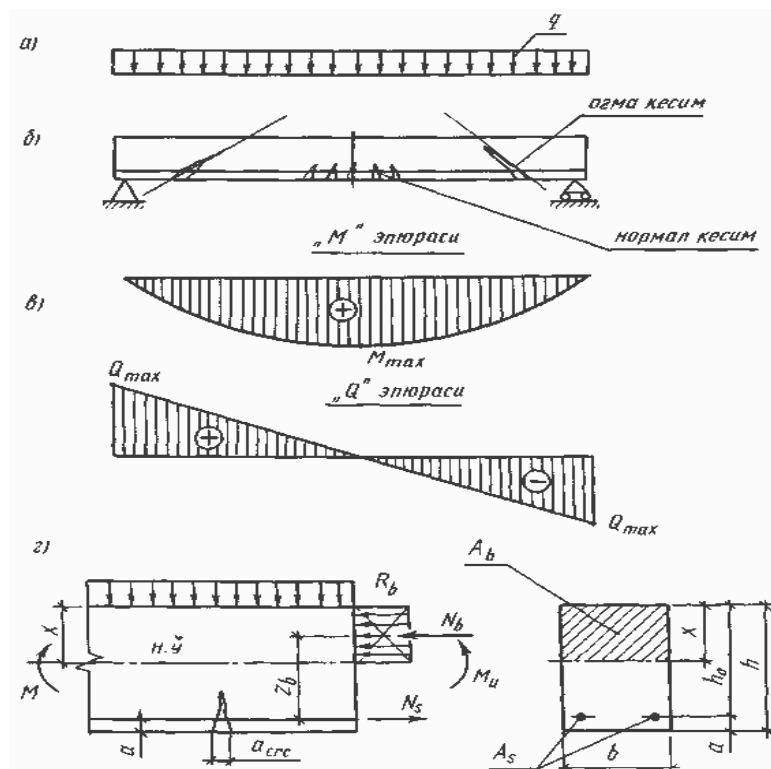
Element uchun mustahkamlik sharti quyidagi qoʻrinishga ega:

$$M \leq N_b Z_b; \quad (28)$$

$$\text{beton bo'yicha } M \leq R_b b X (h_0 - 0,5 X); \quad (29)$$

$$\text{armatura bo'yicha } M \leq N_s Z_b. \quad (30)$$

Egiladigan elementlar ko'ndalang kesimidagi kuch sxemasi va zo'riqlashlar epyurasi



3.2– rasm. Egiluvchi elementni hisoblash: a –yoyliq yuk, b – to'sin;

v – epyuralar; g – Yakka armaturali elementni mustahkamlikka hisoblash

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5 X), \quad (31)$$

Armaturalash foizini belgilash. Agar $X = \xi h_0$ bo'lsa, unda $\xi h_0 = R_s A_s / R_b b$ bo'ladi. Bundan beton siqilish zonasining nisbiy balandligi:

$$\xi = R_s A_s / R_b b h_0 = \mu R_s / R_b, \quad (32)$$

bu yerda $\mu = A_s / b h_0$ – armaturalash koeffitsiyenti; $\mu 100$ – armaturalash foizi.

(32) formuladan ko'rinadiki, μ ning ortishi bilan ξ ham ortib boradi. Beton siqilish zonasining nisbiy balandligi chegaraviy qiymatini (32) formulaga qo'yib, armaturalash koeffitsiyentining eng katta qiymatiga ega bo'lamiz:

$$\mu_{\max} = \xi_R R_b / R_s, \quad (33)$$

bu yerda ξ_R – nisbiy balandlik ξ ning chegaraviy qiymati.

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

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

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

To‘g‘ri to‘rtburchakli kesimlarni jadval bo‘yicha hisoblash.

Amalda Yakka armaturali to‘g‘ri to‘rtburchak kesimli elementlar jadval yordamida hisoblanadi. Buning uchun va formulalarga o‘zgartirish kiritamiz: $M \leq R_b b X (h_0 - 0,5X)$, agar $X = \xi h_0$ bo‘lsa, $M \leq R_b b \xi h_0 (h_0 - 0,5\xi h_0)$ bo‘ladi, h_0 ni qavsdan tashqariga chiqaramiz $M \leq R_b b h_0^2 \xi (1 - 0,5\xi)$; agar $\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi)$ belgilasak, $M \leq R_b b h_0^2 \alpha_m$ qelib chiqadi. Bu yerdan

$$\alpha_m = M / R_b b h_0^2. \quad (34)$$

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

$$M \leq R_s A_s h_0 (1 - 0,5\xi). \quad (35)$$

Agar $1 - 0,5\xi = \zeta$ deb belgilasak, $M \leq R_s A_s h_0 \zeta$ kelib chiqadi. Bu tenglamadan armaturaning yuzasini topamiz:

$$A_s = M / R_s h_0 \zeta. \quad (36)$$

Agar to‘g‘ri to‘rtburchakli kesimning o‘lchamlari ma’lum bo‘lsa, α_m orqali jadvaldan ζ koefitsiyent aniqlanadi, so‘ngra (36) formuladan armatura yuzasi A_s topiladi.

Beton siqilish zonasining nisbiy balandligi $\xi = X/h_0$. ξ ning chegaraviy qiymati ξ_R tarzida ifodalanadi. $\xi = \xi_R$ bo‘lganda element chegaraviy holatda bo‘lib, armaturadagi quchlanish R_s ga tenglashadi.

Tabiiyki, ξ_R ning chegaraviy qiymati va Shunga mos chegaraviy armaturalash mavjud, bu chegaradan o'tgach, emirilish Cho'zilgan armaturadan emas, balki siqilgan betondan boshlanadi. Hisobning birinchi va ikkinchi hollari orasidagi chegara ham ana Shundan iboratdir. Shunday qilib, agar $\xi = X/h_0 \leq \xi_R$ bo'lsa, elementlar birinchi holning formulalari va asosida hisoblanadi. Agar $\xi > \xi_R$ bo'lsa, hisob ikkinchi hol formulalari bo'yicha amalga oshiriladi. Tajribalarning ko'rsatishicha ξ_R ning qiymati beton va armaturaning xossalariga bog'liq bo'ladi.

Betonning mustahkamligi ortgan sari, uning qayishqoqligi pasayishi hisobiga, betonning siqilish zonasida fursatidan ilgariroq mo'rt emirilish sodir bo'ladi, bu esa ξ_R ning kamayishiga olib keladi. Tajribalarning ko'rsatishicha, beton va armaturaning mustahkamligi ortgan sari ξ_R ning qiymati kamaya boradi. Demak, kesimning siqilish zonasi kichraya boradi. ξ_R formuladan topiladi.

Konstruksiyalarni hisoblashda ularning eng tejamqor va arzon nushalarini tanlashga intilmoq zarur. Tajribalarning ko'rsatishicha, to'sinlarda $\xi = 0,2...0,3$ va plitalarda $\xi=0,1...0,25$ olinca, mablag' tejaladi.

Element Yakka tartibda armaturalanganda, siqilish zonasidagi beton buzilmagan holda qabul qila oladigan momentning chegaraviy qiymati quyidagi formula bilan ifodalanadi:

$$M_R = \alpha_R R_b b h_0^2, \quad (37)$$

$$\text{bu yerda } \alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R). \quad (38)$$

Hisobning ikkinchi holida $\xi_R > \xi$, ya'ni elementning emirilishi siqilish zonasidan boshlanadi, deb olinadi. Armaturalash foizini keragidan ortiqcha olish temirbeton elementlarning mustahkamligini sezilarli darajada oshirmaydi. Bunday elementlar mustahkamligini $X = \xi_R h_0$ deb olib, (34) formula yordamida hisoblasa bo'ladi.

Yakka armaturali egiluvchi elementlarning armatura yuzasini topish

maqsadida va formulalardagi R_s o'rniga σ_s ni qo'yish tavsiya etiladi, chunki armaturadagi kuchlanish siqilish zonasidagi betonning barvaqt emirilishi oqibatida hisobiy qarshilik qiymatiga etib bora olmaydi.

Har bir i – qatorda joylashgan sterjendagi kuchlanish quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\sigma_{si} = [\sigma_{sc,u} / (1 - \omega / 1,1)(\omega / \xi_i - 1)], \quad (39)$$

Bu yerda $\xi_i = X/h_{oi}$, h_{oi} – eng siqilgan nuqtadan tegishli qator armaturasining og‘irlik markazidan o‘tuvchi o‘qqacha bo‘lgan masofa.

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

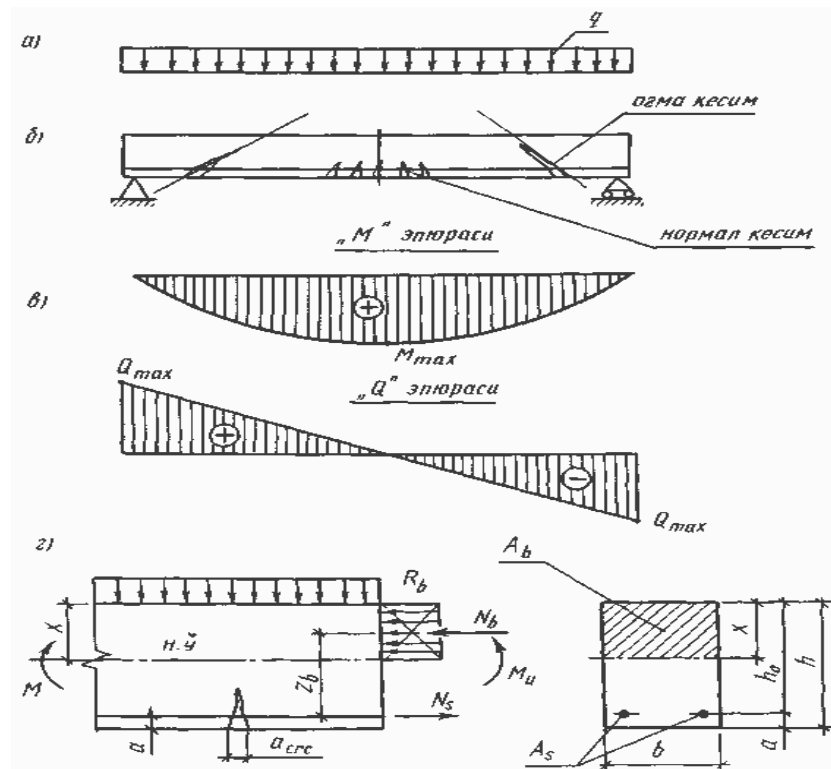
3.7. Egilishga ishlaydigan qo‘sh armaturali temirbeton elementlar

Qo‘sh armaturali to‘g‘ri to‘rtburchakli kesim. Betonning siqilish zonasiga armatura qo‘yish kam foyda bersada, ba‘zan shunday qilishga to‘g‘ri keladi.

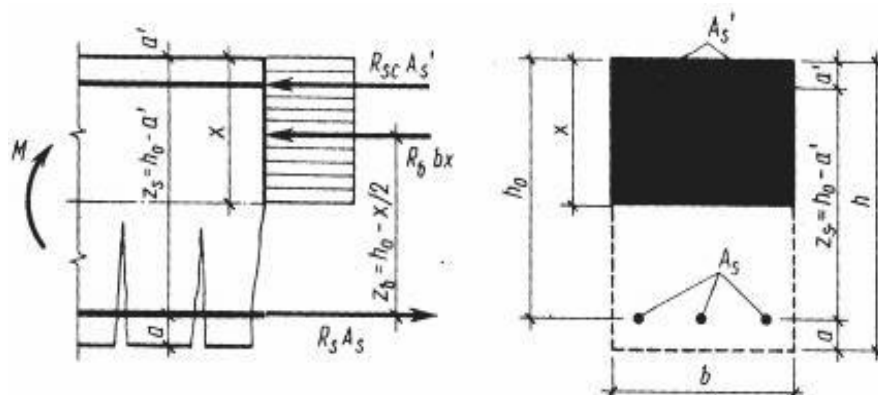
Siqilish zonasiga armatura quyidagi uch holda qo‘yiladi;

- 1) elementning ko‘ndalang kesim o‘lchamlari chegaralangan bo‘lsa;
- 2) betonning sinfini oshirib bo‘lmasa;
- 3) elementga ikki xil ishorali eguvchi momentlar ta'sir etsa.

Qo‘sh armaturali kesimlarni hisoblash formulalari ham yakka armatura kesimlar uchun berilgan formulalar kabi tuziladi. (3.3 – rasm). Agar yakka armatura qo‘yilganda $X > \xi_R h_0$ bo‘lsa, u holda siqilish zonasiga hisob bo‘yicha armatura qo‘yish lozim bo‘ladi. Siqilish zonasidagi armatura qabarmasligi uchun har 50 sm masofaga xomutlar qo‘yiladi (3.4–rasm).



3.3– rasm. Egiluvchi elementni hisoblash: a–yoyiq yuk, b – to‘sin; v–epyuralar; g–yakka armaturali elementni mustahkamlikka hisoblash



3.4–rasm. To‘g‘ri to‘rtburchak shaklidagi qo‘sh armaturali kesimning hisoblash sxemasi

Armatura kesimining yuzasini aniqlash. To‘g‘ri to‘rtburchak shaklidagi qo‘sh armaturali kesim uchun egilishdagi mustahkamlik sharti quyidagi ko‘rinishga ega:

$$M \leq M_b + M; \quad (40)$$

$$M \leq R_b A_b Z_b + R_{sc} A Z_s; \quad (41)$$

$$M \leq R_b b X (h_0 - 0,5X) + R_s A (h_0 - a') \quad (42)$$

Bu yerda M_s va M'_s – siqilgan zonada siqilgan beton va siqilgan armatura qabul qiladigan ichki momentlar.

Siqilish zonasining chegarasi

$$R_b b X = R_s A_s - R_{sc} A'_s \quad (43)$$

muvozanat tenglamasidan topiladi. Bunda $X \leq \xi_R h_0$ shart bajariladi deb qaraladi. Bu yerda ξ_R –armatura va betonning xossalari bog'liq bo'lgan koeffitsient, ξ ning chegaraviy qiymati.

3.8. Egilishga ishlaydigan temirbeton elementlarni og'ma kesim bo'yicha mustahkamlikka hisoblash

Egiluvchi elementlarning eguvchi moment va ko'ndalang kuchlari katta qiymatga ega bo'lgan qismlaridagi og'ma kesimlar mustahkamlikka tekshiriladi. Bunda elementlarning buzilishida quyidagi ikki hol uchrashi mumkin:

- 1) element faqat ko'ndalang kuch ta'sirida buziladi;
- 2) element ham ko'ndalang kuch, ham eguvchi moment ta'sirida buziladi.

Birinchi holda ko'ndalang kuchning katta qiymati ta'sirida og'ma kesimda siljish ro'y beradi.

Buzilish chog'ida elementning bir qismi ikkinchi qismiga nisbatan siljiydi. Bunday buzilish zlementlarning o'zaro og'ishiga qarshilik ko'rsatadigan, betonga mustahkam birikkan (ankerlangan) ishchi armatura mavjud bo'lgan holdagina ro'y berishi mumkin. Siquvchi va qirquvchi kuchlarning birgalikdagi ta'siri natijasida betonning siqilish zonasi buziladi (qirqiladi). Shuning uchun ham og'ma kesimlarning ko'ndalang kuchlar ta'siriga bo'lgan mustahkamligi majburiy ravishda hisoblanadi.

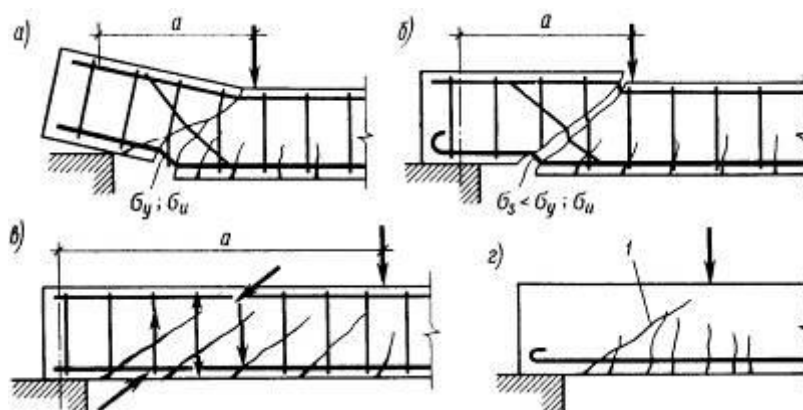
Og'ma kesimlarga ko'ndalang kuchlar ta'siri.

Tajribalarning ko'rsatishicha, og'ma kesimlarning ko'ndalang kuchlar ta'siriga bo'lgan mustahamligi etarli darajada bo'lmasa, balka Shu kesim bo'ylab emiriladi.

Agar tashqi yuklardan hosil bo'lgan ko'ndalang kuchlar qiymati og'ma kesim qabul qila oladigan qo'ndalang kuchdan kichik bo'lsa, u holda og'ma kesimning mustahkamligi ta'minlangan bo'ladi:

$$Q_O = Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b, \quad (44)$$

bu yerda Q_O – tashqi yuklardan hosil bo'lgan qo'ndalang kuch; O – siqilish zonasi markazi; Q_{sw} – og'ma kesimda joylashgan xomutlardagi zo'riqishlar yig'indisi; $Q_{s,inc}$ – og'ma kesimda joylashgan og'ma sterjenlardagi zo'riqishlarning vertikal o'qqa proeksiyalari yig'indisi; Q_b – betonning siqilish zonasi qabul qila oladigan ko'ndalang kuch.



3.5–rasm. Egiluvchi elementning qiya kesim bo'yicha sinish sxemalari:
a – bosh kuchlanish yo'nalishining tarhi; b – og'ma kesimda ko'ndalang kuchlar ta'siri

Xomutlardagi zo'riqishlar quyidagi formulalardan topiladi:

$$Q_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw} \text{ yoki } Q_{sw} = q_{sw} C, \quad (45)$$

bu yerda S – og'ma kesim proeksiyasi; $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / S$ – xomutlardagi zo'riqish intensivligi, ya'ni elementning uzunlik birligiga mos bo'lgan zo'riqish.

$Q_{s,inc}$ ning miqdori quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$Q_{s,inc} = \sum R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta. \quad (46)$$

Q_b kuchi quyidagicha aniqlanadi:

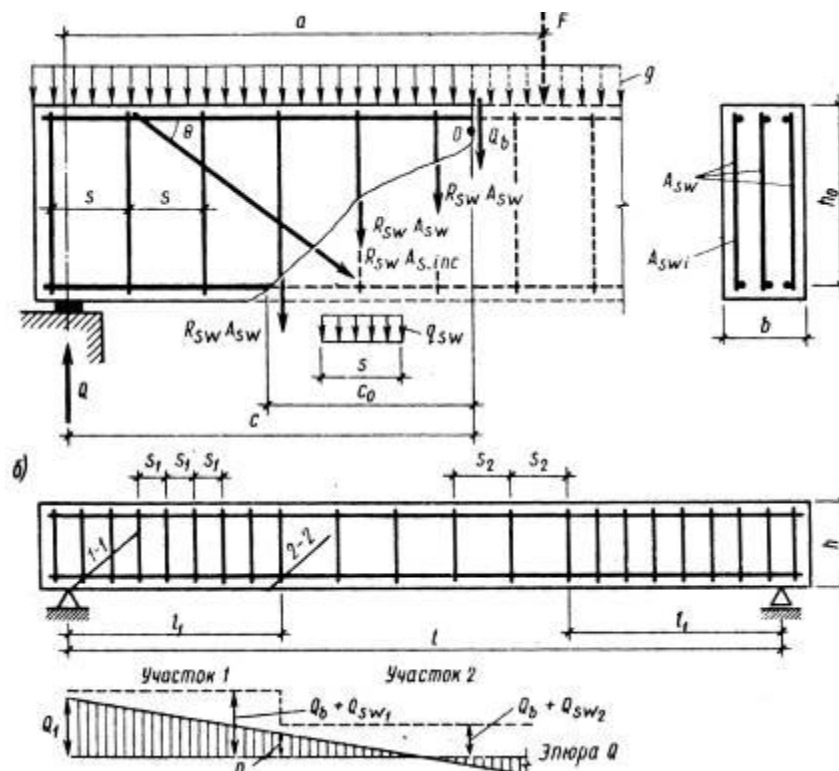
$$Q_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c, \quad (47)$$

biroq, $Q_b \geq \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0$ dan kam bo'lmasligi lozim.

Aks holda betonning qarshiligi etarli bo‘lmaydi. Bunday holda xomutlarning soni va diametrini yoki betonning sinfini oshirish kerak bo‘ladi.

φ_{b2} ko‘effitsiyent betonning turiga qarab 1,5...2 oralig‘ida olinadi. $\varphi_{b3}=0.4...0,6$ – bu ham betonga bog‘liq. Siqiluvchi tokchalarning ta‘sirini hisobga oluvchi ko‘effitsiyent quyidagi formuladan topiladi:

$$\varphi_f = 0,75(b'_f - b)h'_f/bh_0 \leq 0,5. \quad (48)$$



3.6–rasm. Og‘ma kesimning ko‘ndalang kuchga hisoblash tarhi

Q_b kuchi quyidagicha aniqlanadi:

$$Q_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2/c, \quad (49)$$

biroq, $Q_b \geq \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0$ dan kam bo‘lmasligi lozim.

Aks holda betonning qarshiligi etarli bo‘lmaydi. Bunday holda xomutlarning soni va diametrini yoki betonning sinfini oshirish kerak bo‘ladi.

φ_{b2} ko‘effitsiyent betonning turiga qarab 1,5...2 oralig‘ida olinadi. $\varphi_{b3}=0.4...0,6$ – bu ham betonga bog‘liq. Siqiluvchi tokchalarning ta‘sirini hisobga oluvchi ko‘effitsiyent quyidagi formuladan topiladi:

$$\varphi_f = 0,75(b'_f - b)h'_f/bh_0 \leq 0,5. \quad (50)$$

Bo'ylama kuchlar ta'sirini hisobga oluvchi koeffitsiyent φ_n quyidagi formulalardan topiladi:

a) siquvchi bo'ylama kuchlar mavjud bo'lganda,

$$\varphi_n = 0,1N/R_{bt}bh_o \leq 0,5; \quad (51)$$

b) cho'zuvchi bo'ylama kuchlar mavjud bo'lganda,

$$\varphi_n = 0,2N/R_{bt}bh_o \leq 0,5. \quad (52)$$

Koeffitsiyentlar yig'indisi $(1+\varphi_f + \varphi_n) \leq 1,5$

Og'ma kesimlarga eguvchi momentlar ta'siri.

Eguvchi momentning qiymati asta ortib borishi natijasida bosh cho'zuvchi kuchlanishlar ham ortib borib, betonning cho'zilishdagi qarshiligi $R_{bt, ser}$ ga etganda, elementda qiya Yoriq paydo bo'ladi. Betonning cho'zilish zonasi ishdan chiqadi, barcha cho'zuvchi kuchlar bo'ylama va ko'ndalang armaturalarga uzatiladi. Bunday holda armatura yaxshi ankerlanmagan bo'lsa, sug'irilib chiqishi, betonning siqilish zonasi kichrayib, buzilish ro'y berishi mumkin. Bunda kuchlanishlar oqish chegarasi σ_u ga yoki vaqtinchalik qarshilik σ_u ga tenglashadi.

Og'ma kesimning eguvchi moment bo'yicha mustahkamlik sharti quyidagicha ifodalanadi:

$$M_O \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \quad (53)$$

bu yerda M_O – tayanch reaksiya va tashqi kuchlardan O nuqtaga nisbatan olingan moment; M_s – bo'ylama armaturadagi zo'riqishdan olingan moment; $M_s = R_s A_s Z$; M_{sw} – og'ma kesimda joylashgan xomutlardagi zo'riqishlardan olingan moment; $M_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} Z_{sw}$; $M_{s,inc}$ – og'ma sterjenlardagi zo'riqishlardan olingan moment;

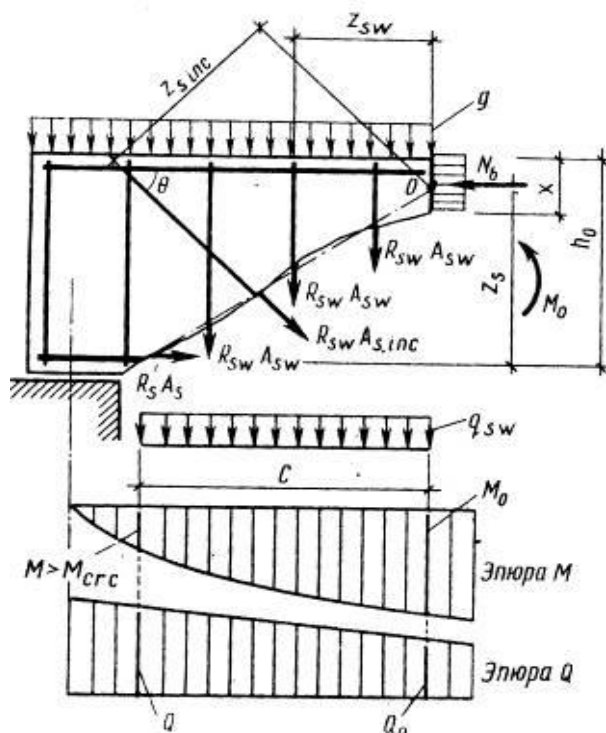
$$M_{s,inc} = \Sigma R_{s,inc} A_{s,inc} Z_{s,inc}. \quad (54)$$

Eguvchi momentlarning og'ma kesimlarga bo'lgan ta'siri elementning tayanch zonasida tekshiriladi. Agar ma'lum konstruktiv talablarga amal qilinsa, mustahkamlikka hisoblashga xojat qolmaydi.

Agar normal kesim bo'yicha aniqlangan cho'ziluvchi armaturani tayanchlargacha davom ettirib, uchlari ankerlab qo'yilsa, istalgan og'ma kesimning

eguvchi moment ta'siriga bo'lgan mustahkamligi ta'min etilgan bo'ladi. Ankerlashni kuchaytirish maqsadida ba'zan tayanch zonasiga qo'shimcha armatura joylanadi yoki sterjen uchlariga plastinalar payvandlanadi.

Og'ma kesimlarning momentlar bo'yicha hisobi



3.7–rasm. Og'ma kesimning eguvchi momentga hisoblash tarhi

Og'ma kesimlarning mustahkamligi momentlar bo'yicha formula yordamida tekshiriladi. Element eng havfli og'ma kesimining bo'ylama o'qqa bo'lgan proeksiyasi S_1 proeksiyalar tenglamasidan topiladi. Eng havfli og'ma kesim tayanchga yaqin kesimdan boshlanadi. Bu kesimda tashqi kuchlardan hosil bo'lgan moment M Yoriq hosil qiluvchi moment M_{src} ga teng bo'ladi.

Og'ma kesimlarni hisoblashda neytral o'q holati barcha kuchlarning bo'ylama o'qqa bo'lgan proeksiyalari tenglamasidan aniqlanadi.

Qator konstruktiv tadbirlar amalga oshirilsa, og'ma kesimlarning moment bo'yicha yuk ko'tarish qobiliyati normal kesimlarnikidan kam bo'lmaydi; bunday hollarda og'ma kesimlarni moment bo'yicha hisoblashga ehtiyoj qolmaydi.

Armaturalarni ankerlash.

Elementning ogʻma kesim boʻyicha mustahkamligini taʼminlaydigan konstruktiv tadbirlar quyidagilardan tashkil topadi. Avvalo, xomutlar va bukmalar orasidagi masofalar, xomutlarning diametrlari, Shuningdek bukmalarning joylanishi yuqorida keltirilgan talablar darajasida boʻlishi lozim. Qolaversa Choʻzilgan boʻylama armaturaning betonga mustahkam birikishi (ankerlanishi) ham katta rol oʻynaydi, chunki bunda armatura imkoniyatlaridan toʻla foydalaniladi. Egiluvchi element erkin tayansa, birikishni puxtalash maqsadida boʻylama armaturaning uchi elementdan tashqariga kamida $5d$ masofaga chiqarib qoʻyiladi. Agar (70) shart qanoatlantirilmasa, yaʼni hisobga koʻra koʻndalang armatura talab etilsa, u holda armaturaning chiqqan qismi uzunligi $l_s \geq 10d$ olinadi (3.7–rasm).

Payvand toʻrlarda silliq sirtli boʻylama armaturalarning uchiga I_s masofada kamida bitta, agar hisob boʻyicha koʻndalang armatura talab etilsa, kamida ikkita ankerlovchi (biriktiruvchi) koʻndalang armatura payvandlanishi lozim. Eng chetki ankerlovchi sterjendan boʻylama sterjenning uchigacha boʻlgan masofa $d \leq 10 \text{ mm}$ boʻlsa, 15 mm dan, $d > 10 \text{ mm}$ boʻlsa, $1,5d$ dan kam boʻlmasligi kerak. Ankerlovchi sterjenning diametri eng yoʻgʻon boʻylama armatura diametrining yarmidan kichik boʻlmasligi zarur. Agar anker (biriktirgich)lar boʻlmasa, armaturaning uchidagi normal kuchlanish nolga teng boʻladi; element uchidan uzoqlashgan sari armatura bilan beton orasidagi birikuv (splenie) hisobiga kuchlanish orta boradi va I_{an} masofada (2– rasm, v) uning qiymati toʻliq hisobiy qarshilik R_s ga tenglashadi. Ankerlash zonasining uzunligi quyidagi formula bilan aniqlanadi:

$$I_{an} = (\omega_{an} R_s / R_b + \Delta \lambda_{an}) d, \quad (55)$$

Choʻzilish zonasidagi davriy profilli armatura uchun $\omega_{an} = 0,7$ va $\Delta \lambda_{an} = 11$, tekis sirtli armatura uchun esa $\omega_{an} = 1,20$ va $\Delta \lambda_{an} = 11$. Bundan tashqari, I_{an} 250 mm dan va $20d$ dan kam boʻlmasligi kerak. Chetki ozod tayanchlarda ankerlash zonasi uzunligi koʻndalang armatura va koʻndalang yoʻnalishdagi siqilish kuchlanishlari taʼsirini eʼtiborga olgan holda hisoblanadi. Keyingi omillar ankerlash zonasini ixchamlashtiradi.

IV BOB SIQILISHGA ISHLAYDIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI LOYIHALASH

4.1. Siqilishga ishlaydigan temirbeton elementlarni loyihalashning o'ziga xos xususiyatlari

Oraliqda joylashgan ustunlar; fermalarning ustki tasmalari, yuqorilovchi hovonlari, ustunlari va boshqa Shuning kabi elementlar shartli ravishda markaziy siqiluvchi elementlar tarkibiga kiritiladi. Aslida qurilish konstruksiyalarida markaziy siqilish sof ko'rinishda uchramaydi, elementlar hamisha tasodifiy yelkali nomarkaziy siqilish holatida bo'ladi.

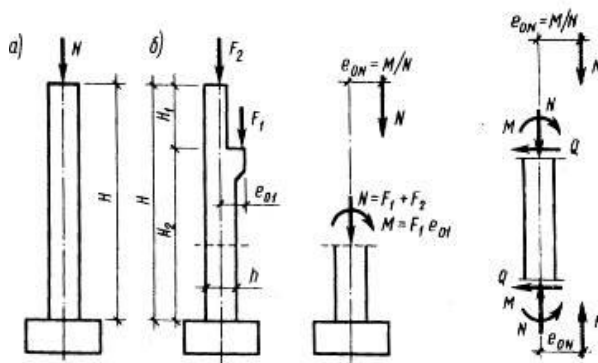
Bunday elementlar xomutlar vositasida bog'langan bo'ylama ishchi armaturalar bilan jihozlanadi. Elementga qo'yiladigan yukni bo'ylama armatura beton bilan birgalikda qabul qiladi. Bu yerda ko'ndalang sterjenlar (xomutlar) bo'ylama armaturalarni muddatidan ilgari qabarishdan asrash vazifasini o'taydi.

Bo'ylama kuch yelkasi uncha katta bo'lmasa, ko'ndalang kesim kvadrat shaklida olinadi. Eguvchi momentning qiymati kattabo'lsa, kesimning moment tekisligidagi o'lchamlari kattalashtiriladi, ya'ni to'g'ri to'rt burchak shakliga keltiriladi. Amalda ko'shtavr kesimli ustunlar ham qo'llaniladi.

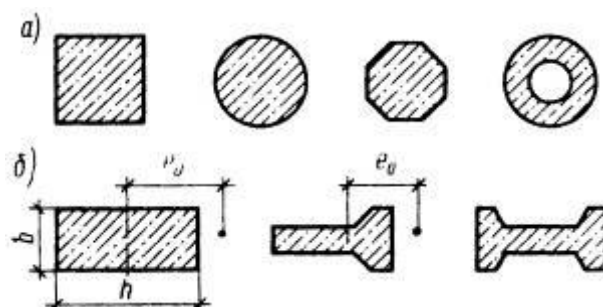
Yelkaning qiymati $e_0 = M/N + e_a$ formuladan topiladi; bu yerda e_a –tasodifiy yelka (ekssentrisitet).

Siqiluvchi elementlarda ishlatiladigan betonning sinfi V15 dan, agar katta yuk qo'yilsa, B25 dan kam bo'lmasligi kerak.

4.1 va 4.2-rasmlarda siqilgan elementlarning kuch sxemalari va ko'ndalang kesimlari keltirilgan.



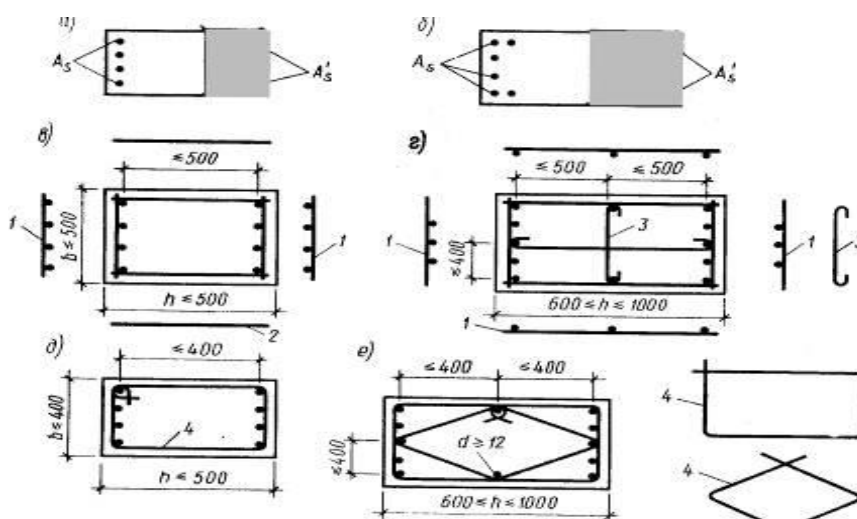
4.1–rasm. Siqilgan elementlar



4.2–rasm. Siqilgan elementlarning ko‘ndalang kesimlari

Siqilgan elementlarni armaturalash.

Ustunlarning bo‘ylama armaturalari diametri 12–40 mm bo‘lgan A–III va A–IIIC sinfli po‘latdan ishlanadi. Ko‘ndalang armatura uchun asosan A–II, A–I sinfli po‘lat sterjenlar hamda V–I sinfli sim ishlatiladi



4.3–rasm. Hisobiy eksentrisitetli siqilgan elementlarni armaturalash:

1 – nayvandlangan karkaslar; 2 – biriktiruvchi sterjenlar;. 3– shpilkalar; 4 – xomutlar

Armaturalar yassi yoki fazoviy karkas ko‘rinishida biriktiriladi. Kesim yuzasida armatura miqdori 3 % dan ortmasligi va 0,1–0,05 % dan kam bo‘lmasligi lozim.

Ko‘ndalang kesimi 40x40 sm bo‘lgan ustunlarga 4 ta bo‘ylama armatura etarli 4.(3–rasm). Ishchi armaturalar orasi 40 sm dan ortsa, orasiga qo‘shimcha sterjen

qo'yish zarur. Ustunlarning kesim o'lchami 500 mm gacha bo'lsa, 50 mm ga karrali, agar undan yuqori bo'lsa, 100 mm ga karrali o'lchamlarga ega bo'lishlari kerak.

Ko'ndalang armaturalar hisoblanmay qo'yiladi. Ular orasidagi masofa S payvandlangan karkaslarda $20d$, to'qima karkaslarda $15d$ olinadi. Har ikkala holda ham xomutlar orasidagi masofa 50 sm dan oshmasligi kerak. Ko'ndalang sterjenlarning himoya qatlami 1,5 sm dan kam bo'lmasligi lozim. Ustunlar simmetrik ravishda armaturalanadi.

Agar egilish tekisligida bo'ylama sterjenlar orasidagi masofa 500 mm dan oshsa, unda ular orasiga diametri 12 mm dan katta bo'lgan konstruktiv bo'ylama armatura o'rnatiladi, biroq, bo'ylama sterjenlar orasidagi masofa 500 mm dan oshib ketmasligi kerak (3–rasm, g, e).

Ko'ndalang armatura. Xomutlar ustunlarga konstruktiv mulohazalarga ko'ra o'rnatiladi. Ular hamma bo'ylama sterjenlarni o'rab olishi va ularni qabarib chiqishidan saqlashi kerak.

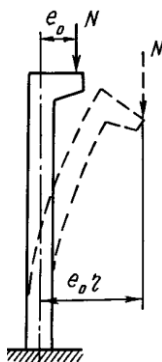
Element egilishini hisobga olish.

Egiluvchi elementlarga nomarkaziy qo'yilgan kuchlar bo'ylama kuch N ning boshlang'ich yelkasi e_0 ni kattalashtiradi (4–rasm). Shu sababdan siqiluvchi temirbeton elementlarni hisoblashda betonning noelastik deformatsiyasini va cho'zilish zonasidagi Yoriqlarni e'tiborga oluvchi tarhdan foydalaniladi.

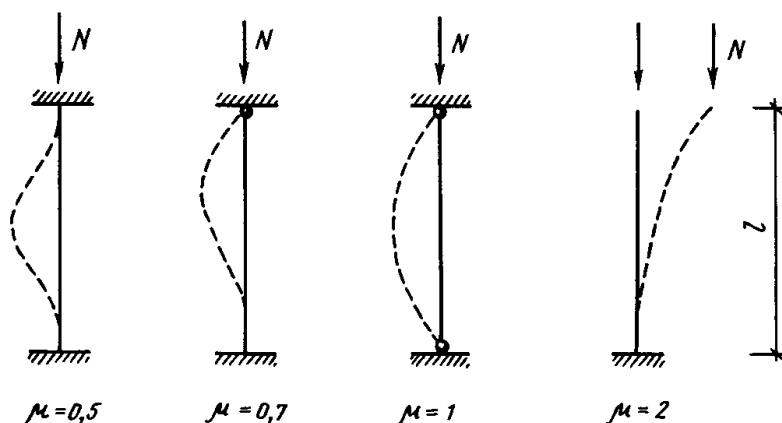
Konstruksiya deformatsiylanmagan tarhi bo'yicha hisoblansa, u holda egilishning yelka e_0 ga bo'lgan ta'siri koeffitsiyenti orqali e'tiborga olinadi. formulalar tarkibiga kirgan, bo'ylama kuch N bilan A_s armaturaning og'irlik markazigacha bo'lgan masofa qo'yidagi formuladan aniqlanadi:

$$e = (e_0 + e_a)\eta + e_c, \quad (1)$$

bu yerda e_0 – bo'ylama kuch N yelkasi; e_s – element o'qidan A_s armaturadagi zo'riqishning teng ta'sir etuvchisigacha bo'lgan masofa e_a – tasodifiy yelka; koeffitsiyentning formula $\eta = 1/(1 - N/N_{cr})$ dan topiladi. Bunda N_{cr} – kritik kuch



4.4–rasm. Egiluvchi elementlarda bo‘ylama kuch yelkasining ortishi



4.5–rasm. Ustunning hisobiy uzunligini aniqlash

$$N_{cr} = 6,4E_b/l_{ef}^2 \{ I/\varphi_l [0,11/(0,1+\delta_e/\varphi_p)+0,1] + \alpha I_s \}, \quad (2)$$

$$\text{bunda } I_s = \mu b h [(h_o - a')^2].$$

Egiluvchanlikning pastki qiymati $l_o/r < 17$, yuqori qiymati $l_o/r > 83$.

Sterjenning hisobiy uzunligi l_o uchlarini biriktirilish shartlariga bog‘liq holda aniqlanadi $l_o = \mu l$

Tasodifiy yyelkali elementlarning egiluvchanligini hisoblash.

Siqiluvchi elementlarni hisoblashdan oldin uning hisoblash tarhi tanlanadi (5–rasm). Elementning hisobiy balandligi uning egiluvchanligiga bog‘liq. Elementning egiluvchanligi $\lambda = l_o/r$, bu yerda r –kesimning inersiya radiusi.

Me‘yorlarga ko‘ra tasodifiy e_a yelka $h/30$ yoki $l/600$ nisbatlarning kattasiga teng qilib olinishi kerak.

Tasodifiy yelkali elementlarni hisoblash. Siqiluvchi elementlarni hisoblashdan oldin uning hisoblash tarhi tanlanadi

Tasodifiy yelkali siqiluvchi elementning yuk ko'tarish qobiliyati (5) formula bo'yicha tekshiriladi (1–rasm, a). Agar elementning ko'ndalang kesim o'lchamlari ma'lum bo'lsa, (5) formuladan armaturaning yuzini aniqlasa bo'ladi:

$$A_s + A'_s = (N / \eta \varphi R_{sc}) - (AR_b / R_{sc}). \quad (56)$$

bu yerda φ –bo'ylama egilish koeffitsiyenti ketma–ket yaqinlashuv usulida belgilanadi.

Elementning ko'ndalang kesim o'lchamlari va armatura yuzasini dastlabki aniqlashda qo'yidagi tengliklar qabul qilinadi:

$$\varphi = \eta = 1, \quad A_s + A'_s = \mu A = 0,001A. \quad (57)$$

Kesim yuza A (3) dan topiladi.

$$A = N / [\eta \varphi (R_b + \mu R_{sc})]. \quad (58)$$

Agar $\mu = 1...2 \%$ ni tashkil etsa, kesim to'g'ri tanlangan bo'ladi.

Armaturalash foizining miqdori $\mu_{\min} = 0,05 \% < \mu < \mu_{\max} = 3 \%$ oralig'ida bo'ladi.

Ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak bo'lgan elementlarning nomarkaziy siqilishi.

Nomarkaziy siqiluvchi elementlarda ham, egiluvchi elementlarga o'xshab, qo'yidagi ikki hol uchrashi mumkin:

1) yelka katta qiymatga ega bo'lgan hol. Bu hol $\xi < \xi_R$ bo'lgan shartga mos keladi.

2) yelka kichik qiymatga ega bo'lgan hol. Bunda avval $\xi > \xi_R$ bo'ladi. Kuchdan eng uzoqda joylashgan armatura yo siqilgan, yoki biroz cho'zilgan holatda bo'ladi. Yelka e_0 M va N epyuralaridan aniqlanadi.

To'g'ri to'rtburchakli kesim uchun qo'yidagilarni yoza olamiz:

$$A_b = bX; \quad N_b = R_b bX; \quad Z_b = h_0 - 0,5X. \quad (59)$$

To'g'ri to'rtburchak kesimli nomarkaziy siqilayotgan elementning mustahkamlik sharti qo'yidagi ko'rinishga ega:

$$Ne < N_b Z_b + N_s Z_s, \quad Ne < R_b b_X (h_0 - 0,5X) + R_{sc} A_s^1 (h_0 - a). \quad (60)$$

Siqilish zonasining balandligi qo'yidagi tengliklardan aniqlanadi:

$$a) \xi = X/h_0 \leq \xi_R \text{ bo'lganda } N = R_b b_X + R_{sc} A_s' - R_s A_s; \quad (61)$$

$$b) \xi = X/h_0 > \xi_R \text{ bo'lganda, } N = R_b b_X + R_{sc} A_s' - \sigma_s A_s, \quad (62)$$

bu yerda σ_s – armatura materialiga bog'liq miqdor bo'lib, qo'yidagi formuladan topiladi:

$$\sigma_s = R_s [2(1 - X/h_0) / (1 - \xi_R) - 1]. \quad (63)$$

Elementning mustakkamligini tekshirishda siqilish zonasining balandligi aniqlanadi:

$$X = (N - R_{sc} A_s' + R_s A_s), \quad (64)$$

Agar $X \leq \xi_R h_0$ shart bajarilsa, elementning mustahkamligi (60) formula yordamida tekshiriladi. Bordiyu bajarilmasa, X ni (64) formuladan aniqlab, element mustahkamligini (5) formula yordamida tekshirishga to'g'ri keladi.

