



Salixanov S.S.

TRANSPORT INSHOOTLARINI LOYIHALASH VA QURISH

I

KO'PRIKLARNI LOYIHALASH VA HISOBLASH





Salixanov Saidxon Salixanovich -

texnika fanlari nomzodi, dotsent,
transport inshootlarini loyihalash
va qurish sohalarida taniqli olim,
30 dan ortiq ilmiy maqolalar,
darslik va o'quv qo'llanmalar muallifi.
Toshkent temir yo'l muhandislari
Institutida ishlaydi.

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

Salixanov S.S.

**TRANSPORT INSHOOTLARINI
LOYIHALASH VA QURISH**

1

KO‘PRIKLARNI LOYIHALASH VA HISOBLASH

*O‘zbekiston Respublikasi oliy va o‘rta maxsus ta‘lim vazirligi
tomonidan transport inshootlarini loyihalash
va qurish masalalari bilan
shug‘ullanadigan, qurilish sohasiga ixtisoslashgan oliy o‘quv yurtlari
va fakultetlarining talabalari uchun o‘quv qo‘llanma sifatida tavsiya
etiladi*

Toshkent – 2019

UDK 624. 139:625(075.08)

S 26

KBK 39.311 ya 73

Transport inshootlarini loyihalash va qurish (I-qism). S.S. Salixanov.
O'quv qo'llanma. Toshkent, «Complex Print» nashriyoti, 2019. – 428 b.

Taqrizchilar: A.A. Ashrabov – t. f. d., prof., (TAYLQEI)
U. Z. Shermuhamedov – t.f.n., dots. (ToshTYMI)

Mazkur o'quv qo'llanmada temirbeton va metall ko'priklarni loyihalash masalalari, temirbeton ko'priklarni hisoblashning asosiy qoidalari, uslublari va usullari, ularning oraliq qurilmalarini hisoblash misollari keltirilgan.

O'quv qo'llanmada, shuningdek, ko'priklarning chetki va oraliq tayanchlarini hisoblash qoidalari, temiryo'l va avtoyo'l ko'priklari oraliq va chetki tayanchlaridagi zo'riqishlarni aniqlash, ularning kesimlarini hisoblash, bundan tashqari, ko'prik tayanchlarining poydevorlarini hisoblash masalalari bir qancha misollarda bayon etilgan.

O'quv qo'llanma transport inshootlarini loyihalash va qurish masalalari bilan shug'ullanadigan, qurilish sohasiga ixtisoslashgan oliy o'quv yurtlari va fakultetlarining talabalari uchun mo'ljallangan, shuningdek undan ko'priksozlik sohasida faoliyat olib boruvchi loyihalash tashkilotlari va ilmiy amaliyot olib boradigan mutaxassislar ham foydalanishlari mumkin.

O'zbekiston Respublikasi Oliy va o'rta maxsus ta'lim vazirligi tomonidan o'quv qo'llanma sifatida tavsiya etilgan (Grif 274-238).

Rasmlar - 100; jadvallar -39; adabiyotlar -28; internet saytlari -7.

ISBN 978-9943-5165-0-2

© Toshkent, «Complex Print» nashriyoti, 2019

© Salixanov Saidxon Salixanovich, 2019

TRANSPORT INSHOOTLARINI LOYIHALASH VA QURISH

O'quv qo'llanma. I-qism

KO'PRIKLARNI LOYIHALASH VA HISOBLASH

ANNOTASIYA

Mazkur o'quv qo'llanmada temirbeton va metall ko'priklarni variant uslubi bo'yicha loyihalash, temirbeton ko'priklarni hisoblashning asosiy qoidalari, uslublari va usullari ko'rib chiqilgan, oraliq qurilmalarni hisoblashning bir qator misollari keltirilgan.

O'quv qo'llanmada, shuningdek, ko'priklarning chetki va oraliq tayanchlarini hisoblash qoidalari, temiryo'l va avtoyo'l ko'priklari oraliq va chetki tayanchlaridagi zo'riqishlarni aniqlash, ularning kesimlarini hisoblash, bundan tashqari, ko'prik tayanchlarining poydevorlarini hisoblash masalalari bir qancha misollarda bayon etilgan.

Mazkur o'quv qo'llanma oily o'quv yurtlarining bakalavriyat va magistratura talabalari uchun mo'ljallangan bo'lib, ko'priksozlik sohasida faoliyat olib boruvchi loyihalash tashkilotlari va ilmiy amaliyot olib boradigan mutaxassislar tomonidan ham foydalanilishi mumkin.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Учебное пособие. Часть I

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ МОСТОВ

АННОТАЦИЯ

В настоящем учебном пособии рассмотрены вариантное проектирование железобетонных и металлических мостов, основные правила, методы и способы расчета железобетонных мостов, приведен ряд примеров расчета пролетных строений.

Также, в учебном пособии изложены правила и способы расчета, определение усилий, расчет сечений, а также расчет фундаментов промежуточных и береговых опор железнодорожных и автодорожных мостов, приведен ряд примеров расчета опор.

Учебное пособие предназначено для студентов бакалавриата и магистратуры высших учебных заведений, профессорско-преподавательского состава, а также может служить пособием для проектировщиков и специалистов в области мостостроения.

DESIGN AND CONSTRUCTION OF TRANSPORT FACILITIES TUTORIAL. PART I

DESIGN AND CALCULATION OF BRIDGES

ANNOTATION

This tutorial discusses the variant design of reinforced concrete and metal bridges, the basic rules, methods and methods of calculating reinforced concrete bridges, provides a number of examples of the calculation of spans.