Siqilgan elementlar armaturasining yuzasini aniqlash. Armatura yuzalari A_s va A_s^1 larni aniqlash uchun (60) va (61) formulalarni qayta o'zgartiramiz.

$\xi = X/h_0 \leq \xi_R$ bo'lgan holni ko'rib o'taylik.

(61) formuladan qo'yidagi ifoda kelib chiqadi:

$$A_s' = [Ne - R_b b_X (h_0 - 0,5X)] / R_{sc} (h_0 - a) = Ne R_b b_X h_0 2 \alpha_m / R_{sc} Z_s. \quad (65)$$

Kelib chiqish yo'li: $X = \xi_R h_0$;

$$X(h_0 - 0,5X) = \xi_R h_0 (h_0 - 0,5 \xi_R h_0) = h_0^2 \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = h_0^2 \alpha_m.$$

(10) dan qo'yidagi formula hosil bo'ladi:

$$A_s = (R_b b_X \xi_R h_0 - N) / R_s + R_{sc} A_s' / R_s. \quad (66)$$

Agar A_s' ni konstruktiv qabul qilsak, u holda α_m (61) formuladan qo'yidagi tartibda aniqlanadi:

$$X = (h_0 - 0,5X) = [Ne - R_{sc} A_s' (h_0 - a)] / R_b b = \alpha_m h_0^2;$$

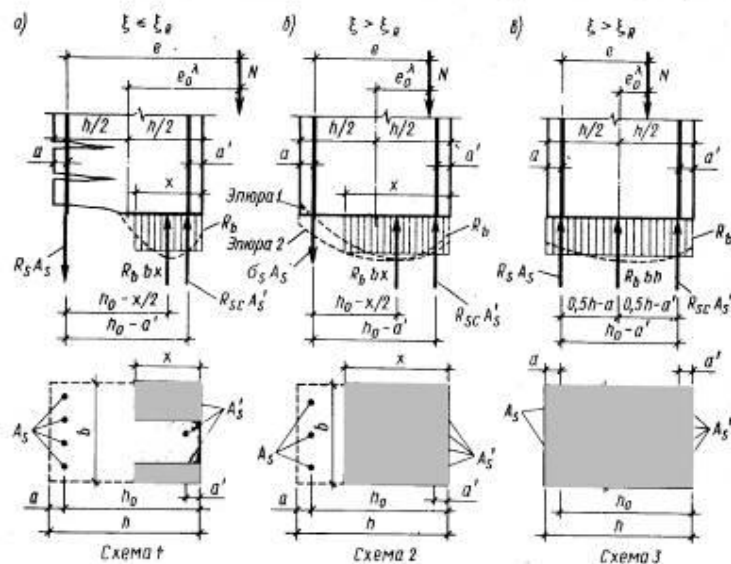
$$\alpha_m = [Ne - R_{sc} A_s' (h_0 - a)] / R_b b h_0^2. \quad (67)$$

Bunga asosan jadvaldan ξ aniqlanadi. (61) formulada $X = \xi_R h_0$ deb olsak, izlanayotgan yuza qo'yidagi ifodadan topiladi:

$$A_s = (R_b b_X \xi - N) / R_s + R_{sc} A_s' / R_s. \quad (68)$$

Amalda aksariyat hollarda kesimlar simmetrik ravishda armaturalanadi. Bunda $A_s=A'_s$, $R_{sc}=R_s$, $R_{sc}A_s'=R_sA_s$ bo'ladi. U holda (61) formuladan $X=N/R_b b$ kelib chiqadi. Bo'larga ko'ra (62) formulani qo'yidagi ko'rinishda yoza olamiz:

Siqilgan elementlarning hisobiy sxemalari



4.6–rasm. Siqiluvchi elementlarning hisoblash tarhi: a–tasodifiy yelka – I_0 ; b – $X \leq \xi_R$ bo'lgan hol uchun; v– $X \geq \xi_R$ bo'lgan hol uchun

$$A_s=A'_s=[N(e-h_0+N/2R_b b)/R_{sc}(h_0-\alpha')]. \quad (69)$$

Endi $\xi=X/h_0 > \xi_R$ bo'lgan holni ko'ramiz. Bu holda armatura yuzasi qo'yidagi tartibda hisoblanadi:

1. Hisobga doir qiymatlar (R_b ; R_s ; R_{sc} ; E_s ; E_b) yozib olinadi;

2. Armaturalash ko'effitsiyenti $\mu = (A_s+A'_s)/bh$, $\mu=(0,0005-0,035)$ oralig'ida qabul qilinadi, N_{cr} hisoblanadi. Agar $N > N_{cr}$ chiqsa, elementning ko'ndalang kesim yuzi o'lchamlari kattalashtiriladi;

3. A_s/A'_s nisbatga qiymatlar berib, X va X/h_0 aniqlanadi, keyin (68) va (69) formulalardan foydalanib, armatura yuzasi A_s va A'_s topiladi;

4. Armatura yuzasining topilgan qiymatlari asosida armaturalash ko'effitsiyenti qayta hisoblanadi. Agar ko'effitsiyentning bu qiymati, qabul qilingan qiymatidan

0,0005 dan kamroq farq kilsa, Shu yuzani koldirish mumkin. Farq katta chiqsa, u holda armaturalash koefitsiyentiga yangi qiymat berib, hisob qaytadan bajariladi.

4.2. Siqilishga ishlaydigan temirbeton elementlarni mustahkamlikka hisoblash

Tasodifiy yelkali elementlarni hisoblash.

Siqiluvchi elementlarni hisoblashdan oldin uning hisoblash tarhi tanlanadi

Tasodifiy yelkali siqiluvchi elementning yuk ko'tarish qobiliyati (74) formula bo'yicha tekshiriladi (4.7–rasm, a). Agar elementning ko'ndalang kesim o'lchamlari ma'lum bo'lsa, (74) formuladan armaturaning yuzini aniqlasa bo'ladi:

$$A_s + A'_s = (N / \eta \varphi R_{sc}) - (A R_b / R_{sc}). \quad (70)$$

bu yerda φ –bo'ylama egilish koefitsiyenti ketma–ket yaqinlashuv usulida belgilanadi.

Elementning ko'ndalang kesim o'lchamlari va armatura yuzasini dastlabki aniqlashda qo'yidagi tengliklar qabul qilinadi:

$$\varphi = \eta = 1, \quad A_s + A'_s = \mu A = 0,001 A. \quad (71)$$

Kesim yuza A (3) dan topiladi.

$$A = N / [\eta \varphi (R_b + \mu R_{sc})]. \quad (72)$$

Agar $\mu = 1...2 \%$ ni tashkil etsa, kesim to'g'ri tanlangan bo'ladi.

Armaturalash foizining miqdori $\mu_{\min} = 0,05 \% < \mu < \mu_{\max} = 3 \%$ oralig'ida bo'ladi.

Ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak bo'lgan elementlarning nomarkaziy siqilishi.

Nomarkaziy siqiluvchi elementlarda ham, egiluvchi elementlarga o'xshab, qo'yidagi ikki hol uchrashi mumkin:

1) yelka katta qiymatga ega bo'lgan hol. Bu hol $\xi < \xi_R$ bo'lgan shartga mos keladi.

2) yelka kichik qiymatga ega bo'lgan hol. Bunda avval $\xi > \xi_R$ bo'ladi. Kuchdan eng uzoqda joylashgan armatura yo siqilgan, yoki biroz Cho'zilgan holatda bo'ladi. Yelka e_0 M va N epyuralaridan aniqlanadi.

To'g'ri to'rtburchakli kesim uchun qo'yidagilarni yoza olamiz:

$$A_b = bX; N_b = R_b bX; Z_b = h_0 - 0,5X. \quad (73)$$

To'g'ri to'rtburchak kesimli nomarkaziy siqilayotgan elementning mustahkamlik sharti qo'yidagi ko'rinishga ega:

$$Ne < N_b Z_b + N_s Z_s, \quad Ne < R_b bX(h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s^1 (h_0 - a). \quad (74)$$

Siqilish zonasining balandligi qo'yidagi tengliklardan aniqlanadi:

$$a) \xi = X/h_0 \leq \xi_R \text{ bo'lganda } N = R_b bX + R_{sc} A'_s - R_s A_s; \quad (75)$$

$$b) \xi = X/h_0 > \xi_R \text{ bo'lganda, } N = R_b bX + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s, \quad (76)$$

bu yerda σ_s – armatura materialiga bog'liq miqdor bo'lib, qo'yidagi formuladan topiladi:

$$\sigma_s = R_s [2(1 - X/h_0)/(1 - \xi_R) - 1]. \quad (77)$$

Elementning mustahkamligini tekshirishda (91) formuladan siqilish zonasining balandligi aniqlanadi:

$$X = (N - R_{sc} A'_s + R_s A_s), \quad (78)$$

Agar $X \leq \xi_R h_0$ shart bajarilsa, elementning mustahkamligi (74) formula yordamida tekshiriladi. Bordiyu bajarilmasa, X ni (79) formuladan aniqlab, element mustahkamligini (74) formula yordamida tekshirishga to'g'ri keladi.

Siqilgan elementlar armaturasining yuzasini aniqlash.

Armatura yuzalari A_s va A_s^1 larni aniqlash uchun (74) va (75) formulalarni qayta o'zgartiramiz.

$$\xi = X/h_0 \leq \xi_R \text{ bo'lgan holni ko'rib o'taylik.}$$

(6) formuladan qo'yidagi ifoda kelib chiqadi:

$$A'_s = [Ne - R_b bX(h_0 - 0,5X)] / R_{sc}(h_0 - a') = Ne R_b b h_0^2 \alpha_m / R_{sc} Z_s. \quad (79)$$

Kelib chiqish yo'li: $X = \xi_R h_0$;

$$X(h_0 - 0,5X) = \xi_R h_0 (h_0 - 0,5 \xi_R h_0) = h_0^2 \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = h_0^2 \alpha_m.$$

(10) dan qo'yidagi formula hosil bo'ladi:

$$A_s = (R_b b h_0 \xi_R - N) / R_s + R_{sc} A'_s / R_s. \quad (80)$$

Agar A'_s ni konstruktiv qabul qilsak, u holda α_m (6) formuladan qo'yidagi tartibda aniqlanadi:

$$X = (h_0 - 0,5X) = [N - R_{sc} A'_s (h_0 - a)] / R_b b = \alpha_m h_0^2;$$

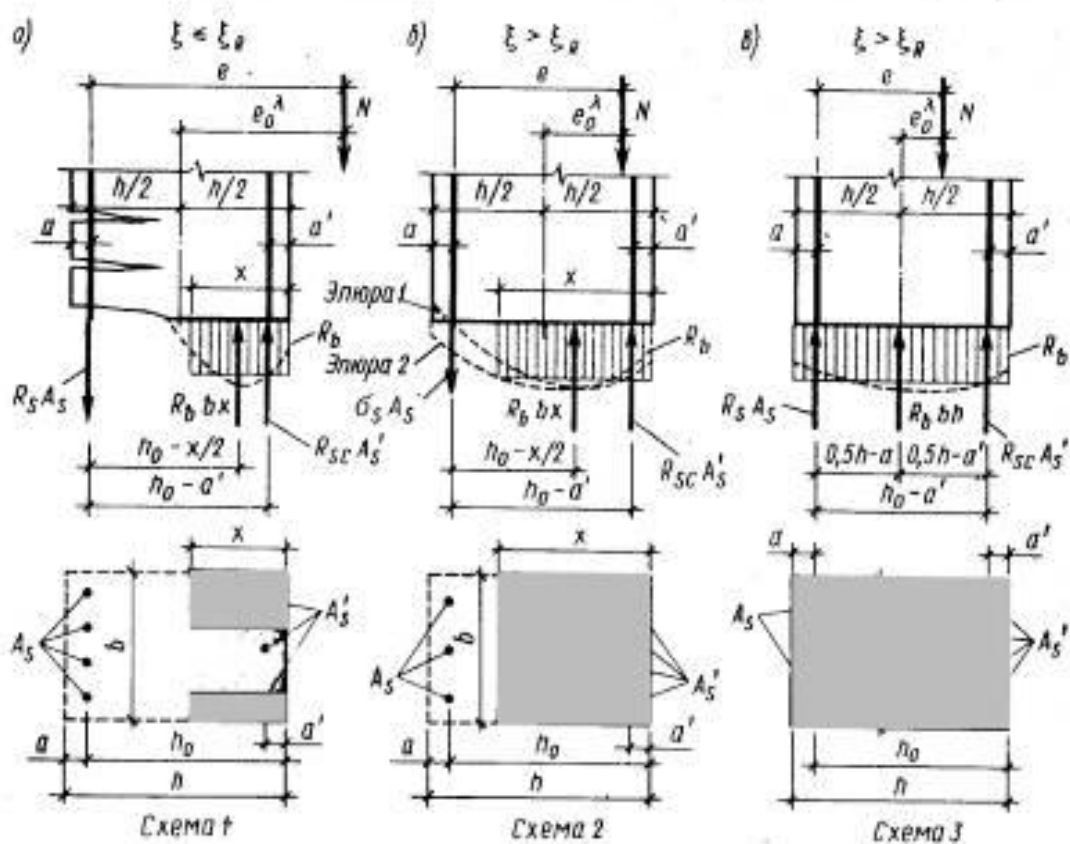
$$\alpha_b = [N - R_{sc} A'_s (h_0 - a)] / R_b b h_0^2. \quad (81)$$

Bunga asosan jadvaldan ξ aniqlanadi. (6) formulada $X = \xi_R h_0$ deb olsak, izlanayotgan yuza qo'yidagi ifodadan topiladi:

$$A_s = (R_b b h_0 \xi - N) / R_s + R_{sc} A'_s / R_s. \quad (82)$$

Amalda aksariyat hollarda kesimlar simmetrik ravishda armaturalanadi. Bunda $A_s = A'_s$, $R_{sc} = R_s$, $R_{sc} A'_s = R_s A_s$ bo'ladi. U holda (75) formuladan $X = N / R_b b$ kelib chiqadi. Bo'larga ko'ra (76) formulani qo'yidagi ko'rinishda yoza olamiz:

Siqilgan elementlarning hisobiy sxemalari



4.7–rasm. Siqiluvchi elementlarning hisoblash tarhi: a–tasodifiy yelka – I_0 ;

b – $X \leq \xi_R$ bo'lgan hol uchun; v– $X \geq \xi_R$ bo'lgan hol uchun

$$A_s = A'_s = [N(e - h_0 + N/2R_b b) / R_{sc}(h_0 - \alpha')]. \quad (83)$$

Endi $\xi = X/h_0 > \xi_R$ bo'lgan holni ko'ramiz. Bu holda armatura yuzasi qo'yidagi tartibda hisoblanadi:

1. Hisobga doir qiymatlar (R_b ; R_s ; R_{sc} ; E_s ; E_b) yozib olinadi;

2. Armaturalash koefitsiyenti $\mu = (A_s + A'_s)/bh$, $\mu = (0,0005 - 0,035)$ oralig'ida qabul qilinadi, N_{cr} hisoblanadi. Agar $N > N_{cr}$ chiqsa, elementning ko'ndalang kesim yuzi o'lchamlari kattalashtiriladi;

3. A_s/A'_s nisbatga qiymatlar berib, X va X/h_0 aniqlanadi, keyin (82) va (83) formulalardan foydalanib, armatura yuzasi A_s va A'_s topiladi;

4. Armatura yuzasining topilgan qiymatlari asosida armaturalash koefitsiyenti qayta hisoblanadi. Agar koefitsiyentning bu qiymati, qabul qilingan qiymatidan 0,0005 dan kamroq farq kilsa, Shu yuzani koldirish mumkin. Farq katta chiqsa, u holda armaturalash koefitsiyentiga yangi qiymat berib, hisob qaytadan bajariladi.

Mavzuni mustahkamlash uchun misollar

Siqilishga ishlovchi elementlar. Siqilishga ishlovchi temirbeton elementlar - bu ustunlar, fermalarning yuqorigi belbog'lari va panjaralarining ba'zi bir elementlari, arkalar va rama konstruksiyalaridir. Lekin eng ko'p tarqalgan siqilishga ishlovchi elementlar bu ustunlardir. Amalda har qanday temirbeton elementlarga ta'sir etayotgan bo'ylama siquvchi kuchlar eksentrisitet orqali ta'sir etadi. Agar loyihada eksentrisitet ko'zda tutilmagan bo'lsa, betonning har xil jinsliliigi, montaj ishlaridagi noaniqliklar sababli tasodifiy eksentrisitet e_a hosil bo'lishi mumkin. Tasodifiy eksentrisitetni aniqlashning uch xil turi mavjud. Bunda tasodifiy eksentrisitet e_a ning qiymati element ko'ndalang kesimi balandligining 1/30 yoki element uzunligining 1/600 qismiga teng qilib, eng kamida 1 sm qilib olinadi. Agar elementga bir vaqtda bo'ylama siquvchi kuch- N va eguvchi moment- M ta'sir etayotgan bo'lsa u holda eksentrisitet qiymati qo'yidagicha qabul qilinadi:

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a \cdot$$

Tashqi kuchlarni ta'sir etish xususiyatiga ko'ra nomarkaziy siqilishga ishlovchi elementlar ko'ndalang kesimi to'g'ri burchakli, qo'shtavrli, tavrSimon, halqasimon va boshqa ko'rinishlarda bo'lib, aksariyat hollarda moment ta'sir qiladigan tekislik tomonga rivojlantirilgan bo'ladi. Bundan tashqari bu elementlar ikki tarmoq (yo'nalish)li bo'lishi ham mumkin. Nomarkaziy siqilishga ishlovchi elementlarning ko'ndalang kesim o'lchamlari Shunday qabul qilinishi kerakki ikkala yo'nalishda ham egiluvchanlik talablariga javob berishi kerak.

Nomarkaziy siqilishga ishlovchi elementlarni hisoblash uslubi ularni buzilish tavsifiga bog'liq bo'lib, bu o'z navbatida eksentrisitetlar qiymatiga va elementni S va S¹ armaturalar bilan ta'minlanganlik darajasi bilan bog'liq bo'ladi.

Agar tashqi kuch katta eksentrisitet bilan qo'yilgan bo'lsa, ya'ni $\xi \leq \xi_R$, bunda cho'ziluvchi armatura S tomondagi betonda Yoriqlar paydo bo'ladi va cho'ziluvchi armaturadagi kuchlanish uning oquvchanlik chegarasiga etadi, Shundan keyingina siqiluvchi betonni buzilishi ro'y beradi. Bu birinchi hisobiy holat deyiladi.

Agar tashqi kuch kichik eksentrisitet bilan qo'yilgan bo'lsa, ya'ni $\xi > \xi_R$, bunda armatura S juda kam Cho'zilgan yo hattoki siqilgan bo'lib, elementning buzilishi siqiluvchi beton va armaturalardagi kuchlanish ularning vaqtli qarshiligi chegaraviy miqdoriga etgandan so'ng yuz beradi. Bu ikkinchi hisobiy holat deyiladi.

Nomarkaziy siqilgan elementlarga, ularni hisoblash natijalaridan qat'iy nazar, 1 jadvalda berilgan armaturalar miqdoridan kam armatura qo'yilmasligi kerak.

Nomarkaziy siqilgan elementlar uchun bo'ylama armaturalar kesim yuzasining eng kichik miqdori.

4.1-jadval.

Egiluvchan lik $\left(\lambda = \frac{l_0}{i} \right)$	$\lambda < 17$	$17 \leq \lambda \leq 35$	$35 < \lambda \leq 83$	$\lambda > 83$
A _s va A _s ¹ %	0,05	0,10	0,20	0,25

1-misol. Nomarkaziy siqilgan elementning A_s va A'_s armaturalarining kesim yuzi aniqlansin.

Ko'ndalang kesim yuzasi $b \times h = 30 \times 60$ sm; hisobiy uzunligi $\lambda_0 = 9,0$ m; beton sinfi V20 ($R_v = 11,5$ MPa, $E_v = 24000$ MPa); armatura sinfi A-III ($R_s = R_{sc} = 365$ MPa, $E_s = 200000$ MPa).

Hisobiy bo'ylama kuch va eguvchi momentlar: doimiy yukdan $N_p = 400$ kN; $M_n = 150$ kN·m; uzoq muddatli yukdan $N_e = 200$ kN; $M_e = 100$ kN·m; qisqa muddatli yukdan $N_{sh} = 150$ kN; $M_{sh} = 50$ kN·m.

$$A_s = ?; A'_s = ?$$

Yechish. Ishchi balandlik $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56$ sm.

Bu yerda $a = a^1 = 4$ sm eksentrisitetni aniqlaymiz.

$$e_{0p} = \frac{M}{N} = \frac{(150 + 100 + 50)}{(400 + 200 + 150)} = \frac{300}{750} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}.$$

U holda tasodifiy eksentrisitet

$$e_a = h/30 = 60/30 = 2 \text{ cm} \text{ yoki } e_a = l_0/600 = 900/600 = 1,5 \text{ sm};$$

katta qiymatini qabul qilamiz $e_a = 2$ sm.

$$\text{Elementning egiluvchanligi } \lambda = \frac{\lambda_0}{h} = \frac{900}{60} = 15;$$

$$\alpha_i = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} = 0,01 \frac{365}{11,5 \cdot 1,1} = 0,289; i = 0,289 \cdot 60 = 17,34 \text{ sm}; \mu = 0,01;$$

Umumiy eksentrisitet

$$e_0 = e_a + e_{or} = 2 + 40 = 42 \text{ sm, u holda}$$

$$e = e_0 + 0,5(h_0 - a) = 42 + 0,5(56 - 4) = 68 \text{ sm};$$

Elementning chegaraviy holatida uzoq muddatli yukni uning mustahkamligiga ta'sirini hisobga oluvchi koeffitsiyent, $\beta = 1$ (og'ir betonlar uchun) bo'lganda

$$\varphi_l = 1 + \beta(M_l / M) = 1 + 1 \frac{(150 + 100 + 50)}{(150 + 100)} = 1 + 1,2 = 2,2;$$

koeffitsiyent $\delta_e = e_0/h = 42/60 = 0,7$, 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 $\delta=0,7$.

$$J_{\epsilon} = \frac{\epsilon h^3}{12} = \frac{30 \cdot 60^3}{12} = 540000 \text{ cm}^4;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{\epsilon}} = \frac{200000}{24000} = 8,34.$$

U holda kritik kuch

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_{\epsilon}}{l_0^2} \left[\frac{J_{\epsilon}}{\varphi_e} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha \cdot J_s \right] = \frac{6,4 \cdot 24000 \cdot (100)}{900^2} \times$$

$$\times \left[\frac{540000}{2,2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1 \right) + 8,34(30 - 4)^2 \cdot 0,01 \cdot 30 \cdot 60 \right] = 3027356 H > N = 750000 H.$$

$$J_s = \mu b h \left(\frac{h - a - a^1}{2} \right)^2$$

Bo'ylama egilish koeffitsiyenti

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{750000}{3027356}} = 1,328.$$

Bo'ylama egilishni hisobga olgan holda, eksentrisitet:

$$e_0 \eta = 42 \cdot 1,328 = 55,8 \text{ sm} > 0,3 h_0 = 0,3 \cdot 56 = 16,8 \text{ cm},$$

demak, element birinchi hisobiy holatga kirar ekan.

Eksentrisitet

$$e = e_0 \eta + 0,5(h_0 - a^1) = 42 \cdot 1,328 + 0,5(56 - 4) = 81,8 \text{ sm};$$

$$\omega = 0,85 - 0,01 \cdot R_v = 0,85 - 0,01 \cdot 11,5 = 0,735;$$

$$\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{ MPa}; \quad \sigma_{sc,u} = 400 \text{ MPa};$$

$$\zeta_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,4}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,735}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,735}{1,1} \right)} = 0,768;$$

$$\alpha_R = 0,768 (1 - 0,5 \cdot 0,768) = 0,473.$$

Siqiluvchi armaturaning talab etilgan yuzasi Shunday aniqlanadi.

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_R R_{\epsilon} \epsilon h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{750 \cdot 10^3 \cdot 81,8 - 0,473 \cdot 11,5 \cdot (100) \cdot 30 \cdot 56^2}{365 \cdot (10^2)(56 - 4)} = 5,36 \text{ cm}^2;$$

$$\mu = \frac{5,36}{30 \cdot 56} \cdot 100\% = 0,319\% > \mu_{\min} = 0,2\% \quad (1 - \text{jadval}).$$

Cho‘ziluvchi armaturaning talab etilgan yuzasi

$$A_s = \frac{R_{\epsilon} \cdot \zeta_R \cdot \epsilon h_0}{R_s} + \frac{R_{s,c} A'_s}{R_s} - \frac{N}{R_s} = \frac{11,5 \cdot (100) \cdot 0,768 \cdot 30 \cdot 56}{365 \cdot (100)} + \frac{365 \cdot 5,36}{365 \cdot (100)} - \frac{750 \cdot 10^3}{365 \cdot (100)} =$$

$$= 40,65 + 5,36 - 20,55 = 25,46 \text{ cm}^2 ;$$

$$\mu = [(A_s + A'_s) / \epsilon h] \cdot 100\% = [(25,46 + 5,36) / 30 \cdot 60] \cdot 100\% = 1,7\% \quad \text{umumiy armaturalash}$$

foizi $\mu\%$ birinchi interval uchun qabul qilingan armaturalash foiziga mos keladi. Demak, hisoblash tugadi deb hisoblanadi.

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.

2-misol. Simmetrik armaturalangan nomarkaziy siqilishga ishlovchi element uchun bo‘ylama armaturalar kesim yuzasi aniqlansin.

Bunda uzoq muddatli yuk $N_{\lambda} = 700 \text{ kN}$; qisqa vaqtli yuk $N_{sh} = 300 \text{ kN}$; eksentrisitetlar $e_0 = 5 \text{ sm}$; $e_{0I} = e_a = h/30 = 1,3 \text{ sm}$; $v = h = 40 \text{ sm}$; hisobiy uzunlik $\lambda_0 = 3,2 \text{ m}$, og‘ir beton sinfi V15 ($R_v = \gamma_{v2} \cdot R_v = 1 \cdot 8,5 = 8,5 \text{ MPa}$; $E_v = 23000 \text{ MPa}$);

armatura sinfi A-II ($R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$; $E_s = 210000 \text{ MPa}$).

$$A_s = ?; A_s^1 = ?$$

Yechish. Agar $a = a^1 = 4 \text{ sm}$ desak, $h_0 = h_0^1 = 40 - 4 = 36 \text{ cm}$; va

$$Z_s = h - a - a^1 = 40 - 4 - 4 = 32 \text{ cm teng}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{\epsilon}} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{0,23 \cdot 10^5} = 9,13.$$

Beton yuzasining inersiya momenti

$$J_{\epsilon} = \frac{\epsilon h^3}{12} = \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 213333 \text{ cm}^4 ;$$

$$e_1 = e_0 + 0,5 h - a = 5 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 21 \text{ sm} = 0,21 \text{ m};$$

$$e_{1I} = e_{0I} + 0,5 h - a = 1,3 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 17,3 \text{ cm} = 0,173 \text{ m};$$

$$\text{To‘la bo‘ylama kuch } N = N_I + N_{sh} = 700 + 300 = 1000 \text{ kN};$$

$$M = N \cdot e_1 = 1000 \cdot 0,21 = 210 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$M_e = N_e \cdot e_{11} = 700 \cdot 0,173 = 121,1 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

$$\text{Koeffitsiyent } \varphi_e = 1 + \beta \cdot \frac{M_e}{M} = 1 + 1 \frac{121,1}{210} = 1,58 < 1 + \beta = 1 + 1 = 2;$$

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \cdot l_0 / h - 0,01 R_v = 0,5 - 0,01 \cdot 3,2 / 0,4 - 0,01 \cdot 8,5 = 0,335;$$

$$\delta = e_0 / h = 5 / 40 = 0,125 < \delta_{\min} = 0,335,$$

qabul qilamiz $\delta = 0,335$;

$$i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11,56; \lambda_0 / i = 320 / 11,56 = 27,68.$$

4.1 – jadvaldan $\mu_{\min} = 0,1\%$ 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

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E \varrho}{\lambda_0^2} \left[\frac{J \varrho}{\varphi_\lambda} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \alpha \cdot J_s \right] = \frac{6,4 \cdot 23000}{320^2} \left[\frac{213333}{1,58} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,335} + 0,1 \right) + 9,13 \cdot 2365 \right] \times$$

$$\times (100) = 8012000 H = 8012 \kappa H > N = 1000 \kappa H.$$

Bo'ylama egilish koeffitsiyenti

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1000}{8012}} = 1,143;$$

$$e = e_0 \cdot \eta = 0,5h - a = 5 \cdot 1,143 = 0,5 \cdot 40 - 4 = 21,7 \text{ sm};$$

$$e^1 = e_a \cdot \eta - 0,5h - a^1 = 1,3 \cdot 1,143 - 0,5 \cdot 40 - 4 = -14,5 \text{ sm};$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_v = 0,85 - 0,008 \cdot 8,5 = 0,782;$$

$$\sigma_{sR} = 280 \text{ MPa}; \sigma_{sc,u} = 400 \text{ MPa};$$

$$\zeta_R = \frac{\omega}{1 - \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,782}{1 - \frac{280}{400} \left(1 - \frac{0,782}{1,1} \right)} = 0,65;$$

$$\alpha_R = 0,65 (1 - 0,5 \cdot 0,65) = 0,439,$$

$$\text{bundan } e_0 \cdot \eta = 5 \cdot 1,143 = 5,7 < 0,3 \cdot h = 0,3 \cdot 40 = 12 \text{ sm}$$

bo'lganligidan

$$A_s = A_s^1 = \frac{N \cdot e - \alpha_R \cdot R_g \cdot e h_0^2}{R_s \cdot (h_0 - a')} = \frac{1000 \cdot (1000) \cdot 21,7 - 0,439 \cdot 8,5 \cdot 36^2 \cdot 40 \cdot (100)}{280 \cdot 32 \cdot (100)} = 2,63 \text{ cm}^2.$$

Har ikkala tomonga ham 2 Ø 14 A-II, $A_s = A_s^1 = 3,08 \text{ sm}^2$ armatura qabul qilamiz. Hisoblangan va qabul qilingan armaturalar yuzasi bir-biridan katta farq qilmagani uchun hisobni tugallangan deb hisoblaymiz.

V BOB CHO‘ZILISHGA ISHLAYDIGAN TEMIRBETON ELEMENTLARNI LOYIHALASH VA HISOBLASH

5.1. Cho‘ziluvchi elementlar hisobi. Umumiy ma’lumotlar.

Cho‘ziluvchi temirbeton elementlarni oldindan zo‘riqtirish imkoniyati mavjud bo‘lgan hollarda ulardan foydalanilsa, maqsadga muvofiq bo‘ladi.

Konstruksiya avval chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo‘yicha mustahkamlikka hisoblanadi. So‘ngra qabul qilingan beton va armatura chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi (Yoriq hosil bo‘lishi, Yoriqning ochilishi, deformatsiyalar) bo‘yicha tekshiriladi.

Beton va armaturaning hisobiy qarshiliklari va elastiklik modullari qurilish me‘yorlari va qoidalarini QMQ 2.03.01–96 [6] dan tanlab olinadi. Temirbeton konstruksiyalarning taranglanmaydigan armaturasi sifatida A–III sinfli po‘lat sterjen, Br–I sinfli oddiy simlardan foydalanish tavsiya etiladi. Ko‘ndalang armatura sifatida, ayrim hollarda (gaz, suyuqlik va sochiluvchan jism bosimi ostida bo‘lgan konstruksiyalarda) bo‘ylama armatura sifatida ham A–II va A–I sinfli po‘lat sterjenlar qo‘llaniladi. Temirbeton cho‘ziluvchi elementlarning taranglangan armaturalari sifatida, agar element uzunligi 12 m dan ortmasa – A_T –V va A_t –VI sinfli mustahkam po‘lat sterjenlar, agar 12 m dan ortiq bo‘lsa, V –II, Vr –II sinfli o‘ta mustahkam simlar va K–7 hamda K–19 sinfli sim arqonlar ishlatiladi. Bo‘lardan tashqari, A–V va A–VI sinfli armaturalardan foydalansa ham bo‘ladi.

5.2. Markaziy va nomarkaziy cho‘ziluvchi elementlarni mustahkamlikka hisoblash

Markaziy cho‘ziluvchi elementlar deb, bo‘ylama cho‘zuvchi kuch bilan kesimdagi armaturalar cho‘zuvchi zo‘riqlashlarining teng ta’sir etuvchisi ustma–ust tushgan temirbeton elementlariga aytiladi. Markaziy cho‘ziluvchi elementlar kesimning perimetri bo‘ylab simmetrik ravishda yoki to‘liq kesim bo‘yicha armaturalanadi. Markaziy cho‘ziluvchi temirbeton elementlarning armaturasi oldindan taranglanmasa, elementda nisbatan kichik yuklar ta’sirida (armaturadagi kuchlanish $\sigma_s=20\text{--}30$ MPa bo‘lganda) ham betonda Yoriqlar paydo bo‘ladi. Shu sababdan markaziy cho‘zilishga ishlaydigan elementlarning yorilishga bo‘lgan bardoshlilikini oshirish maqsadida, ulardagi ishchi armaturalar oldindan zo‘riqtiriladi.

Bunday elementlarning mustahkamligi qo‘yidagi tartibda tekshiriladi. Statik hisobdan bo‘ylama kuch N ning qiymati aniqlanadi:

$$N \leq R_s A_{s,\text{tot}} = \gamma_{s6} R_{sp} \Sigma A_{sp} + R_s \Sigma A_s, \quad (84)$$

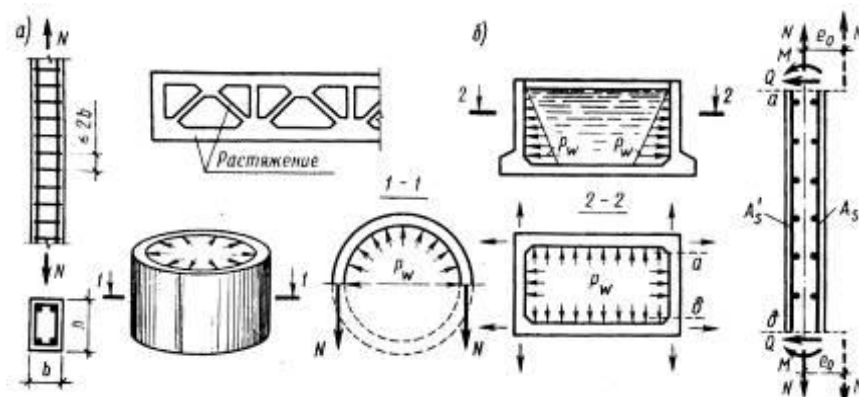
bu yerda γ_{s6} – armaturaning ish sharoiti koeffitsiyenti;

$A_{s,\text{tot}}$ – bo‘ylama armaturalarning yig‘indi yuzasi;

ΣA_{sp} – taranglangan armaturalarning yig‘indi yuzasi;

ΣA_s – oddiy armaturalarning yig‘indi yuzasi. Mustahkamlikni ta’minlash uchun talab etilgan bo‘ylama armaturaning umumiy yuzasi qo‘yidagi formuladan topiladi:

$$A_{s,\text{tot}} = N / R_s \gamma_{s6}. \quad (85)$$



5.1–rasm. Markaziy (a) va nomarkaziy (b) Cho‘zilgan elementlarni armaturalash

Umumiy holda markaziy cho‘ziluvchi elementlar ham zo‘riqtirilgan, ham zo‘riqtirilmagan sterjenlar bilan armaturalanganligi uchun, avval zo‘riqtirilmagan armaturaning yuzasi (A_s) ni aniqlab (yoki qabul qilib) olinadi. So‘ngra o‘ta mustahkam zo‘riqtirilgan armaturaning yuzasi aniqlanadi:

$$A_{s,tot} = N - R_s A_{s,tot} / R_{sp} \gamma_{S6}, \quad (86)$$

bu yerda γ_{S6} – o‘ta mustahkam armaturaning ish sharoiti koeffitsiyenti.

Aniqlangan umumiy yuzaga qarab jadvaldagi sortamentdan sterjenlar sonini belgilaymiz. Bunda amaldagi yuza, tejamqorlik nukta nazaridan, hisobiy yuzadan 3 % dan ortib ketmasligi kerak.

Nomarkaziy cho‘ziluvchi elementlar.

Nomarkaziy cho‘ziluvchi elementlarda qo‘yidagi ikki hol uchrashi mumkin:

a) bo‘ylama cho‘zuvchi kuch A_s va A'_s armaturalari teng ta‘sir etuvchisining tashqarisidan o‘tadi, 2– hol (5.2–rasm, b);

b) bo‘ylama cho‘zuvchi kuch A_s va A'_s armaturalari teng ta‘sir etuvchi zo‘riqlarining orasida yotadi, 1– hol (5.2–rasm, v).

Bu ikki holning birinchisida element nomarkaziy siqiluvchi elementlar singari hisoblanadi. Bunda faqat bo‘ylama kuchning ishorasi teskarisiga o‘zgartiriladi. Ikkinchi holda cho‘zuvchi kuchning ta‘sir chizig‘i bilan eng ko‘p Cho‘zilgan armatura A_s gacha bo‘lgan masofa $e = 0,5h - a - e_0$ ga, eng kam Cho‘zilgan armatura A'_s gacha bo‘lgan masofa esa $e' = 0,5h - a + e_0$ ga teng. Bu yerda $e_0 = M / N$, M –eguvchi moment, N –bo‘ylama cho‘zuvchi kuch, N .

Kichik yelkali birinchi hol uchun mustahkamlik sharti qo‘yidagi ko‘rinishga ega:

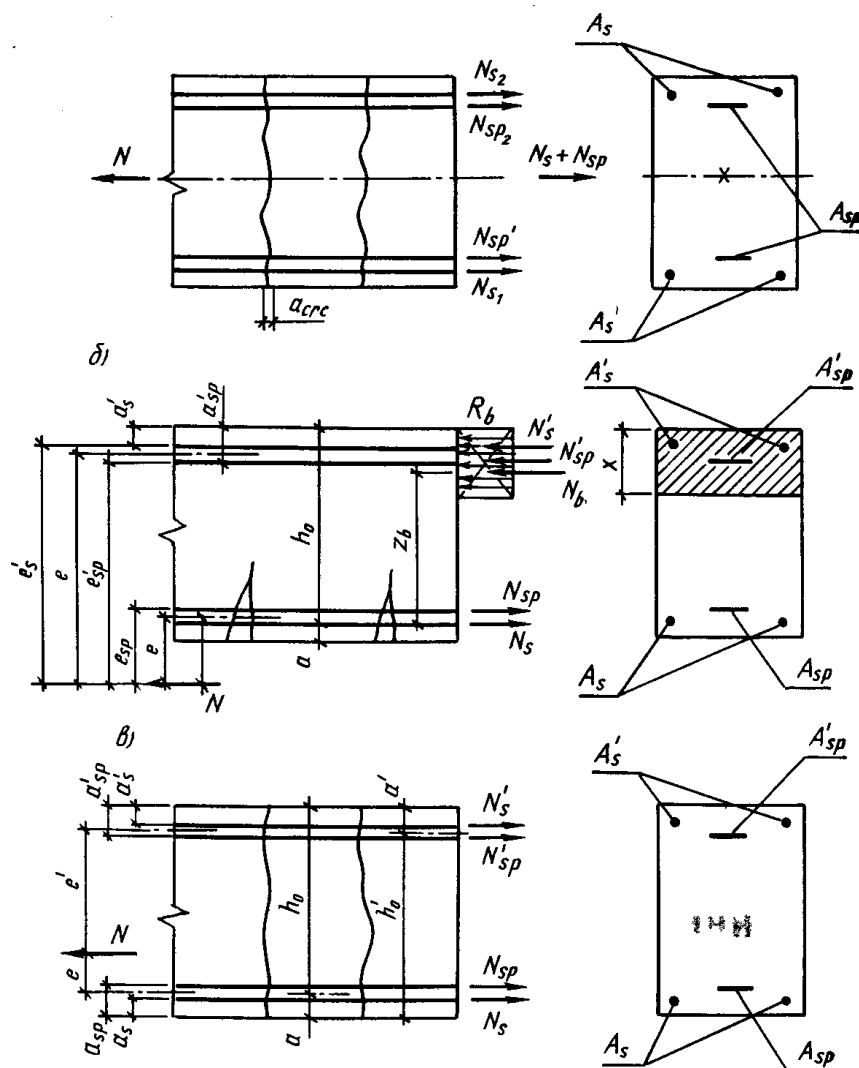
$$N'_e \leq (\gamma_{S6} R_s A_{sp} + R_s A_s)(h_0 - a). \quad (87)$$

Katta yelka uchun (2–hol) mustahkamlik sharti quyidagicha yoziladi:

$$N_e \leq R_b A_b Z_b + R_s A_s Z + \sigma_{sc} A'_{sp} Z'; \quad (88)$$

$$N_e \leq R_b b X (h_0 - 0,5X) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \sigma_{sc} A'_{sp}. \quad (89)$$

Cho‘zilgan elementlarning hisobiy sxemalari



5.2–rasm. Cho‘ziluvchi elementlarda kuchlarning joylashish tarhi:

a– markaziy cho‘ziluvchi element; b,v – nomarkaziy cho‘ziluvchi elementlar

Muvozanat tenglamasi quyidagi ko‘rinishga ega

$$R_s A_s - R_{sc} A'_t - N = R_b b x, \quad (90)$$

bu yerda σ_{ss} – armaturadagi kuchlanish; R_{sc} –siqiluvchi armaturaning hisobiy qarshiligi. Shunday qilib, yelka katta bo‘lganda kuchdan eng uzoqda joylashgan kesim siqiladi, siqilishga ishlaydigan beton hisobda inobatga olinadi.

Cho‘zilish zonasidagi betonning ishi hisobda inobatga olinmaydi. Siqilgan betonning kuchlanishlar epyurasi to‘g‘ri to‘rtburchak shaklli, uning qarshiligi esa R_b deb olinadi.

Element zo'riqtirilmagan A_s va A_s' hamda zo'riqtirilgan A_{sp} va A_{sp}' sterjenlar bilan aralash holda armaturalanishi mumkin. Agar A_s va A_s' ma'lum bo'lsa (masalan, konstruktiv nuqtai nazardan), oldindan zo'riqtirilgan armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi qo'yidagi formulalardan aniqlanadi:

$$A_{sp} = Ne / [\gamma_{S6} R_{sp} (h_0 - a')] - A_s (R_s / \gamma_{S6} R_{sp}); \quad (91)$$

$$A_{sp}' = N'e / [\gamma_{S6} R_{sp} (h_0 - a')] - A_s (R_s / \gamma_{S6} R_{sp}), \quad (92)$$

bu yerda $\gamma_{S6} = \eta$ va armatura sinfiga qarab: A –IV bo'lsa, $\gamma_{S6} = 1,20$; A –V, B–II, Vr–II, K–7, K–19 bo'lsa, $\gamma_{se} = 1,15$; A–VI bo'lsa, $\gamma_{se} = 1,10$ olinadi.

Kichik yelkali birinchi hol uchun mustahkamlik sharti qo'yidagi ko'rinishga ega:

$$N'e \leq (\gamma_{S6} R_s A_{sp} + R_s A_s) (h_0 - a). \quad (93)$$

Katta yelka uchun (2–hol) mustahkamlik sharti quyidagicha yoziladi:

$$N_e \leq R_b A_b Z_b + R_s A_s Z + \sigma_{sc} A_{sp}' Z'; \quad (94)$$

$$N_e \leq R_b b X (h_0 - 0,5X) + R_{sc} A_s' (h_0 - a') + \sigma_{sc} A_{sp}'. \quad (95)$$

Muvozanat tenglamasi quyidagi ko'rinishga ega

$$R_s A_s - R_{sc} A_t - N = R_b b x, \quad (96)$$

bu yerda σ_{ss} – armaturadagi kuchlanish; R_{sc} –siqiluvchi armaturaning hisobiy qarshiligi. Shunday qilib, yelka katta bo'lganda kuchdan eng uzoqda joylashgan kesim siqiladi, siqilishga ishlaydigan beton hisobda inobatga olinadi.

Cho'zilish zonasidagi betonning ishi hisobda inobatga olinmaydi. Siqilgan betonning kuchlanishlar epyurasi to'g'ri to'rtburchak shaklli, uning qarshiligi esa R_b deb olinadi.

Element zo'riqtirilmagan A_s va A_s' hamda zo'riqtirilgan A_{sp} va A_{sp}' sterjenlar bilan aralash holda armaturalanishi mumkin. Agar A_s va A_s' ma'lum bo'lsa (masalan, konstruktiv nuqtai nazardan), oldindan zo'riqtirilgan armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi qo'yidagi formulalardan aniqlanadi:

$$A_{sp} = Ne / [\gamma_{S6} R_{sp} (h_0 - a')] - A_s (R_s / \gamma_{S6} R_{sp}); \quad (97)$$

$$A_{sp}' = N'e / [\gamma_{S6} R_{sp} (h_0 - a')] - A_s (R_s / \gamma_{S6} R_{sp}), \quad (98)$$

bu yerda $\gamma_{s6}=\eta$ va armatura sinfiga qarab: A –IV bo‘lsa, $\gamma_{s6}=1,20$; A –V, B–II, Vr–II, K–7, K–19 bo‘lsa, $\gamma_{se}=1,15$; A–VI bo‘lsa, $\gamma_{se}=1,10$ olinadi. loyihalashni o‘ziga xos xususiyatlari.

Mavzuni mustahkamlash uchun misollar

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 armaturalar teng ta’sir etuvchilari qo‘yilgan masofadan tashqarida bo‘lsa, element mustahkamligi huddi egilishga ishlovchi elementlar chegaraviy qarshiligiga va siqiluvchi zonadagi armatura va betonning chegaraviy qarshiligiga bog‘liq bo‘ladi.

1-misol. Cho‘zilishga ishlovchi oldindan zo‘riqtirilgan element uchun talab etilgan bo‘ylama armaturalar yuzasi aniqlansin.

Tashqi bo‘ylama kuch $N=680$ kN; $M=12$ kN·m; kesim o‘lchamlari

$v=h=24$ sm; og‘ir beton sinfi B30 ($R_b=0,9 \cdot 17=15,3$ MPa); oldindan zo‘riqtirilgan armatura sinfi Vr-II Ø 5 ($R_s=1055$ MPa), zo‘riqtirilmagan armatura sinfi A-III ($R_s=365$ MPa).

$A_s = ?$; $A_s^1 = ?$ va $A_{sp} = ?$; $A_{sp}^1 = ?$

Yechish. Qabul qilamiz $a=a^1=3$ sm;

U holda $h_0=h-a=24-3=21$ sm; $Z_s=h-a-a^1=24-3-3=18$ sm;

ekssentrisitet $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1200}{680} = 1,76_{cm} < 0,5Z_s = 0,5 \cdot 18 = 9_{cm}$, demak element kichik

ekssentrisitet bilan ishlaydi (ikkinchi hisobiy holat bo'yicha hisoblanadi).

U holda $e=0,5h-e_0-a=0,5 \cdot 24-1,76-3=7,24$ sm;

$e^1=e_0+0,5h-a=1,76+0,5 \cdot 24-3=10,76$ sm;

$$A_{s,tot}^1 = \frac{N \cdot e}{\gamma_{s6} R_s Z_s} = \frac{680000 \cdot 7,24}{1,15 \cdot 1055 \cdot 18 \cdot (100)} = 2,25_{cm^2};$$

kuchlantirilmaydigan armaturani $2 \varnothing 10$ A-III $A_s^1=1,57$ sm² deb qabul qilamiz.

U holda zo'riqtiriladigan armatura yuzasi ko'rilayotgan zona uchun

$$A_{sp}^1 = \frac{\gamma_{s6} \cdot R_{sp} \cdot A_{s,tot}^1 - R_s \cdot A_s^1}{\gamma_{s6} \cdot R_{sp}} = \frac{1,15 \cdot 1055 \cdot 2,25 - 365 \cdot 1,57}{1,15 \cdot 1055} = 1,77_{cm^2},$$

qabul qilamiz $10 \varnothing 5$ B_r-II, $A_{sr}^1=1,96$ sm².

Boshqa zonada esa,

$$A_{s,tot} = \frac{N \cdot e'}{\gamma_{s6} \cdot R_{sp} \cdot Z_s} = \frac{680000 \cdot 10,76}{1,15 \cdot 1055 \cdot 18 \cdot (100)} = 3,35_{cm^2}$$

kuchlantirilmagan armaturani $2 \varnothing 10$, A-III, $A_s=1,57$ sm² deb qabul qilamiz. U

holda zo'riqtirilgan armatura yuzasi

$$A_{sp} = \frac{\gamma_{s6} \cdot R_{sp} \cdot A_{s,tot} - R_s \cdot A_s}{\gamma_{s6} \cdot R_{sp}} = \frac{1,15 \cdot 1055 \cdot 3,35 - 365 \cdot 1,57}{1,15 \cdot 1055} = 2,28_{cm^2} \text{ qabul qilamiz } 15 \varnothing$$

5 V_r-II, $A_{sr}=2,94$ sm².

VI BOB TEMIRBETON ELEMENTLARING YORIQBARDOSHLIGINI HISOBLASH

6.1. Temirbeton konstruksiyalarining yoriqbardoshligi

Temirbeton konstruksiyalarini loyihalaganda ularning mustahkamligi va ustivorligini ta'minlash bilan birga, ularning bikrligi va yorilishbardoshligiga ham e'tibor beriladi.

Birinchi bosqichda yorilishga qarshilik ko'rsatish, ikkinchi bosqichda Yoriqning kengayishiga qarshilik ko'rsatish – elementning yorilishbardoshligi (treshinostoykost) deb ataladi. U konstruksiyaning ishlash va ekspluatatsiya qilish sharoiti hamda qo'llaniladigan armatura xiliga (uning chirishga chidamliligiga) bog'liq bo'lib, uch toifaga bo'linadi:

1-toifa – Yoriqlar paydo bo'lishiga yo'l qo'yilmaydi;

2-toifa – eniga cheklangan uzoq davom etmaydigan (hamma yuklarning birgalikdagi ta'siridan) Yoriqlarning ochilishiga ruxsat etiladi a_{crcl} , keyin bu Yoriqlar ishonchli yopilish sharti bilan (qisqa muddatli yuk olingandan keyin);

Z-toifa – eniga cheklangan uzoq davom etmaydigan a_{crcl} va uzoq davom etadigan a_{crc2} Yoriqlar ochilishiga ruxsat etiladi. Hamma yuklar ta'sirida uzoq davom etmaydigan a_{crcl} , doimiy va uzoq muddatli yuklar ta'sirida esa uzoq davom etadigan a_{sgs2} Yoriqlar sodir bo'ladi. Elementlarning yorilishbardoshligi va egilishini aniqlash chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhiga kiradi.

Temirbeton konstruksiyalarida yorilishlar yuk ta'sirida, haroratning o'zgarishi yoki betonning kirishishi natijasida hosil bo'lishi mumkin. Yoriqlar elementning bikrligi va uzoqqa chidamliligini kamaytiradi.

Elementlarni yorilishga hisoblaganda, tashqi kuchlardan tashqari oldindan yo'qotilgan zo'riqishlar ham e'tiborga olinadi. Bunda normal va og'ma yorilishlar alohida ravishda ko'rib o'tiladi.

Bo'ylama kuchlar ta'siridagi elementlar. Tashqi cho'zuvchi kuchlar elementda o'q bo'ylab cho'zilish, oldindan uyg'otilgan kuchlanishlar esa o'q bo'ylab

siqilishni vujudga keltiradi. Fermaning ostki tasmasi, arka tortqichlari, quvur yoki rezervuarlarning devorlari va boshqalar bunga misol bo‘la oladi. Ana Shunday elementlar uchun yorilishbardoshlik sharti quyidagicha ifodalanadi:

$$N \leq N_{\text{crc}}, \quad (99)$$

bu yerda N – tashqi yuklardan hosil bo‘lgan bo‘ylama kuch;

N_{crc} – kesimga ta’sir etuvchi ichki bo‘ylama kuch (zo‘riqish).

$$N_{\text{crc}} = R_{\text{bt,ser}} A + 2\alpha R_{\text{bt,ser}} A_s. \quad (100)$$

Agar element oldindan uyg‘otilgan bo‘ylama kuch bilan siqilsa, u holda tashqi kuchlarning bir qismi ana Shu siquvchi kuchni so‘ndirishga sarf bo‘ladi, ya’ni

$$N_{\text{crc}} R_{\text{bt,ser}} (A + 2\alpha A_s) + P. \quad (101)$$

6.2. Egiluvchan elementlarda normal yorilishlar hisobi.

Agar tashqi kuchlar momenti M yorilish paydo bo‘lishidan biroz ilgari elementda hosil bo‘ladigan ichki kuchlar momenti M_{sgs} dan kichik bo‘lsa, u holda beton yorilmaydi, ya’ni

$$M \leq M_{\text{crc}}, \quad M_{\text{crc}} = R_{\text{bt,ser}} W_{\text{pe}} \pm M_{\text{rp}}, \quad (102)$$

bu yerda W_{pe} – elastik plastik qarshilik momenti M_{gr} – chetki yadro nuqtasidan o‘tuvchi o‘qqa nisbatan siquvchi zo‘riqish R dan olingan moment, ya’ni yadro momenti.

$$M_{\text{gr}} = P(e_0 + r), \quad (103)$$

bunda r – kesim yadrosining eng chetki nuqtasi $r = \varphi W_{\text{red}} / A_{\text{red}}$, $\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{\text{b,ser}}$ e_0 – siquvchi zo‘riqish yelkasi; $R_{\text{bt,ser}} W_{\text{pl}}$ – elementning cho‘zilish zonasida dastlabki Yoriqlar paydo bo‘lgan daqiqada beton qabul qiladigan moment (R zo‘riqish hisobga olinmaydi) W_{pl} ni aniqlaydigan formulalar ham ko‘p. Biroq, ularning ichida eng qulayi quyidagi formuladir.

$$W_{\text{pl}} = \gamma W_{\text{red}}, \quad (104)$$

Bu yerda W_{pl} – keltirilgan kesimning Cho‘zilgan zona bo‘yicha keltirilgan qarshilik momenti; γ – cho‘zilish zonasidagi betonning noelastik deformatsiyalarini

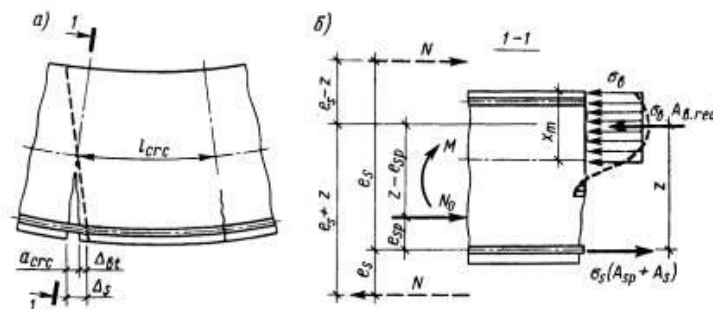
hisobga oluvchi koeffitsiyent. To'g'ri to'rtburchakli kesim uchun $\gamma=1.75$, qo'shtavr uchun $\gamma=1.5$ va hokazo.

Elementni tashish va montaj qilish jarayonida tashqi yuklar ta'sirida siqiladigan zonasi, aksincha, cho'zilish holatiga o'tishi mumkin. Bunda yorilishbardoshlik sharti quyidagi ko'rinishga keladi:

$$M_{crc} \leq R_{bt,ser} W_{pl} - P(e_{op} - r). \quad (105)$$

Bunday holda tashqi kuch momenti shu bosqichda ta'sir etuvchi yuklardan (masalan, elementning xususiy og'irligidan) olinadi. Oldindan zo'riqtirilgan egiluvchi elementlarni tayyorlash vaqtida normal kesim bo'yicha Yoriq hosil bo'lishi yoki bo'lmasligi 6.1– rasmda ko'rsatilgan.

Yoriqlar ochilish enining hisobiy sxemasi



6.1–rasm. Yoriqlar ochilish enini hisoblashga doir: a–element cho'zilgan zonasining deformatsiyasi, b–Yoriqli kesim hisobiy sxemasi

6.3. Elementlardagi og'ma yorilishlar hisobi.

Bosh cho'zuvchi kuchlanishlar ta'sir etuvchi zonada elementning qiya kesimlari yorilishbardoshligi tekshiriladi. Tekshiruv zo'riqlar bo'yicha emas, kuchlanishlar bo'yicha amalga oshiriladi. Bosh siquvchi va bosh cho'zuvchi kuchlanishlar aniqlanadi. Agar bosh normal kuchlanishlar quyidagi shartlarni qanoatlantirsa, qiya kesimlar yorilishbardoshligi ta'minlangan bo'ladi:

$$\begin{aligned} \sigma_{mc} &= \gamma_{b4} R_{b,ser} \text{ bo'lsa, } \sigma_{mt} \leq R_{bt,ser} \quad \sigma_{mc} > \gamma_{b4} R_{b,ser} \text{ bo'lsa,} \\ \sigma_{mt} &\leq R_{bt,ser} / (1 - \gamma_{b4}) (1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}), \end{aligned} \quad (106)$$

bu yerda σ_{mt} – bosh cho‘zuvchi kuchlanishlar; σ_{mc} – bosh siquvchi kuchlanishlar; $R_{bt,ser}$ – chegaraviy holatlar II guruhi uchun betonning cho‘zilish hisobiy qarshiligi.

6.4. Temirbeton elementlarning yoriq kengligi.

Umumiy tushunchalar. Biz yuqorida elementning yorilishga ko‘rsatgan qarshiligini ko‘rib o‘tdik, yorilishning oldini olishga urindik. Endi temirbeton element darz ketdi, ya’ni Yoriq paydo bo‘ldi deb faraz etamiz. Endigi vazifamiz Shu Yoriqning kengaymasligini ta’minlashdan iborat bo‘ladi, ya’ni elementning Yoriq kengayishiga bo‘lgan qarshiligini ko‘rib o‘tamiz.

Yoriqni kengayishdan asraydigan narsa armaturadir. Yoriqlarning kengligini aniqlash masalasi kuchlanishlar holatining ikkinchi bosqichi bo‘yicha amalga oshiriladi. Hisobnormal va og‘ma kesimlar uchun bajarilib, yorilishbardoshligi bo‘yicha II va III toifa talablari qo‘yiladigan temirbeton konstruksiyalari ko‘rib o‘tiladi. Hisobning maksadi Yoriqlar kengligining nazariy qiymati a_{sgs} ni aniqlash hamda uni ruhsat etilgan qiymat $[a_{sgs}]$ bilan takqoslashdan iboratdir. YOrilishlarning ruxsat etilgan eni $[a_{sgs}]$ yorilishbardoshlik toifalariga bog‘liq qiymat bo‘lib, QMQ dan olinadi.

Agar nazariy qiymat ruhsat etilgan qiymatdan katta chiqsa, betonga oldindan beriladigan siquvchi zo‘riqish kattalashtiriladi, betonning sinfi oshiriladi yoki elementning ko‘ndalang kesimi o‘lchamlari kattalashtiriladi.

Yoriqlarning kengligi a_{sgs} ko‘pgina omillarga bog‘liq: beton va armaturaning sinfi, o‘zaro yopiShuv kuchi, beton yorilgan joyda armaturada vujudga kelgan kuchlanish σ_s , Yoriqlar orasidagi masofa I_{crc} va hokazolarga bog‘liq.

Cho‘ziluvchi elementni ko‘rib o‘tamiz, chunki bu masalada egilish bilan cho‘zilish orasida jiddiy tafovutlar yo‘q.

Yoriq kengligi a_{cre} quyidagi $a_{cre} = \Delta l_s - \Delta l_b$ ifodadan aniqlanishi mumkin. Ifodadagi Δl_s juda kichik son (0,0001) bo'lgani uchun, uni e'tiborga olmasa ham bo'ladi. Absolyut deformatsiyani nisbiy deformatsiya orqali ifodalaymiz:

$$a_{cre} = \varepsilon_{sc} l_{cre}; a_{cre} = \varphi_s \varepsilon_s l_{cre}; a_{cre} \leq a_{cre} / \neq 0,2 \dots 0,3 \text{ mm. (107)}$$

Normal Yoriqlar kengligini hisoblash.

Qurilish me'yorlari /6/ normal Yoriqlarning o'rtacha kengligini aniqlash uchun quyidagi empirik formulani tavsiya etadi:

$$a_{cre} = \delta \varphi \eta (\sigma_s / E_s) / 20 (3,5 - 100 \mu) d^{1/3}, \quad (108)$$

bu yerda δ —elementdagi kuchlanish holatini hisobga oluvchi koeffitsiyent bo'lib, egiluvchi va nomarkaziy siqiluvchi elementlar uchun 1, cho'ziluvchi elementlar uchun 1,2 olinadi; φ_e — yukning ta'sir etish muddatini hisobga oluvchi koeffitsiyent bo'lib, qiymati 1...1,5 oralig'ida bo'ladi; η — beton bilan armaturaning yorilishi darajasini hisobga oluvchi koeffitsiyent. Davriy profilli sterjenlar uchun I, Br — I va Br — II sinfli simlar uchun 1,2; B — II sinfli silliq simlar uchun 1,4 olinadi; σ_s —bo'ylama armaturadagi kuchlanish; $\mu = A_s / b h_0$ — kesimning armaturalash koeffitsiyenti; d — armatura diametri, mm.

Cho'ziluvchi armaturadagi kuchlanish quyidagi formulalardan topiladi:

markaziy cho'ziluvchi elementlarda

$$\sigma_s = (N - P) / (A_s + A_{sp}); \quad (109)$$

egiluvchi elementlarda

$$\sigma_s = [M - P(Z - e_{sp})] / (A_s + A_{sp}) Z; \quad (110)$$

nomarkaziy siqiluvchi elementlarda

$$\sigma_s = [N(e_s \pm Z) - P(Z - I_{sp})] / (A_s + A_{sp}) Z \quad \text{va hokazo. (111)}$$

Agar oldindan uyg'otilgan kuchlanishlar bo'lmasa, $R=0$ bo'ladi.

Og'ma Yoriqlarning kengligini hisoblash.

Og'ma Yoriqlarning kengligiga ko'ndalang armaturalar (xomutlar, bukilgan sterjenlar) sezilarli ta'sir etadi. Xomutlarning ko'payishi og'ma Yoriqlar enining kamayishiga olib keladi. Bo'ylama armaturalar og'ma Yoriqlar kengligiga kam ta'sir etadi.

Xomutlar bilan armaturalangan egiluvchi elementlarda og‘ma Yoriqlarning kengligi quyidagi empirik formuladan topiladi:

$$a_{\text{crc}} = \varphi_c 0,6 \sigma_{\text{sp}} d_{\text{sw}} \eta / [(E_s d_{\text{sw}} / h_0) + 0,15 E_b (1 + 2 \alpha \eta \mu_w)], \quad (112)$$

bu yerda d_{sw} —xomutlar diametri; σ_{sw} — xomutlardagi kuchlanishlar

$$\sigma_{\text{sw}} = (Q - Q_{b1}) / A_{\text{sw}} h_0 \leq R_{s, \text{ser}}; \quad (113)$$

Q —tashqi yuklardan hosil bo‘lgan ko‘ndalang kuch; Q_{b1} — ko‘ndalang armaturasiz, betonning o‘zi qabul qiladigan ko‘ndalang kuch; A_{sw} — bir tekislikdagi xomutlarning ko‘ndalang kesim yuzasi; $\alpha = E_s / E_b$ armaturani betonga keltirish koeffitsiyenti; $\mu_w = A_{\text{sw}} / b s$ ko‘ndalang armaturalash koeffitsiyenti; S —xomutlar orasidagi masofa; b —elementning eni.

Oldindan zo‘riqtirilgan elementlardagi Yoriqlarni yopilishga hisoblash.

Yoriqlarning yopilishiga faqat yorilishbardoshlik bo‘yicha ikkinchi toifa talablari qo‘yiladigan elementlarga hisoblanadi. Bunday elementlarda to‘liq me‘yoriy yuk ta’sirida birozgina normal va og‘ma Yoriqlar paydo bo‘lishiga yo‘l qo‘yiladi, ammo doimiy va uzoq muddatli yuklar ta’sirida bu Yoriqlar berkilib qolishi shart.

Agar egiluvchi, nomarkaziy siqiluvchi va nomarkaziy cho‘ziluvchi elementlardi doimiy va uzoq muddatli yuklar ta’sirida kesim siqilsa, u holda normal Yoriqlarni yopilgan deb hisoblash mumkin. 0,5 MPa dan kam bo‘lmasligi lozim, ya’ni quyidagi shart bajarilishi zarur:

$$[P(e_0 + r) - M_r] / W_{\text{red}} \geq 0,5 \text{ MPa}, \quad (114)$$

bu yerda M_r — eng uzoq yadro nuqtasidan o‘tuvchi o‘qqa nisbatan tashqi kuchlardan olingan moment. Egilunchan elementlar uchun $M_r = M$, nomarkaziy siqilgan yoki Cho‘zilgan elementlar uchun $M_g = N(e_0 \pm r)$.

Normal va og‘ma Yoriqlar taranglangan armaturada plastik deformatsiyalar hosil bo‘lmagan taqdirdagina puxta yopiladi. Buning uchun quyidagi shart bajarilishi lozim:

$$\sigma_{\text{sp}} + \sigma_s \leq 0,8 R_{s, \text{ser}}, \quad (115)$$

bu yerda σ_s — taranglangan armaturada tashqi yuklardan hosil bo‘lgan kuchlanish orttirmasi bo‘lib, (113)–(115) formulalardan topiladi.

6.5. Egilishga ishlaydigan temirbeton elementlarning deformatsiyasi

Temirbeton elementlarning deformatsiyalari texnologik, konstruktiv va estetik talablar asosida belgilanadigan ma'lum me'yordan oshmasligi darqor. Texnologik talablar uskunalar, mashinalar, ko'prik kranlari va boshqalarning normal ishlashini ta'minlashdan kelib chiqadi. Konstruktiv talablar deformatsiyaga halaqit beruvchi yondosh elementlarning ta'sirini, belgilangan nishablikni ta'minlash zaruriyatini e'tiborga oladi va hokazo. Estetik talablar odamlarning konstruksiya hakidagi taassurotlarini hisobga oladi (masalan, Yopmalarning sezilarli darajadagi solqiliklari, garchi ular havfsiz bo'lsada, odamlarda salbiy hayajon uyg'otishi mumkin).

Deformatsiyalarni texnologik va konstruktiv cheklash uchun bajariladigan hisoblarda doimiy, uzoq muddatli va qisqa muddatli yuklar e'tiborga olinadi, estetik talablarda fakat doimiy va uzoq muddatli yuklar ta'siriga hisoblanadi. Elementlar deformatsiyasini hisoblashda me'yoriy yuklar ishonchlilik koeffitsiyenti $\gamma_f=1$ ga ko'paytiriladi.

Elementlar deformatsiyasini hisoblash deganda ularning solqiliklari, burilish burchaklari va tebranish amplitudalarini aniqlash va uni chegaraviy qiymati bilan taqqoslash tushuniladi ($f \leq f_v$). Bu miqdorlarni aniqlashda qurilish mexanikasi formulalaridan foydalaniladi.

Yaxlit elastik elementlarning deformatsiyalarini (solqiligi, og'ish burchagi) aniqlash qiyin emas. Temirbeton elementlarining deformatsiyasiga Yoriqlar va boshqa omillar sezilarli ta'sir etadi. Bu esa masalani ancha murakkablashtiradi.

Temirbeton elementlarining solqiliklari egriliklar (krivizna) orqali aniqlanadi. Egrilik Yoriqli va Yoriqsiz uchastkalarda alohida aniqlanadi,

Yoriqsiz uchastkalarda temirbeton elementlarining egriligi.

Egiladigan va nomarkaziy yuklangan temirbeton elementlarining Yoriqsiz uchastkalardagi to'la egriligi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$1/r = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4, \quad (116)$$

bu yerda $(1/r)_1$ va $(1/r)_2$ – mos ravishda qisqa va uzoq muddat ta'sir etuvchi yuklar ta'sirida hosil bo'ladigan egrilik bo'lib, (117) formuladan topiladi.

$$1/r = M\varphi_{b2}/(0,85E_bI_{red}), \quad (117)$$

bunda φ_{b2} – betonning uzoq tob tashlashi natijasida deformatsiyasini oshishini hisobga oluvchi koeffitsiyent; qisqa muddatli yuklarda $\varphi_{b2} = 1$; doimiy va uzoq muddatli yuklarda, hamda muhit namligi 40–75% bo‘lganda, $\varphi_{b2} = 2$; muhit namligi 40% bo‘lganda, $\varphi_{b2} = 3$; 0,85 – betonning qisqa muddatli tob tashlashini hisobga oluvchi koeffitsiyent.

$(1/r)_3$ – oldindan uyg‘otilgan siquvchi kuch R , ta’sirida qabargan elementning egriligi kuchlanishlarning yo‘qolishini hisobga olgan holda quyidagi formuladan topiladi (masalan, element foydalanish bosqichida):

$$(1/r)_3 = P_2 e_{opf}/(0,85E_bI_{red}), \quad (118)$$

bunda R_2 – hamma yo‘qolishlarni hisobga olgan holda siquvchi kuch.

$(1/r)_4$ – siquvchi kuch ta’siridagi elementda kirishish va tob tashlash oqibatida qabargan elementning egriligi.

$$(1/g)_4 = (\varepsilon_b - \varepsilon'_b)/h_0, \quad (119)$$

bu yerda ε_b va ε'_b – siquv ostida bo‘lgan betonning kirishishi va tob tashlashidan hosil bo‘lgan nisbiy deformatsiya bo‘lib, mos ravishda Cho‘zilgan armaturaning og‘irlik markazi va betonning chetki siqilgan tolasi sathida aniqlanadi. Agar oldindan zo‘riqtirilgan elementlarda (masalan, to‘sinning yuqori qatlamida) qabarish oqibatida Yoriqlar paydo bo‘lsa, u holda $(1/r)_1$; $(1/r)_2$ va $(1/r)_3$ egriliklar 15 % ga, $(1/r)_4$ egrilik esa 25 % ga oshiriladi. (117) formuladagi φ_{b2} – betondagi tob tashlash oqibatida bikrlilikning kamayishini hisobga oluvchi koeffitsiyent bo‘lib, betonning namligi 40 % dan ortiq bo‘lsa, $\varphi_{b2} = 2$, kam bo‘lsa $\varphi_{b3} = 3$ olinadi.

6.6. Egilishga ishlaydigan temirbeton elementlarning yoriqli uchastkalarda temirbeton elementlarning egriligi

Cho‘zilish zonasida Yoriqlari bo‘lgan elementlar deformatsiyasini hisoblash nazariyasi V. I. Murashev tomonidan asoslangan. Bu nazariyaga ko‘ra hisoblash jarayonida temirbetonning real fizik xossalari inobatga olinadi, jumladan, cho‘zilish zonasida Yoriqlar oralig‘idagi betonning ishi, betonning siqilish zonasidagi noelastik

deformatsiyalari va boshqalar hisobda qatnashadi. Hisoblashning bu usuli keyingi yillarda yanada takomillashdi va oldindan zo'riqtirilgan, nomarkaziy siqiluvchi va cho'ziluvchi elementlar hisobiga keng tatbiq etila boshladi.

Sof egilish zonasidagi temirbeton elementining egriligini ko'rib chiqamiz (1-rasm).

Yoriqlar egiluvchan elementlarning cho'zilish zonasida uzunligi I_{crc} bo'lgan alohida uchastkalarga ajratadi. Bunda eng katta kuchlanish (deformatsiya) cho'zilish zonasidagi beton ishdan chiqqan Yoriqli kesimda vujudga keladi. Yoriqlardan uzoqlashgan sari kuchlanish (deformatsiya) kamaya boradi.

Formulaga kerakli qiymatlarni qo'yib va $A_{b,red} = (\varphi_f + \xi)bh_0$ ekanini e'tiborga olib, oddiy armaturali egiluvchi elementlar uchun egrilik tenglamasini olamiz:

$$1/r = (M/h_0z) \{ \psi_s/E_0A_s + \psi_b/[vE_b(\varphi_f + \xi)bh_0] \}. \quad (120)$$

Agar elementga bo'ylama siquvchi kuch N_{tot} (yoki oldindan zo'riqtiruvchi kuch) qo'yilgan bo'lsa, unda formula quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi.

$$1/r = (M/h_0z) \{ \psi_s/E_0A_s + \psi_b/[vE_b(\varphi_f + \xi)bh_0] \} - N_{tot}\psi_s/E_sA_s h_0, \quad (121)$$

bunda M – Cho'zilgan armatura og'irlik markaziga nisbatan olingan eguvchi moment; N_{tot} – siquvchi kuchni hisobga oluvchi teng ta'sir etuvchi bo'ylama kuch; ψ_s – Yoriqlar orasidagi betonning ishini hisobga oluvchi koeffitsiyent; ψ_b – betonning siqilish zonasidagi deformatsiyalarning notekisligini hisobga oluvchi koeffitsiyent; φ_f – tavr shaklli kesim siqilgan tokchasini hisobga oluvchi koeffitsiyent; v – betonning siqilish zonasidagi noelastik deformatsiyalarni hisobga oluvchi koeffitsiyent.

Agar v koeffitsiyentiga batafsilroq izoh beradigan bo'lsak, u beton siqilish zonasidagi eng chetki tolaning elastik deformatsiyasining to'liq deformatsiyaga bo'lgan nisbatini ifodalaydi. To'liq deformatsiya elastik va noelastik (tob tashlash, kirishish, plastik) deformatsiyalardan tashkil topib, ta'sir etayotgan yukning davomiyligiga bog'liq bo'ladi. Yukning ta'sir etish muddati qisqa bo'lsa, me'yorlarda $v=0,45$ olinadi. Agar yuk uzoq muddat ta'sir etsa, u holda v ning qiymati qurilish hududining iqlim sharoitiga qarab belgilanadi: masalan,

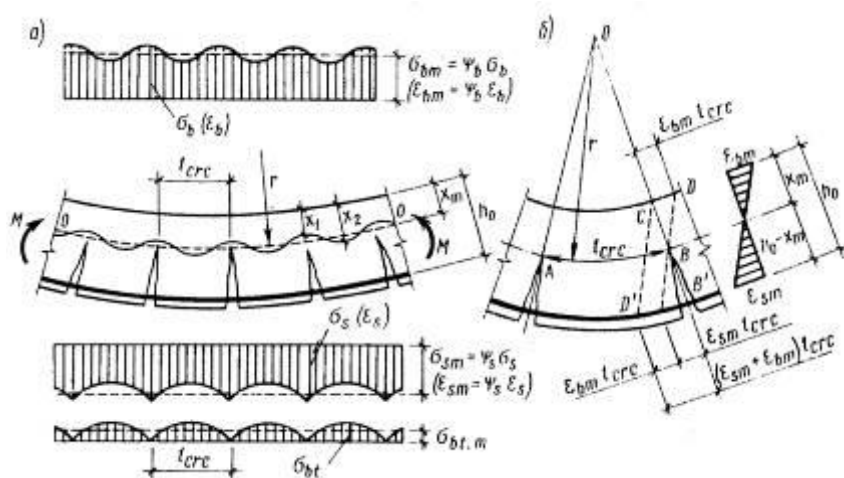
havoning oʻrtacha nisbiy namligi 40–75 % boʻlsa, $v=0,15$, namlik 40% dan kam boʻlsa (Markaziy Osiyo uchun), $v=0,10$ deb olinadi /6/.

Choʻzilish zonasida Yoriqlarga ega boʻlgan elementning toʻliq egriligi quyidagi formula yordamida aniqlanadi:

$$1/r = (1/r)_1 - (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4, \quad (122)$$

bu yerda $1/r$ – toʻliq yukning uzoq muddatli taʼsiridan hosil boʻlgan egrilik; $1/r$ – yukning uzoq muddat taʼsir etuvchi qismidan hosil boʻlgan boshlangʻich (qisqa muddatli) egrilik; $(1/r)_3$ yukning uzoq muddat taʼsir etuvchi qismidan hosil boʻlgan toʻliq egrilik. Mazkur egriliklar (118) formuladan aniqlanadi. (6.2– rasm). Bunda $(1/r)_1$ va $(1/r)_2$ ni aniqlashda va v yukning qisqa muddat, $(1/r)_z$ esa uzoq muddat taʼsir etishiga moc ravishda tanlanadi. $(1/r)_4$ beton R kuchi bilan siqilganda kirishish va tob tashlash natijasida vujudga keladigan egrilik boʻlib, u vaqt oʻtishi bilan rivojlanib boradi va (119) formuladan topiladi.

Solqilikni aniqlashning hisobiy sxemasi



6.2–rasm. Egiluvchi elementning Yoriqlari orasidagi tarhi:
a – egilishdagi deformatsiyalar holati; b – deformatsiya epyurasi

Temirbeton elementlarining solqiligini aniqlash.

Elementning solqiligi umuman $f=f_m+f_Q$ formula boʻyicha aniqlanadi, bu yerda f_m va f_Q egilish va siljish deformatsiyalari tufayli hosil boʻladigan solqiliklar. Materiallar qarshiligi fanidan

$$f = \varphi_m(1/r)l^2, \quad (123)$$

bunda φ_m – element hisobiy sxemasi va yuk turiga bog‘liq bo‘lgan koeffitsiyent; yoyiq yuk ta’sir etayotgan erkin tiralgan to‘sin uchun $\varphi_m = 5/48$, yig‘iq kuch oraliq o‘rtasiga ta’sir etayotganda $\varphi_m = 1/12$; ikkita teng yig‘iq kuch tayanchdan a masofada ta’sir etayotganda $\varphi_m = 1/8 - a^2/(16l^2)$; yoyiq yuk ta’sir etayotgan konsolli to‘sin uchun $\varphi_m = 1/4$; erkin tiralgan to‘sinda yig‘iq kuch ta’sir etayotganda $\varphi_m = 1/3$; $[l/r = (l/r)_1 - (l/r)_2 + (l/r)_3]$ – eng katta eguvchi moment ta’sirida kesimdagi to‘la egrilik.

VII BOB TEMIRBETON ORAYOPMALAR

7.1. Yassi temirbeton orayopmalar.

Yassi temirbeton orayopmalar. Umumiy mulohazalar. Bino va inshootlarning qurilish konstruksiyalarini loyihalashda material va konstruktiv sxema tanlash asosiy masalalardan biri hisoblanadi. Buning uchun material va mehnat sarfi, qurilish muddatlari kabi me’yorlarni hisobga olgan holda konstruksiyalarning mumkin bo‘lgan variantlarining texnik–iqtisodiy ko‘rsatkichlari solishtiriladi. Turli materiallardan tayyorlangan muayyan konstruksiya variantlarini solishtirish asosida temirbeton konstruksiyalar eng ma’qul ekanligi ma’lum bo‘lishi mumkin.

To‘sinli yig‘ma orayopmalar. Temirbeton orayopmalar sanoat va fuqaro binolarining muhim konstruktiv elementlaridan biri hisoblanadi. Konstruktiv sxemasi va tayyorlash texnologiyasi jihatidan barcha orayopmalar quyidagicha sinflanadi:

1. To‘sinli temirbeton orayopmalar: a) to‘sinli (panelli) yig‘ma; b) to‘sinli plitalari bo‘lgan qovurg‘ali Yaxlit, v) konturi bo‘ylab tiralgan plitali qovurg‘ali Yaxlit orayopmalar;

2. To‘sinsiz temirbeton orayopmalar: a) to‘sinsiz yig‘ma; b) to‘sinsiz Yaxlit orayopmalar.

To‘sinsiz orayopmalar ham to‘sinli orayopmalar kabi yig‘ma–Yaxlit qilib qurilishi mumkin.

To'sinli oraYopmalarning tarkibidagi plita bir yoki ikki yo'nalishlarda joylashgan to'sinlarga tiraladi. Tayanch konturi tomonlarining nisbatiga bog'liq holda, qovurg'ali oraYopmaning plitasi katta oraliq l_2 ning kichik oraliq l_1 ga nisbati ko'pi bilan 2 ga teng bo'lganda kontur bo'ylab tiralgan deb hisoblanadi. Plita ikkala yo'nalishda yoki to'sin yo'nalishida ishlaydi.

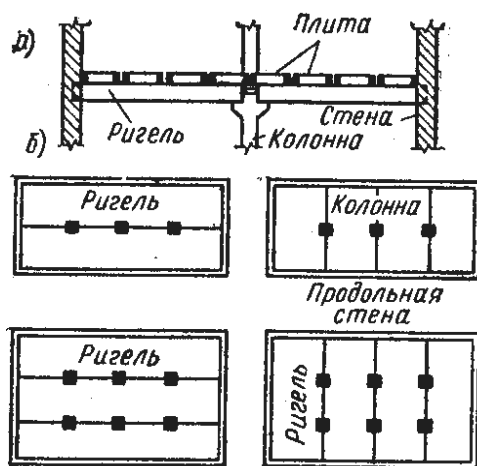
To'sinsiz oraYopmalarda plita bevosita, to'sinlar va rigellarsiz, ustunlarning o'ziga tiraladi. Shuni ham hisobga olish kerakki, ustunlarda ko'pincha kapitellar (ustunlarning tayanch stvoli bilan gorizont al oraYopma o'rtasidagi yuqori qismi) bo'ladi.

Yig'ma Yopmaning tuzilishini belgilash (komponovka qilish). Yig'ma Yopmaning tuzilishini belgilash jarayonida quyidagi masalalar hal etiladi:

1) *Devorlarni reja o'qlariga bog'lash.* Devorlarni reja o'qlariga bog'lashning «nol» usuliga ko'ra o'qlar tashqi devorning ichki sirtidan o'tadi (7.1,a–rasm) yoki ichki sirt o'qdan 200, 250, 300 mm masofaga qochiriladi (7.1,b–rasm). Panellarning devorga kirib turadigan qismi 100 mm dan, rigellarniki esa 250 mm dan kam bo'lmasligi kerak. Rigellar g'ishtli devorning armaturalangan qismiga tayanishi mumkin.

2) *Rigellarni joylashtirish.* Rigellarni binoning uzunasi bo'ylab yoki ko'ndalang tartibda joylashtirish ko'p omillarga, chunonchi, iqtisodiy, memoriy, konstruktiv va texnologik jihatlarga bog'liq. Masalan, bo'ylama devorlarda katta derazalar ko'zda tutilsa, rigellarni ko'ndalang ravishda joylashtirgan ma'qul, Shunda binoning ko'ndalang yo'nalishdagi bikrligi ortadi. Boshqa tomondan, agar rigellar bo'ylama yo'nalishda o'rnatilsa, rigellardagi montaj ishlari tejaladi, bino xonalarini yoritishda ham afzalligi bor;

3) *Panel turini tanlash.* Ko'p qavatli binolarda bo'shliqli va qobirg'ali Yopma panellar ishlatiladi. Bo'shliqli panellar uy–joy va jamoat binolari qurilishida, qobirg'ali panellar esa ko'pincha sanoat binolari tomlarida qo'llaniladi;



7.1–rasm. To‘sinli yig‘ma oraYopmaning konstruktiv sxemasi:
a–rigellar bo‘ylamasiga joylashtirilganda;
b–rigellar ko‘ndalangiga joylashtirilganda

4) *Rigel ko‘ndalang kesimining shaklini tanlash.* Agar panellar rigelning ustiga o‘rnatilsa, u holda uning kesimi to‘g‘ri to‘rtburchak shaklida olinadi. Bunda kesim balandligi $h_p = (1/8...1/10)l$ atrofida tanlanadi (bu yerda l – rigel uzunligi). Panellar tavr shaklli rigelning tokchasiga tayansa, balandlik $h_p = 0,1l$ olinishi mumkin. Hisob natijalariga qarab, oldindan qabul qilingan o‘lchamlar qoldiriladi yoki o‘zgartiriladi;

5) *Ustunlarning ko‘ndalang kesim o‘lchamlarini tanlash.* Ustunlarning ko‘ndalang kesimlari aksariyat hollarda kvadrat shaklida olinadi va uning kesim o‘lchamlari butun imorat balandligi bo‘ylab o‘zgarishsiz qoladi;

Foydali yuk miqdori 6 kN/m^2 gacha bo‘lib, qavatlar soni 3 tadan oshmasa, kesimni $300 \times 300 \text{ mm}$, boshqa hollarda $400 \times 400 \text{ mm}$ olsa bo‘ladi. Kesim o‘lchamlari hisoblash va loyihalash jarayonida o‘zgartirilishi mumkin;

6) *Panellarning nominal enini belgilash va ularni joylashtirish.* Bo‘shliqli panellarning eni (kengligi) ni 1200 dan 2400 mm gacha, qobirg‘ali panellarnikini 1000 dan 1800 mm gacha qabul qilish mumkin. Bunda panel enining o‘zgarib borish izchilligi 100 mm ni tashkil etadi. Bog‘lovchi panellar enini (turidan qat‘i nazar) 1000 dan 1800 mm gacha olish mumkin. Panellarni joylashtirishda ularning o‘lcham bo‘yicha xillarini mumkin qadar kamroq olishga, ayni paytda, quyma qismlarning kamroq bo‘lishiga intilish zarur.

To'sinli yig'ma oraYopmaning konstruktiv sxemasi. Bunday oraYopma rigellar (to'sinlar)dan iborat bo'ladi. Bu rigellarga oraYopmaning panellari yotqiziladi (1–rasm). Rigellar, o'z navbatida, devor va ustunlarga tiraladi. Odatda, rigel fuqaro binolarida 2,8...8 m li; 2...3 oraliqda, sanoat binolarida 6...9 m li; 5...6 oraliqda bo'ladi. Temirbetonning umumiy massasidan eng ko'p qismi (70% gacha) panellarga to'g'ri keladi. Shuning uchun panellarning konstruksiyalarini to'g'ri tanlash alohida ahamiyatga ega. Bir necha variantlarni taqqoslash yo'li bilan konstruksiyaning umumiy massasini kamaytirishga erishgan hodda panellarni joylashtirishning eng maqbul yo'li topiladi.

Mavjud panel turlari ularning massasini kamaytirish maqsadida qovurg'ali qilib yoki turli shakldagi kovakli qilib ishlanadi. Oddindan zo'riqmagan panellar uchun B20, B30 sinfli beton, oldindan zo'riqqan panellar uchun sinflari birmuncha yuqori betonlar ishlatiladi.

Panellar payvandlangan to'rlar va karkaslar bilan armaturalanadi. Oldindan zo'riqqan panellarga zo'riqtiruvchi armatura sifatida asosan A–IV, A–V, At–V sinflardagi sterjen armaturalar ishlatiladi.

2T turidagi, to'shama deb ataladigan katta oraliqli panellar ustida alohida to'xtalib o'tamiz. Bunga o'xshagan katta oraliqli to'shamalar asosan zalli bino (savdo, umumiy ovqatlanish, sport, ommaviy tomosha, ko'rgazma, ma'ruza zallari va Shu kabi) larga ishlatiladi. Ustunlarning yiriklashtirilgan to'rlariga ehtiyoj ma'muriy binolar, maktablar, bolalar bog'chalari uchun borgan sari ortib bormoqda. Qavatining balandligi 4,2 m li bu kabi jamoat binolari uchun ustunlarining turi 2T turdagi 6x12 m li to'shamalari bo'lgan bir xildagi katta oraliqli sinch ishlab chiqilgan.

Ko'pincha qutisimon kesimli to'shamalar ham ishlatiladi. Ular 2T turdagi to'shamalar bilan o'zaro almashinadigan to'shamalardir.

Nazariy va tajribaviy tekshirishlar to'shamalardan havo o'tkazgich sifatida foydalanish mumkinligini ko'rsatdi. Bu esa metall bilan mehnat sarfi ma'lum daraja tejalishiga imkon beradi.

Panellar va to'shamalar oralig'i l_0 li bir oraliqli egiluvchan to'sindek hisoblanadi. Bunda l_0 oraliq to'sin o'qlari orasidagi masofaga teng qilib olinadi.

Kesim balandligi asosan bikrlilik talablariga ko'ra aniqlanadi. Shuni hisobga olish kerakki, oldindan zo'riqqan panellar uchun $u (1/20... 1/30)l_0$ ga teng bo'ladi. Bo'ylamasiga va ko'ndalangiga qo'yiladigan ish armaturasining kesimlari mustahkamlik jihatdan tavr yoki qo'shtavr kesimli egiluvchan element kabi tanlab olinadi. Bunda panel qovurg'asining eni b panellarning hamma qirralarining jami eniga, tokcha eni esa panellarning butun eni b_p ga teng qilib olinadi.

To'sinsiz yig'ma oraYopmalar. Bunday oraYopmalarning konstruktiv sxemasi 3 ta asosiy elementlar: kapitellar, ustunlararo plita va markaziy plitadan iborat. Kapitellar ustunning kengaygan joyiga, ustunlararo plita – kapitelga, markaziy plita ustunlararo plitalarga tiraladi. To'sinsiz oraYopma ham kontur bo'ylab tiralgan plitalari bor bo'lgan qovurg'ali oraYopma kabi ishlaydi. To'sinsiz oraYopmalarning panellari ichi bo'sh qilib ishlangan, qovurg'ali kapitellar esa kovak yoki tutash yasalgan bo'lishi mumkin. Ustunlararo panellar qirqimsiz to'sinlar sifatida to'g'rilangan $M_{on}=M_{np}=ql^2/16$ momentlardan, markaziy panel esa tayanch konturida qisman mahkamlanganlikni hisobga olgan holda chegara muvozanat uslubi bo'yicha hisolanadi.

7.2. Yaxlit qobirg'ali oraYopmalar

Yaxlit qobirg'ali oraYopmalar haqida tushuncha. Qobirg'ali Yopmalar asosiy va ikkinchi darajali to'sin hamda plitalardan tashkil topadi. Yopmaning barcha elementlari o'zaro yaxlit birikkan bo'lib, ko'pincha V20 – V30 sinfli betondan ishlanadi. Qobirg'ali yaxlit yopmaning mohiyati shundan iboratki, bunda tejamqorlik maqsadida cho'zilish zonasidagi betonning anchagina qismi olib tashlanib, bu yerda faqat qobirg'a va chuziluvchan armatura qoldiriladi. Qobirg'aning tokchasi plita deb atalib, ikkinchi darajali to'sinlarga tayanadi va egilishga ishlaydi. Ikkinchi darajali to'sinlar asosiy to'sinlarga, asosiy to'sinlar esa o'z navbatida, ustun yoki devorlarga tayanadi. Asosiy to'sinlar bino uzunligi bo'ylab yoki unga ko'ndalang ravishda joylashishi mumkin.

Agar bo'ylama devorlarda deraza o'rinlari katta bo'lsa, birinchi echimdan foydalanish maqsadga muvofiq. Bino shifti tuzukroq yoritilishi lozim bo'lsa, ikkinchi echim qo'l keladi, chunki bunda ikkinchi darajali to'sinlarning yo'nalishi yorug'lik oqimi yo'nalishi bilan bir xil bo'ladi.

Ikkinchi darajali to'sinlar orasidagi masofa plitalarning o'lchamlariga bog'liq holda belgilanadi:

a) vaqtinchalik (muvaqqat) foydali yukning qiymati $6,0 \dots 10,0 \text{ kN/m}^2$ bo'lsa, plitaning uzunligi $2,0 \dots 2,3 \text{ m}$;

b) muvaqqat foydali yuk qiymati $10,0 \dots 15,0 \text{ kN/m}^2$ bo'lsa, plita uzunligi (ikkinchi darajali to'sin o'qlari orasidagi masofa) $1,5 \dots 2,0 \text{ m}$ olinadi.

Yopma tarhini chizayotganda, ikkinchi darajali to'sin o'qlarini ustun o'qlari bilan mos tushishiga alohida e'tibor bermoq lozim (7.1–rasm, a).

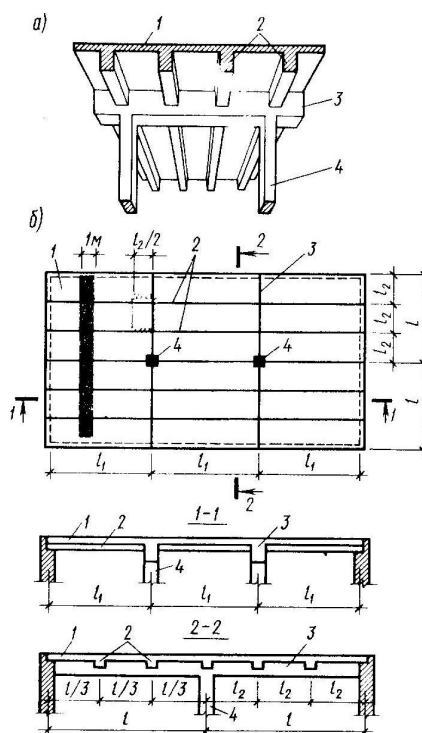
Qavatlararo qobirg'ali Yopmalar plitalarining qalinligi odatda $6 \dots 10 \text{ sm}$ oralig'ida, kamdan–kam hollarda undan hiyol kattaroq olinadi. O'rta oraliqlarda to'sin bilan plitaning uzunligi bir xil, chetki oraliqlarda esa to'sin uzunligi o'rta oraliqqa nisbatan biroz kaltaroq olinadi.

Ikkinchi darajali to'singa konturi bo'ylab tiralgan to'sinli plitalarni hisoblashda eni 1 m bo'lgan tasma (polosa) ajratiladi. (7.2b–rasm). Shu polosaning 1 m dagi yuk konstruksiyaning 1 m^2 ga to'g'ri keladigan hisobiy yuk bo'ladi. Tayanch oldi uchastkada $l_2 / 2$ (7.2b–rasm) plita bosh to'singa qistirilgani uchun u 3 tomoni bo'yicha tayangan plita sifatida ko'riladi.

Yopma elementlarining hisobi plastik deformatsiyalar oqibatida zo'riqishlarning qayta taqsimlanishini e'tiborga olgan holda bajariladi.

Ikkinchi darajali to'sinlar ko'p oraliqli tavr shaklli uzluksiz to'sin sifatida hisoblanib, asosiy to'sin va devorlar ular uchun tayanch vazifasini o'taydi. Hisob jarayonida, plitalar singari, bularning ham yuk ko'tarish qobiliyati aniqlanadi. Ikkinchi darajali to'singa ta'sir etuvchi yuk ikki to'sin orasida joylashgan yuk maydonchasida to'tarhadi (7.2–rasm). Yuklarni jadval ko'rinishida hisoblash tavsiya etiladi.

Yaxlit qobirg'ali Yopmalarning tarhi



7.2 – rasm. Yaxlit qobirg'ali konstruksiya (a) va Yopma qobirg'ali konstruksiyasining tarhi (b): 1 – plita; 2 – ikkinchi darajali to'sin; 3 – asosiy to'sin; 4– ustun

Ikkinchi darajali to'sinlarning hisobiy uzunliklarini aniqlash uchun asosiy to'sinning kesim o'lchamlarini quyidagi tengliklar asosida tanlaymiz:

$$h_{gl.b} = (1/8 - 1/15)l_{gl.b}, \quad b_{gl.b} = (0,3 \dots 0,5)h_{gl.b}.$$

Ikkinchi darajali to'sinlar devorga 25 sm kirib turadi. Shunga ko'ra ularning hisobiy uzunligi quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$a) \text{ chetki oraliq uchun } l_{01} = l_1 - d + 25/2 - b_{gl.b}; \quad b) \text{ o'rta oraliq uchun } l_{02} = l_2 - b_{gl.b}.$$

Ikkinchi darajali to'sinning balandligi odatda $h_{vt.b.} = (1/12 \dots 1/20)l_{vt.b.}$, eni $b = (0,3 \dots 0,5)h_{vt.b.}$ qabul qilinadi. Qobirg'ali konstruksiyalar doimiy g va muvaqqat u yuklarga hisoblanadi.

Plita va to'sinlardagi zo'riqishlarni aniqlash. Oraliqlari teng bo'lgan ko'p oraliqli plita va to'sinlarni hisobi plastik deformatsiyalar oqibatida zo'riqishlarning qayta taqsimlanishini e'tiborga olgan holda bajariladi (3-rasm).

Hamma oraliqlardagi (birinchidan tashqari) oraliq momentlar va hamma tayanchlardagi (birinchi oraliq tayanchdan tashqari) tayanch momentlar

$$M_{pr} = -M_{op} = pl^2/16. \quad (124)$$

Plita va to'sinlardagi birinchi oraliqdagi oraliq momentlar hamda plitani o'ramli sim to'r bilan armaturalaganda birinchi oraliq tayanchdagi oraliq momentlar

$$M_{pr} = -M_{op} = pl^2/11. \quad (125)$$

To'sin va plitalarni yassi sim to'rlar bilan armaturalaganda birinchi oraliq tayanchlardagi tayanch momentlari

$$M_{pr} = -M_{op} = pl^2/14. \quad (126)$$

To'la yuk r doimiy g va muvaqqat υ yuklardan tashkil topadi.

Muvaqqat yuk to'singa ixtiyoriy joylashishini e'tiborga olib, hisoblashlarda umumlashma epyuralar quriladi.

Umumlashma epyuralar – oraliqlarini eng nobop yuklanganda tashqi kuchlar va konstruksiyaning xususiy og'irligidan hosil bo'lgan eguvchi momentlar grafigidir. Umumlashma eguvchi momentlar epyurasini qurish uchun hisobiy momentning qiymatlari quyidagi formuladan aniqlanadi.

$$M = \beta_{1i}(g+p)l_{oi}^2, \quad (127)$$

bu yerda l_{oi} –ikkinchi darajali to'sinni hisobiy uzunligi; β_{1j} – jadvaldan olinadigan koeffitsiyent.

Kesim tanlanayotganda, ikkinchi darajali to'sinning birinchi oraliqdagi o'ng tayanch kesimi, aniqlik kiritish maqsadida Shu tayanch ta'siri qayta hisoblanadi, chunki bu joyda plita cho'zilishga ishlaydi. Bunda kesim to'g'ri to'rtburchakli deb qaraladi.

$$h_{o,vt.b} = 1,8(M/\gamma_{bi}R_b b_{vt.b})^{1/2}, \quad (128)$$

bu yerda $b_{vt.b}$ – to'sinning kengligi (ilgari uning qiymati konstruktiv ravishda qabul qilingan edi).

Ikkinchi darajali to'sinnig to'liq balandligi quyidagicha aniqlanadi:

$$h_{vt.b} = h_{0,vt.b} + a_s + d/2, \quad (129)$$

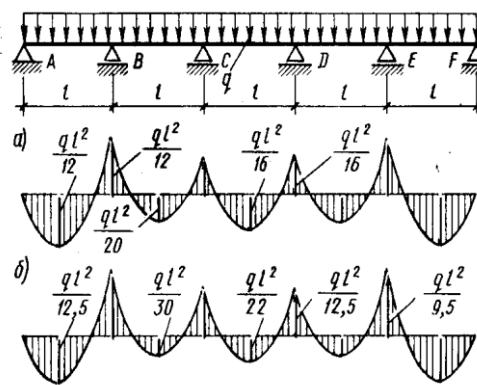
bu yerda a_s – betonning himoya qatlami ($a=25-30$ mm); d –ishchi armaturaning diametri ($d=16-40$ mm). Ishning so'ngida QMQda bayon etilgan ko'rsatmalarga amal qilib, kesimni uzil kesil o'lchamlari qabul qilinadi.

Qabul qilingan o'lchamlarning talabga javob berish–bermasligi quyidagi shart asosida tekshiriladi:

$$Q \leq 0.3\varphi_{\omega 1}, \varphi_{b1} R_b b_{vt.b}, h, vt.b. \quad (130)$$

O'lchamlari uzil–kesil qabul qilingach, ilgari topilgan hisobiy eguvchi momentlar bo'yicha to'rtta normal kesim uchun ishchi armaturaning kesim yuzasini aniqlaymiz: bunda to'sin birinchi va o'rta oraliqda (M_1, M_3) tavr kesimli to'sin sifatida, birinchi oraliq va o'rta tayanchlarda (M_2, M_4) to'g'ri to'rtburchak kesimli to'sin sifatida qaraladi. Bunda tavr shakli kesimning kengligi b_f^1 ikkinchi darajali to'sin o'qlari orasidagi masofaga teng qilib olinadi; ammo $h_{pl}/h_{vt.b} \geq 1$ bo'lganda to'sinning hisobiy uzunligi $1/3$ qismidan oshib ketmasligi, $h_{pl}/h_{vt.b} < 0,1$ bo'lganda kesim kengligi $b_f \leq 12h_{pl} + b_{vt.b}$ bo'lishi zarur.

To'sin va plitalardagi kuchlanishlar epyurasi



7.3–rasm. Uzliksiz to'sin va plitalarda kuchlarni aniqlashga doir: a – qamrab oluvchi moment epyurasi; b – elastik sxema bo'yicha momentlar epyurasi

Bosh to'sinlar ustunlarga (uchlari devorga) tiralgan uzliksiz to'sin sifatida ikkinchi darajali to'sinlar tiralgan joylarga qo'yilgan yig'iq yuklarga hisoblanadi.

Bosh va ikkinchi darajali to'sinlarning oraliqlari qabul qilingan xona o'lchamlariga (ustun to'ri) muvofiq (6x6; 9x6; 6x12 m va sh .o'.) aniqlanadi. Agar tayanchlar orasidagi masofa modul o'lchamlariga to'g'ri kelmasa, unda bosh to'sin oraliqlari 5...8 m atrofida qabul qilinadi, ikkinchi darajali to'sinlarni Shunday qabul qilinadiki, ulardan birining o'qi ustun o'qi bilan ustma-ust tushishi kerak. Ikkinchi darajali to'sin oraliqlari 4...7 m oralig'ida bo'ladi, ular orasidagi masofa esa (plita oralig'i) – 1,0...2,5 m atrofida bo'ladi.

Qiya kesimlar mustahkamligini hisoblash. Qiya kesimning ko'ndalang kuchga ta'siriga hisobi uch kesim bo'yicha olib boriladi: chetki erkin tiralgan tayanchda va birinchi oraliq tayanchning chap va o'ngida. To'sin uzunlik birligida hosil bo'ladigan, ko'ndalang sterjenlar qabul qiladigan hisobiy zo'riqish quyidagi formuladan aniqlanadi.

$$q_{sw}=Q^2/4\varphi_{v2}R_{bt}bh_o^2, \quad (140)$$

bu yerda φ_{b2} – og'ir beton uchun 2 ga teng bo'lgan koeffitsiyent.

Ko'ndalang sterjenlar diametrini taxminan qabul qilib, ular orasidagi masofani aniqlaymiz:

$$S=R_{sw}A_{sw}n/q_s, \quad (141)$$

bu yerda R_{sw} – ko'ndalang armaturaning cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi; A_{sw} – bitta ko'ndalang sterjenning kesim yuzasi; n – to'sin kesimidagi ko'ndalang sterjenlar soni (karkaslar).

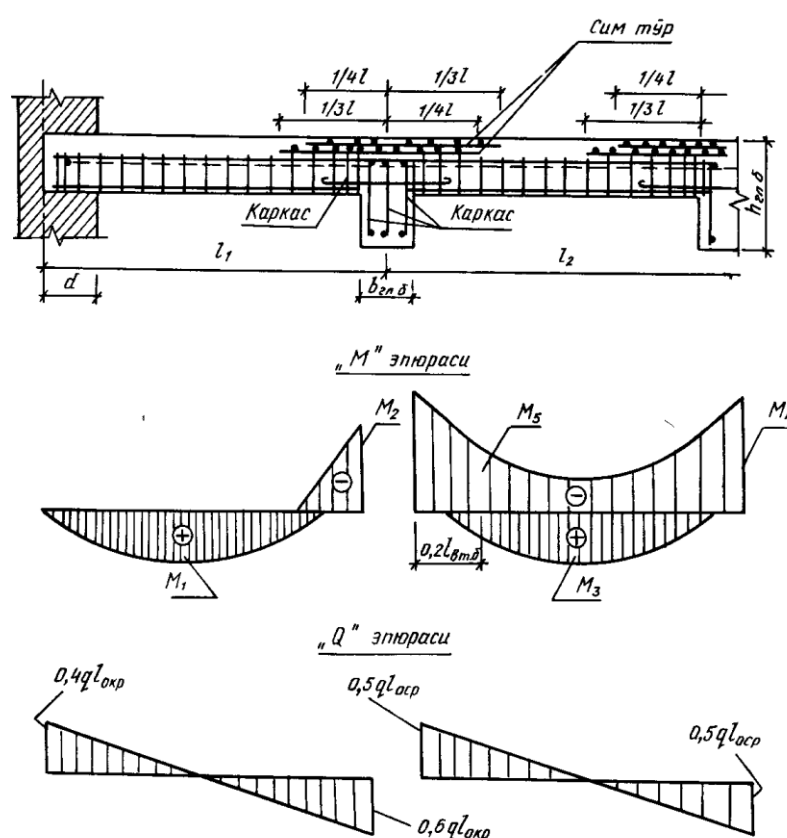
Ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa konstruktiv nuqtai nazardan quyidagicha bo'lishi lozim: $h \leq 45$ sm bo'lsa, $S < h/2$; $h > 45$ sm bo'lsa, $S < h/3$. YUqoridagi usullar orqali topilgan masofaning eng kichigi uchun uzil-kesil qabul qilinadi.

Kesimning yuk ko'tarish qobiliyati quyidagi shart bo'yicha tekshiriladi:

$$Q \leq Q_{wb}=2\varphi_{b2}R_{bt}b_{vt.b}h_{o.vtb}^2q_{sw}. \quad (142)$$

Agar bu shart bajarilmasa, u holda ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa kichraytirilgan yoki sterjenlar diametrlari kattalashtiriladi. Odatda ko'ndalang sterjenlar diametri 5–12 mm atrofida olinadi. Ko'ndalang sterjenlarni qabul qilingan qadami (oraliq masofasi) to'sinning tayanchga yaqin (oraliqning $1/4$) qismida ishlatiladi, to'sinning qolgan qismida ko'ndalang sterjenlar qadami $S \leq 3/4h$ bo'ladi.

Yopmani armaturalash. Ikkinchi darajali va asosiy to'sinlar, odatda ikkita karkas bilan armaturalanadi. Bu karkaslar ularni o'rnatishdan oldin qolibda keng fazoviy karkasga birlashtiriladi.



7.4–rasm. Ikkinchi darajali to'sinni armaturalash

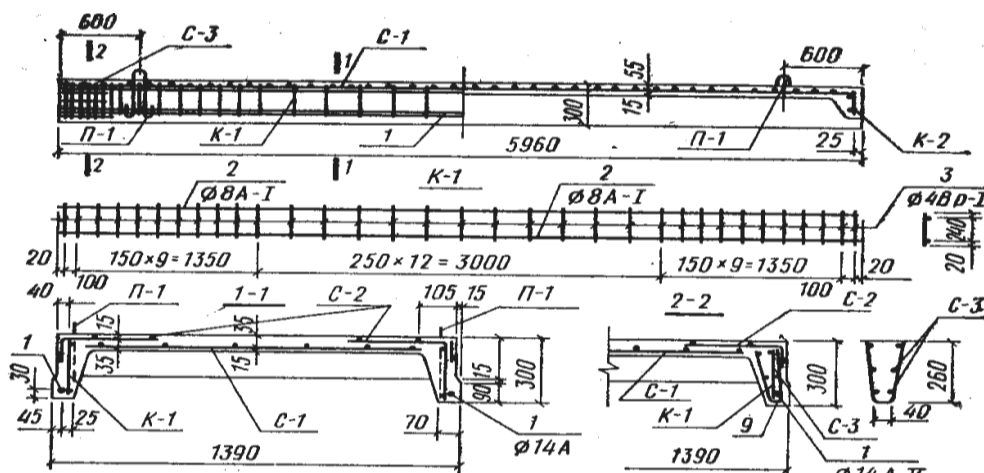
Asosiy to'singa ba'zan uchinchi karkas qo'yiladi. Shuni ham hisobga olish kerakki, bu karkas yoki sterjenlarning bir qismi, M epyuraga muvofiq ustun qirrasiga etkazilmasdan uzib tashlanadi. Ikkinchi darajali to'sinning karkasi asosiy to'sin qirrasiga etkazib qo'yiladi. U joyga qo'shimcha karkas yoki to'r o'rnatiladi. Tayanch yaqinidagi asosiy to'sin alohida karkaslar bilan armaturalanadi. Bu karkaslar kolonnalarning karkaslaridan o'tkaziladi.

Plitaning ish armaturasi bo'ylamasiga joylangan o'ramli sim to'rlar bilan armaturalanadi. Bunda to'r ustki zonada (momentlarning miqdori nolga teng bo'lgan zonada) tayanch o'qidan 0,25l masofaga kiritiladi. Oxirgi oraliqlarda asosiy to'rga qo'shimcha to'r qo'yiladi. U keyingi oraliqda 0,25l masofada kiritib qo'yiladi (4-rasm). Ish sterjenlarining diametri 6 mm va undan ortiq bo'lganda to'rlar bilan alohida-alohida armaturalanadi (48-rasm).

A_s ning topilgan qiymatiga qarab, ishchi armaturaning soni va diametri aniqlanadi. Armatura karkaslarining soni kesimning kengligiga bog'liq: agar $b_{vt.b} < 15$ sm bo'lsa – 1 ta karkas, $b_{vt.b} = 15-25$ sm bo'lsa – 2 ta karkas, $b_{vt.b} > 25$ sm bo'lsa – 3 ta karkas o'rnatiladi. Odatda, har bir karkas bitta yoki ikkita ishchi sterjenga ega bo'ladi. Yassi karkaslar hosil qilish uchun yuqori zonaga diametri ishchi sterjen diametrining yarmidan kichik bo'lmagan montaj sterjenlari payvandlanadi, ikkinchi darajali to'sinlarining oraliq tayanchlariga yaqin qismlari simto'rlar bilan armaturalanadi (7.4-rasm). Yassi karkaslarning yuqori qismiga qo'yilgan armaturalar yuzasining etarliligini tekshirish uchun kesim manfiy moment M_5 ta'siriga hisoblanadi.

7.3. Yaxlit qobirg'ali konturi bo'ylab tiralgan orayopmalar.

Qobirg'ali plitalarni armaturalash. Qobirg'ali plitalarda oldindan zo'riqtirilgan asosiy ishchi armaturani qobirg'alarga joylanadi.

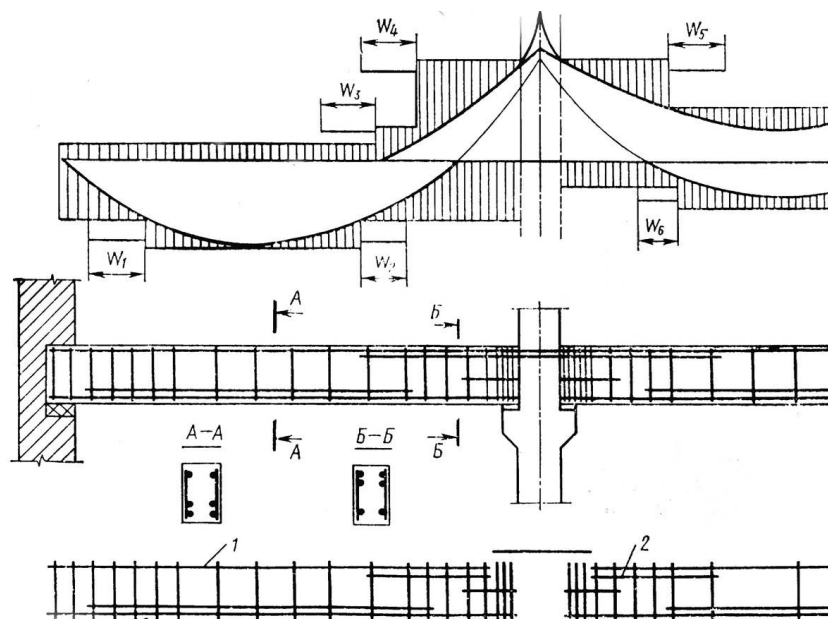


7.5-rasm. Qobirg'ali plitani armaturalash

Plitaning tokchasi (supachasi) simto‘r bilan, ko‘ndalang qobirg‘alari – payvandlangan yassi karkaslar bilan, bo‘ylama qobirg‘alar esa yassi karkas va oldindan zo‘riqtirilgan armatura bilan qotarihadi. Oldindan zo‘riqtirilgan armatura sifatida davriy profilli A – VI sinfli po‘lat sterjen ishlatiladi.

Plita tokchasiga yotqiziladigan payvandlangan simto‘r V_r – I sinfli oddiy simdan tayyorlanadi. Bo‘ylama va ko‘ndalang qobirg‘alarning yassi karkaslari A – III sinfli davriy profilli sterjenlardan ishlanadi. Montaj armaturasiga A–I sinfli sim ishlatiladi. Plitani armaturalash tartibi 1 – rasmda tasvirlangan.

Rigellarni armaturalash (2–rasm) moment va ko‘ndalang kuchlarning umumlashma epyurasiga muvofiq olib boriladi. Epyuraga muvofiq ishchi armatura oraliq va tayanchlarda qisman kaltalashtiriladi, ya‘ni uziladi, bu, o‘z navbatida, moment kichik bo‘lgan joylarda armatura sarfini tejash imkonini beradi.



7.6–rasm. Uzliksiz rigelni armaturalash: 1 – K–I karkaslar; 2 – K–2 karkaslar

Plitalari kontur bo‘ylab tiralgan qovurg‘ali Yaxlit orayopmalarning konstruktiv sxemasi va hisoblashning o‘ziga xos xususiyati. Bunday orayopmalar qovurg‘ali orayopmalarga qaraganda birmuncha qimmat turadi. Biroq, u estetik jihatdan afzalliklarga ega va, odatda, jamoat binolarida qo‘llaniladi. Qalinligi 5 ... 14 sm li orayopma plitasi ustunlarning o‘qlari bo‘ylab ikkala yo‘nalishda to‘sinlarga tiraladi (7.5–rasm). Agar to‘sinlar orasidagi masofa kichik bo‘lsa (2 m dan kichik),

ustunlar har 3–4 oraliqda qo‘yiladi yoki umuman qo‘yilmaydi (1,b–rasm). Plitaning oralig‘i plita tomonlarining o‘zaro nisbati 1...1.5 bo‘lganda 4...6 m ni tashkil etadi. Konturi bo‘ylab tiralgan plitalar chegara muvozanat uslubining kinematik usuli bo‘yicha hisoblanadi. Plita chiziqli plastik sharnirlar – qayrilish chiziqlari bilan birikkan bikr tarkibiy qismlari (bug‘inlari) bo‘lgan mexanizm tarzida quriladi (2–rasm). Qayrilish chiziqlarining joylashish shakli konvertni eslatadi. Shuning uchun sinishning konvert sxemasi haqida gap yuritiladi. Konvert sxemada sinishda plitalarning yuz berishi mumkin bo‘lgan siljishidan to‘nkarilgan tom tarzidagi jism hosil bo‘ladi.

Konturi bo‘ylab tiralgan plitalardagi zo‘riqishlarni aniqlash. Teng tarqalgan yukdan g (masalan, grunt bosimi yoki gidrostatik bosim) moment qiymatini etarlicha aniqlikda quyidagi formulalardan aniqlash mumkin:

1. Konturi bo‘ylab qistirilgan plita uchun (7.6,a–rasm)

$$M = g_1 l_1^2 \alpha / 24; \quad M = g_2 l_2^2 \alpha / 24; \quad (143)$$

2. Yig‘ma plita va to‘sinlar uchun (ularni loyihalash yuqorida keltirilgan tamoyillarga muvofiq amalga oshiriladi)

$$M_{1sup} = g_1 l_1^2 / 12, \quad M_2 = g_2 l_2^2 / 12; \quad (144)$$

3. Konturi bo‘ylab erkin tiralgan plita uchun

$$M_{1sp} = g_1 l_1^2 a / 8, \quad M_{2sp} = g_2 l_2^2 a / 8, \quad (145)$$

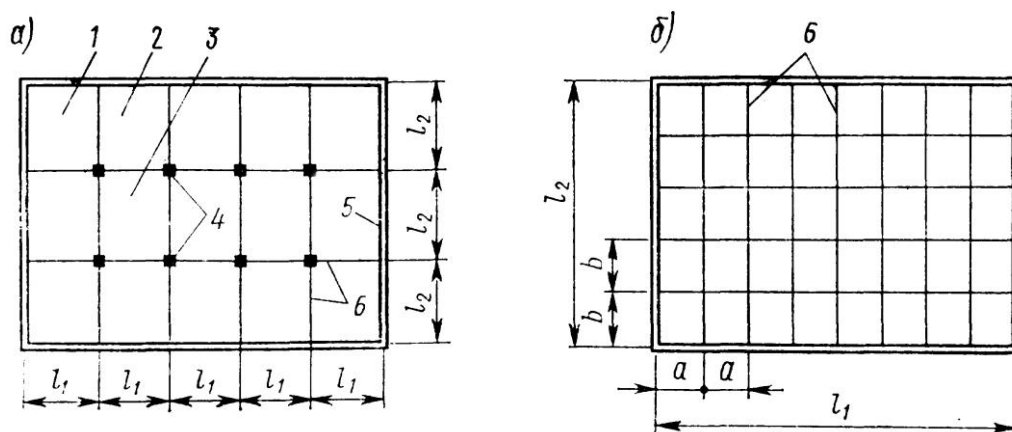
bunda $a = 1 - k l_1^2 l_2^2 (l_1^4 + l_2^4)$ – plita oraliq kesimlarida burovchi momentlarni hisobga olib aniqlik kirituvchi koeffitsiyent; $k = 5/18$ – konturi bo‘ylab qistirilgan plitalar uchun; $k = 5/6$ – erkin tiralgan plitalar uchun.

l_1 va l_2 yo‘nalishlarda g yukning taqsimlanishi quyidagi formuladan hisoblanadi:

$$g_1 = g l_2^4 / (l_1^4 + l_2^4); \quad g_2 = g l_1^4 / (l_1^4 - l_2^4). \quad (146)$$

Konturi bo‘ylab tiralgan plitalar to‘sinli plitalar kabi to‘rlar bilan armaturalanadi. Plita oralig‘i 2,5 m dan katta bo‘lganda, oraliq va tayanchlar alohida sim to‘rlar bilan armaturalanadi. Oraliqning past qismida ikki yo‘nalishda ham ishchi sterjenlar o‘rnatiladi. Plita o‘rtasida armatura ko‘proq, chetida esa kamroq qo‘yiladi (7.7,a–rasm). Kalta sterjenlar tayanchdan $l_2/4$ masofada uziladi. Tayanchlar ustida tayanch momentlari bo‘yicha hisoblab topilgan armaturalar o‘rnatiladi, ularning 50% i $l_2/4$ masofada va 50% i $l_2/6$ masofada uziladi (7.7,b – rasm). Plitalar to‘qilgan va payvandlangan sim to‘rlar bilan armaturalanadi. Plita oralig‘i 2,5 m dan kichik bo‘lganda, ular rulonli sim to‘rlar bilan armaturalanadi. Konturi bo‘ylab tiralgan plitalardan yuklar to‘sinlarga uchburchak va trapetsiya shaklidagi yuk maydonchasi ko‘rinishida uzatiladi (7.7,a – rasm). Bu yuklarni topish uchun plita burchaklaridan ularning kesishishigacha bissektrisa o‘tkaziladi (7.7,b–rasm). g ni (1 m^2 ga) tegishli yuk maydoniga ko‘paytmasi ikki tomondan yuklangan to‘sin oralig‘idagi to‘la yukni beradi: oralig‘i l_2 bo‘lgan to‘sin uchun $G_2 = 0,5gl_2^2$; oralig‘i l_1 bo‘lgan to‘sin uchun $G_1 = 0,5gl_2(2l_1 - l_2)$. To‘sinni hisoblash tartibi va armaturalash tamoyillari to‘sinli plitalari bo‘lgan qobirg‘ali konstruksiyalar bosh to‘sinidagi kabidir.

Plitalari konturu bo‘ylab tiralgan oraYopmalarning konstruktiv sxemalari



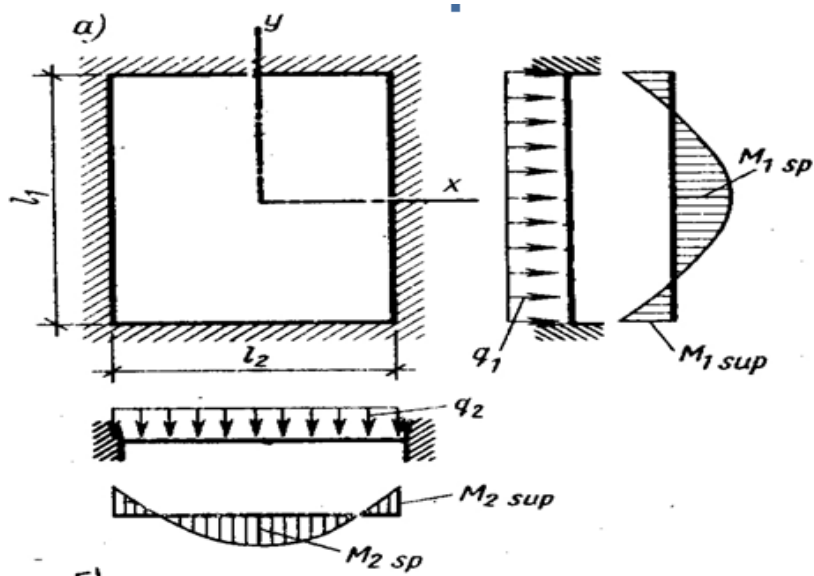
7.7–rasm. Plitalari konturu bo‘ylab tiralgan oraYopmalarning konstruktiv sxemalari: a) – ustunli oraYopma; b) – ustunsiz oraYopma; 1 – plitaning burchak paneli; 2 – plitaning burchak paneli; 3 – plitaning o‘rtaga qo‘yilgan paneli; 4– ustun; 5 – yuk ko‘taruvchi devor

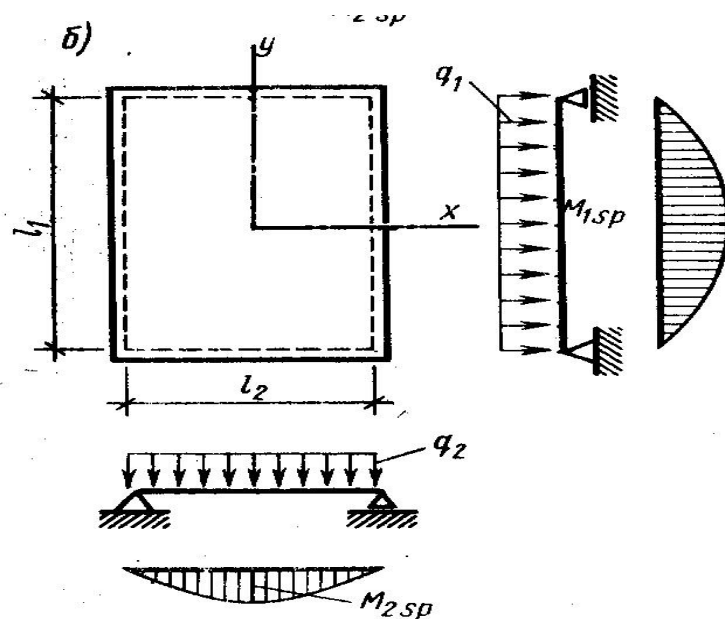
Hisoblab aniqlanadigan l_1 , va l_2 oraliqlar yuqorida to'sin plitalari uchun qilingan ko'rsatmalarga muvofiq olinadi.

To'sinlar chegara muvozanat uslubi bo'yicha hisoblanadi.

Shuni ham hisobga olish kerakki, momentlar erkin tiralgan to'sinlardagi tegishli momentlarga nisbatan oxirgi oraliqda va birinchi o'rta tayanchda 0,7 ga, o'rtadagi oraliqlarda va o'rtadagi tayanchlarda esa 0,5 ga teng deb olinadi. Bu momentlarga M momentlar qo'shiladi (to'sinlar massasidan tushadigan yuk va bevosita to'sinlar ustida va enli polosaga joylashgan vaqtli yuk). M momentlar tegishlicha $ql^2/11$ va $ql^2/16$ ga teng bo'ladi. Plita armaturalarining kesimlari to'g'ri to'rtburchak kesimlar uchun tanlangandek tanlab olinadi.

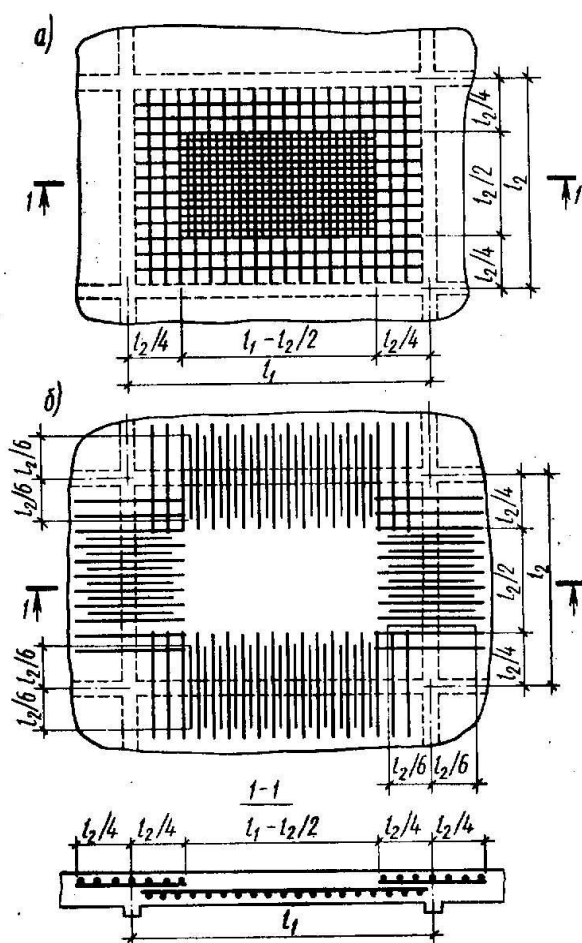
Konturi bo'ylab tiralgan plitaning hisobiy tarhi



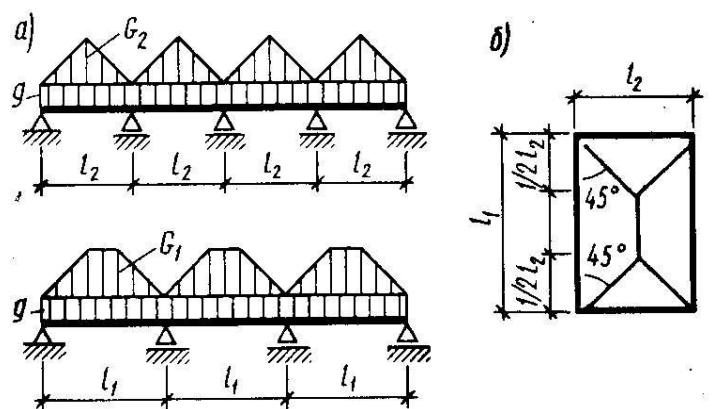


7.8–rasm. Konturi bo‘ylab tiralgan plitaning hisobiy tarhi

Konturi bo'ylab tiralgan plitani armaturalash



7.9–rasm. Konturi bo‘ylab tiralgan plitani armaturalash



7.10–rasm. Konturi bo‘ylab tiralgan plitali qobirg‘ali konstruksiya to‘sinidagi yuk

VIII BOB. ZAMIN VA POYDEVORLAR

8.1. Zamin va poydevorlar

Bino va inshootlardan tushayotgan yukni zaminga uzatadigan bino va inshootlarning er osti yoki suv osti qismi poydevor deb ataladi.

Poydevor – bino va inshootlarning mustahkamlik, turg‘unlik, texnologik to‘zilish, uzoq muddat ishlatish, hamda iqtisodiy talablariga javob berishi kerak.

Bino va inshootlar qanday maqsadlarga mo‘ljallanganligiga qarab quyidagilarga bo‘linadi (8.1-jadval).

Bino va inshootlarning tasniflanishi

8.1-jadval

Bino yoki inshoot turi	Qanday maqsadga mo‘ljallanganligi	Bino yoki inshootning nomi
Binolar	Turar-joy	Mehmonxona, yotoqxona, dam olish uylari, aholi yashaydigan uylar
	Jamoat	Ma‘muriy, o‘quv, madaniy, ma‘rifiy, sport, savdo, kommunal-xo‘jalik, kino-teatrlar va oshxonalar
	Sanoat	Zavodlar, fabrikalar, suv isitish qozonlari, elektr stansiyalar
	Transport	Angarlar, saroylar, vokzallar, depolar
	Qishloq xo‘jaligi	Chorvachilik komplekslari, issiq-xonalar, g‘alla saqlash omborlari, parrandachilik fabrikalari va boshqalar.
Inshootlar	Qurilmalar	Ko‘priklar, to‘g‘onlar, suyuqlik saqlash inshootlari, minoralar, tayyora-gohlar (aerodromlar), suv bo‘yi inshootlari va boshqalar

Bino va inshootlar zaminining deformatsiyalanishi Qurilish me'yorlari va qoidalari QMQ 2.02.01 – 98 [20] cheklangan miqdordan ortib ketmasligi kerak. (17.1-jadval)

Hozirgi vaqtda qabul qilingan qoidalarga asosan barcha bino va inshootlar bikrligi bo'yicha uch turga bo'linadi.

1. Nisbatan bikr inshootlar (turli mo'rilar, temir eritish o'choqlari, moyoqlar, suv ko'targich inshootlari, ko'priklarning tayanchlari, to'g'onlari va hokazo.); bular turli cho'kishdan kam zararlangan holda, ular uchun burilish, shakl o'zgarishi ahamiyatlidir.

2. Bikr inshootlar (rama va yaxlit holdagi temirbeton buyumlar, sanoat va jamoat binolari temir beton sinchli yirik va Yaxlit qurilmali binolar va hokazo), bu inshootlar uchun egilish va bikilishga oid shakl o'zgarishi xavfli.

3. Egiluvchan inshootlar (suv saqlovchi idishlarning ostki qismlari, temirdan ishlangan qurilmalar, bo'linmalar va hokazo), bular uchun buralish, egilish va bikilishga oid shakl o'zgarishlar ma'lum qiymatdan oshib ketmasligi kifoya.

Hozirda zamin va poydevorlar loyihasi asosini grunt, poydevor va inshoot qurilmalarini birgalikda qarash qabul qilingan.

Shuning uchun zamin va poydevorlarni loyihalashda asosiy masalani hal etish lozim: birinchisi, inshootning tegishli mustahkamligi va turg'unligini ta'minlash; ikkinchisi, ashyolar sarfi, ish hajmi va ularning tannarxi nuqtai nazardan iqtisodiy arzon turini tanlashdan iborat.

Zaminlarni deformatsiyalarini hisoblashda poydevorlar turini arzonlashtiradigan birdan-bir yo'l, zaminning yuk ko'tarish qobiliyatini to'la hisobga olish lozim.

Buning uchun bino va inshootdan zaminga ta'sir etuvchi yuqori bosimni hisobga olish lozim. Yuqori bosim qiymati esa, inshoot uchun yo'l qo'yish mumkin bo'lgan deformatsiyaga bog'liq bo'lmay, balki zaminning o'lchamlari, grunt qatlamlarining turlari va ularning fizikaviy-mexaniq xossalariga bog'liqdir.

Agarda zaminni notekis deformatsiyasi rivojlanish xarakterini, bino va inshootlar bikrligini hisobga olsak, u holda deformatsiya va siljishni quyidagi shakllarini ajratish mumkin:

1. Og‘ish poydevor ikkita nuqtasini ular orasidagi masofaga tegishli absolyut cho‘kishi farqi sifatida qaraladi

2. Bino va inshootni qiyshayishi – bitta ko‘ndalang yoki bo‘ylama o‘qqa joylashgan ular orasidagi masofaga tegishli ikkita yoki bir nechta poydevor cho‘kishini farqi

$$i = \frac{s_n - s_n}{L} \quad (147)$$

bu yerda: s_1 va s_p - uzluksiz yoki ikkita poydevor chetki nuqtalarini cho‘kishi;

3. Bino yoki inshootni nisbiy egilishi yoki egilish yo‘lini binoni egilgan qismi uzunligiga va egilgan qismi egriligiga nisbati bilan baholanadi

$$f = \frac{2s_2 - s_1 - s_3}{L} \quad (148)$$

bu yerda: $L = ?$

4. Buralish deganda inshootni uzunligi bo‘yicha bir xil bo‘lmagan og‘ishi bo‘lib, ayniqsa ushbu holatni rivojlanishi uni ikkita kesimida har xil tomonga qarab yuz berishi tuShuniladi.

5. Poydevorlarni gorizontal siljishi qurilmadan sezilarli gorizontal kuch ta’sir qilganda yuz beradi.

8.2. Zaminlarni yuk ko‘tarish qobiliyati bo‘yicha hisoblash

Zaminlarni yuk ko‘taruvchanlik xususiyati bo‘yicha hisoblashdan maqsad – zaminlarning mustahkamligi va turg‘unligini ta’minlash, Shuningdek, poydevorning tovonini bo‘yicha siljish va ag‘darilishiga yo‘l qo‘ymaslik. hisoblashda qabul qilinadigan zaminning buzilish sxemasi (uning chegaraviy holatga etishida) poydevor yoki inshootning ushbu ta’sir va konstruksiyasi uchun ham statik, ham kinematik jihatdan mos bo‘lishi lozim.

Zaminlarning yuk ko'taruvchanlik xususiyati bo'yicha hisoblash quyidagi shartdan kelib chiqib bajariladi:

$$F \leq \frac{\gamma_c \cdot F_u}{\gamma_n} \quad (149)$$

bunda: F – zaminga tushadigan hisobiy yuklama; F_u – zaminning chegaraviy qarshilik kuchi; γ_c – ish sharoitlari koefitsiyenti, quyidagicha qabul qilinadi: qumlar uchun changsimonlaridan tashqari - $\gamma_c=1,0$; changsimon qumlar, Shuningdek changsimon-loyli barqa-ror holatdagi gruntlar - $\gamma_c=0,85$; qoyatoshli gruntlar uchun: nuraganlari - $\gamma_c=0,9$; juda nuraganlari - $\gamma_c=0,8$; γ_n – inshootning vazifasi bo'yicha ishonchlilik koefitsiyenti; I, II, va III sinf konstruksiyalari uchun Shunga mos ravishda 1,2; 1,15 va 1,10 ga teng deb qabul qilinadi.

Qoyatoshli gruntlardan iborat zamin chegaraviy qarshilik kuchlarining vertikal tashqil etuvchisi N_u , kN (tk), poydevor qanday chuqurlikda qo'yilganidan qat'iy nazar, quyidagi formuladan hisoblanadi:

$$N_u = R_c \cdot b' \cdot \lambda' \quad (150)$$

bunda: R_c - qoyatoshli gruntning bir o'qli siqilishiga mustahkamlik chegarasining

hisobiy qiymati, kPa (tk/m²); b' va ℓ' - poydevorning mos ravishda keltirilgan eni va uzunligi, m, quyidagi formuladan hisoblab topiladi:

$$b' = b - 2e_b; \quad \lambda' = \lambda - 2e_\lambda \quad (151) \quad \text{bunda: } e_b, e_\ell - \text{poydevorning}$$

ko'ndalang va bo'ylama o'qlari yo'nalishi yuklamalarning teng ta'sir etuvchilarini qo'yish ekssentrisitetlari, m.

Muvozanat holatdagi noqoyatosh gruntlardan iborat zamin chegaraviy qarshilik kuchi; butun sirpanish yuzalari bo'yicha me'yor σ va r urinma kuchlanishlar orasidagi (zaminning chegaraviy holatiga mos) nisbatan quyidagi bog'likka bo'ysunishi kerak degan shartdan kelib chiqib aniqlanishi lozim:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_I + c_I \quad (152)$$

bunda: φ_I va c_I – mos ravishda gruntning ichki ishqalanish burchagi va solishtirma bog'lanish kuchining hisobiy qiymati.

Muvozanat holatdagi qoyatosh bo‘lmagan gruntlardan iborat zaminning chegaraviy qarshilik kuchi vertikal tashqil etuvchisi N_u ni (153) formuladan aniqlanadi:

$$N_u = b' \cdot \lambda' \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_I + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma'_I \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_I) \quad (153)$$

bunda: b' va ℓ' – belgilar (153) formuladan olingan bo‘lib, bunda b belgisi bilan poydevor asosining mustahkamligi yo‘qoladi deb taxmin qilinayotgan yo‘nalishdagi tomoni belgilanadi; N_γ , N_q , N_c - yuk ko‘taruvchanlik xususiyatining o‘lchamsiz koeffitsiyentlari; gruntning ichki ishqalanish burchagi va poydevor tovonni sathida zaminga tushadigan teng ta’sir etuvchi tashqi yuklamaning vertikalga egilish burchagi hisobiy qiymatlariga qarab kaysi jadvaldan aniqlanadi. γ' va γ'_I - gruntlar solishtirma og‘irligining hisobiy qiymatlari, Kn/m^3 (ts/m^3) poydevor tovonidan pastda va yuqorida ko‘pchish prizmasi paydo bo‘lishi ehtimoli bor chegaralarda olinadi (er osti suvlari mavjud bo‘lganda, suvning muallaq tutib turish ta’siri ham hisobga olinadi); c_I - gruntning solishtirma bog‘lanish hisobiy qiymati; d - poydevorni joylashtirish chuqurligi, m (poydevorning har xil tomondan vertikal qo‘shimcha kuchlar bir xil ta’sir qilmagan holda eng kichik qo‘shimcha kuchga to‘g‘ri keladi, masalan, erto‘la tomondan ta’sir qiladigan qiymat d qabul qilinadi); ξ_γ , ξ_q , ξ_c - poydevor shakllarini hisobga olish koeffitsientlari; quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3/\eta, \quad (154)$$

bunda: $\eta = \ell \cdot x \cdot b$, ℓ va b – poydevor tovonining uzunligi va eni; (154) formulalar bo‘yicha aniqlanadigan keltirilgan qiymatlar b' va ℓ' ga teng ta’sir etuvchi yukni markazdan tashqariga qo‘yish hollarida qabul qilinadi.

Agar $\eta = \ell \cdot x \cdot b < 1$ bo‘lsa, (155) formulalarda $\eta = 1$ deb qabul qilish kerak. Zaminga tushadigan tashqi yuk teng ta’sir etuvchisining vertikal qiyalik δ burchagi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\text{tg } \delta = F_h / F_v \quad (155)$$

bunda: F_h va F_v – mos ravishda poydevor tovonni sathidan zaminga tushadigan tashqi yukning gorizont va vertikal tashkil etuvchisi;

Quyidagi shart bajariladigan taqdirdagina (153) formula bo'yicha hisoblashga yo'l qo'yiladi:

$$tg \delta \pi \sin \varphi_1 \quad (156)$$

Demak, poydevorning har tomonidan bir xil bo'lmagan qo'shimcha yuklar ta'sir etadigan hollarda gorizontal yuklar ta'sirida gruntning faol bosimini hisobga olish lozim.

Poydevorlarni chuqurligini belgilash

Poydevorning chuqurligi quyidagilarni hisobga olib qabul qilinishi kerak: loyihalanadigan inshootning vazifasi va konstruktiv xususiyatlarini, uning poydevoriga tushadigan yuklar va ta'sirlarni; yondosh inshootlar poydevorlarini joylashtirish chuqurligini, Shuningdek, muhandislik kommunikatsiyalarini o'tkazish chuqurligini; imorat quriladigan xududning mavjud va loyihalanayotgan relefini; qurilish maydonining muhandislik-geologik sharoitlarini (gruntning fizik-mexanik xossalarini, qatlamlanish xarakterini, sir-panishga moyil qatlamlarining mavjudligini, o'pirilgan chuqurchalar, karst bo'shliqlar va boshqalar bor-yo'qligini); maydonning gidrogeolo-gik sharoitlari hamda inshootning qurilishi va foydalanishi jara-yonida ularning o'zgarishi ehtimoli; daryo o'zanlarida quriladigan inshootlar (ko'priklar, quvurlar o'tgan joylar va h.k) tayanchlari atrofidagi gruntning yuvilib ketishi ehtimolini; gruntning mavsumiy muzlash chuqurligini,

Gruntning mavsumiy muzlash chuqurligining hisobiy qiymati $d_f = d_1$, QMQ ga asosan quyidagi formula yordamida aniqlanadi, m:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} \quad (157)$$

bunda: k_h – inshootning issiqlik rejimi ta'sirini hisobga oladigan koeffitsiyent; u isitiladigan inshootning tashqi poydevorlari uchun; isitilmaydigan inshootlarning tashqi va ichki poydevorlari uchun - $k_h = 1,1$ (o'rtacha yillik harorat manfiy bo'lgan joylar bundan mustasno); d_{fn} – gruntning mavsumiy muzlash chuqurligining me'yoriy qiymati.

Ko'p yillik kuzatuvlar ma'lumotlari bo'lmagan taqdirda d_m ni issiqlik texnik hisoblar asosida aniqlash lozim. Muzlash chuqurligi 2,5 m dan oshmaydigan joylarda uning me'yoriy qiymatini ushbu formuladan aniqlashga ruxsat beriladi:

$$d_m = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (158)$$

bunda: M_t – o'lchamsiz koeffitsiyent, son jihatidan qurilish iqlimshunosligi va geofizika bo'yicha QMQ ga muvofiq aniq qurilish punkti yoki joyi uchun ma'lumotlar bo'lmasa, qurilish joyidagi sharoitga o'xshash sharoitda joylashgan gidrometrologiya stansiyasi natijalariga muvofiq qabul qilinadigan ushbu joydagi qishki o'rtacha oylik manfiy haroratlar mutlaq qiymatlari yig'indisiga teng; d_0 – qumoq tuproqli er va loylar uchun – 0,23; qumloq tuproqli er, mayda va changsimon qum uchun – 0,28; shag'alli qumlar, yirik va o'rtacha o'lchamli qumlar – 0,30; yirik bo'lakli gruntlar – 0,34, m.

Bir jinslimas gruntlar uchun d_0 qiymati muzlash chuqurligi chegarasida o'rtacha muallaq sifatida aniqlanadi.

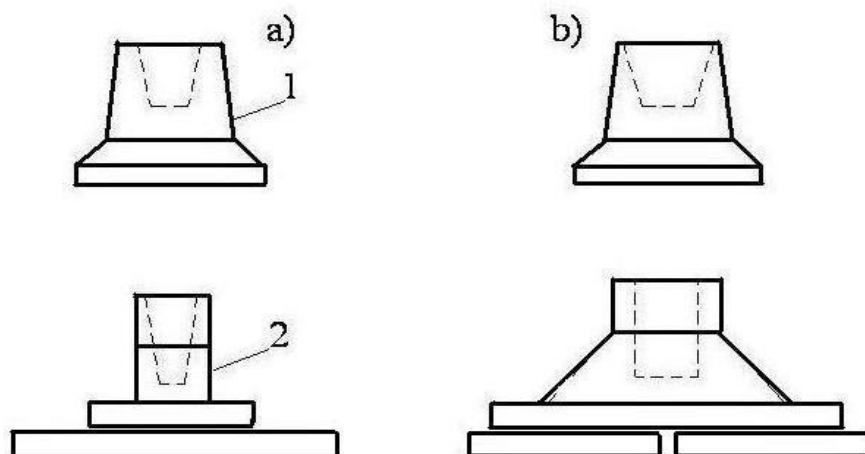
Qurilish maydonining geologik va gidrogeologik sharoitlari-ning poydevorning qo'yilish chuqurligiga chuqurligiga ta'siri d_2 QMQ 2-jadvaldan aniqlanadi.

8.3. Poydevorlar turlari

Binokorlikda ishlatiladigan poydevorlar quyidagi turlarga bo'linadi: tabiiy zaminda sayoz joylashgan poydevorlar; qoziqli poydevorlar; chuqur joylashtiriladigan poydevorlar (o'z og'irligi bilan pastlashuvchi quduqlar, yig'ma temir-beton qobiqlar va kessonlar); mashina va uskunalar poydevorlari.

Poydevorlarning asosiy turlariga quyidagilar kiradi:

a) **Yaxlit holdagi og'ir poydevorlar.** Bunday poydevorlar juda og'ir bo'lgan inshootlar ostida qo'llaniladi. (ko'priklar ustunlari, betondan ishlangan suv omborlari, tutun mo'rilar va h.). Ular asosan beton va temirbetondan tayyorlanadi.



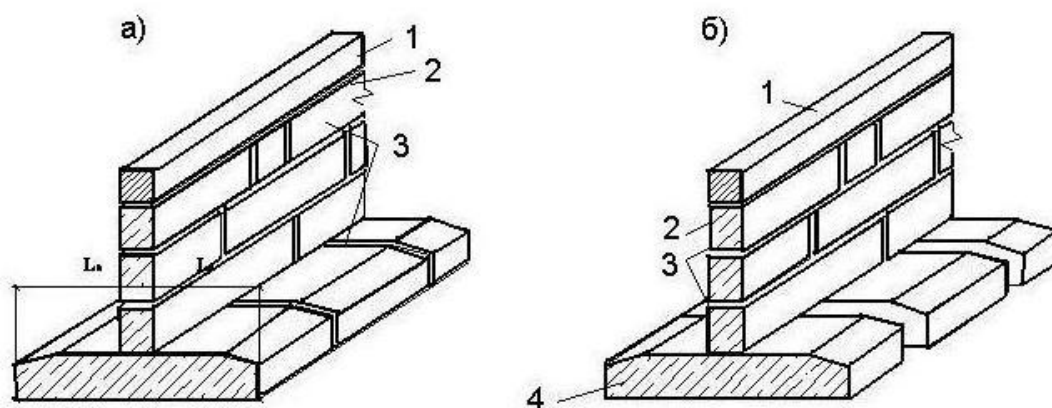
8.1 - rasm. Ustun ostiga qo'yiladigan yig'ma poydevor.

a - fasad; b - yon tomondagi ko'rinishi; 1 - blokli poydevor; 2 - yig'ma poydevor.

b) **Alohida turuvchi poydevorlar.** Bunday poydevorlarning oldingidan farqi hajmi 50 m^3 gacha boradi. Ular asosan betondan, temirbetondan va yirik toshli betondan hosil qilinadi. Alohida poydevorlarni ko'p yuk ko'tarish qobiliyatiga ega bo'lgan zaminlarda yoki poydevorga uncha og'ir bo'lmagan yuk ta'sir etganda qo'llash maqsadga muvoffiqdir. Bunday poydevorlar ko'pincha pog'ona shaklida loyihalashtiriladi.

v) **Yaxlit holatdagi yupqa poydevorlar.** Bunday poydevorlarning o'ziga xos xususiyatlaridan biri, juda katta maydon yuzasini egallab, nihoyatda kichik balandlikka ega bo'lishidir. Bunday poydevorlar asosan temirbetondan tayyorlanadi va bo'sh gruntlarda, yuqori miqdorda yuk uzatuvchi inshootlar qurilishlarida ishlatiladi.

g) **Tasmasimon poydevorlar.** Bunday poydevorlarning asosiy xususiyatlari ko'ndalang kesimi kichik bo'lib va bir tomonga uzluksiz davom etishidir. Tasmasimon shakldagi poydevorlar yirik toshlardan, yirik toshli betondan, betondan va temirbetondan yasalishi mumkin. Ko'ndalang kesimi pog'ona (zina) va trapetsiya shaklida loyihalalanadi.

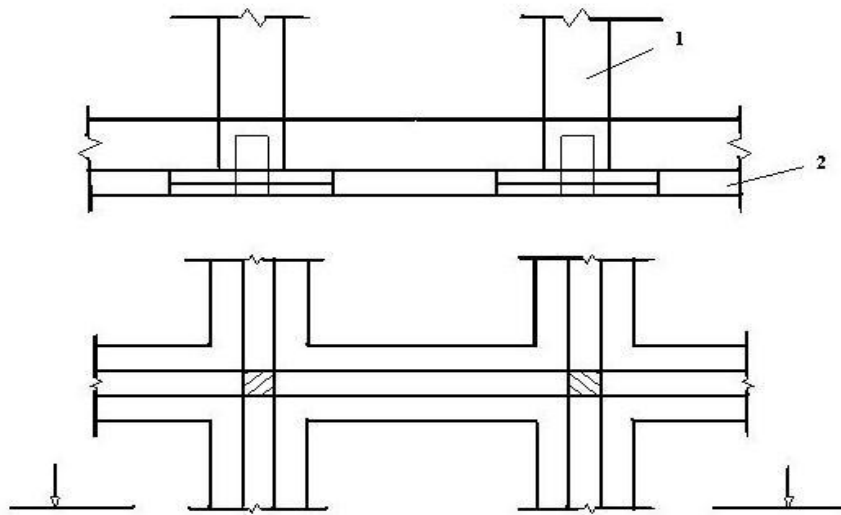


8.2 - rasm. Tasmasimon yigʻma poydevor.

a - yassi; b - orasi ochiq; 1 - devor; 2 - gidrozolyasiya; 3 - ertoʻla devori bloklari; 4 - poydevorning ostki qismi.

d) Oʻzaro kesishgan (chorraha) poydevorlar. Bunday poydevorlar asosan tasmasimon poydevorlarning oʻzaro kesishuvidan hosil boʻladi. Asosan temirbetondan ishlanadi va yuk koʻtarish qobiliyati kam boʻlgan gruntlarda hamda kichik oʻlchovli binolarda qoʻllaniladi. Notekis deformatsiyaga sezgir boʻlgan hamda murakkab muhandislik-geologik sharoitlarda boʻlgan gruntlarda ham keng qoʻllaniladi.

s) Rama shaklidagi poydevorlar. Bunday poydevorlar asosan suv inshooti qurilishida ishlatiladi. Tik ustun hamda yotiq holdagi toʻsinlardan foydalaniladi. Toʻsin temirbetondan, ustun betondan ishlanadi. Yuqorida qayd etilgan poydevorlardan tashqari qurilish tajribasida nihoyatda koʻp turli - tuman shakldagi va koʻrinishdagi poydevorlar mavjud boʻlib, ular turli sanoat qorxonalari binolaridagi mashinalar va uskunalar, hamda boshqa talablar asosida ishlatiladi.



8.3 - rasm. Tasma shaklidagi o‘zaro kesishgan poydevorlar.

Yaxlit quyma va yig‘ma alohida turuvchi poydevorlar maxsus temirbeton zavodlarida tayyorlangan qismlardan yig‘iladi.

Poydevorlar bikr va egiluvchan bo‘ladi. Poydevor uchun harsangtosh, harsangtoshbeton , beton, temirbeton, g‘isht, iloji bo‘lmagan hollarda, yog‘och va metal ishlatiladi.

Qoziqli poydevorlar.

Qoziq deb gruntga o‘rnatilgan yoki gruntga qoqilgan, gruntda tayyor yasalgan va inshootdan tushayotgan yukni zaminga uzatadigan poydevorning ustunsimon qismiga aytiladi.

Qoziqli poydevorlar ishlatiladigan materiallar bo‘yicha yog‘och qoziqlar, betondan ishlangan qoziqlar, aralash qoziqlar, temirbeton qoziqlar, metall qoziqlarga bo‘linadi.

Beton qoziqlar. Asosan quyma qoziqlar toifasiga kiradi, ya’ni qurilish maydonida tayyorlanadi.

Tayyorlash jarayoni bo‘yicha beton qoziqlar quyidagilarga bo‘linadi..

a) Grunt ichida qoluvchi yupqa qobiqlar yordamida tayyorlanuvchi qoziqlar. Bunda qalinligi 3-4 mm li qobiqlar maxsus uskunar yordamida loyihada ko‘rsatilgan chuqurlikka tushiriladi, so‘ngra ularning ichi beton bilan to‘ldirilib qoziq hosil qilinadi.

b) Qalin devorli qobiqlar yordamida hosil bo'luvchi qoziqlar. Bunda yupqa qobiq o'rnida qalinligi 10-20 mm li qobiqlar ishlatilib ,betonlash jarayonida asta-sekin sug'urib olinadi.

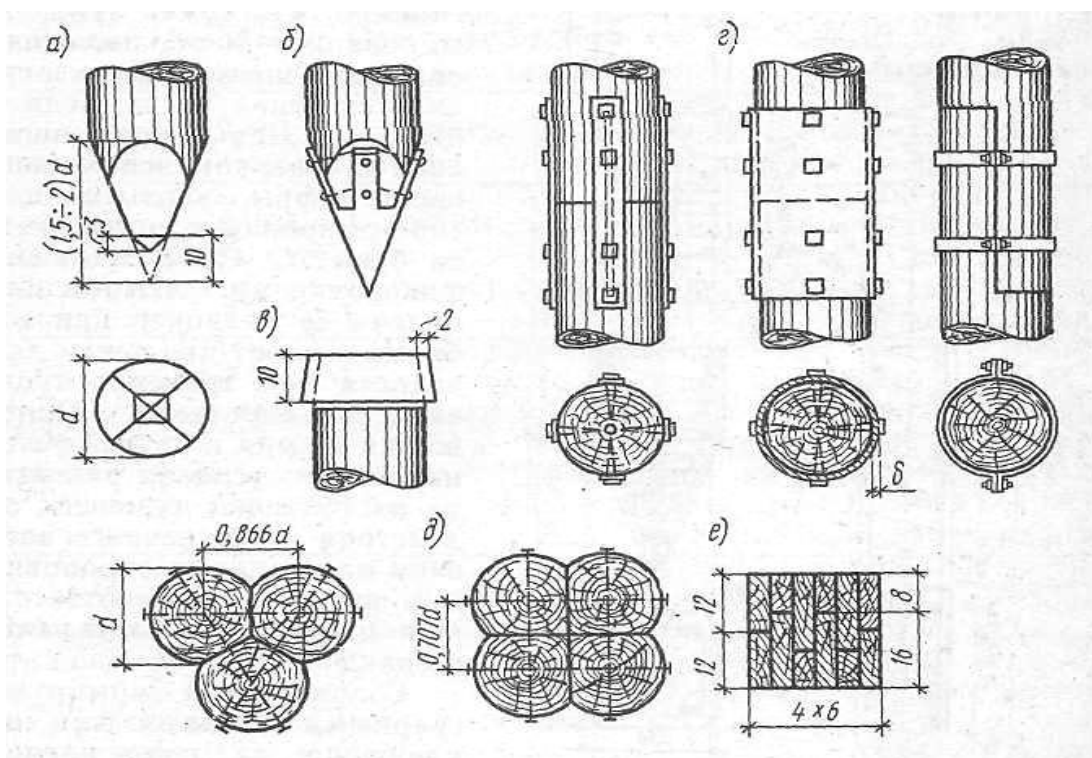
Metall qoziqlar. Quvur shaklidagi po'latdan ishlangan qoziqlar juda ko'p ishlatiladi. Ayrim hollarda qo'shtavr va murakkab shakldagi qoziqlar qo'llaniladi. Toshkent metrosi qurilishida qoziqlar ko'p qo'llanilgan.

Yog'och qoziqlar. Yog'och qoziqlarning afzalliklari – ularning katta bo'lmagan og'irligi, yuqori mustahkamligi va tayyorlanishining soddaligi hisoblanadi. Yog'och qoziqlarni gruntga qoqish yoki tebratib botkizish uslubida joylash mumkin. Yog'och qoziqlar yirik zarrali va shag'alli qumlarga qiyin qoqiladi, shag'al va mayda shag'allarga esa deyarli qoqilmaydi.

Yog'och qoziqlarning kamchiligi namligi o'zgaruvchan hududda suv satxidan yuqori joylashgan qoziqlar chirib ketishi mumkinligidadir. Buni oldini olish uchun inshootlardagi qoziqlar boshi har doim eng pastki suvlar sathidan kamida 0,5 m pastroq joylashishi shart. Yog'och qoziqlarning yana bir kamchiligi to'sinlardan tayyorlanganda ularning o'lchamlari chegaralanganligidadir va Shundan kelib chiqqan yuk ko'tarish qobiliyatining pastligidadir.

Qoziqlar tayyorlash uchun diametri 18...40sm gacha, uzunligi 4,5...16m gacha bo'lgan ignabargli daraxt turlaridan foydalaniladi (qarag'ay, archa, qora qarag'ay). Gruntga joylashtirishni yengillashtirish maqsadida qoziqning pastki qismiga nayza shaklida ishlov beriladi. Grunt tarkibida shag'al, mayda tosh va boshqa qattiq jismlar bo'lgan bo'lsa, qoziq uchiga metall qoplama (bashmak) kiydiriladi. Qoziq ustki qismiga, qoqish vaqtida shikastlanish oldini olish uchun, metall qalpoqdan foydalaniladi .

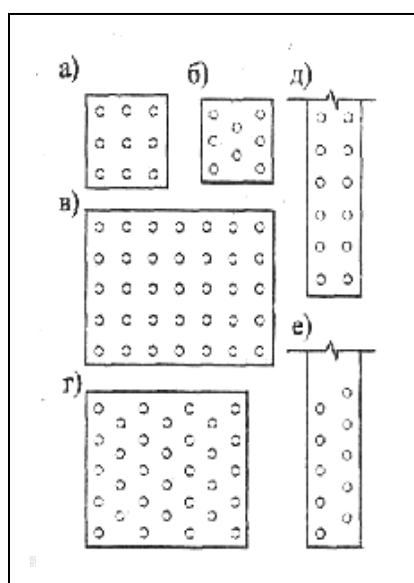
Yog'och qoziq o'lchamlarini kattalashtirish uchun paketli va elimlangan qoziqlar ishlatildi (8.4, g-e rasm).



8.4 - rasm. Yog'och qoziqlar konstruksiyalari.

Paketli qoziqlar to'sinlarining tutashish joylari metal nakladkalar bilan mahkamlanadi. To'sinlar bir biriga metall boltlar orqali mahkamlanadi. Paketli qoziqlarning kamchiligi ulash uchun ko'p metall sarflanishi va tayyorlash jarayonining qiyinligidir.

1. Gruntida ishlash sharoitiga mos ravishda qoziqlar – osma va ustun qoziqlarga bo'linadi.



Osma qoziqlar o'tkir uchlari odatda mustahkam gruntga etib bormaydi. Bunday poydevorlarga xos xususiyatlardan eng muhimi – ular orasidagi gruntning poydevor ish jarayonida qatnashishidir. Bunday poydevorlarda inshootdan uzatilgan yuk ularning butun tanasi bo'ylab gruntga tarqaladi.

8.5 – rasm. Poydevorlarda qoziqlarning joyla-nish sxemalari.

a- qatorli; b- shaxmat shaklida; v- qoziqli maydonda qatorli; g- qoziqli maydonda shaxmatsimon;

d- qatorli qoziqli polosa; e – shaxmatsimon qoziqli polosa.

Ustun poydevorlarda esa ularning o'tkir uchlari (8.4.b-rasm) mustahkam gruntga ma'lum miqdorda kirib borishi shart. Bunday poydevorlarning ishlash jarayoni odatdagi ustundan farqlanmaydi.

Bir necha qoziqlarning yuqori qismini birlashtiruvchi va ularning bir xil cho'kishini ta'minlovchi qurilma **rostverk** deyiladi.

8.4. Tabiiy zaminda sayoz joylashgan poydevorlar

Poydevorning minimal foydali balandligi h_0 betonning bosim ostidagi mustahkamlik shartidan topiladi. Bunda bosim piramidasi ustundan boshlanib, u bilan 45° burchak tashkil qiladi:

$$H_0 = -h_k b_k / 4 + 1/2 [N / (R_{bt} + P_{gr})]^{1/2}, \quad (159)$$

bu yerda R_{bt} – betonning cho'zilishdagi hisobiy qarshiligi; N – poydevorning ostki sirtiga ta'sir etuvchi hisobiy zo'riqish bo'lib, bu zo'riqish yuk maydonchasi chegarasida tom, oraYopmalar, ustunlar og'irligidan hosil bo'ladi va birinchi qavat ustuni orqali poydevorga uzatiladi; R_{gr} – poydevor ostki kuchlanishi, gruntga berilidigan hisobiy bosim $R = N/A$. Poydevorning to'liq balandligi $N_f = h_0 + a$, bu yerda a – himoya qatlami. Poydevorning ezilib sinishiga mustahkamligi quyidagi shartdan tekshiriladi. Bunda ezilib sinish yon tomonlari 45° burchak ostida qiyshaygan piramida tekisligi bo'yicha sodir bo'ladi deb qabul qilinadi.

$$F \leq R_{bt} u_m h_0, \quad (160)$$

bunda F – ezib sindiruvchi kuch; $u_m = 2/(h_c + b_c + 2h_0)$ – ostki va ustki piramida perimetrlarining poydevor ishchi balandligi h_0 oralig'ida o'rtacha arifmetik qiymati. Poydevorning bir qismi gruntning reaktiv bosimi ostida poydevor massiviga mahkamlangan konsol kabi ishlaydi. Shu sxemaga muvofiq poydevor ustun va har bir pog'onaning qirralaridagi kesimda hisoblanadi. Poydevorning ostki pog'onasi

konsolini ko‘ndalang armaturasiz loyihalash mumkin, ya’ni u uchun $Q_{II} \leq 0,6R_{bt}bh_{o1}$, shart bajarilishi lozim. Bunda h_{o1} —ostki pog‘onaning ishchi balandligi. Ko‘ndalang kuchning minimal qiymati II–II kesim uchun quyidagi formuladan aniqlanadi:

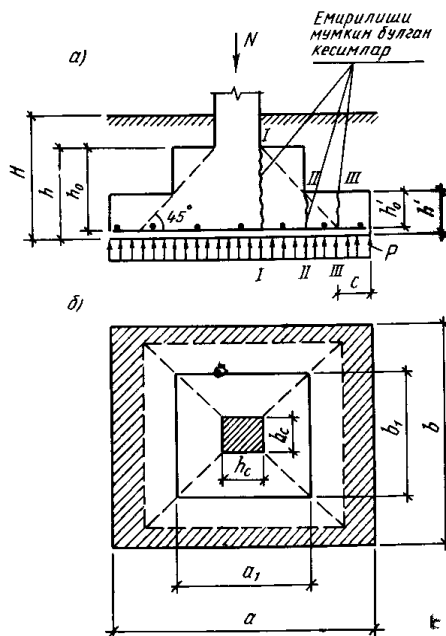
$$Q_{II} = 0,5r(a - a_1)b. \quad (161)$$

Taqqoslash maqsadida poydevorning to‘liq balandligini konstruktiv ravishda ham topiladi: $N_f = h_z + 5 + h_{dn}$, bu yerda $h_z + 5 = h_{st}$ stakan chuqurligi, sm; h_{dn} – poydevor tubi qalinligi, 25 sm olinadi. Ikki xil yo‘l bilan aniqlangan N_f dan qaysi biri katta bo‘lsa, hisoblash uchun o‘shanisi qabul qilinadi. Poydevor pastki pog‘onasining ishlovchi (foydali) balandligi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$H_{o1} = 0,5P/R_{bt}[A - h_k - 2(H_f - a)]. \quad (162)$$

U holda pastki pog‘onaning to‘liq balandligi $h_1 = h_{o1} + a > 30$ sm bo‘ladi. Qolgan pog‘onalar bosim piramidasidan topiladi.

Alohida poydevorning hisobiy sxemasi



8.6–rasm. Alohida poydevor (poyustun)ni hisoblashga doir:

a – bosim piramidasi; b – poydevor tarhi

Poydevor tubi armaturalarini aniqlash uchun I-I va II – II kesimlarni mustahkamlikka hisoblaymiz. Bu kesimlardagi hisobiy eguvchi momentlar quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$M_{I-I}=0,125P(a-h_k)^2b, \quad M_{II-II}=0,125P(a-a_1)^2b. \quad (163)$$

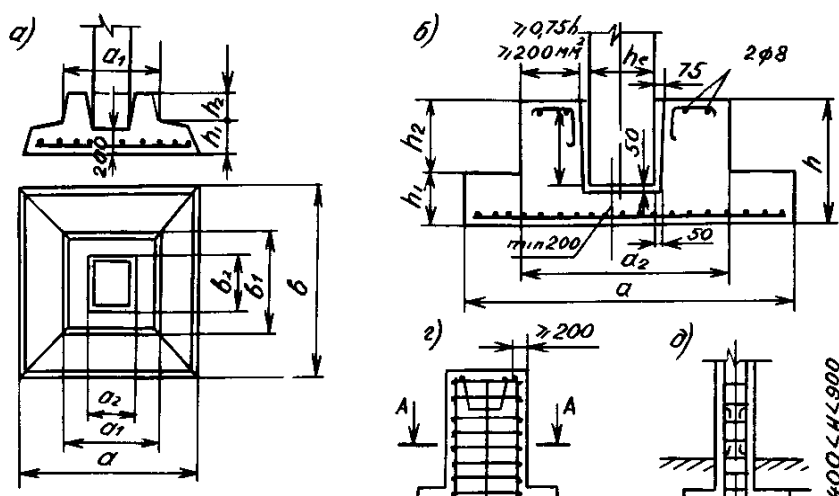
Ishchi armaturaning zaruriy yuzasi

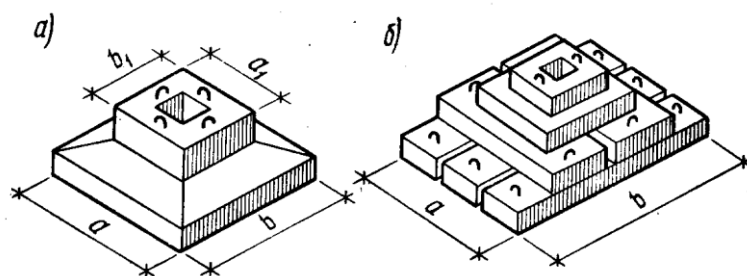
$$A_{si}=M_{I-I}/0,9R_s h_0, \quad A_{si}=M_{II-II}/0,9R_s h_0 \quad (164)$$

formulalardan aniqlanadi, bu yerda R_s – armaturaning hisobiy qarshiligi.

Poydevor tagining kengligi 3 m gacha bo‘lganda A_{s1} va A_{s2} dan qaysi biri katta bo‘lsa, armatura diametri va soni o‘shanga qarab tanlanadi. Tag kenglik 3 m dan ortiq bo‘lsa, armaturani tejash maqsadida sterjenlardan yarmining uzunligini 1/10 ga qisqartirish mumkin. Poydevor armaturasining minimal ruxsat etilgan foizi egiluvchan elementlardagi kabi bo‘ladi.

Ustun osti poydevorlari. Tosh, g‘isht yoki beton poydevor o‘rniga temirbeton poydevor ishlatilsa, uning chuqurligini ancha kamaytirish imkoniyati tug‘iladi. Bu esa poydevorning arzonlashuviga olib keladi. Bunday poydevorlarning afzalligi Shundan iboratki, bular yig‘ma temirbeton poydevorlar qo‘llash hisobiga tashkil etish samaradorligini yanada oshiradi.

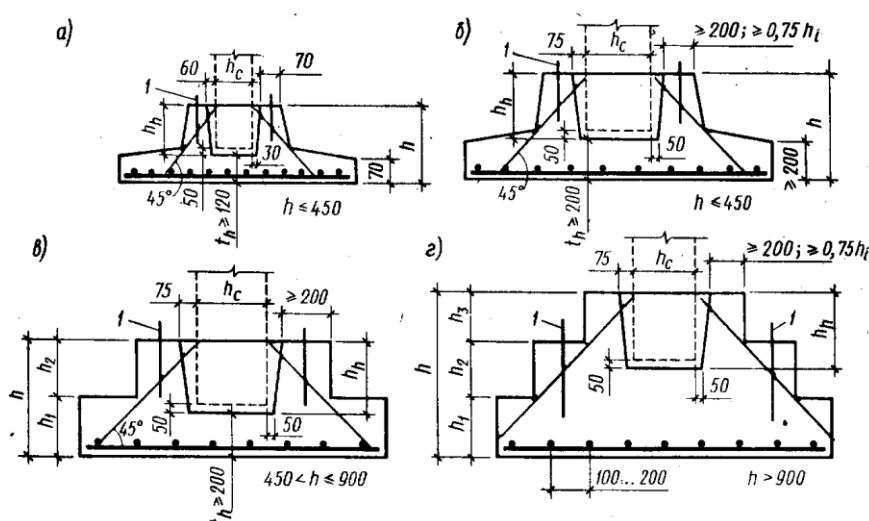




8.7-rasm. Ustun ostiga qo'yiladigan alohida poyustunlar

Ustun ostiga o'rnatiladigan alohida poydevorlar ko'pincha tarhda kvadrat ko'rinishga ega bo'ladi. Poydevorga qo'yiladigan yuk nomarkaziy bo'lsa, uni to'g'ri to'rtburchak shaklida olinadi. Kichik yig'ma poydevorlar butun piramida yoki pog'onali ko'rinishda ishlanadi, kattaroqlari esa bir necha bo'lakdan tashkil topadi.

Yig'ma ustunlar poydevorga bikr mahkamlanadi. Ustunning poydevor ichiga kirib turish chuqurligi ustun ko'ndalang kesimining katta o'lchamidan kichik bo'lmasligi yoki ustunning bo'ylama ishchi armaturasi 20d dan kam bo'lmasligi lozim. Ustun ostiga poydevor chuqurchasiga (stakanga) 50 mm qalinlikda beton quyiladi, chuqurcha devorlari bilan ustun orasidagi masofa pastda 50 mm, yuqorida 75 mm ni tashkil etadi. Stakan tubi va devorlarining qalinligi 200 mm dan kam bo'lmasligi kerak. Stakan devorlari hisoblanmay, konstruktiv armaturalanadi, biroq, ularni armaturalash shart emas.



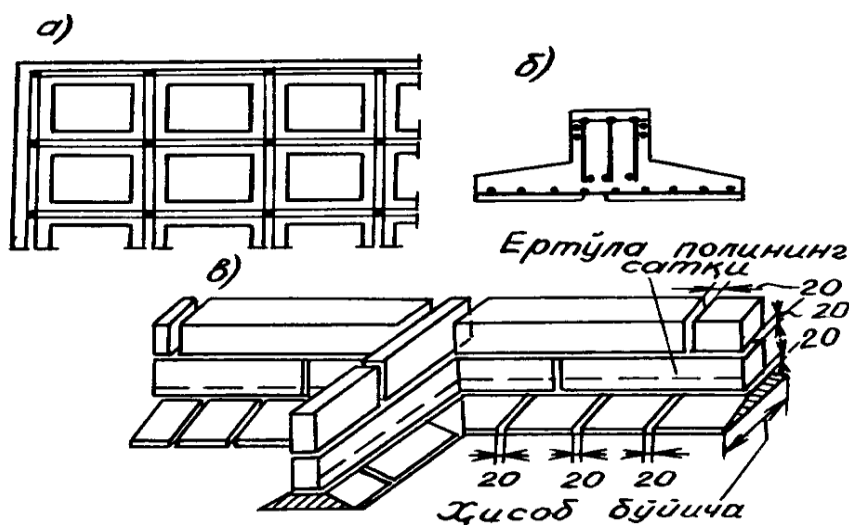
8.8-rasm. Stakan turidagi yig'ma poydevorlar: a) lotokli kanal tayanchining poydevori; b) Shunga o'xshash, ishlab-chiqarish binosining ustunlari; v, g - pog'onali poydevorlar; 1- montaj ilmoqlari

Yaxlit poydevorlar ham, yigʻma poydevorlarga oʻxshab, payvand toʻrlar bilan armaturalanadi. Poydevor bilan ustunni birkir biriktirish uchun poydevordan chiqarib qoʻyilgan armatura ustundan chiqib turgan armaturaga payvandlanadi. Toʻqima karkaslarda armatura payvandlanmay, yonma–yon qoʻyib bogʻlanadi. Ustunga birkir birikishini taʼminlaydigan yigʻma poydevorning minimal konstruktiv balandligi $h \geq h_h + t_h$, bunda $h_h \geq h_c + 5 \text{ sm}$ va $h_h \geq l_{an} + 6 \text{ sm}$ boʻlishi kerak. Ustun bilan poydevorni biriktirish uchun orasidagi boʻshliq sinfi B12,5 dan yuqori boʻlgan beton bilan toʻldiriladi. Agar stakan devorining balandligi 200 mm va $0,75h_i$ va undan katta boʻlsa, (bunda h_i – ustki pogʻona balandligi) uning devorlarini armaturalamasa ham boʻladi. Agar bu shart bajarilmasa, unda uning devorlarini hisobga muvofiq armaturalash lozim. Bunda devor qalinligi 150 mm dan kam boʻlmasligi kerak.

Tasmasimon va yaxlit poydevorlar.

Tasmasimon poydevorlar uzun devorlar ostiga, oʻzaro yaqin joylashgan ustun qatorlari ostiga, zaif gruntli imoratlar ostiga oʻrnatiladi. Alohida poydevorlar orasi qisqa boʻlsa, ularni oʻzaro birlashtirib, tasma koʻrinishiga keltirish maqsadga muvofiqdir.

Tasmasimon poydevorlar, quyma (Yaxlit) yoki yigʻma boʻlishi mumkin. Yigʻma poydevorlar, oʻz navbatida, Yaxlit, qobirgʻali yoki boʻshliqli bloklardan tashkil topadi.



8.9–rasm. Tasmasimon poydevorlar: a –tasmasimon poydevor tarhi; b – tasmasimon Yaxlit poydevor kesimi; v – devor osti tasmasimon yigʻma poydevorlar

Devor osti tasmasimon poydevorlari.

Odatda, ular yigʻma boʻlib, alohida Yostiq–blok va poydevor bloklaridan tashkil topadi. Yostiq–bloklar toʻgʻri toʻrtburchak yoki trapetsiya kesimli Yaxlit, qobirgʻali yoki boʻshliqli boʻladi. Yon koʻrinishi trapetsiya shakliga ega boʻlgan Yaxlit bloklar keng tarqalgan. Ularning tagiga bitta armatura toʻri qoʻyiladi, Shuning uchun ularni tayyorlash boshqa blok turlariga qaraganda ancha oson.

Yostiq–bloklar oʻzaro zich qilib yoki orasida kichik joy qoldirib teriladi. Yostiq–blokning kengligi hisoblash yoʻli bilan aniqlanadi; buning uchun meʼyoriy yukni grunt qarshiligiga boʻlinadi. Yostiqning mustahkamligi faqat koʻndalang yoʻnalishda tekshiriladi. Bunda Yostiqning hisoblash tarhi konsol toʻsin koʻrinishida olinib, unga faqat grunt bosimi taʼsir etadi, deb faraz qilinadi. Armatura yuzasi moment $M = r l^2 / 2$ boʻyicha aniqlanadi. Yostiq qalinligi h betonga taʼsir etuvchi koʻndalang kuch $Q = p l$ orqali topiladi, biroq h ning qiymati 200 mm dan kam boʻlmasligi kerak.

Nomarkaziy yuklangan poydevorlar.

Ular moment taʼsir qiladigan tekislikka Choʻzilgan toʻgʻri toʻrtburchak kesimli qilib tayyorlanadi. Poydevor tagining oʻlchamlari uning chetidagi gruntga tushadigan bosim $1,2R$ dan, oʻrtacha bosim esa R dan oshmaslik shartidan aniqlanadi.

Poydevorni gruntga toʻliq yoki toʻliqsiz tegishida poydevor tagidagi bosim epyurasi tratsetsiya va uchburchak shaklida boʻladi.

Poydevor tagidagi gruntga tushadigan bosim quyidagi formulalardan aniqlanadi:

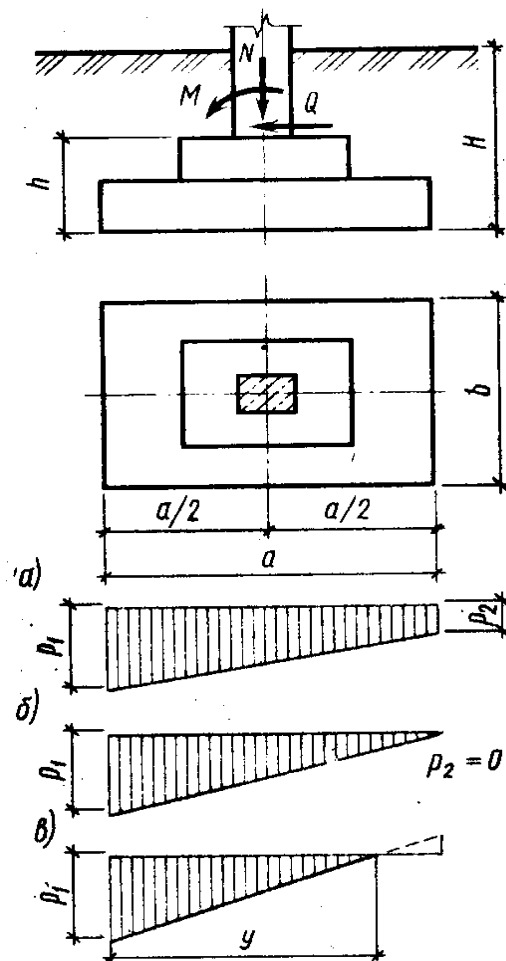
bir ishorali bosim uchun, yaʼni

$$e_{of} = M_{nf} / N_{nf} \leq a/6 \text{ boʻlsa,}$$

$$r_{n,1,2} = (N_{inf} / ab) \pm (6M_{inf} / ba^2); \quad (165)$$

ikki ishorali bosim uchun, poydevorning uzilishi sodir boʻlganda, yaʼni, $e_{of} = M_{inf} / N_{inf} > a/6$ boʻlsa,

$$p_{n1} = 2N_{inf} / by = 2N_{inf} / 3b(0,5a - e_{of}), \quad (166)$$



8.10–rasm. Nomarkaziy yuklangan poydevor tagidagi gruntga tushadigan bosim epyurasi

bu formulalarda N_{inf} va M_{inf} – poydevor tagidagi keltirilgan kuch

$$N_{inf} = N_n + \gamma_m H A; \quad M_{inf} = M_n + Q_{inf} h, \quad (167)$$

bunda N_{inf} , M_{inf} , Q_{inf} – yuklar bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti $\gamma_f=1$ da aniqlangan, poydevor ustidagi ustunga ta'sir qiluvchi bo'ylama kuch, eguvchi moment va ko'ndalang kuchlar.

Poydevor tagining o'lchamlari tanlash yo'li bilan aniqlanadi. Dastlab tomonlar nisbatini $m = b/a = 0,6 \dots 0,8$ olib, grunt bosimining epyurasi trapetsiya ko'rinishida bo'lganda, poydevor tagining tomonlarini o'lchamlarini aniqlash mumkin:

$$a = e_{of}(2 + \sqrt{1,055k - 2,5}), \quad (168)$$

$$\text{bunda } k = N_n / (1,2R - \gamma_m H) m e_{of}^2. \quad (169)$$

Olingan o'lchamlarni a va b Yaxlitlab, (35.8) formuladan gruntga tushadigan bosim tekshiriladi. Bunda $r_{n1} \leq 1,2R$; $0,5(p_{n1} + p_{n2}) \leq R$ shart bajarilishi shart. Nomarkaziy yuklangan poydevorning balandligi markaziy yuklangan poydevordagi kabi aniqlanadi. Nomarkaziy yuklangan poydevorning ezilishga (prodavlivanie) mustahkamligi gruntning eng katta reaktiv bosimiga tekshiriladi.

$$F \leq R_{bt} u_m h_o, \quad (170)$$

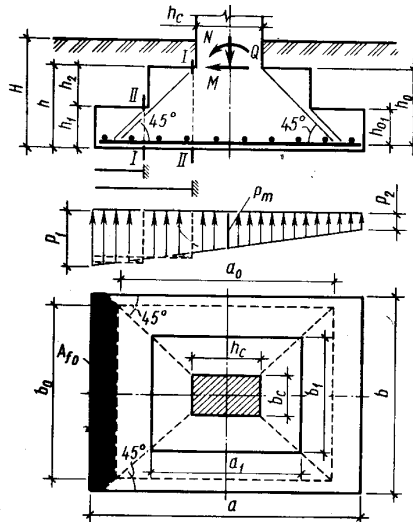
mustahkamlik shartida ezadigan kuch $F = p_1 A_{fo}$ deb qabul qilinadi, bunda A_{fo} – poydevor tagi yuzasining bir qismi (10–rasmda shtrixlangan yuza); p_1 – gruntning maksimal reaktiv bosimi; $u_m = 2(h_c + b_c + 2h_o)$ – poydevor ishchi balandligi h_o oralig'ida bosish piramidasining ostki va ustki perimetrlari orasidagi o'rta arifmetik qiymati. Ezilish piramidasining o'rtacha perimetri i_t uning qirrasini o'rtacha o'lchami $b_t = 0,5(b_c - b_o)$ bilan almashtiriladi.

Gruntning reaktiv bosimi hisobiy yuklarning ta'siridan $\gamma_m > 1$ bo'lganda, poydevor va grunt vaznini hisobga olmasdan aniqlanadi.

$$P_{1,2} = N_f / ba \pm 6M_f / ba^2, \quad (171)$$

Poydevorni ko'ndalang kuch ta'siriga hisobi va armaturani tanlash markaziy yuklangan poydevordagi kabi moment ta'sir qiladigan va unga tik bo'lgan tekislikda olib boriladi. Eguvchi moment va ko'ndalang kuchlar I–I, II–II kesimlarda va Shunga o'xshagan tik tekislikning III–III va IV–IV kesimlarida aniqlanadi. Poydevor konsoliga ta'sir qiladigan moment va ko'ndalang kuchlarning qiymatlarini grunt reaktiv bosimining trapetsiya ko'rinishidagi epyurasini unga teng bo'lgan to'g'ri to'rtburchak ko'rinishiga almashtirib aniqlashga ruxsat etiladi (8.11–rasmda punktirli chiziq).

Nomarkaziy yuklangan poydevorni hisoblash tarhi



8.11-rasm. Nomarkaziy yuklangan poydevorni hisoblash tarhi

IX BOB POYDEVORLARNI LOYHALASH, HISOBLASH VA ARMATURALASH ASOSLARI

9.1. Poydevorlar to'g'risida umumiy ma'lumotlar

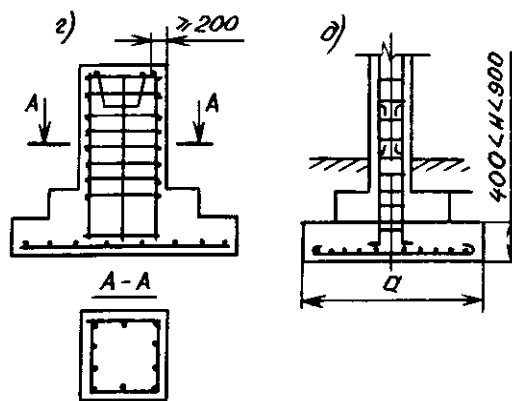
Temirbeton poydevorlar uch xil bo'ladi: alohida poydevorlar, devor yoki qator ustunlar ostiga qo'yiladigan tasmasimon hamda butun inshoot ostiga yotkiziladigan Yaxlit poydevorlar. Alohida turuvchi va tasmasimon poydevorlar yig'ma yoki quyma (Yaxlit) bo'lishi mumkin.

Ta'sir etuvchi yuklar uncha katta bo'lmay, grunt mustahkam va ustun qatorlari siyrak bo'lsa, alohida poydevorlar qo'llaniladi. Yuk katta bo'lib, grunt zaif bo'lsa, tasmasimon poydevor ishlatiladi. Agar tasmasimon poydevorlarning yuk ko'tarish qobiliyati etarli bo'lmasa, Yaxlit poydevorlar to'shaladi. Zaif va bir jinsli bo'lmagan gruntlarda ko'pincha ustun–qoziqlardan foydalaniladi.

Poydevorlar binoning muhim qismlaridan biri hisoblanadi, uning narxi ham bino narxining 4...6 % ini tashkil etadi. Shuning uchun ham poydevorning tejimli va ishonchli konstruksiyasini tanlash muhim ahamiyatga ega.

Ustun osti poydevorlari. Ustun ostiga oʻrnatiladigan alohida poydevorlar koʻpincha tarhda kvadrat koʻrinishga ega boʻladi. Poydevorga qoʻyiladigan yuk nomarkaziy boʻlsa, uni toʻgʻri toʻrtburchak shaklida olinadi. Poydevor chuqurroq oʻrnatiladigan hollarda ustun tagligiga ega boʻlgan poydevorlar qoʻllaniladi, oʻz joyida quyiladigan Yaxlit poydevorlar koʻpincha pogʻonasimon shaklga ega boʻladi (31.1–rasm).

Poydevorlarda B15 – V20 sinfli beton qoʻllaniladi; diametri 10 mm dan kam boʻlmagan, kataklari 100–200 mm davriy profilli sterjenlardan toʻqilgan payvand toʻr bilan armaturalash tavsiya etiladi. Payvand toʻrni poydevorning tagiga qoʻyiladi, bunda himoya qatlami qalinligi, poydevor ostiga qum–shagʻal yoki kuchsiz betondan tayyorlov qatlami toʻshalgan boʻlsa – 30–35 mm, bunday qatlam boʻlmasa 70 mm olinadi.



9.1–rasm. Ustun ostiga qoʻyiladigan alohida poyustunlar

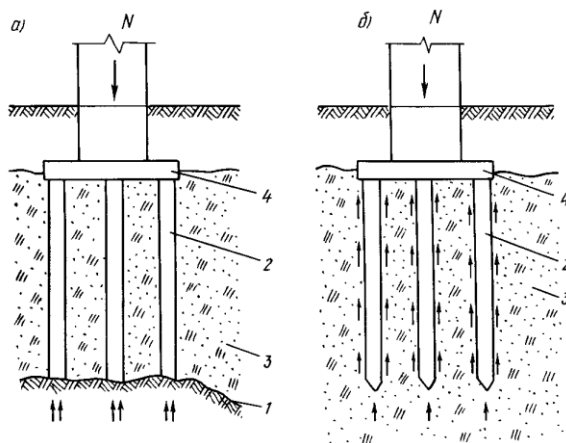
Ustun–qoziqli poydevorlar.

Bino va inshootlar zaminidagi gruntning yuk koʻtarish qobiliyati etarli darajada boʻlmasa, ustun–qoziqlar (svai) qoʻllaniladi (9.2-rasm). Bunday poydevorlar bir guruh ustun–qoziqlar va ularning ustiga oʻrnatilgan biriktiruvchi temirbeton plita yoki toʻsindan tashkil topadi. Ustun–qoziqli poydevorlar tabiiy zaminga oʻrnatilgan poydevorlarga qaraganda maʼlum afzalliklarga ega: tuproq ishlari hajmi va nol bosqichining mehnat sigʻimi kichik boʻladi, qish sharoitida ish tashkil etish qulaylashadi. Ustun–qoziqlarning qoqib kiritiladigan (zabivnoy) va quyib toʻldiriladigan (nabivnoy) xillari mavjud. Qoqma qoziqlar qorxona yoki qurilish

maydonlarida yigʻma temirbeton shaklida tayyorlanib, erga maxsus uskunalar yordamida koqib kiritiladi. Quyma qoziqlar imorat qurilayotgan joyning oʻzida ishlanadi. Buning uchun avval quduq parmalanadi, unga armatura karkasi tushiriladi, keyin beton quyiladi.

Ishlash usuliga qarab, qattiq gruntga tayanadigan ustun–qoziqlar va yukni qoziqning koʻndalang kesim yuzasi hamda yon sirti boʻylab ishqalanish kuchlari qabul qiladigan osma qoziqlar boʻladi (9.2–rasm). Qoziqlarning 150 dan ortiq turlari mavjud, biroq, bular orasida eng koʻp tarkalgani temirbeton ustun–qoziqlardir.

Koʻndalang kesimning shakliga koʻra temirbeton ustun–qoziqlar Yaxlit va kovakli (ichi boʻsh) turlarga boʻlinadi. Qoʻyiladigan yuk uncha katta boʻlmasa, kvadrat kesimli Yaxlit (butun yoki ulama) ustun–qoziqlar qoʻllaniladi.



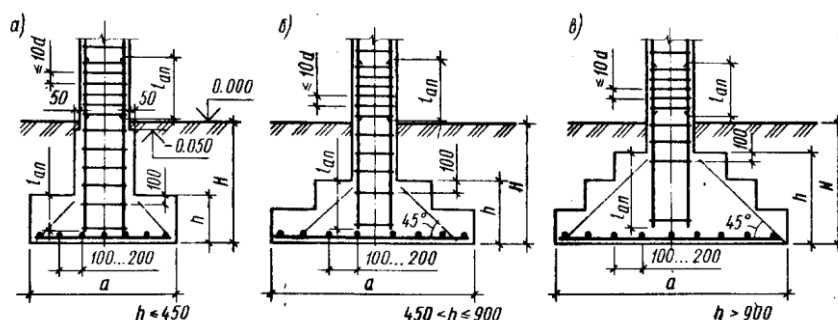
9.2–rasm. Qoziqli poydevor tarhi: a – ustun– qoziqlar; b – osma qoziqlar; 1 – qattiq grunt; 2 – qoziq; 3 – yumshoq grunt; 4 – rostverk

Uning koʻndalang kesim oʻlchamlari 200x200 mm dan 400x400 mm gacha, uzunligi oddiy armaturalarda 3...16 m, oldindan zoʻriqtirilgan armaturalarda 3...20 m boʻladi. Oddiy, yaʼni zoʻriqtirilmagan armaturali qoziklar B15 sinfli beton va A–II, A–III sinfli diametri 12 mm dan kam boʻlmagan armaturadan tayyorlanadi. Qoziqning toʻqmoq uriladigan yuqori qismiga har 5 sm masofada 3...5 ta armatura simtoʻri qoʻyiladi. Agar armatura oldindan zoʻriqtirilsa, u holda B20...B25 sinfli beton ishlatiladi. Qoziqqa taʼsir etuvchi yuklar katta boʻlsa, ichi boʻsh ustun–qoziqlar

qo‘llaniladi. Qoziqlar 2...6 m li bo‘laklardan tashkil topib, bo‘laklar bir–biriga boltlar yordamida yoki payvandlash yo‘li bilan ulanadi.

Ustun–qoziqli poydevorlar chegaraviy holatlar bo‘yicha hisoblanadi. Grunt-dagi qoziqning yuk ko‘tarish qobiliyati, qoziq va tutashtiruvchi to‘sin (rostverk)ning mustahkamligi chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo‘yicha hisoblanadi; ustun–qoziqli poydevorlarning cho‘kishi, poydevor va tutashtirma to‘sinlarda Yoriqlarning paydo bo‘lishi va ochilishi chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo‘yicha hisoblanadi. Bulardan tashqari ustun–qoziqlarda tashish va o‘rnatish jarayonida vujudga keladigan zo‘riqishlar ta‘siriga bo‘lgan mustahkamligi ham tekshiriladi. Poydevor bilan ustunni birkir biriktirish uchun poydevordan chiqarib qo‘yilgan armatura ustundan chiqib turgan armaturaga payvandlanadi. To‘qima karkaslarda armatura payvandlanmay, yonma–yon qo‘yib bog‘lanadi.

Poy ustun va poydevorlarni armaturalash

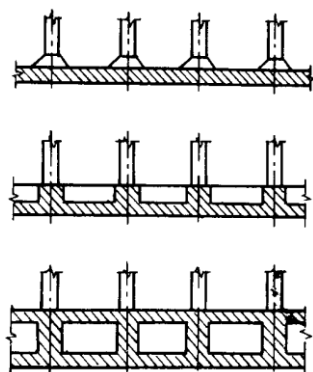


9.3–rasm. Yaxlit ustunlar ostidagi yaxlit poydevorlar: *a* – poyustunli bir pog‘onali poydevor; *b, v* – ikki– va uch pog‘onali poydevorlar

9.2. Yaxlit poydevorlar

Ustunlar ikki yo‘nalishda bir–biriga yaqin joylashgan hollarda, katta notekis yuklar ostiga, zaif, bir jinssiz gruntlar ustiga yaxlit poydevorlar to‘shaladi. Yaxlit poydevorlar ko‘ndalang kesimi to‘g‘ri to‘rtburchak, tavr yoki quti shaklida bo‘ladi (36.3, 36.4–rasmlar). Bunday poydevorlar gruntning reaktiv bosimi ta‘sirida to‘ntarilgan Yopma sifatida ishlaydi.

Yaxlit poydevorlarning pastki va ustki sirtlariga payvand to‘rlar, qobirg‘alariga yassi armatura karkasi qo‘yiladi. Yaxlit poydevorlar elastik zaminda yotuvchi to‘sin va plitalar singari hisoblanadi.

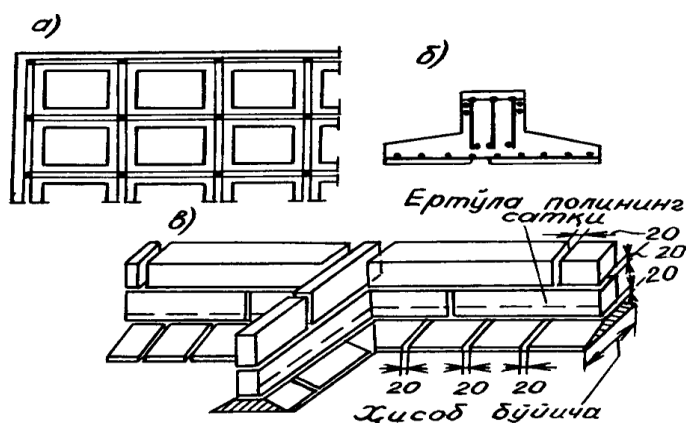


9.4–rasm. Yaxlit poydevorlar

Tasmasimon va Yaxlit poydevorlar.

Tasmasimon poydevorlar uzun devorlar ostiga, o‘zaro yaqin joylashgan ustun qatorlari ostiga, zaif gruntli imoratlar ostiga o‘rnatiladi. Alohida poydevorlar orasi qisqa bo‘lsa, ularni o‘zaro birlashtirib, tasma ko‘rinishiga keltirish maqsadga muvofiqdir.

Tasmasimon poydevorlar 8,a,b–rasmida ko‘rsatilgandek, quyma (Yaxlit) yoki yig‘ma bo‘lishi mumkin. Yig‘ma poydevorlar, o‘z navbatida, Yaxlit, qobirg‘ali yoki bo‘shliqli bloklardan tashkil topadi (8,v–rasm).



9.5–rasm. Tasmasimon poydevorlar: a –tasmasimon poydevor tarhi; b – tasmasimon Yaxlit poydevor kesimi; v – devor osti tasmasimon yig‘ma poydevorlar

Devor osti tasmasimon poydevorlari.

Odatda, ular yigʻma boʻlib, alohida Yostiq–blok va poydevor bloklaridan tashkil topadi. Yostiq–bloklar toʻgʻri toʻrtburchak yoki trapetsiya kesimli Yaxlit, qobirgʻali yoki boʻshliqli boʻladi. Yon koʻrinishi trapetsiya shakliga ega boʻlgan Yaxlit bloklar keng tarqalgan. Ularning tagiga bitta armatura toʻri qoʻyiladi, Shuning uchun ularni tayyorlash boshqa blok turlariga qaraganda ancha oson.

Yostiq–bloklar oʻzaro zich qilib yoki orasida kichik joy qoldirib teriladi. Yostiq–blokning kengligi hisoblash yoʻli bilan aniqlanadi; buning uchun meʼyoriy yukni grunt qarshiligiga boʻlinadi. Yostiqning mustahkamligi faqat koʻndalang yoʻnalishda tekshiriladi. Bunda Yostiqning hisoblash tarhi konsol toʻsin koʻrinishida olinib, unga faqat grunt bosimi taʼsir etadi, deb faraz qilinadi. Armatura yuzasi moment $M = r l^2 / 2$ boʻyicha aniqlanadi. Yostiq qalinligi h betonga taʼsir etuvchi koʻndalang kuch $Q = pl$ orqali topiladi, biroq h ning qiymati 200 mm dan kam boʻlmasligi kerak.

Nomarkaziy yuklangan poydevorlar.

Ular moment taʼsir qiladigan tekislikka choʻzilgan toʻgʻri toʻrtburchak kesimli qilib tayyorlanadi. Poydevor tagining oʻlchamlari uning chetidagi gruntga tushadigan bosim $1,2R$ dan, oʻrtacha bosim esa R dan oshmaslik shartidan aniqlanadi.

Poydevorni gruntga toʻliq yoki toʻliqsiz tegishida poydevor tagidagi bosim epyurasi trapetsiya (9,a–rasm) va uchburchak (9,b–rasm) shaklida boʻladi.

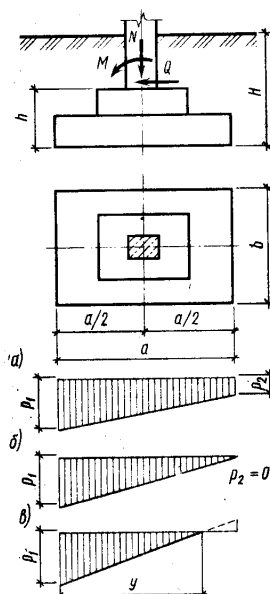
Poydevor tagidagi gruntga tushadigan bosim quyidagi formulalardan aniqlanadi:

bir ishorali bosim uchun, yaʼni $e_{of} = M_{nf} / N_{nf} \leq a/6$ boʻlsa,

$$r_{n,1,2} = (N_{inf} / ab) \pm (6M_{inf} / ba^2); \quad (172)$$

ikki ishorali bosim uchun, poydevorning uzilishi sodir boʻlganda, yaʼni, $e_{of} = M_{inf} / N_{inf} > a/6$ boʻlsa,

$$p_{n1} = 2N_{inf} / by = 2N_{inf} / 3b(0,5a - e_{of}), \quad (173)$$



9.6–rasm. Nomarkaziy yuklangan poydevor tagidagi gruntga tushadigan bosim epyurasi

bu formulalarda N_{inf} va M_{inf} – poydevor tagidagi keltirilgan kuch

$$N_{inf} = N_n + \gamma_m H A; \quad M_{inf} = M_n + Q_{inf} h, \quad (174)$$

bunda N_{inf} , M_{inf} , Q_{inf} – yuklar bo‘yicha ishonchlilik koeffitsiyenti $\gamma_f=1$ da aniqlangan, poydevor ustidagi ustunga ta’sir qiluvchi bo‘ylama kuch, eguvchi moment va ko‘ndalang kuchlar.

Poydevor tagining o‘lchamlari tanlash yo‘li bilan aniqlanadi. Dastlab tomonlar nisbatini $m = b/a = 0,6 \dots 0,8$ olib, grunt bosimining epyurasi trapetsiya ko‘rinishida bo‘lganda, poydevor tagining tomonlarini o‘lchamlarini aniqlash mumkin:

$$a = e_{of}(2 + \sqrt{1,055k - 2,5}), \quad (175)$$

$$\text{bunda } k = N_n / (1,2R - \gamma_m H) m e_{of}^2. \quad (176)$$

Olingan o‘lchamlarni a va b Yaxlitlab, (8) formuladan gruntga tushadigan bosim tekshiriladi. Bunda $r_{n1} \leq 1,2R$; $0,5(p_{n1} + p_{n2}) \leq R$ shart bajarilishi shart. Nomarkaziy yuklangan poydevorning balandligi markaziy yuklangan poydevordagi kabi aniqlanadi. Nomarkaziy yuklangan poydevorning ezilishga (prodavlivanie) mustahkamligi gruntning eng katta reaktiv bosimiga tekshiriladi.

$$F \leq R_{bt} u_m h_o, \quad (177)$$

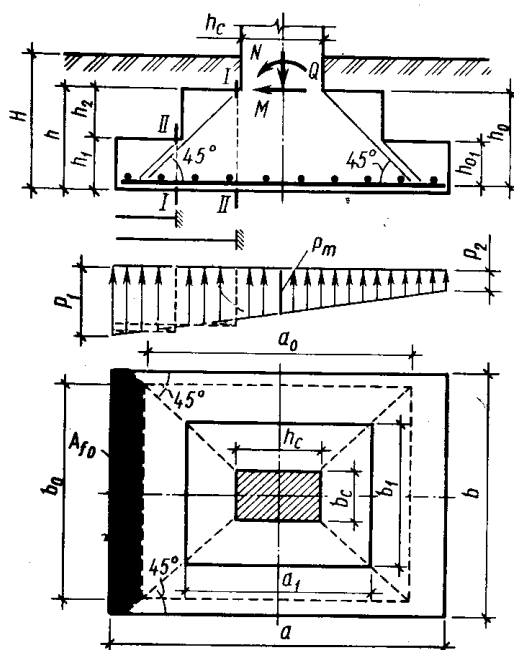
mustahkamlik shartida ezadigan kuch $F = p_1 A_{fo}$ deb qabul qilinadi, bunda A_{fo} – poydevor tagi yuzasining bir qismi (10–rasmda shtrixlangan yuza); p_1 – gruntning maksimal reaktiv bosimi; $u_m = 2(h_c + b_c + 2h_o)$ – poydevor ishchi balandligi h_o oralig‘ida bosish piramidasining ostki va ustki perimetrlari orasidagi o‘rta arifmetik qiymati. Ezilish piramidasining o‘rtacha perimetri i_t uning qirrasini o‘rtacha o‘lchami $b_t = 0,5(b_c - b_o)$ bilan almashtiriladi.

Gruntning reaktiv bosimi hisobiy yuklarning ta’siridan $\gamma_m > 1$ bo‘lganda, poydevor va grunt vaznini hisobga olmasdan aniqlanadi.

$$P_{1,2} = N_f/ba \pm 6M_f/ba^2, \quad (178)$$

Poydevorni ko‘ndalang kuch ta’siriga hisobi va armaturani tanlash markaziy yuklangan poydevordagi kabi moment ta’sir qiladigan va unga tik bo‘lgan tekislikda olib boriladi. Eguvchi moment va ko‘ndalang kuchlar I–I, II–II kesimlarda va Shunga o‘xshagan tik tekislikning III–III va IV–IV kesimlarida aniqlanadi. Poydevor konsoliga ta’sir qiladigan moment va ko‘ndalang kuchlarning qiymatlarini grunt reaktiv bosimining trapetsiya ko‘rinishidagi epyurasini unga teng bo‘lgan to‘g‘ri to‘rtburchak ko‘rinishiga almashtirib aniqlashga ruxsat etiladi (9.7–rasmda punktirli chiziq).

Nomarkaziy yuklangan poydevorni hisoblash tarhi



9.7–rasm. Nomarkaziy yuklangan poydevorni hisoblash tarhi

X BOB TOSH-G'ISHT VA ARMATOSH KONSTRUKSIYALARINI LOYIHALASH VA HISOBLASH

10.1. Tosh-g'isht konstruksiyalarni rivojlanish tarixi.

Tabiiy toshdan ishlangan konstruksiyalar insoniyat tarixida birinchi qurilish konstruksiyalari bo'lgan. Tosh asridayok tabiiy toshdan dastlabki inshootlar qurilgan. Jamiyatning ishlab chikarish kuchlari tarakkiy etishi bilan yunilgan tosh, birinchi sunoiiy tosh-xom g'isht, va nixoyat, pishik g'isht ishlatila boshlandi.

Armatosh konstruksiyalar, ya'ni Po'lat armaturali tosh-g'isht konstruksiyalar XIX asrda paydo buldi. 1813 yilda Angliyadagi fabrikalardan birida temir va g'ishtdan ishlangan murkon kuvuri bu turdagi birinchi inshoot hisoblanadi. Keyinchalik Angliyada 1825 yili Temza yaqinidagi tunnelp, AKSHda 1853 yili suv saklashga muljallangan katta rezervuar qurilishida tosh-g'isht va armaturalar ishlatilgan. Armatosh konstruksiyalar bizning mamlakatimizda xam keng mikiyosda ishlatilgan. Bunga misol kilib, Xiva, Buxoro va Samarkandda qurilgan tarixiy obidalar va inshootlarni ko'rsatish mumkin.

Tosh-g'isht va armatosh konstruksiyalarning olovbardoshligi, tayyorlash osonligi, chidamliligi, ulardan foydalanishda mablaning deyarli sarf bulmasligi bu xildagi konstruksiyalarning afzalligidir. Tosh-g'isht va armatosh konstruksiyalar uz massasining kattaligi, Shuningdek, nisbatan tula industrlashtirishning imkoni yukligi ularning kamchiligi hisoblanadi.

Hozirgi vaktida tosh-g'isht konstruksiyalar, asosan, turli xil bino va inshootlarning devor xamda ustunlarini tiklashda ishlatiladi. Baozan, oir jinsli tabiiy toshlardan poydevorlar yotkizishda foydalaniladi. Armatosh konstruksiyalar turli xil muxandislik inshootlari, masalan, tutun chikarish kuvurlari rezervuarlar va Shu kabi inshootlar qurilishida ishlatiladi.

10.2. Tosh-g'isht konstruksiyalar uchun ishlatiladigan materiallarning fizik-mexanik xossalari

Tosh-g'isht va armotosh konstruksiyalar uchun zarur bo'ladigan asosiy materiallarga toshlar (tabiiy yoki sunoiy), qorishmalar, Po'lat armatura kiradi. Yengillashtirilgan devorlarda isitgich materiallar xam ishlatiladi.

Tosh-g'ishtlar bir necha sifatlariga qarab tasniflanadi. Kelib chikishiga ko'ra tabiiy va sunoiy toshlar bo'ladi. Tabiiy toshlar karperlardan kazib olinadi. Sunoiy tosh-g'ishtlar yuqori haroratda pishirish yoki bolovchi moddalar asosida kotirish yuli bilan tayyorlanadi.

Toshlar katta-kichikligiga qarab balandligi 500 mm gacha va undan ortik bo'lgan yirik (blok), balandligi 200 mm gacha bo'lgan mayda donali toshlar xamda balandligi 65, 88 yoki 103 mm, rejadagi ulchamlari esa 250x120mm li g'ishtlarga ajratiladi.

Tosh materiallarga quyidagi asosiy talablar kuyiladi: ular mustaxkam, uzoqqa chidamli va issiklikni saklash xossalari ega bo'lishi lozim. Tosh-g'ishtlar mustaxkamligining asosiy ko'rsatkichi uning markasi hisoblanadi.

Marka ularning siqilishga bo'lgan vaqtli qarshiligi bo'yicha, g'ishtlar uchun esa egilishdagi mustaxkamligini hisobga olgan xolda siqilishdagi vaqtli qarshiligi bo'yicha belgilanadi. Mustaxkamligi past (4, 7, 10, 15, 25, 35, 50 markali) tosh materiallarga yumshok oxak- toshlar, xom g'isht, yengil beton toshlar, o'rtacha mustaxkamlikdagi materiallarga (75, 100, 125, 150, 200 markali) tabiiy yengil toshlar, beton va sopol toshlar, turli xil g'ishtlar kiradi. Yuqori darajada mustaxkam (250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000 markali) tosh materiallariga tabiiy oir va beton toshlar va klinker g'ishtlari kiradi.

Toshning sovuqbardoshligi uning uzoqqa chidamliligining asosiy ko'rsatkichi hisoblanadi. Sovuqbardoshlik bo'yicha markasi toshning muzlash-erish sikllarining nechtasiga bardosh berishini ifodalaydi. Tosh materiallarining sovuqbardoshlik bo'yicha quyidagi markalari belgilangan: $M_{rz}10$, $M_{rz}15$, $M_{rz}25$, $M_{rz}35$, $M_{rz}50$, $M_{rz}75$, $M_{rz}100$, $M_{rz}150$, $M_{rz}200$, $M_{rz}300$.

Materialning talab etiladigan sovuqbardoshligi konstruksiya turiga, uni ishlatilish sharoitlariga va talab etiladigan uzoqqa chidamlilik (ishonchlilik) darajasiga bolik bo‘ladi. Uzoqqa chidamlilikning uch darajasi belgilangan: I daraja-xizmat muddati oshirilgan (taxminan, 100 yildan ortik) tusik konstruksiyalar uchun; II daraja-xizmat muddati o‘rtacha bo‘lgan (50-100 yil) tusik konstruksiyalar uchun; III daraja-xizmat muddati kamaytirilgan (20-50 yil) tusik konstruksiyalar uchun.

Issiklik izolyatsiyasi xossalari binoning tashki devorlarini tiklashda bir yula kilinadigan sarfga xam, binoni isitishga ketadigan ekspluatatsion sarflarga xam jiddiy taosir etadi. Materialning xajmiy massasi kancha katta bulsa, uning issiklik utkazuvchanligi Shuncha yuqori bo‘ladi, tashki devorlar kalin bulsa kimmatga tushadi. Shu sababdan, tashki devorlar uchun xajmiy massasi kichik bo‘lgan tosh materiallar yoki ovakli g‘isht, ovakdor beton, ichi bush keramik yoki beton toshlar ishlatish maksadga muvofikdir.

Tosh-g‘isht terish uchun sementli, oxakli, gipsli, gilli va aralash qorishmalar ishlatiladi. Xajmiy massasi γ ga ko‘ra ular oir ($\gamma \geq 1500 \text{ kg/m}^3$) va yengil ($\gamma < 1500 \text{ kg/m}^3$) qorishmalarga bo‘linadi. Oir qorishmalar uchun kvarsli, oxakli va boshqa xil qumlar, yengil qorishmalar uchun esa shlak, tuf, pemza kukunlari va boshqa yengil qumlar tuldiruvchi material bo‘lib hisoblanadi. Qorishma aloxida toshlarni bir-biriga bolab, Yaxlit devorga aylantiradi. Qorishma orqali kuchlanish bir toshdan ikkinchi toshga tekis uzatiladi, Shuningdek, devorning xavo va nam utkazuvchanligi kamayadi. Shunga ko‘ra devorning mustaxkamligi, uzoqqa chidamliligi, teplotexnik ko‘rsatkichlari ko‘p jixatdan qorishmaning tarkibi va miqdoriga bolik. Qorishma devorning gorizontal va tik choklarini to‘ldirish uchun qulay bo‘lishi, tarkibidagi suvni tutib tura oladigan darajada qo‘zg‘aluvchan bo‘lishi kerak. Uning tarkibi bir jinsli, kotgandan keyin esa talab etiladigan darajada mustaxkam va sovuqbardoshli bo‘lishi kerak. Qorishmaning mustaxkamligi uning markasi bilan baxolanadi. Bu marka qorishmadan kirralari 7 sm li 28 kun normalpp sharoitda ($t=20 \pm 2^\circ\text{C}$, $\phi=65 \pm 5\%$) saklangan kublar siqilganda ko‘rsatgan vaqtli qarshilik ($\text{kg/sm}^2 \text{ da}$) bilan belgilanadi. Qorishmalar uchun 4, 8, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200 loyiha markalari belgilangan.

Armotosh konstruksiyalarga ishlatiladigan armatura A-I klassdagi kaynak xolida prokatlangan Po‘lat, A-II sinfdagi, diametri 6 dan 40 mm gacha bo‘lgan davriy profilli Po‘lat, Shuningdek, V_r-I sinfdagi, diametri 3-8mm li sovuklayin chuzib taram-taram kilingan oddiy armatura simlardan iborat.

Tosh-g‘isht devorning mustaxkamligi tosh bilan qorishmaning mustaxkamligiga, terish sifatiga va boshqa omillarga bolik. Tadkikotlar natijasi Shuni ko‘rsatadiki, devorning tik choklari amalda xech kanday ish bajarmaydi, chunki qorishma kota boshlagach kirishib, tosh bilan bolanishi buziladi.

Yuk devorning yuqori katorlaridan pastki katorlariga gorizontalp choklar orqali beriladi. Qorishmaning kotishi bir xil bulmaganligi va toshlar notekis bo‘lganligi sababli, yuk ayrim nuktalarga bir tekis uzatilmaydi. Natijada, siqilgan devordagi toshlar fakat sikilibgina kolmay, balki egiladi va xatto darz ketadi.

O‘q buylab siqilish jarayonida, xar kanday material singari devor xam kundalangiga deformatsiyalanadi. Qorishmaning kundalangiga deformatsiyalanishi, odatda, toshnikidan ortik bo‘ladi. Qorishma bilan tosh uzaro bolanganligi sababli, ular mustakil deformatsiyalana olmaydi. Buning okibatida bog‘lanishning gorizontalp tekisliklari buylab urinma kuchlanish paydo bo‘ladi. Bu kuchlanish taosiri ostida qorishma siqiladi, tosh esa kundalang yunalishda chuziladi. Qorishma kancha kuchsiz bulsa, chuzuvchi kuchlanishlar Shuncha katta bo‘ladi. Shu sababli qorishmaning mustaxkamligi kamayadi.

Tik sikuvchi yukning devorni buzish darajasiga kadar ortib borishi 4 boskichda utadi. I-boskich (devordagi kuchlanish buzuvchi kuchlanishning 50% idan kam) - devor Yaxlit materialdek ishlaydi, unda Yoriqlar paydo bulmaydi; II-boskichda ayrim g‘ishtlarda maxalliy tik Yoriqlar paydo bo‘ladi; ular balandlik buylab devorning 1-3 katorigacha tarkaladi. Bu Yoriqlar, odatda, xali xavfli hisoblanmaydi, chunki ular uzgarmaydigan yuk taosirida boshqa tarkalmaydi, kuchlanish esa buzuvchi kuchlanishning fakat 50-70% ini tashkil etadi; Shu bilan birga juda pishik qorishma ishlatilgan devordagi kuchlanish buzuvchi kuchlanishning 70-80% iga etishi mumkin. yukning bundan keyingi ortishi (III boskich) da tik Yoriqlarning ayrimlari tutashadi, buning okibatida material aloxida ustunchalarga

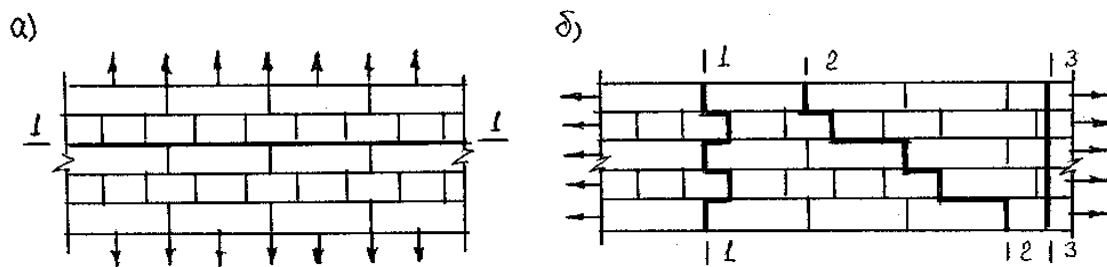
bo‘linadi; bu paytda devordagi kuchlanish buzuvchi kuchlanishlarning 80-90% iga teng bo‘ladi. Nixoyat, devorning buzilishi IV boskichda boshlanadi. Bunda materialda ilgari paydo bo‘lgan ayrim ustunchalar ustivorligini yukotib, buziladi. 10 va undan yuqori markadagi qorishmalarda tiklangan devorning siqilishga vaqtli qarshiligi R_u (mustaxkamlik chegarasi) L.I. Onishchik formulasidan aniqlanadi:

$$R_u = K_R R_1 \left[1 - \frac{a}{B + R_2 / 2R_1} \right], \quad (179)$$

bu yerda $R_{1,2}$ - tosh-g‘isht va qorishmaning tegishlicha mustaxkamlik chegarasi; a va v - devor turini hisobga oluvchi empirik

koeffitsiyentlar: $a=0,09-0,2$; $v=0,25-0,30$; K_R - konstruktiv koeffitsiyent.

Devorning siqilishga bo‘lgan mustaxkamligidan tashkari, baʼzi xollarda cho‘zilish va kesilishga bo‘lgan mustaxkamligini eʼtiborga olishga turi keladi. Devorning cho‘zilishi bolangan va bolanmagan kesimda sodir bo‘lishi mumkin (1-rasm).



10.1-rasm. Terimning cho‘zilish sxemasi:

a)-bolanmagan kesimda; b)-bolangan kesimda

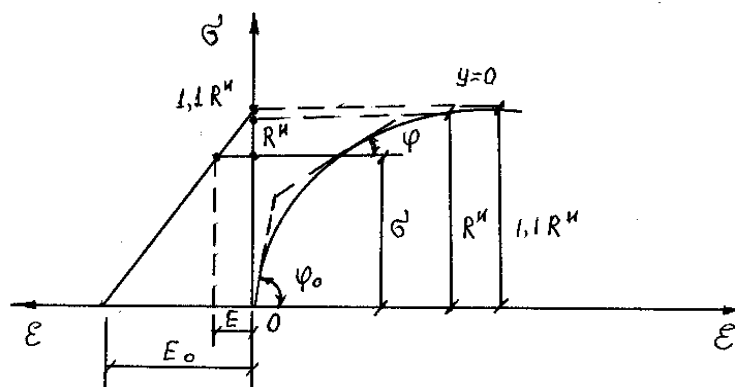
Bog‘langan kesim buylab cho‘zilishda devor qorishma bo‘yicha (1-1) yoki tosh-g‘isht va qorishma (2-2 yoki 3-3) bo‘yicha buziladi. Bolanmagan kesimda devor, odatda, tosh-g‘isht bilan qorishmaning gorizontalp choklariga tutashgan joyidagi tekislik bo‘yicha buziladi. Birok, qorishmaning cho‘zilish vaktidagi mustaxkamlik chegarasi tosh bilan qorishma o‘rtasidagi bolanishdan kam bo‘lib kolsa, unda devor qorishma bo‘yicha buzilishi mumkin.

Devorning bolangan kesim buylab markaziy choʻzilishi doiraviy rezervuarlar, silos minoralari va boshqa inshootlarni hisoblashda, egilishda choʻzilishi esa devorlar va ustunlarning nomarkaziy siqilishini hisoblashda eotiborga olinadi.

Baozi xollarda tosh devor kesilishga xam ishlashi mumkin.

Bunda kesilish bolangan va bolanmagan kesim buylab xam, buylab xam sodir boʻlishi mumkin.

Tosh-gʻisht devorning deformatsiyalanishi. Devor elastik jism bulmaganligi uchun kuchlanishlar bilan deformatsiyalar oʻrtasidagi boliklik chiziqli bulmaydi (2-rasm). Tosh-gʻisht terimning berilgan kuchlanishlar boʻyicha deformatsiya moduli bu kuchlanishlarga turi keladigan nuktadagi egri chiziqqa utkazilgan urinma kiyalik burchagining tangensi orqali ifodalanadi.



10.2-rasm. Terimning qisqa muddatli siqilishida kuchlanish-deformatsiyalarining uzaro bolikligi

Terim deformatsiyasining moduli L.I.Onishchik formulasidan

$$E=E_0\left(1-\frac{\sigma}{1.1R_u}\right) \quad (180)$$

yoki qurilish meoyorlarida belgilanganidek, $E=0,8E_0$ boʻyicha aniklanadi.

Bu yerda E_0 -elastiklik moduli; R_u -tosh-gʻisht terimning siqilishga boʻlgan mustaxkamlik chegarasining oʻrtacha qiymati.

Elastiklik modulining vaqtli qarshilikka proporsionalligi tajriba yuli bilan aniklangan. Armaturalanmagan terim uchun elastiklik moduli quyidagi formula orqali topiladi.

$$E_0 = \alpha R_u,$$

bu yerda α - terimning elastiklik xarakteristikasi.

Devorning siqilishga bo'lgan mustaxkamlik chegarasi (vaqtli qarshiligi)ning o'rtacha qiymatini quyidagi formuladan aniqlash mumkin: $R_u = k \cdot R$, bu yerda R - terimning hisobiy qarshiligi; k - xavfsizlik koeffitsiyenti.

Tosh-g'isht konstruksiyalarni hisoblash

Tosh-g'isht va armotosh konstruksiyalar birinchi va ikkinchi gurux chegaraviy xolatlar bo'yicha hisoblanadi. Birinchi gurux chegaraviy xolatlar bo'yicha hisoblash, odatda, konstruksiyalarning yuk kutara oluvchanligi shakl va xolatining mustaxkamligi xamda ustivorligini hisoblardan iborat bo'ladi.

Tosh-g'isht va armotosh konstruksiya elementlari uchun mustaxkamlik shartining umumiy kurinishi quyidagicha:

$$\sum N_i^n \cdot \gamma_f n_c \leq F(S, R_i, \gamma_s) \gamma_s \quad (181)$$

bu yerda N_i^n - meoyoriy yuklar taosiridan paydo bo'ladigan zurikish; γ_f yuk bo'yicha ishonch koeffitsiyenti; n_c - kuchlarning kushilish koeffitsiyenti; $\sum N_i^n \cdot \gamma_f n_c$ - doimiy va vaqtli yuklardan xosil bo'lgan hisobiy kuchlanish; F - kuchlangan xolatiga (siqilish, cho'zilish va x.) mos keladigan funksiya; S - kesimning geometrik xarakteristikasi; R_i - terimning hisobiy qarshiligi; γ_s - ish sharoiti koeffitsiyenti.

Devorning siqilishga ko'rsatadigan hisobiy qarshiligini ish sharoiti koeffitsiyenti γ_s ga ko'paytiriladi. Terimning cho'zilishga hisobiy qarshiligi, chuzuvchi kuchning terim choklariga nisbatan yunalishiga, Shuningdek, kuchlangan xolatning xarakteriga bolik bo'ladi.

Turi shaklli g'isht va toshlardan sement-oxakli, sement-gilli va oxakli qorishmalar bilan kutariladigan devorning uk buylab cho'zilishdagi R_e , egilish bilan chuzilashdagi R_{tv} , devorning gorizontalp va tik choklari buylab utuvchi kesimni hisoblashdagi kesilish R_{sq} va egilishda paydo bo'ladigan asosiy chuzuvchi kuchlanishlar R_{tw} ga ko'rsatadigan hisobiy qarshiliklari 10.1-jadvalda keltirilgan.

Turi shaklli g'isht va toshlardan kutariladigan devorning hisobiy qarshiligi

10.1-jadval

Kuchlangan xolatining turi	Hisobiy qarshilik, MPa								
	Tosh markasi								
	200	150	100	75	50	35	25	15	10
Uk buylab cho'zilish R_t	0,25	0,2	0,18	0,13	0,10	0,0	0,06	0,05	0,03
Egilishdagi cho'zilish va asosiy	0,4		0,25	0,20	0,16	8	0,10	0,07	0,05
chuzuvchi kuchlanishlar R_{tv} ,	1,0	0,3	0,65	0,55	0,40	0,1	0,2	0,14	0,09
R_{tw} kesilish R_{sq}		0,8				2 0,3 0			

Kesim yuzasi A ga teng bo'lgan elementning fakat A_s kismigina yuklanganda (ferma, tusin, ustunlar tayanib turadigan joylar) kesimning yuklanmagan kismi terimning yuklangan uchastkasida xosil bo'ladigan kundalang deformatsiyaga tuskinlik ko'rsatadigan xalka rolini bajaradi. Bunday kesimlar siqilishga quyidagi formula bo'yicha hisoblanadi:

$$N_c \leq \Psi d R_c A_c, \quad (182)$$

bu yerda N_c -maxalliy yukdan tushadigan buylama sikuvchi kuch; R_c - terimning ezilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi; A_s -yuk uzatiladigan ezilish yuzasi; $d=1,5-0,5 \Psi$ - g'isht va vibrog'ishtdan kutarilgan terim yoki oir va yengil betonlardan tayyorlangan bloklar uchun; Ψ maxalliy yukdan tushadigan bosim epyurasining tuliklik koeffitsiyenti.

Terimning ezilishga bo'lgan qarshiligi quyidagi formula bo'yicha aniklanadi:

$$R_c = \xi R; \quad \xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \quad (1, \quad (183)$$

bu yerda A -hisobiy kesim yuzasi terim kesimi chegarasida ezilish yuzasining joylashishiga qarab aniklanadi; (I-terim materialiga va yukning kuyilish joyiga bolik bo'lgan koefitsiyent.

Ikkinchi gurux chegaraviy xolatlar bo'yicha Yoriqlar paydo bo'lishi, ochilishi tekshiriladi, deformatsiyalarga hisoblanadigan konstruksiyalarda:

a) Yoriqlar (masalan, rezervuar koplamasida) bo'lishiga yul kuyilmasligi; b) Yoriqlar ochilishi cheklanishi; v) birga ishlash shartiga muvofik

deformatsiyalanishlar cheklangan bo'lishi (masalan, uzini kutarib turuvchi, karkas bilan bolangan devorlar) kerak.

Tosh-g'isht konstruksiyalar siqilgan elementlarining yuk kutara oluvchanligi buylama kuch eksentrisitetiga bolik bo'ladi. Bu eksentrisitet N kuchning element oirlik markaziga nisbatan oldindan belgilangan (hisobiy) yoki tasodifiy yuz bergan kuchishidir. Agar element markaziy kuyilgan N kuch va eguvchi moment M taosirida bulsa, u xolda $e_0=M/N$.

Tasodifiy eksentrisitet e_{0tas} fakat kalinligi 25sm gacha bo'lgan, yuk kutaradigan va uz yukini kutarib turadigan devorlarni hisoblashdagina eotiborga olinadi. $e_0^{tas}=2$ sm- yuk kutaruvchi devorlar uchun; $e_0^{tas}=1$ sm-uzini kutarib turuvchi devorlar uchun. Armaturasiz devorda e_0 ko'pi bilan 0,9 u, eni 25sm gacha bo'lgan devorlarda $e_0+e_0^{tas}$ ko'pi bilan 0,8 u bo'lishi kerak, bu yerda u-kesimning oirlik markazidan sikiluvchi soxa chetigacha bo'lgan masofa (.3-rasm); turi turtburchak kesimda $u= h/2$ bo'ladi. Markaziy siqilishda ($e_0=0$) kuchlanish kundalang kesim yuzasi buylab tekis taksimlanadi (3 a-rasm). Agar kuch uncha katta bulmagan eksentrisitet bilan kuyilgan bulsa, kuchlanish garchi notekis taksimlansa xam, element kesimining xammasi siqilgan xolatda bo'ladi (3 b-rasm). Eksentrisitet ortsa, kesimda chuzuvchi kuchlanish σ_t paydo bo'lishi mumkin (10.3 v-rasm). Agar $\sigma_t>R_{tv}$ bulsa, kesimning chuzilgan kismida Yoriqlar ochiladi (10.3 g-rasm) va kesim yuzasining A_s kismigina siqilishga ishlaydi.

Hisoblarda kuch uki N A_s yuzaga simmetrik, kuchlanish esa yuza buylab tekis taksimlangan deb qabul kilinadi (3 d-rasm).

Tosh-g'isht konstruksiyalar elementlarining kesimi markaziy siqilishga quyidagi formula bo'yicha hisoblanadi:

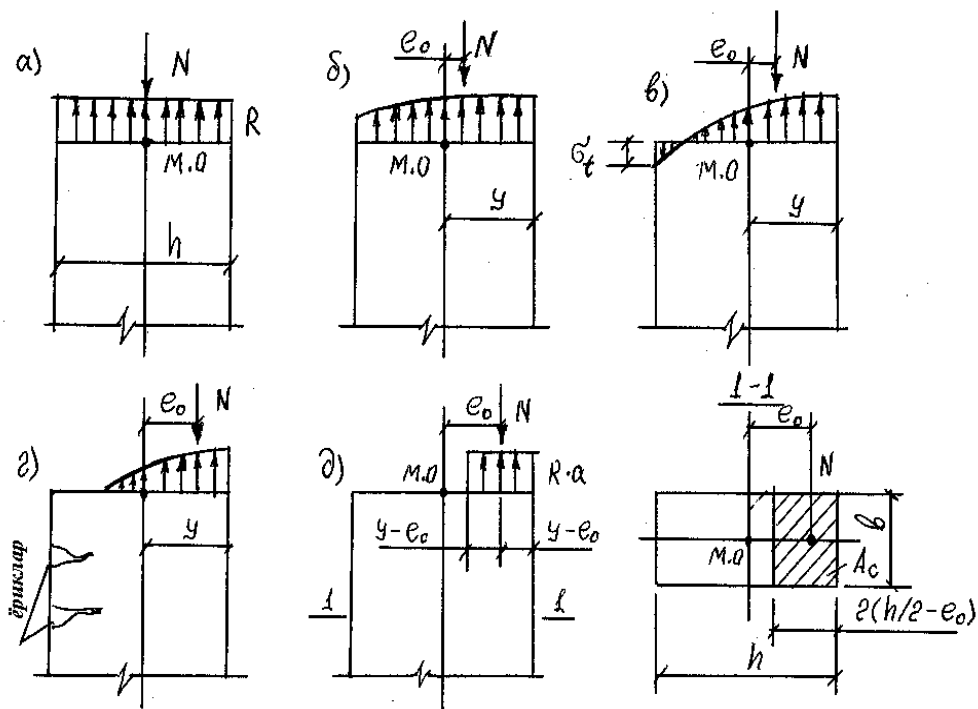
$$N=mq\varphi RA, \quad (184)$$

bu yerda N - hisobiy buylama kuch; A -elementning kesim yuzasi; R -devorning siqilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi; φ -siqilgan elementlar salkiligining uzoq muddatli taosirida ularning yuk kutarish qobiliyatiga taosirini hisobga oluvchi

koeffitsiyent; u devorning elastiklik xarakteristikasi α bilan keltirilgan egiluvchanlikka bolik xolda aniklanadi:

$$\lambda_1 = \frac{l_0}{i}; \quad \lambda_h = \frac{l_0}{h}, \quad (185)$$

bu yerda l_0 - elementning hisobiy uzunligi; h, i - tegishli eng kichik ulcham (turi turtburchak kesim uchun) va element kesimining inersiyasi radiusi. Devorlar va ustunlarning gorizontalp yunalishdagi kuzalmaydigan tayanchlarga sharnirli tiralishida $l_0 = N$, Yopmalar va boshqa gorizontalp tayanchlar bilan bolanmagan erkin turuvchi konstruksiyalar uchun $l_0 = 2N$, tayanchlarga kisman kistirib kuyilgan konstruksiyalar uchun l_0 ning miqdori konstruksiya kay daraja siqilganligini hisobga olgan xolda qabul kilinadi. Ammo $l_0 = 0,8N$ dan kam bulmasligi kerak.



10.3-rasm. Tosh-g'isht konstruksiyalar siqilgan elementlarining eksstentrisitet kattalashgan sari kuchlanganlik xolatining uzgarishi: a-markaziy siqilish, b-nomarkaziy siqilish, v-chuzuvchi kuchlanish bo'lgandagi nomarkaziy siqilish (Yoriqsiz), g-chuzilgan soxaning nomarkaziy siqilishi (Yoriqli), d-chuzilgan soxadagi Yoriqlar bo'lganda kesimdagi kuchlanishlar taksimlanishining hisobiy sxemasi

Nomarkaziy siqilish uchun hisoblash formulasi quyidagicha ifodalanadi:

$$N(mq(1 AsRw, \quad (186)$$

bu yerda A_s - N kuchga nisbatan simmetrik bo'lgan kesim siqilgan kismi-ning yuzasi 9.3 b-rasmga ko'ra yuzasi $A=vh$ bo'lgan turi turtburchak kesim uchun A_c yuza quyidagicha ifodalanadi:

$$A_s=2v\left(\frac{h}{2}-e_0\right)=A\left(1-\frac{2e_0}{h}\right). \quad (187)$$

Buylama egilish koefitsiyenti

$$\varphi_1=\frac{\varphi+\varphi_c}{2}. \quad (188)$$

Yuqoridagi formulalardagi φ_c - kesimning siqilgan kismi uchun buylama egilish koefitsiyenti.

Markaziy va nomarkaziy siqilgan elementlar yuk kutarish qobiliyatining kamayishi yuk uzoq vakt taosir etib turishida fakat kundalang kesim ulchamlari uncha katta bulmagandagina, chunonchi, kesi-

mi turi turtburchak elementlarda $h < 30\text{sm}$, kesimi ixtiyoriy shaklda bo'lgan elementlarda esa $i < 8,7\text{sm}$ bo'lganda, koefitsiyent m_g yordamida hisobga olinadi:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + 1.2 \frac{e_0 g}{h} \right), \quad (189)$$

bu yerda η - egiluvchanlikka bolik koefitsiyent; N- tulik hisobiy kuch; N_q - uzoq vakt taosir etuvchi yukdan tushadigan hisobiy buylama kuch.

Ekssentrisitetlarning chegaraviy qiymati meoyorlangan bo'lib, u taosir etuvchi yuklarning asosiy turlari uchun ko'pi bilan 0,9 u bo'lishi kerak. Kalinligi 25 sm gacha bo'lgan devorlarda $l_0 \leq 0,8u$.

Egiladigan elementlarni terimning elastik ishiga muljallab hisoblash kerak. Ular uchun hisobiy eguvchi moment M quyidagi shartga muvofik aniklanadi:

$$M \leq R_{tv} \cdot W, \quad (190)$$

bu yerda: R_{tv} -egilishda devorning bolangan kesim buylab cho'zilishga ko'rsatadigan hisobiy qarshiligi, W-terim kesimining elastik qarshilik momenti. Bolanmagan kesim bo'yicha egilishga ishlaydigan tosh konstruksiyalardan foydalanishga yul kuyilmaydi. Egiladigan elementlar kundalang kuch taosiriga quyidagi formula bo'yicha hisoblanadi:

$$Q \leq R_{tw} v z, \quad (191)$$

bu yerda Q -hisobiy kundalang kuch, R_{tw} -egilishda terimning bosh chuzuvchi kuchlanishlarga hisobiy qarshiligi; v -kesim eni; z - ichki juft kuch yelkasi. U turi turtburchak kesimda $z = 2/3 h \approx 0,67 h$ deb qabul kilinadi.

Chuziluvchi elementlar. Kesim markaziy cho‘zilishga quyidagi shartga asosan hisoblanadi:

$$N \leq R_t A_p, \quad (192)$$

bu yerda R_t - terimning uk buylab cho‘zilishga hisobiy qarshiligi; A_p -netto kesimning hisobiy yuzasi.

Kesilishga ishlaydigan elementlar. Tosh-g‘isht terimining gorizontalp choklar buylab kesilishga qarshiligi ikki tarkibiy kismdan tuzilgan:

1) bevosita kesilishga ko‘rsatiladigan qarshilik R_{sq} ;

2) terimning gorizontalp chok buylab ishkalanish qarshiligi. Ishkalanish koefitsiyenti f ni terimning eng kam hisobiy buylama yukida paydo bo‘ladigan o‘rtacha kuchlanishi σ_0 ga ko‘paytirib, ikkinchi komponent aniklanadi. Bunga 0,8 koefitsiyent xam kiritiladi. U ishkalanish qarshiligini tasodifan pasayishdan saqlaydi. Shunday kilib, tosh-g‘isht elementlar kesimi kesilishga quyidagi formula bo‘yicha hisoblanadi:

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8p \cdot \mu \sigma_0) A, \quad (193)$$

bu yerda Q - hisobiy kesuvchi kuch; A -kesimning hisobiy yuzasi; $p=1$ -Yaxlit g‘isht va toshlardan kutariladigan terim uchun; $p=0,5$ -ichi ovak

g‘isht va tik bushlikli toshlardan kutariladigan terim uchun. σ_0 mikdor uta yuklanish koefitsiyenti 0,9 da eng kichik hisobiy yuk qiymati orqali aniklanadi. Muntazam shakldagi g‘isht va toshlardan kutariladigan terimning chok buylab ishkalanish koefitsiyenti 0,7 ga teng deb olinadi.

10.3. To'rsimon armaturalanadigan elementlarni hisoblash

Tursimon armaturalanadigan markaziy siqilgan elementlar quyidagi formula bo'yicha hisoblanadi:

$$N \leq m_q \varphi R_{s.k} A, \quad (194)$$

bu yerda N - hisobiy kuch; φ - bo'ylama egilish koeffitsiyenti; A -element kesim yuzasi; $R_{s.k}$ - hisobiy qarshilik.

Turlar bilan armaturalangan terimning elastiklik xarakteristikasi quyidagi formulaga asosan hisoblanadi:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} \quad (195)$$

bu yerda α -armaturalanmagan terimning elastiklik xarakteristikasi;

R_u - armaturalanmagan terimning siqilishga mustahkamligining o'rtacha chegaraviy qiymati; R_{sku} - Shuning o'zi, biroq armaturalangan terimniki.

Markaziy siqilishda terimni to'rsimon armatura bilan armaturalash foizi quyidagi qiymatdan ortiq bo'lmasligi kerak:

$$\mu = 50 \frac{R}{R_3} \geq 0,1\%.$$

Tursimon armaturali nomarkaziy siqiluvchi elementlar ushbu formula bilan hisoblanadi.

$$N((1 - m_q R_{skv} A_s w, \quad (196)$$

bu yerda $(1 - m_q R_{skv} A_s w$ - bo'ylama egilish koeffitsiyenti; R_{skv} -hisobiy qarshilik; A_s -kesim siqilgan qismining yuzasi; m_q -(32.11) formuladan aniqlanadi; w -terim hisobiy qarshiligini ortishini hisobga oluvchi miqdor, u quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$w \leq 1 + e_0 h^2 u \leq 1,45.$$

Kesimi to'g'ri to'rtburchak element uchun

$A_s \leq A(1 - 2e_0 h u) w$ bo'lsa, u xolda (33.3)ning ko'rinishi

$N((1 - m_q R_{skv} A (1 - 2e_0 h h) w$ bo'ladi,

bu yerda h - kesimning eguvchi moment ta'sir etadigan yo'nalishdagi balandligi.

Nomarkaziy siqilishda tursimon armaturalangan terimning hisobiy qarshiligi kesim yadrosi chegarasida ekssentrisitet kichik bo'lganida quyidagi formulalardan aniqlanadi:

Markasi 25 va undan past bo'lgan qorishmalar ishlatilganda:

$$R_{skv} g' R_1 + \frac{2\mu R_s}{100} (1 - 2e_0 h u) \frac{R_1}{R_{25}} \leq 2R.$$

Bunda og'irlik markazidan kesim chetigacha bo'lgan masofa ekssentrisitet tomonga olinadi. Ekssentrisitet kesimdan chetda bo'lganda (to'g'ri to'rtburchak kesimda $e_0 > 0,17h$), hamda egilishda $\lambda_h > 15$ yoki $\lambda_i > 53$ bo'lganda tursimon armaturalash maqsadga muvofiq emas.

Armaturalangan terim uchun elastiklik moduli $E_0 g' \propto R_{sku}$.

Nomarkaziy siqilishda terimni tursimon armatura bilan armaturalash foizi

$$\mu g' \frac{50R}{(1 - \frac{2e_0}{y}) R_s} \geq 0,1\%.$$

Quyidagilar uchun tosh-g'isht konstruksiyalarning elementlari ikkinchi gurux chegaraviy holatlarga hisoblanadi:

- $e_0 > 0,7u$ ekssentrisitetda nomarkaziy siqilgan armaturalanmagan elementlar;

- terimning turli deformatsiyalanishga ega bo'lgan materiallardan kutariladigan elementlarida keskin farq bilan yuzaga keluvchi kuchlanishlarda ishlaydigan yondosh konstruktiv elementlar;

- sinch bilan bog'langan va yuklarni qabul qilish uchun birga ishlaydigan o'z yukini ko'tarib turuvchi devorlar;

- sinchlarni to'ldiruvchi devorlar;

- suvok yoki plitadan ishlangan ximoya qoplamalari bo'lishi talab etiladigan bo'ylama armaturalangan simlar;

- inshootlarning foydalanish shartlariga ko'ra Yoriqlar paydo bo'lishiga yo'l qo'yilmaydigan yoki Yoriqlar ochilishi cheklangan boshqa elementlari.

Yuqorida keltirilgan konstruksiyalar seysmik ta'sir, zarb, portlash kabi yuklar ta'sirida Yoriqlar ochilishiga hisoblanmaydi.

Tosh-g'isht va armotosh konstruksiyalarni deformatsiyalarga hisoblashda me'yoriy yuklarning birgalikdagi asosiy ta'sirini, Yoriqlar ochilishiga hisoblashda esa hisobiy yuklar ta'sirini e'tiborga olish kerak.

Foydalanish shartlariga ko'ra Yoriqlar paydo bo'lishiga yo'l qo'yib bo'lmaydigan armaturalanmagan konstruksiyalar, Cho'zilgan yuzalar deformatsiyaga hisoblash yo'li bilan qo'yidagi formulalar orqali tekshirilgan bo'lishi kerak:

o'q bo'ylab cho'zilishga:

$$N \leq EA \varepsilon_u;$$

egilishga:

$$M \leq E J \varepsilon_u h(h-u);$$

nomarkaziy siqilishga:

$$N \leq \frac{EA \varepsilon_u}{[A(h-y)e_0 / J] - 1};$$

nomarkaziy cho'zilishga

$$N \leq \frac{EA \varepsilon_u}{[A(h-y)e_0 / J] + 1};$$

bu yerda N va M -tegishlicha bo'ylama kuch va eguvchi moment; ε_u - $0,8 \cdot 10^{-4}$ qiymatda olinadigan nisbiy deformatsiyalar chegarasi; J -kesim inersiya momenti.

Nomarkaziy siqilgan elementlar ($e > 0,7$ u da) Yoriqlar ochilishiga Cho'zilgan soxada cho'zilishning shartli kuchlanishlariga qarab hisoblanadi. Bunda kesim bo'ylab kuchlanishlarning chiziqli epyurasi elastik jismdagi kabi qabul qilinadi va quyidagi formula bo'yicha hisoblanadi:

$$N \leq \frac{j_r R_{tv} A}{[A(h-y)e_0 / J] - 1},$$

bu yerda: R_{tv} -terimning bolanmagan kesim bo'ylab egilishida cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshilik; j_r -konstruksiyaning xizmat muddatiga bog'liq xolda

qurilish me'yorlari bo'yicha belgilangan Yoriqlarning ochilishiga hisoblashda foydalaniladigan terim ish sharoitiga tegishli koeffitsiyent.

Bo'ylama armaturalar bilan armaturalangan terimlarni hisoblash:

a) Markaziy siqiluvchi element

$$N_p \leq \varphi(0,85R_F + R_s A_s);$$

b) Nomarkaziy siqiluvchi element: 1) kichik eksentrisitetli:

$$N_n \leq \frac{\varphi[0,42R\sigma_0^2 + R_s A'_s(h_0 - a')]}{e}$$

2) katta eksentrisitetli:

$$N_p \leq \varphi(1,05R_{vx} + R_s A_s^1 - R_s A_s).$$

Qurilish amaliyotidan ma'lumki, agar to'g'ri hisoblab loyihalangan, qurilish qoidalariga to'liq amal kilgan xolda barpo etilgan, g'isht devorli binolar ham seysmik kuchlarga etarli darajada bardosh bera oladi.

Barcha yuk ko'taruvchi konstruksiyalar (bo'ylama va ko'ndalang devorlar, Yopmalar) bir-biri bilan mustahkam bog'langan xoldagina bino zilzila kuchlariga bir butun fazoviy konstruksiya sifatida qarshilik ko'rsatadi. Agar bu bog'lanish mavjud bo'lmasa yoki zaif bo'lsa, bo'ylama devorlar ko'ndalang devorlardan ajralib ketishi va ba'zi xollarda qulab tushishi muin. Binolarning zilzilalardan zarar ko'rmasligi uchun sinovdan o'tgan maxsus konstruksiyalardan foydalaniladi. Masalan, binoning perimetri bo'ylab antiseysmik kamarlar tiklanadi, Yopmalar bir-biriga va devorlarga puxta bog'lanadi, devor burchaklariga, kesishuv erlariga armatura yotkiziladi va x.k.

10.4. Bir qavatli karkasli binolarning konstruksiyalarini loyihalash

Bino va inshootlar to'g'risida umumiy ma'lumotlar. Binolar ikki toifaga bo'linadi: *bir qavatli* (sanoat va fuqaro binolari) va *ko'p qavatli* (sanoat va fuqaro binolari). Binolar necha qavatlilikidan qati nazar sinchli, to'la yoki qisman sinchli bo'lishi mumkin. To'la sinchli binoda qoplamaning va qavatlararo Yopmalarning yuk ko'taruvchi konstruksiyalari faqat ustunlarga tayanadi, qisman sinchli binolarda esa

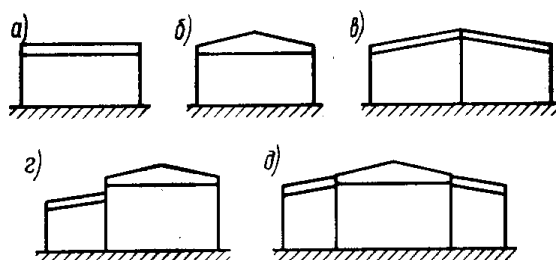
yuk ko‘taruvchi devorlarga ham, ustunlarga ham tayanadi. Shuningdek, sinchsiz (yirik panelli yoki hajmliblokli) binolar ham bo‘ladi. Quyida har xil turdagi binolarning konstruktiv sxemalarini ko‘rib chiqamiz. Binoning konstruktiv sxemasi uning necha qavatligi va qanday maqsadga mo‘ljallab qurilishiga bog‘liq bo‘ladi.

Bir qavatli sanoat binolari.

Bir qavatli sanoat binolari metallurgiya, mashinasozlik va sanoatning boshqa sohalarida keng tarqalgan. Hozirgi davrda sanoat binolarining qariyb 70% ni ana Shunday binolar tashkil etadi. Bir qavatli binolarga ko‘pincha og‘ir yuk tashiydigan ko‘priksimon yoki osma kranlar o‘rnatiladi, bular binoning yuk ko‘taruvchi elementlarida katta zo‘riqishlar uyg‘otadi. Bir qavatli sanoat binolarining quyidagi turlari mavjud: bir oraliqli va ko‘p oraliqli binolar; jumladan, ko‘priksimon kransiz binolar 50 % ni, ko‘priksimon kranli binolar 35 % ni va osma kranli binolar 15 % ni tashkil etadi, fonarli va fonarsiz binolar ham bo‘ladi.

Bir qavatli ishlab–chiqarish binolari oralig‘ining soniga qarab bir oraliqli (1,a,b–rasm); ikki oraliqli (1,v,g–rasm); va ko‘p oraliqli (10.1,d–rasm) bo‘ladi. Tomining profiliga qarab uchta asosiy guruhga bo‘linadi: tekis tomli (1,a–rasm); qiya tomli (1,b...d–rasm); balandligi ketma–ket o‘zgaruvchan tomli (10.1,g–rasm).

Sinchni qanday materialdan ishlanishi – iqtisodiy tahlil asosida hal etiladi. Bir qavatli sanoat binolarida ishlatiladigan asosiy material yig‘ma temirbetondir. Sanoat binolarining 85% yig‘ma temirbetondan, 12 % metallardan, 3 % boshqa materiallardan tiklanadi.



10.4–rasm. Bir qavatli ishlab–chiqarish binosining konstruktiv sxemasi

Bir qavatli binolarning sinchi ustun, tom to‘sinini, ferma, arka, zarur bo‘lgan hollarda kran osti va bog‘lama to‘sinlardan tashkil topadi. Bunday binolarda asosiy yuk sinchlarga uzatiladi, devorlar o‘zini o‘zi ko‘taradi. Ba‘zan, to‘liq bo‘lmagan

sinchlardan ham foydalaniladi. To'liq bo'lmagan sinchlarda chetki ustunlar o'rniga yuk ko'taruvchi devorlar tiklanadi. Sinchli binolar uzunligi 6, 12, 18, 24, 30, 36 m, ustun qadami (ustunlar oralig'i) 6 va 12 m bo'lgan yig'ma namunaviy elementlardan loyihalaniishi darqor. Ustunlar oralig'i kattaroq (12x24 m, 12x30 m) olinsa, yanada yaxshi. O'lchamlari 12x18; 12x24; 12x30 m bo'lgan ko'priksimon kranli binolarda balandligi $N = 8,4...18$ m (1,2 m karrali) to'g'ri to'rtburchak kesimli yoki kran osti to'sini uchun mo'ljallangan konsolli ikki shohobchali ustunlar qo'llaniladi.

O'lchamlari 6x12; 12x18; 12x24 m bo'lgan kransiz binolarda balandligi $N = 3,6...14,4$ m (1,2 m karrali) konsolsiz to'g'ri to'rtburchak kesimli ustunlardan foydalaniladi. Temirbeton ustunlar stakansimon poydevorlarga bikr mahkamlanadi. Umumiy nomda rigel deb ataluvchi tom to'sini, ferma yoki arka ustunlarga o'rnatiladi.

Stropil konstruksiyalariga uzunligi 6 yoki 12 m bo'lgan temirbeton tom Yopma panellar o'rnatiladi.

Bir qavatli binolarning tomlarini yopishda silindrsimon hamda ikki tomonlama egilgan yupqa devorli temirbeton konstruksiyalari keng qo'llaniladi.

Temirbeton kranosti to'sinlarining kesimlari tavr va qo'shtavr shaklida bo'lib, uzunligi 6 va 12 m va ular oldindan zo'riqtirilgan bo'ladi. To'sin uzunligi 6 m dan, kran yuk ko'taruvchanligi 20 t dan ortmasa, to'sinni oldindan zo'riqtirmasa ham bo'ladi. Vertikal va gorizontal kran yuklari dinamik koeffitsiyent 1,2 ga ko'paytiriladi.

Sinchli binolarning devorlari uzunligi ustun qadamiga, ya'ni 6 va 12 m ga teng bo'lgan temirbeton panellardan tashkil topadi.

Bir qavatli yig'ma temirbeton sinchning hisoblash tarhi rigelli ustunlarga sharnirli biriktirilgan rama ko'rinishida qabul qilinadi. Ustunlar stakansimon poydevorlarga bikr mahkamlangan deb qaraladi. Rama doimiy va muvaqqat (qor, shamol, kran) kuchlar ta'siriga hisoblanadi. Seysmik hududlarda bunyod etiladigan binolarga zilzila kuchi ta'siri ham e'tiborga olinadi.

Krandan tuShuvchi vertikal yuklar ko'prik og'irligi, aravacha va yuklar vaznidan tashkil topib, kran osti to'siniga g'ildiraklar orqali uzatiladi.

Bir qavatli fuqaro binolari, odatda, ko'plab quriladigan ob'ekt hisoblanmaydi. Bu masalan, usti yopiq bozorlar, ko'rgazma zallari, usti yopiq stadionlardir. Bunday binolarda katta oraliqli (40x50 m va undan ham katta) Yopmalarning konstruksiyalari hammasidan ko'ra muhim element hisoblanadi.

Bir qavatli binolarning keng joydagi bikrligi ustunlarning poydevorlarda qisib qo'yilishi hisobiga ta'minlanadi. Ko'ndalang yo'nalishda bino guyo ustunlar va rigellar (qoplama konstruksiyasi)dan iborat rama tarzida ishlaydi; bo'ylama yo'nalishda esa o'sha elementlar, Shuningdek, kran osti to'sinlari va bog'lanishlarni o'z ichiga oladigan rama kabi ishlaydi.

Ko'p qavatli sinchli binolar.

Ko'p qavatli sinchli binolarga yengil sanoat (asbobsozlik, kimyo, oziq-ovqat, to'qimachilik va boshqa) qorxonalari, muzxonalar, omborlar, garajlar, Shuningdek mehmonxonalar, davolash muassasalari kabilar joylashtiriladi. Sanoat binolari texnologik va iqtisodiy omillardan kelib chiqib 7 qavat (40 m) atrofida, fuqaro binolari – 12 qavatgacha, baland binolar esa 20 va undan ortiq qavat balandlikda loyihalanadi. Sanoat binolarining eni 18, 24, 36 m va undan ortiq, ustunlar qadami 6 m, qavatlar balandligi 1,2 modulga karrali olinadi. Ustunlarning 6x6; 9x6; 12x6 m o'lchamli to'rlari keng tarqalgan. Ustun to'rlarining o'lchamlari muvaqqat yuklarning miqdoriga qarab belgilanadi. Fuqaro binolarining eni asosan 14 m dan ortiq olinmaydi. Ko'p qavatli to'liq sinchli binolarda devorlar o'zini-o'zi ko'taradigan yoki osma bo'ladi. To'liq bo'lmagan sinchli binolarda chetki ustunlar yuk ko'taradigan devor bilan almashtiriladi. Sanoat binolari ko'pincha to'liq sinchli qilib loyihalanadi. Ko'p qavatli sanoat binolari umuman sanoat binolarining 30 % ni tashkil etadi.

Ko'p qavatli sinchli binolar ko'ndalang ramalar majmuasidan tashkil topib, ular bir-biri bilan qavatlararo Yopmalar yordamida biriktiriladi.

Gorizontal yuklarni qabul qilishiga qarab sinchli binolar ramali, rama-bog'lagichli va bog'lagichli tizimlarga bo'linadi.

Ramali tizim.

Sinchning ramali tizimida yukni ustun va rigellar qabul qiladi. Rigellar ustunlarga bika biriktiriladi, natijada fazoviy tizim hosil bo'ladi. Qavatlar soni ortishi bilan shamol kuchi ta'sirida pastki qavat ustun va rigellarida vujudga keladigan eguvchi momentlar ham ortib boradi, bu esa ustun va rigellar kesimini kattalashtirishni talab etadi. Bu hol bino konstruksiyalarini bixillashtirishni (unifikatsiya) qiyinlashtiradi, Shuning uchun ramali tizimlar 8 qavatdan baland bo'lgan binolarda qo'llanilmaydi. Ramali tizimlarda gorizontal yuklarni to'laligicha ko'ndalang ramalar qabul qiladi, Shuning uchun ular ana shu kuchlar ta'siriga hisoblanadi.

Rama – bog'lagichli tizim.

Balandligi 8 qavatdan ortiq bo'lgan binolarda gorizontal yuklarni bika tugunli ramalar va vertikal joylashgan biklik elementlari, vertikal yuklarni esa ramalar va qisman biklik elementlari qabul qiladi. Bunday elementlar sifatida odatda temirbeton devorlar – diafragmalar yoki metaldan ishlangan bog'lagichlar qo'llaniladi. Loyihalash tajribasining ko'rsatishicha rama–bog'lagichli tizimlardagi vertikal diafragmalar gorizontal kuchlarning 80...90 % ini, agar biroz kuchaytirilsa, 100 % ini o'ziga qabul qila olar ekan. Rama – bog'lagichli tizimlarda gorizontal kuchlar tashqi devorlar orqali qavatlararo yopmalarga uzatiladi. Yopmalar gorizontal diafragma sifatida ishlab, bosimni vertikal diafragmalarga uzatadi. Vertikal diafragmalar gorizontal kuchlar ta'sirida, poydevorga mahkamlangan konsol singari ishlaydi. Vertikal diafragmalarning bikrligi kamroq bo'lsa, gorizontal kuchlarning bir qismini ko'ndalang ramalar qabul qiladi. Rama – bog'lagichli tizimlarni seysmik hududlarda keng qo'llash tavsiya etiladi.

Bog'lagichli tizim.

Bunday tizimda vertikal yuklarni ramalar va qisman diafragmalar qabul qiladi. Rigel bilan ustunning tutaShuv tuguni kichik qiymatli momentni qabul qila oladigan qilib ishlanadi.

Momentlar qiymatining doimiyligi birikuv tugunlari va ustun hamda rigellarni birxillashtirish imkonini beradi. So‘nggi paytlarda metallni tejash imkoniyatini beradigan sharnirli tugunlar yaratilib, amaliyotga tatbiq etilmoqda. Yig‘ma temirbeton elementlaridan tiklanadigan turar joy va jamoat binolarida bog‘lagichli tizimlar keng qo‘llaniladi.

To‘liq bo‘lmagan sinchli binolarni ham bog‘lagichli tizimlarga kiritsa bo‘ladi. Bularda yuk ko‘taradigan bo‘ylama va ko‘ndalang devorlar vertikal diafragma rolini o‘ynaydi. Ustun va rigellardan tashkil topgan ichki sinchlar devorlarga tayanib, faqat vertikal yuklarni qabul qiladi.

Umuman olganda, ustun va rigellarning ulanish tugunlari bikr va sharnirli bo‘lishi mumkin.

Texnik–iqtisodiy hisoblarning ko‘rsatishicha, ko‘p qavatli sinchli binolarda ramali tizimlarga qaraganda rama–bog‘lagichli tizim ancha tejamli bo‘lar ekan. Masalan, binoning 1 m² maydoniga sarflanadigan po‘latning hajmi rama–bog‘lagichli tizimlarda ramali tizimlarga nisbatan 10–15 % kam bo‘ladi, binobarin, narxi ham 2,5–5% ga arzon tushadi. Shuni ta’kidlash joizki, sanoat binolarida 6x6 va 9x6 o‘lchamli ustun to‘rlari ko‘p hollarda foydalanish talablarini qondirmaydi. Ayniqsa, texnologik tizimni yangilashda ancha qiyinchiliklar tug‘diriladi. Hisoblar ustun to‘ri 6x24 va 6x36; 12x24 va 12x36 m bo‘lgan katta oraliqli ko‘p qavatli binolar iqtisodiy jihatdan maqbul ekanligini ko‘rsatdi.

Ko‘p qavatli sinchsiz binolar. Aholi yashaydigan ko‘p qavatli uylar, mehmonxonalar va pardadevorlari zich joylashadigan boshqa jamoat binolari sinchsiz qilib quriladi. Bunda vertikal diafragmalar (yuk ko‘taruvchi ichki devorlarning panellari) va qavatlardagi Yopmalar yuk ko‘taruvchi asosiy konstruksiyalar vazifasini o‘taydi. Shuni ham hisobga olish kerakki, tashqi devorlarning panellari, odatda, yuk ko‘taruvchi ichki panellarning qisqa yon tomoniga ochib qo‘yiladi. Binoni yassi panellardan (yirik paneldan quriladigan binoda) yoki o‘lchamlari xonaga yoki kvartiraga mo‘ljallab tayyorlangan hajmli temirbeton bloklardan ko‘tarish mumkin. Zavodda ishlab chiqariladigan bu bloklarning ichki yuzalari pardozdan to‘la chiqarilgan bo‘ladi.

Ko‘p qavatli fuqaro binolari. Ko‘p qavatli fuqaro binolari, odatda, 12...16 qavatli; 20 va undan yuqori qavatli binolar baland binolar deyiladi. Hozirgi davrda zavodlarda tayyorlanadigan yirik o‘lchamli yig‘ma temirbeton elementlardan bunyod etiladigan sinchli va sinchsiz (yirik panelli) binolar eng keng tarqalgan bino turlaridandir.

Uy-joy qurilishida yirik panelli (sinchsiz) binolar keng tarqalgan; sinchning yo‘kligi va zavodda tahtlash darajasining yuqoriligi, montaj ishlarining kamayishi binoning arzonlashuviga olib keladi. Hisoblar balandligi 20 qavatgacha bo‘lgan yirik panelli uylar sinchli binolarga nisbatan ancha arzon ekanligini ko‘rsatdi (narxi 5...10 % arzon, qurish uchun sarflanadigan mehnat 10...15% kam, armatura ham 30...50% kam sarflanadi). Binolarning eni xonalarni tabiiy yoritish nuqtai nazaridan 12...16 m atrofida olinadi.

Yirik panelli binolar devorlarining yuk ko‘tarishiga qarab ikki guruhga bo‘linadi: guruhlarning birida yukni ko‘ndalang devorlar, ikkinchisida bo‘ylama devorlar ko‘taradi. Yukni ko‘ndalang devorlar ko‘targani ma’qul deb sanaladi, chunki bunda Yopmalarning og‘irligi ko‘ndalang devorlarga berilib, bo‘ylama devorlar yuk ko‘tarmaydi, ular faqat to‘siq vazifasini o‘taydi, bu esa ularni yengil ashyolardan (keramzitbeton, agloporitbeton, g‘ovakli beton va h.k.) katta o‘lchamlarda yasash imkonini beradi. Yirik panelli binolarning Yopmalari va devorlari ko‘pincha xonalar o‘lchamida ishlanadi.

Ichki va tashqi devor hamda Yopma panellari panelli binolarning asosiy konstruksiyalaridir. Yuk ko‘taruvchi ichki devor panellari odatda sinfi V15 dan kam bo‘lmagan og‘ir betondan bir qatlamli qilib loyihalanadi. Panel qalinligi mustahkamlik, tovush o‘tkazmaslik va olovbardoshlik talablari asosida belgilanadi. Panelning ikkala yo‘nalishida qo‘yiladigan gorizontal va vertikal armaturaning yuzasi konstruktiv ravishda belgilanib, panel kesimining $0,2 \text{ sm}^2/\text{m}$ miqdorida qabul qilinadi.

Yuk ko‘tarmaydigan tashqi devor panellari g‘ovakli betondan 240...350 mm qalinlikda bir qatlamli qilib tayyorlanadi. Yuk ko‘taradigan tashqi devorlar ikki yoki uch qatlamli qilib ishlanadi. Armatura faqat og‘ir betonli qatlamga qo‘yiladi.

Panelning sarbasta (perемычка) qismiga qo'yiladigan armatura hisoblash yo'li bilan tanlanadi.

Yopma panellari ko'p bo'shliqli yoki Yaxlit plita tarzida ishlanadi. Oraliq masofasi 4,8 m dan kichik bo'lsa, plita oldindan zo'riqtirilmaydi. Armaturalar plitaning qay tarzda ishlashiga qarab joylashtiriladi.

Butun xonalar yoki xonadonlardan tashkil topgan fazoviy temirbeton bloklarning ishlab chiqilishi va qurilish amaliyotiga tatbiq etilishi yirik panelsozlikda olg'a qo'yilgan bir qadam bo'ldi. Hajmiy bloklar alohida tayyorlangan yassi devor va Yopma panellarini zavodning o'zida yig'ish yo'li bilan, yoki «stakan» yoki «qalpoq» ko'rinishida quyma (Yaxlit) holda yasaladi.

Sirpanuvchi qoliplarda qad ko'taradigan ko'p qavatli Yaxlit temirbeton binolarning istiqboli kengdir. Hozirgi paytda Shu usulda ko'pgina shaharlarda bunyod etilgan 17–20 qavatli Yaxlit binolarni uchratish mumkin.

Konstruktiv elementlarni birxillashtirish. Qurilishni industriallashtirishning asosiy yo'nalishlaridan biri bu bino va inshootlarning konstruktiv elementlari va konstruksiyalar o'lchamlarini birxillashtirishdan iboratdir. Konstruksiya xillarini birxillashtirish qurilishda keng qo'laniladigan va amaliyotda tekshirilgan eng ratsional xillarini tanlashdan iboratdir. Konstruksiya o'lchamlarini birxillashtirish uni o'lchamlari, bino va inshootlarning asosiy xajmli–rejali parametrlari sonini va ularning o'zaro uyg'unlashuvini cheklashdan iboratdir.

Asosiy xajmli–rejali parametrlar quyidagilardan iborat:

L – oraliq, B – ustun qadami va H – balandlik. Qurilish parametrlarini birxillashtirish asosiy modul $M=100$ mm asosida bino va inshootlar elementlarining xajmli–rejali va konstruktiv o'lchamlarini koordinatsiya qoidalarini yig'indisini tashkil qiluvchi yagona modul tizimi (YAMT) asosida olib boriladi. O'lchamlar asosiy yoki ixtiyoriy molullarga karrali qilib belgilanadi. Modulli o'lchamlarni qo'llash namunaviy konstruktiv echimlardan keng foydalanish imkonini beradi.

Yaxlit qobirg'ali konstruksiyalar. Qobirg'ali Yopmalar asosiy va ikkinchi darajali to'sin hamda plitalardan tashkil topadi. Yopmaning barcha elementlari o'zaro Yaxlit birrikkan bo'lib, ko'pincha B20 – B30 sinfli betondan ishlanadi. Qobirg'ali

Yaxlit Yopmaning mohiyati Shundan iboratki, bunda tejamqorlik maqsadida cho‘zilish zonasidagi betonning anchagina qismi olib tashlanib, bu yerda faqat qobirg‘a va chuziluvchan armatura qoldiriladi. Qobirg‘aning tokchasi plita deb atalib, ikkinchi darajali to‘sinlarga tayanadi va egilishga ishlaydi. Ikkinchi darajali to‘sinlar asosiy to‘sinlarga, asosiy to‘sinlar esa o‘z navbatida, ustun yoki devorlarga tayanadi. Asosiy to‘sinlar bino uzunligi bo‘ylab yoki unga ko‘ndalang ravishda joylashishi mumkin.

Agar bo‘ylama devorlarda deraza o‘rinlari katta bo‘lsa, birinchi echimdan foydalanish maqsadga muvofiq. Bino shifti tuzukroq yoritilishi lozim bo‘lsa, ikkinchi echim qo‘l keladi, chunki bunda ikkinchi darajali to‘sinlarning yo‘nalishi yorug‘lik oqimi yo‘nalishi bilan bir xil bo‘ladi.

Ikkinchi darajali to‘sinlar orasidagi masofa plitalarning o‘lchamlariga bog‘liq holda belgilanadi:

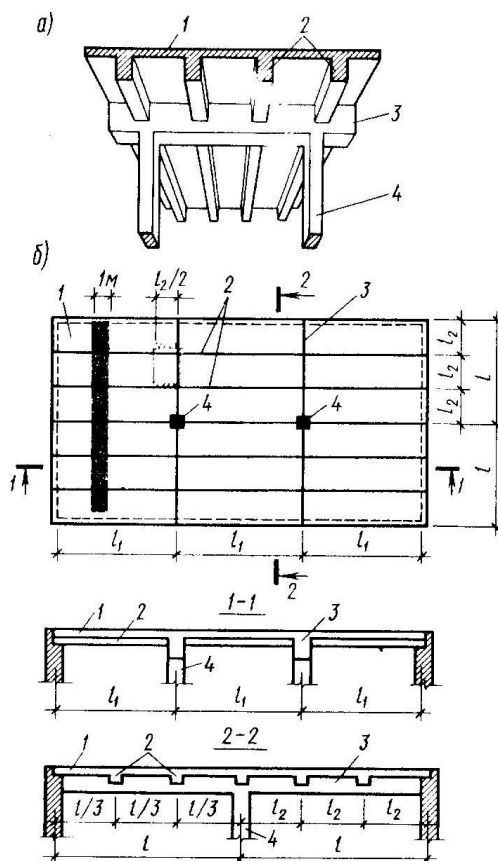
a) vaqtinchalik (muvaqqat) foydali yukning qiymati $6,0 \dots 10,0 \text{ kN/m}^2$ bo‘lsa, plitaning uzunligi $2,0 \dots 2,3 \text{ m}$;

b) muvaqqat foydali yuk qiymati $10,0 \dots 15,0 \text{ kN/m}^2$ bo‘lsa, plita uzunligi (ikkinchi darajali to‘sin o‘qlari orasidagi masofa) $1,5 \dots 2,0 \text{ m}$ olinadi.

Yopma tarhini chizayotganda, ikkinchi darajali to‘sin o‘qlarini ustun o‘qlari bilan mos tushishiga alohida e‘tibor bermoq lozim (46–rasm, a).

Qavatlararo qobirg‘ali Yopmalar plitalarining qalinligi odatda $6 \dots 10 \text{ sm}$ oralig‘ida, kamdan–kam hollarda undan hiyol kattaroq olinadi. O‘rta oraliqlarda to‘sin bilan plitaning uzunligi bir xil, chetki oraliqlarda esa to‘sin uzunligi o‘rta oraliqqa nisbatan biroz kaltaroq olinadi.

Yaxlit qobirg'ali Yopmalarning tarhi



10.5 – rasm. Yaxlit qobirg'ali konstruksiya (a) va Yopma qobirg'ali konstruksiyasining tarhi (b): 1 – plita; 2 – ikkinchi darajali to'sin; 3 – asosiy to'sin; 4 – ustun.

Ikkinchi darajali to'singa konturi bo'ylab tiralgan to'sinli plitalarni hisoblashda eni 1 m bo'lgan tasma (polosa) ajratiladi. (2b–rasm). Shu polosaning 1 m dagi yuk konstruksiyaning 1 m² ga to'g'ri keladigan hisobiy yuk bo'ladi. Tayanch oldi uchastkada $l_2 / 2$ (2b–rasm) plita bosh to'singa qistirilgani uchun u 3 tomoni bo'yicha tayangan plita sifatida ko'riladi.

Yopma elementlarining hisobi plastik deformatsiyalar oqibatida zo'riqlashlarning qayta taqsimlanishini e'tiborga olgan holda bajariladi.

Ikkinchi darajali to'sinlar ko'p oraliqli tavr shaklli uzluksiz to'sin sifatida hisoblanib, asosiy to'sin va devorlar ular uchun tayanch vazifasini o'taydi. Hisob jarayonida, plitalar singari, bularning ham yuk ko'tarish qobiliyati aniqlanadi. Ikkinchi darajali to'singa ta'sir etuvchi yuk ikki to'sin orasida joylashgan yuk

maydonchasida to‘tarhadi (10.5–rasm). YUklarni jadval ko‘rinishida hisoblash tavsiya etiladi.

Ikkinchi darajali to‘sinlarning hisobiy uzunliklarini aniqlash uchun asosiy to‘sinning kesim o‘lchamlarini quyidagi tengliklar asosida tanlaymiz:

$$h_{gl.b} = (1/8 - 1/15)l_{gl.b} , \quad b_{gl.b} = (0,3 \dots 0,5)h_{gl.b} .$$

Ikkinchi darajali to‘sinlar devorga 25 sm kirib turadi. Shunga ko‘ra ularning hisobiy uzunligi quyidagi formulalardan aniqlanadi:

a) chetki oraliq uchun $l_{01}=l_1-d+25/2-b_{gl.b}$; b) o‘rta oraliq uchun $l_{02}=l_2-b_{gl.b}$.

Ikkinchi darajali to‘sinning balandligi odatda $h_{vt.b.} = (1/12 \dots 1/20)l_{vt.b.}$, eni $b = (0,3 \dots 0,5)h_{vt.b.}$ qabul qilinadi. Qobirg‘ali konstruksiyalar doimiy g va muvaqqat υ yuklarga hisoblanadi.

Plita va to‘sinlardagi zo‘riqishlarni aniqlash. Oraliqlari teng bo‘lgan ko‘p oraliqli plita va to‘sinlarni hisobi plastik deformatsiyalar oqibatida zo‘riqishlarning qayta taqsimlanishini e‘tiborga olgan holda bajariladi (3-rasm).

Hamma oraliqlardagi (birinchidan tashqari) oraliq momentlar va hamma tayanchlardagi (birinchi oraliq tayanchdan tashqari) tayanch momentlar

$$M_{pr} = -M_{op} = pl^2/16. \quad (197)$$

Plita va to‘sinlardagi birinchi oraliqdagi oraliq momentlar hamda plitani o‘ramli sim to‘r bilan armaturalaganda birinchi oraliq tayanchdagi oraliq momentlar

$$M_{pr} = -M_{op} = pl^2/11. \quad (198)$$

To‘sin va plitalarni yassi sim to‘rlar bilan armaturalaganda birinchi oraliq tayanchlardagi tayanch momentlari

$$M_{pr} = -M_{op} = pl^2/14. \quad (199)$$

To‘la yuk r doimiy g va muvaqqat υ yuklardan tashkil topadi.

Muvaqqat yuk to‘singa ixtiyoriy joylashishini e‘tiborga olib, hisoblashlarda umumlashma epyuralar quriladi.

Umumlashma epyuralar – oraliqlarini eng nobop yuklanganda tashqi kuchlar va konstruksiyaning xususiy og‘irligidan hosil bo‘lgan eguvchi momentlar grafigidir. Umumlashma eguvchi momentlar epyurasini qurish uchun hisobiy momentning qiymatlari quyidagi formuladan aniqlanadi.

$$M=\beta_{1i}(g+p)l_{oi}^2, \quad (200)$$

bu yerda l_{oi} –ikkiinchi darajali to‘sinni hisobiy uzunligi; β_{1j} – jadvaldan olinadigan koeffitsiyent.

Kesim tanlanayotganda, ikkinchi darajali to‘sinning birinchi oraliqdagi o‘ng tayanch kesimi, aniqlik kiritish maqsadida Shu tayanch ta’siri qayta hisoblanadi, chunki bu joyda plita cho‘zilishga ishlaydi. Bunda kesim to‘g‘ri to‘rtburchakli deb qaraladi.

$$h_{o,vt.b}=1,8(M/\gamma_{bi}R_b b_{vt.b})^{1/2}, \quad (201)$$

bu yerda $b_{vt.b}$ – to‘sinning kengligi (ilgari uning qiymati konstruktiv ravishda qabul qilingan edi).

Ikkinchi darajali to‘sinning to‘liq balandligi quyidagicha aniqlanadi:

$$h_{vt.b}=h_{o,vt.b}+a_s+d/2, \quad (202)$$

bu yerda a_s – betonning himoya qatlami ($a=25-30$ mm); d –ishchi armaturaning diametri ($d=16-40$ mm). Ishning so‘ngida QMQda bayon etilgan ko‘rsatmalarga amal qilib, kesimni uzil kesil o‘lchamlari qabul qilinadi.

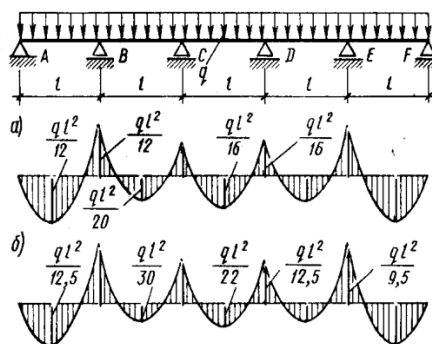
Qabul qilingan o‘lchamlarning talabga javob berish–bermasligi quyidagi shart asosida tekshiriladi:

$$Q \leq 0.3\varphi_{\omega 1}, \varphi_{b1}R_b b_{vt.b}, h, vt.b. \quad (203)$$

O‘lchamlari uzil–kesil qabul qilingach, ilgari topilgan hisobiy eguvchi momentlar bo‘yicha to‘rtta normal kesim uchun ishchi armaturaning kesim yuzasini aniqlaymiz: bunda to‘sin birinchi va o‘rta oraliqda (M_1, M_3) tavr kesimli to‘sin sifatida, birinchi oraliq va o‘rta tayanchlarda (M_2, M_4) to‘g‘ri to‘rtburchak kesimli to‘sin sifatida qaraladi. Bunda tavr shakli kesimning kengligi b_f^1 ikkinchi darajali to‘sin o‘qlari orasidagi masofaga teng qilib olinadi; ammo $h_{pl}/h_{vt.b} \geq 1$

bo'lganda to'sinning hisobiy uzunligi $1/3$ qismidan oshib ketmasligi, $h_{pl}/h_{vt.b} < 0,1$
 bo'lganda kesim kengligi $b_f \leq 12h_{pl} + b_{vt.b}$ bo'lishi zarur.

To'sin va plitalardagi kuchlanishlar epyurasi



10.6–rasm. Uzliksiz to'sin va plitalarda kuchlarni aniqlashga doir: a – qamrab oluvchi moment epyurasi; b – elastik sxema bo'yicha momentlar epyurasi

Bosh to'sinlar ustunlarga (uchlari devorga) tiralgan uzliksiz to'sin sifatida ikkinchi darajali to'sinlar tiralgan joylarga qo'yilgan yig'iq yuklarga hisoblanadi.

Bosh va ikkinchi darajali to'sinlarning oraliqlari qabul qilingan xona o'lchamlariga (ustun to'ri) muvofiq (6x6; 9x6; 6x12 m va sh .o'.) aniqlanadi. Agar tayanchlar orasidagi masofa modul o'lchamlariga to'g'ri kelmasa, unda bosh to'sin oraliqlari 5...8 m atrofida qabul qilinadi, ikkinchi darajali to'sinlarni Shunday qabul qilinadiki, ulardan birining o'qi ustun o'qi bilan ustma–ust tushishi kerak. Ikkinchi darajali to'sin oraliqlari 4...7 m oralig'ida bo'ladi, ular orasidagi masofa esa (plita oralig'i) – 1,0...2,5 m atrofida bo'ladi.

Qiya kesimlar mustahkamligini hisoblash. Qiya kesimning ko'ndalang kuchga ta'siriga hisobi uch kesim bo'yicha olib boriladi: chetki erkin tiralgan tayanchda va birinchi oraliq tayanchning chap va o'ngida. To'sin uzunlik birligida hosil bo'ladigan, ko'ndalang sterjenlar qabul qiladigan hisobiy zo'riqish quyidagi formuladan aniqlanadi.

$$q_{sw} = Q^2 / 4\varphi_{b2} R_{bt} b h_o^2, \quad (204)$$

bu yerda φ_{b2} – og'ir beton uchun 2 ga teng bo'lgan koeffitsiyent.

Ko'ndalang sterjenlar diametrini taxminan qabul qilib, ular orasidagi masofani aniqlaymiz:

$$S = R_{sw} A_{sw} n / q_s, \quad (205)$$

bu yerda R_{sw} – ko'ndalang armaturaning cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi; A_{sw} – bitta ko'ndalang sterjenning kesim yuzasi; n – to'sin kesimidagi ko'ndalang sterjenlar soni (karkaslar).

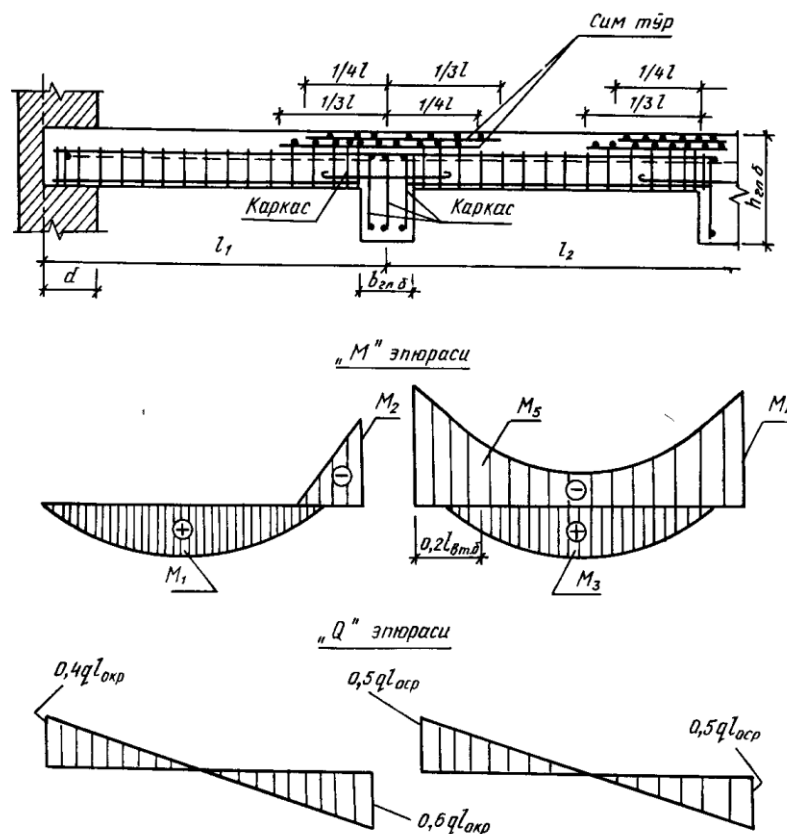
Ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa konstruktiv nuqtai nazardan quyidagicha bo'lishi lozim: $h \leq 45$ sm bo'lsa, $S < h/2$; $h > 45$ sm bo'lsa, $S < h/3$. YUqoridagi usullar orqali topilgan masofaning eng kichigi uchun uzil–kesil qabul qilinadi.

Kesimning yuk ko'tarish qobiliyati quyidagi shart bo'yicha tekshiriladi:

$$Q \leq Q_{wb} = 2 \varphi_{b2} R_{bt} b_{vt.b} h_{o.vtb}^2 q_{sw}. \quad (206)$$

Agar bu shart bajarilmasa, u holda ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa kichraytirilgan yoki sterjenlar diametrlari kattalashtiriladi. Odatda ko'ndalang sterjenlar diametri 5–12 mm atrofida olinadi. Ko'ndalang sterjenlarni qabul qilingan qadami (oraliq masofasi) to'sinning tayanchga yaqin (oraliqning 1/4) qismida ishlatiladi, to'sinning qolgan qismida ko'ndalang sterjenlar qadami $S \leq 3/4 h$ bo'ladi.

Yopmani armaturalash. Ikkinchi darajali va asosiy to'sinlar, odatda ikkita karkas bilan armaturalanadi. Bu karkaslar ularni o'rnatishdan oldin qolibda keng fazoviy karkasga birlashtiriladi.



10.7–rasm. Ikkinchi darajali to‘sinni armaturalash

Asosiy to‘singa ba‘zan uchinchi karkas qo‘yiladi. Shuni ham hisobga olish kerakki, bu karkas yoki sterjenlarning bir qismi, M epyuraga muvofiq ustun qirrasiga etkazilmasdan uzib tashlanadi. Ikkinchi darajali to‘sinning karkasi asosiy to‘sin qirrasiga etkazib qo‘yiladi. U joyga qo‘shimcha karkas yoki to‘r o‘rnatiladi. Tayanch yaqinidagi asosiy to‘sin alohida karkaslar bilan armaturalanadi. Bu karkaslar kolonnalarning karkaslaridan o‘tkaziladi.

Plitaning ish armaturasi bo‘ylamasiga joylangan o‘ramli sim to‘rlar bilan armaturalanadi. Bunda to‘r ustki zonada (momentlarning miqdori nolga teng bo‘lgan zonada) tayanch o‘qidan $0,25l$ masofaga kiritiladi. Oxirgi oraliqlarda asosiy to‘rga qo‘shimcha to‘r qo‘yiladi. U keyingi oraliqda $0,25l$ masofada kiritib qo‘yiladi (4–rasm). Ish sterjenlarining diametri 6 mm va undan ortiq bo‘lganda to‘rlar bilan alohida–alohida armaturalanadi (48–rasm).

A_s ning topilgan qiymatiga qarab, ishchi armaturaning soni va diametri aniqlanadi. Armatura karkaslarining soni kesimning kengligiga bog‘liq: agar $b_{vt.b} < 15$ sm bo‘lsa – 1 ta karkas, $b_{vt.b} = 15–25$ sm bo‘lsa – 2 ta karkas, $b_{vt.b} > 25$ sm bo‘lsa – 3 ta

karkas o'rnatiladi. Odatda, har bir karkas bitta yoki ikkita ishchi sterjenga ega bo'ladi. Yassi karkaslar hosil qilish uchun yuqori zonaga diametri ishchi sterjen diametrining yarmidan kichik bo'lmagan montaj sterjenlari payvandlanadi, ikkinchi darajali to'sinlarining oraliq tayanchlariga yaqin qismlari simto'rlar bilan armaturalanadi (4-rasm). Yassi karkaslarning yuqori qismiga qo'yilgan armaturalar yuzasining etarliligini tekshirish uchun kesim manfiy moment M_5 ta'siriga hisoblanadi.

Yassi temirbeton oraYopmalar. Umumiy mulohazalar. Bino va inshootlarning qurilish konstruksiyalarini loyihalashda material va konstruktiv sxema tanlash asosiy masalalardan biri hisoblanadi. Buning uchun material va mehnat sarfi, qurilish muddatlari kabi me'yorlarni hisobga olgan holda konstruksiyalarning mumkin bo'lgan variantlarining texnik-iqtisodiy ko'rsatkichlari solishtiriladi. Turli materiallardan tayyorlangan muayyan konstruksiya variantlarini solishtirish asosida temirbeton konstruksiyalar eng ma'qul ekanligi ma'lum bo'lishi mumkin.

To'sinli yig'ma oraYopmalar. Temirbeton oraYopmalar sanoat va fuqaro binolarining muhim konstruktiv elementlaridan biri hisoblanadi. Konstruktiv sxemasi va tayyorlash texnologiyasi jihatidan barcha oraYopmalar quyidagicha sinflanadi:

1. To'sinli temirbeton oraYopmalar: a) to'sinli (panelli) yig'ma; b) to'sinli plitalari bo'lgan qovurg'ali Yaxlit, v) konturi bo'ylab tiralgan plitali qovurg'ali Yaxlit oraYopmalar;
2. To'sinsiz temirbeton oraYopmalar: a) to'sinsiz yig'ma; b) to'sinsiz Yaxlit oraYopmalar.

To'sinsiz oraYopmalar ham to'sinli oraYopmalar kabi yig'ma-Yaxlit qilib qurilishi mumkin.

To'sinli oraYopmalarning tarkibidagi plita bir yoki ikki yo'nalishlarda joylashgan to'sinlarga tiraladi. Tayanch konturi tomonlarining nisbatiga bog'liq holda, qovurg'ali oraYopmaning plitasi katta oraliq l_2 ning kichik oraliq l_1 ga nisbati ko'pi bilan 2 ga teng bo'lganda kontur bo'ylab tiralgan deb hisoblanadi. Plita ikkala yo'nalishda yoki to'sin yo'nalishida ishlaydi.

To'sinsiz oraYopmalarda plita bevosita, to'sinlar va rigellarsiz, ustunlarning o'ziga tiraladi. Shuni ham hisobga olish kerakki, ustunlarda ko'pincha kapitellar (ustunlarning tayanch stvoli bilan gorizonta oraYopma o'rtasidagi yuqori qismi) bo'ladi.

10.5. Ko'p qavatli binolar konstruksiyalarini loyihalash va hisoblash

Ko'p qavatli binolarni hisoblash. Zamonaviy ko'p qavatli binolar turli xil elementlarni o'z ichiga olgan murakkab fazoviy tizimlardan tashkil topadi. Bunday binolarni hisoblashda barcha konstruktiv xususiyatlari, ta'sir etuvchi yuklarning tavsifini e'tiborga olish qiyin masalalardan sanaladi. Tabiiyki, bunday hisoblarni bajarishda loyihachi eng avval EHM ga suyanadi.

Murakkab hisoblarni amalga oshirishda loyihachiga hisobning muhandislik uslublari hamda yordamchi jadvallar ham juda qo'l keladi. Shuningdek hisobning soddalashtirilgan usullari ham mavjud. Masalan, fazoviy tizimni bir necha yassi tizimlarga ajratib, ularning har qaysisini mustaqil ravishda hisoblanadi. Binoning ayrim elementlarida hosil bo'ladigan zo'riqlashlarni taqriban aniqlashda Shu usuldan foydalaniladi, ko'pincha bu usul aniq natijalar beradi.

Ko'p qavatli binolar asosiy va maxsus yuklar ta'siriga hisoblash.

Hisob ustun va rigellarning nisbiy birkliklarini aniqlashdan boshlanadi. Buning uchun, mavjud konstruksiyalarga o'xshatma ravishda, elementning ko'ndalang kesim o'lchamlari belgilanadi. Rigelning kesimini taqribiy hisob asosida, masalan, tayanch momenti orqali aniqlasa ham bo'ladi:

$$M=(0,6\dots0,7)M_o, \quad M_o=(g+v)l_o^2/8, \quad (207)$$

bu yerda g va v – rigelning 1 m ga mos bo'lgan doimiy va muvaqqat hisobiy yuk; l_o – rigelning hisobiy uzunligi. Rigelning ko'ndalang kesimlari:

$$h_o=1,8\sqrt{M/R_b b}; \quad b=(0,3\dots0,4)h. \quad (208)$$

Ustunning ko'ndalang kesimi

$$A_k=(1,2...1,5)N/R_b, \quad (209)$$

bu yerda 1,2. ..1,5–ustunga eguvchi moment ta'sirini hisobga oladigan koeffitsiyent; N – yuk maydoni bo'yicha hisoblangan bo'ylama kuch.

Kesimlar taqribiy usulda tanlangach, ustun bilan rigel kesimlari bir–biriga moslashtiriladi, o'lchamlar birxillashtiriladi. Ustun va rigellarning nisbiy bikrliklari ana Shu qabul qilingan kesimlar bo'yicha hisoblanadi.

Fazoviy rama sinchini muhandislik uslubida hisoblaganda, uni alohida yassi ramalarga ajratiladi. Bino sinchining ko'chishlari odatda kichkina bo'lganligi sababli, kuchlar ta'sirining mustaqilligi qoidasidan foydalanib, har bir rama vertikal va gorizontal yuklar ta'siriga alohida hisoblanadi.

10.6. Ramalarni vertikal yuklar ta'siriga hisoblash

Ko'p qavatli rama yuqori, o'rta va quyi qavatlarni o'zida mujassamlashtirgan uch xil bir qavatli ramalarga ajratiladi (1,b–rasm). Tayyor jadvallardan foydalangan holda har qaysi rama alohida hisoblanadi. Rama rigellaridagi tayanch momentlari quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$M=(\alpha g+\beta v)l^2, \quad (210)$$

bu yerda α va β – oraliqlar soni, yuklanish sxemasi hamda ustun va rigel bikrliklari nisbatiga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent. g va v – 1 m rigelga to'g'ri keladigan doimiy va muvaqqat yuk; l – rigel uzunligi. Ustunlardagi eguvchi momentlar tugunda rigellar tayanchida hosil bo'lgan momentlar farqini ustunning nisbiy bikrligiga mutanosib ravishda taqsim qilish yo'li bilan aniqlanadi. Doimiy va muvaqqat yuklarning turli xil ko'rinishdagi yig'indilari uchun qurilgan eguvchi moment va ko'ndalang kuchlar epyuralari asosida umumlashma epyura ko'riladi va zo'riqishlar qayta taqsimlanadi. Agar rama oraliqlari uchtdan ortiq bo'lsa, rama baribir uch oraliqli deb qaralaveradi.

10.7. Ramalarni gorizontal yuk ta'siriga hisoblash

Ramalarni gorizontal kuchlar (shamol, zilzila) ta'siriga hisoblaganda taqribiy usullardan foydalaniladi. YOyiq gorizontal yuklar rama tugunlariga qo'yiluvchi yig'ik kuchlar bilan almashtiriladi. Ustunlardagi eguvchi momentning nolga teng bo'lgan qiymati, birinchi qavatdan boshqa qavatlarda, ustunning o'rtasida joylashgan deb olinadi. Birinchi qavatda esa (ustun poydevorga mahkam biriktirilgan bo'lsa) nol nuqta balandlikning 2/3 qismida yotadi (3–rasm).

Qavatga ta'sir etuvchi umumiy ko'ndalang kuch

$$Q_i = W_n + W_{n-1} + \dots + W_{i+1} + W_i \quad (211)$$

bo'lib, har bir ustunga ularning bikrligiga mutanosib ravishda taqsimlanadi:

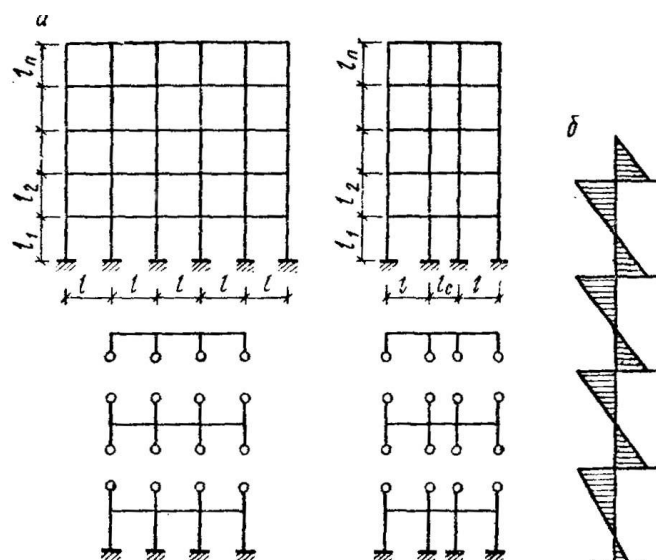
$$Q_k = Q_i B / \sum_i^m B_k, \quad (212)$$

bu yerda V – ustun kesimining bikrligi; t – qavatdagi ustunlar soni.

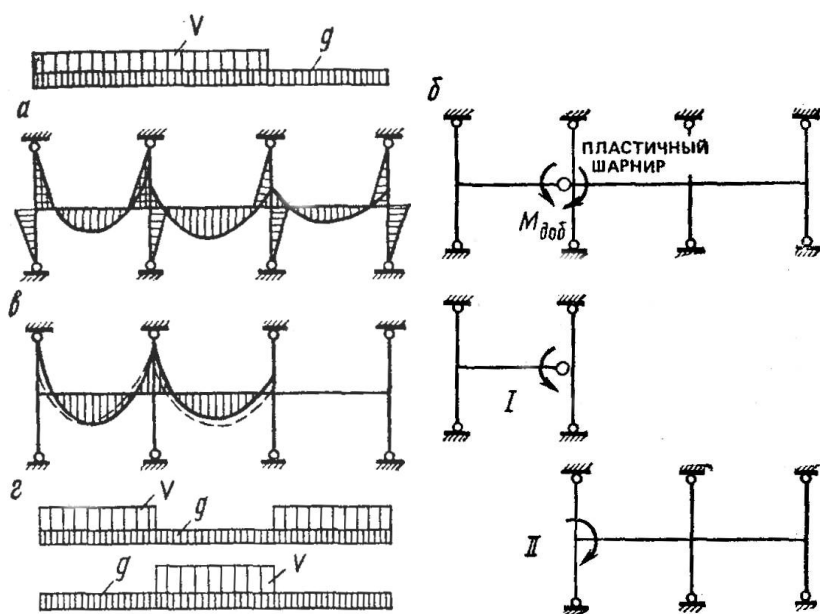
Topilgan ko'ndalang kuchlar asosida barcha qavat ustunlarida (birinchi qavatdan tashqari) hosil bo'ladigan eguvchi momentlar aniqlanadi:

$$M = Q_k h / 2. \quad (213)$$

Birinchi qavatda ustunning ustki M_t va pastki M kesimlarida hosil bo'ladigan eguvchi moment quyidagi formulalardan topiladi:



10.8–rasm. Ko‘p qavatli ramaning hisobiy sxemasi (a) va ko‘p qavatli ustunning momentlar epyurasi (b)

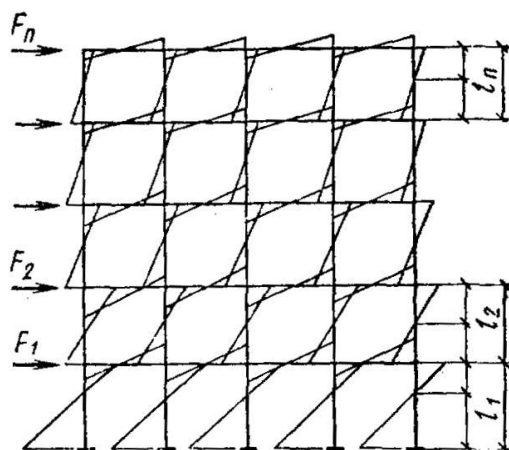


10.9 – rasm. Qo‘p qavatli ramalarni vertikal yuklar ta’siriga hisoblashga doir

$$M_t = Q_k h / 3; \quad M_b = Q_k 2h / 3. \quad (8)$$

Rigellardagi tayanch momentlari tugunlar muvozanatidan aniqlanadi.

Turli xil (doimiy va muvaqqat) yuklar uchun qurilgan eguvchi moment M va ko'ndalang kuchlar Q epyuralari asosida umumlashma epyuralar quriladi, plastik deformatsiyalar hisobiga rigellardagi zo'riqishlar qayta taqsimlanadi; ustun va rigellar hisobi ana Shu qayta taqsimlangan epyuralar bo'yicha bajariladi.



10.10– rasm. Qo'p qavatli ramalarni gorizontal yuklar ta'siriga hisoblashga doir

Rigellar egiluvchi elementlar sifatida normal va og'ma kesimlar bo'yicha hisoblanadi. Ustunlar esa nomarkaziy siqiluvchi elementlar singari hisoblanadi.

Bir qavatli va ko'p qavatli binolarning ustunlari. Bino ustunlari ikki guruhga bo'linadi – krani yo'q binolar (70–rasm, a) va ko'priqli krani bor binolar (70,b,v–rasm). Krani yo'q binolar balandligi bo'yicha bir xil kesimga, krani bor binolar esa kesimi har xil bo'lgan ustunlarga ega. Bundan tashqari ular kran osti to'sinlarni mahkamlash uchun konsolga ega.

To'g'ri to'rtburchakli va ko'shtavr kesimli ustunlar eng ko'p tarqalgan. Kran usti qismida ustun kesimi balandligi quyidagicha qabul qilinadi: o'rta ustunlar uchun 60 yoki 80 sm, chetkilari uchun – 40...60 sm.

Ustunlardagi kuchlar ko'ndalang rama hisobidan aniqlanadi. U ustunlar bilan bika va rigellar bilan sharnirli biriktirilgan tizimni tashkil qiladi.

Bo'ylama kuchning eksentrisiteti ozgina bo'lganda ustun kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklida qabul qilinadi. Moment qiymati katta bo'lganda ko'ndalang

kesim o'lchamlari moment ta'sir qiladigan tekislikka cho'ziladi. Bunday hollarda to'g'ri to'rtburchakli, qo'shtavr va sh. o'. kesimlar qabul qilinadi. Ustun kesimi o'lchamlari 500 mm dan kichik bo'lsa 50 mm ga karrali, 500 mm dan katta bo'lsa 100 mm ga karrali qilib Yaxlitlanadi.

Beton siqilishga yaxshi qarshilik ko'rsatgani uchun, siqiladigan elementlarga yuqori sinfli betonni qo'llash yaxshi samara beradi. Bo'ylama armaturalar sifatida A–III sinfli, ko'ndalang armaturalar sifatida B–I va A–I sinfli armaturalar ishlatiladi. Bo'ylama armaturalar diametrini imkoni boricha katta (12–40 mm) olinadi, chunki unda sterjenlar kam egiluvchan bo'ladi. Juda ko'p yuk ko'taruvchi ustunlarda katta diametrli sterjenlar va sinfi V20–V30 dan yuqori bo'lgan beton ishlatiladi.

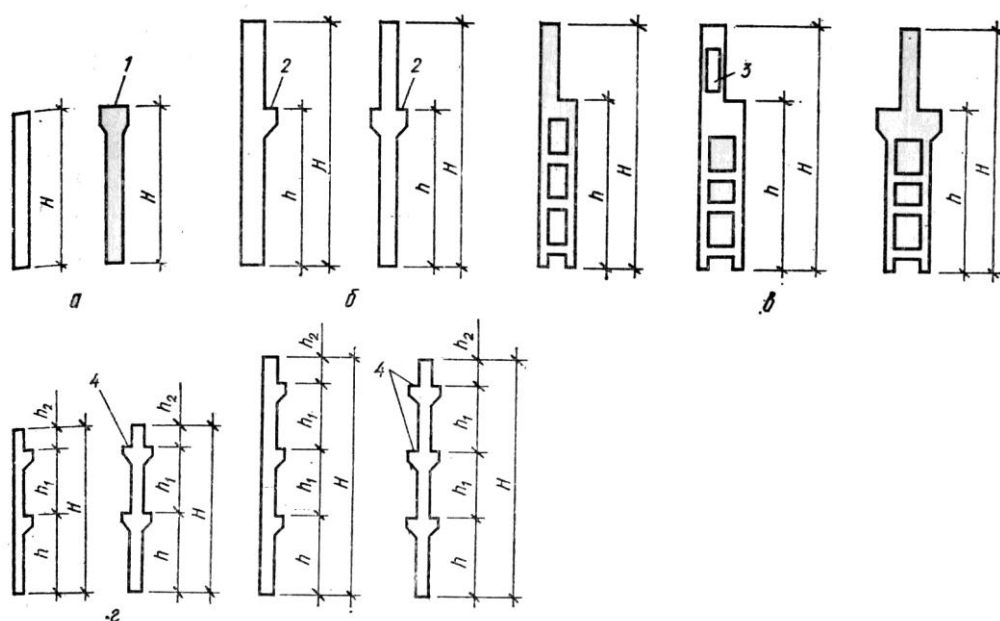
Ko'ndalang kesimda bo'ylama armaturalar element yuzasiga yaqin himoya qatlamga amal qilgan holda joylashtiriladi. Bo'ylama sterjenlar orasidagi masofa sterjen diametridan kam bo'lmasligi kerak va 30 mm dan katta olinadi. Agar sterjenlar betonlash davrida tik holatda joylashgan bo'lsa, betonni yotqizish qulay bo'lishi uchun ular orasidagi masofa 50 mm gacha kattalashtiriladi.

Bir qavatli sanoat binolarining ustunlari Yaxlit (kesimi to'g'ri burchakli yoki qo'shtavrli) va ikki tomoni ochiq (ikki tarmoqli) qilib ishlanadi. YUk ko'tarishi 30 t gacha bo'lgan kranlari bor binolarga Yaxlit ustunlar (70–rasm), kranlarining yuk ko'tarishi 30 t dan ortiq bo'lgan binolarga ikki tomoni ochiq ustunlar ishlatiladi.

Ustunlarda to'g'ri burchak shaklidagi ko'ndalang kesim tomonlarining nisbati 1,5 dan 3 gacha bo'ladi. Ikki tarmoqli ustunlarda kran usti qismining ko'ndalang kesimi Yaxlit to'g'ri burchakli, kran osti qismi esa tarmoqlarining o'qlari o'rtasidagi masofa (kranning yuk ko'tarishiga bog'liq holda) 0,7 ... 1,5 m bo'lgan ikki to'g'ri burchak shaklidagi kesim tarzida olinadi. Hovonlar har 2–3 m ga o'rnatiladi. Ikki tarmoqli ustunlar poydevorda ikkita alohida stakan tarzida ishlanadi.

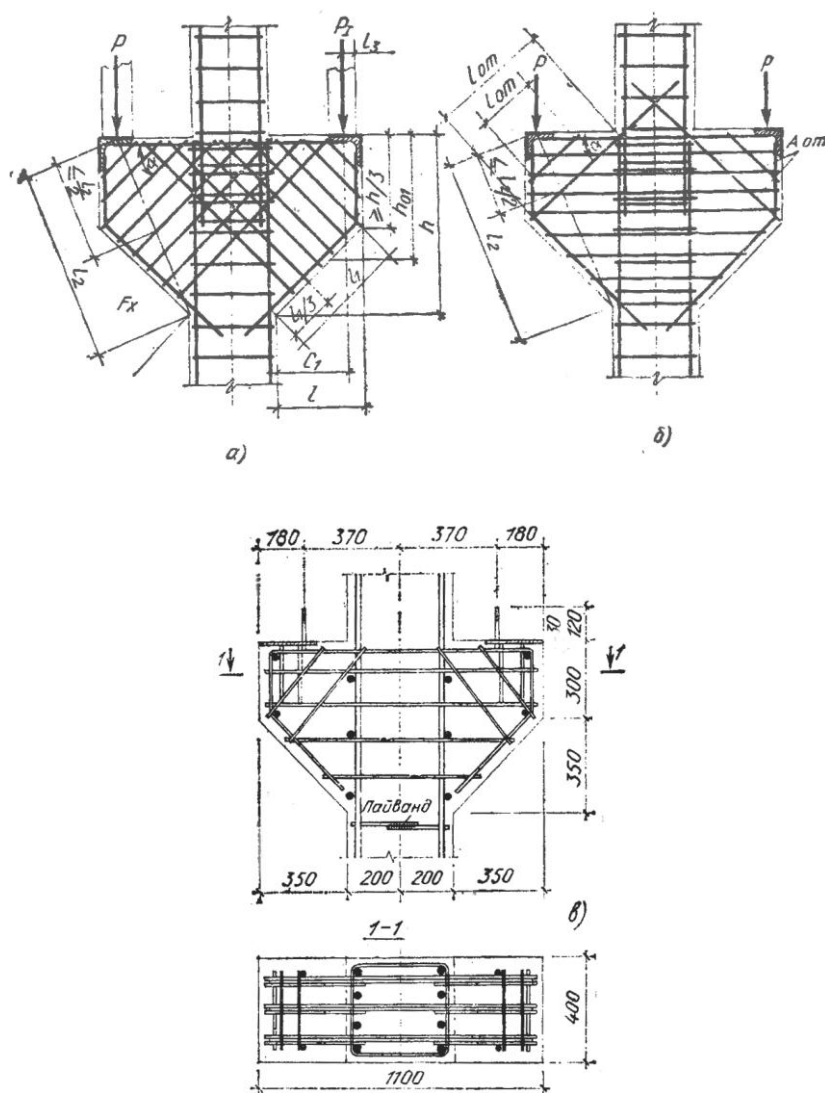
Ko'ndalang kesimda bo'ylama armaturalar element yuzasiga yaqin himoya qatlamga amal qilgan holda joylashtiriladi. Bo'ylama sterjenlar orasidagi masofa sterjen diametridan kam bo'lmasligi kerak va 30 mm dan katta olinadi. Agar sterjenlar betonlash davrida tik holatda joylashgan bo'lsa, betonni yotqizish qulay bo'lishi uchun, ular orasidagi masofa 50 mm gacha kattalashtiriladi.

Yig'ma ustunlar xili



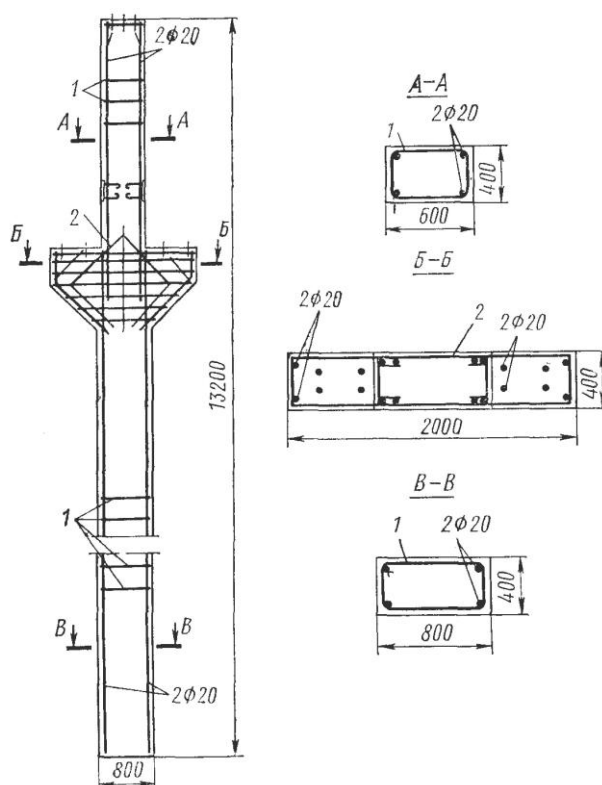
10.11–rasm. Yig'ma ustunlar xili: a – bir qavatli kransiz binolarning prizma shaklidagi Yaxlit kesimli; b–ko'prik krani bilan jixozlangan bir qavatli binolar uchun pog'onali Yaxlit kesimli; v – xuddi Shunday, ikki tarmoqli; g – ko'p qavatli bino uchun Yaxlit kesimli; 1, 2, 4 – qavatlar arooraYopmalarning tegishlicha rigeli, kran osti to'sini va stropila to'sinlarining tayanish uchun konsollari; 3 – o'tkazish joyini qurish uchun teshik.

Ustunlarning konsollarini armaturalash. Bir qavatli sanoat binolarining ustunlari Yaxlit (kesimi to'g'ri burchakli yoki qo'shgavrli) va ikki tomoni ochiq (ikki tarmoqli) qilib ishlanadi. Yuk ko'tarishi 30 t gacha bo'lgan kranlari bor binolarga Yaxlit ustunlar (10.11–rasm), kranlarining yuk ko'tarishi 30 t dan ortiq bo'lgan binolarga ikki tomoni ochiq ustunlar ishlatiladi. Ustunlar konsollarini armaturalashning turli variantlari 10.10 va 10.11–rasmlarda berilgan.



10.12–rasm. Ustunlarning konsollarini armaturalash: *a* – payvand qilingan karkas bilan; *b* – qiya xomutlar bilan; *v* – bukilgan sterjenlar va gorizontal xomutlar bilan

Ko‘priksimon kranlari (osma transportli yoki usiz) bo‘lmagan bir qavatli baland ishlab chiqarish binolarida so‘nggi yillarda A–III sinfdagi po‘latdan yasalgan, bo‘ylama armaturali, B60 gacha sinfli betondan tayyorlangan, kesimi to‘g‘ri burchakli, oldindan zo‘riqqan ustunlar ishlatilmoqda. Bunday ustun kesimining balandligi (0,5...0,8 m), ustunning balanlligi (10...14,4 m) binoning oralig‘i (18.. .30 m) va ustunlarning qadami (6 yoki 12 m)ga bog‘liq holda olinadi.



10.13–rasm. To‘g‘ri to‘rtburchakli nomarkaziy siqilgan ustun kesimini armaturalash namunasi (mm): 1–xomutlar D6, qadami 300; 2–xomutlar D8,

Qadami 150 Ko‘ndalang armatura o‘rnida o‘ramining qadami 500 mm li spiraldan foydalaniladi. Bunday ustunlar oddiylari (zo‘riqmaganlari)ga qaraganda bahosi jihatdan (10%ga) va po‘lat sarfiga ko‘ra (40%ga) tejimli bo‘ladi.

Oldindan zo‘riqtirishdan foydalanish 4–5 qavatlargacha balandlikdagi ko‘p qavatli binolarning ustunlarini tayyorlashga imkon beradi. Bunda tutashish joylari bo‘lmاسligi, karkasning montaj ishlari tezlashishi, po‘lat sarfi kamayishi, ya‘ni salmoqli iqtisodiy samara olinishi va binoning foydalanish sifatlari yaxshilanishi mumkin. Oldindan zo‘riqtirish miqdori ustunga uni tayyorlash, tashish va montaj qilishda ta’sir ko‘rsatuvchi zo‘riqishlar, betonda Yoriqlar ochilishiga yoki paydo bo‘lishiga hisob qilib belgilanadi.

Xorijiy mamlakatlarda oldindan zo‘riqqan Shu jumladan 5–7 va undan ham ortiq qavatlar balandligiga «qirqimsiz ustunlar»dan (tutashish joylarisiz) ko‘tariladigan elementlardan yig‘iladigan ko‘p qavatli binolar qurish keng tarqalgan. Ana shunday ko‘p qavatln ommabop binolar AQSH da qurilmoqda.

Foydalanilgan adabiyotlar

1. Arthur Nilson, David Darwin, Charles Dola. Design of Concrete Structures 14th Edition. USA 2010.
2. Asqarov B.A., Nizomov Sh.R., Temirbeton va tosh-g'isht konstruksiyalari. T., Iqtisod-moliya, 2008.
3. Nizomov Sh.R., Yusufxo'jayev S. A. Qurilish konstruksiyalari hisobi asoslari. T., 2014.

Qo'shimcha adabiyotlar

4. *Mirziyoev Sh.M.* Tanqidiy tahlil, qat'iy tartib-intizom va shaxsiy javobgarlik – har bir faoliyatining kundalik qoidasi bo'lishi kerak. T.: “O'zbekiston” 2017 yil 102 b.
5. *Mirziyoev Sh.M.* Qonun ustuvorligi va inson manfaatlarini ta'minlash – yurt taraqqiyoti va xalq farovonligining garovi. T.: “O'zbekiston” 2016 yil 47 b.
6. *Mirziyoev Sh.M.* Buyuk kelajagimizni mard va olijanob xalqimiz bilan birga quramiz. T.: “O'zbekiston” 2016 yil 486 b.
7. Байков Б.И., Сигалов Э. Железобетонные конструкции. Общий курс. М., Стройиздат. 1991
8. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций., М., Высшая школа, 1989
9. QMQ 2.03.01-96. Beton va temirbeton konstruksiyalari. DAQQ, T., 1996
10. Под ред. Шагина А.Л. Реконструкция зданий и сооружений. М., Высшая школа, 1997
11. QMQ 2.01.03-96. Seysmik rayonlarda qurilish. DAQQ, T., 1996.
12. QMQ 2.01.07-97. Yuklar va ta'sirlar. DAQQ, T., 1997.

Internet saytlari

13. www.ziyonet.uz
14. <http://www.twirpx.com/file/149408/>
15. <http://www.twirpx.com/file/181772/>
16. <http://www.twirpx.com/file/79910/>
17. <http://www.twirpx.com/file/841467/>
18. <http://www.lidermsk.ru/documents/105/>