Also, the training manual outlines the rules and methods of calculation, determination of efforts, calculation of sections, as well as calculation of the foundations of intermediate and coastal supports of railway and road bridges, a number of examples of calculation of supports are given.

The manual is intended for undergraduate and graduate students of higher educational institutions, faculty, and can also serve as a manual for designers and specialists in the field of bridge building.

Kirish

O'zbekiston Respublikasi temir va avtomobil yo'llari, ayniqsa oxirgi yillarda, jadallik bilan rivojlanib bormoqda va dunyo transport logistika tizimining asosiy xududiy qismiga aylanmoqda. Ushbu transport magistralarining qurilishi ko'plab sun'iy inshootlarning, shu jumladan, ko'priklar, yo'l o'tkazgichlarni va boshqa muhandislik qurilmalarini bunyod qilishni taqazo etadi.

Temir va avtomobil yo'llaridagi insho etilgan ko'priklarning 70-80% ni qurishda temirbeton qo'llanilgan bo'lib, u hozirgi paytgacha o'zining texnik va iqtisodiy ko'rsatkichlari bo'yicha asosiy konstruksion materiallardan biri bo'lib qolmoqda.

Ushbu o'quv qo'llanmada temirbeton ko'priklarning turli oraliq qurilmalari, temirbeton va metall ko'priklarning turli konstruksiyaga ega bo'lgan tayanchlari hisoblarining ketma-ketligi va ayrim o'ziga hos xususiyatlari bayon etilgan. Qo'llanmada keltirilgan oraliq qurilmalar va tayanchlarning konstruksiyalari talabalarga hisob-kitoblar uslublarining turli-tumanligini ko'rsatish maqsadida tanlab olingan. Kurs bo'yicha nazariy bilimlarni o'zlashtirib olgan talaba hisoblar uchun zarur bo'lgan ma'lumotlar jadvallar ko'rinishida keltirilgan ushbu o'quv qo'llanmadan xech qiynalmasdan foydalana oladi. O'quv qo'llanmada keltirilgan hisob-kitoblar misollari O'zbekiston Respublikasi hududida amalda bo'lgan ShNQ 2.05.03-12 "Ko'priklar va quvurlar" normalariga asoslanadi.

Hisoblarning zamonaviy uslublari ko'priklarga ta'sir etayotgan yuklarning ko'p sonli birikmalarini, inshootlarning fazoviy ishini, darzlar paydo bo'lishini, plastik va harorat dnformatsiyalarini, mahalliy yuklarni inobatga olishni talab etadi. Oraliq qurilmalar va tyanchlar konstruksiyalari

hisoblarini aniq ,fazoviy uslublar bilan amalga oshirish kompyuter dasturlarini qo‘llashni taqazo etadi. Lekin, ayni paytda, ularning qo‘llanishi xech qachon ushbu konstruksiyalarning taxminiy hisob-kitoblari roli va ahamiyatini kamaytirmaydi. Kompyuter dasturlari yordamida amalga oshirilgan hisoblarni ma’lum bir darajada tekshirib ko‘rish uchun loyihachi hisob-kitoblarni an’anaviy uslublarda amalga oshirishni bilishi albatta zarurdir.

Ushbu o‘quv qo‘llanma 8 bobdan va ilovalardan iboratdir. Birinchi va ikkinchi boblarda ko‘priklarni loyihalash ishlarining ketma-ketligi, konstruksiyalashning umumiy masalalari, variant loyihalashda ishlar xajmini aniqlash keltirilgan.

Uchinchi bobda temirbeton ko‘priklar konstruksiyalarini hisoblash haqida umumiy ma’lumotlar, ularni hisoblashning chegaraviy holatlar uslubi bayon etilgan, materiallarning xarakteristikalarini keltirilgan.

To‘rtinchi bobda avtoyo‘l temirbeton ko‘prigining oraliq qurilmalarini hisoblash misollari keltirilgan.

Beshinchi, oltinchi, ettinchi va sakkizinchi boblarda temiryo‘l va avtoyo‘l ko‘priklarining tayanchlarini hisoblash uslublari bayon etilgan va bir qancha hisoblash misollarida yoritilgan. Ushbu misollarda temiryo‘l va avtoyo‘l ko‘priklarining oraliq va chetki tayanchlaridagi zo‘riqlashlarni aniqlash, tayanchlar kesimlarini mustahkamlikka, turg‘unlikka hisoblash, tekis va chuqur siljishga qarshi tekshirish masalalari ko‘rib chiqilgan.

O‘quv qo‘llanmaning ilovasida hisob-kitoblar uchun zarur bo‘lgan ma’lumotlar jadval ko‘rinishida keltirilgan bo‘lib, bu hisoblarni amalga oshirish paytida boshqa adabiyotlardan foydalanishga zarurat tug‘dirmaydi.

1-bob. Ko‘priklarni loyihalash

1.1. Umumiy qoidalar

Ko‘prikning konstruktiv sxemasini loyihalashda uning bosh o‘lchamlarini belgilash, oraliq qurilmalarning eng maqbul uzunliklarini asoslash, zamin va tayanchlarning, oraliq qurilmalar sistemalarining, tayanchlar va oraliq qurilmalar materiallarining eng ratsional turlarini tanlab olish kompleks muxandislik masalasidir. Ushbu masalani to‘g‘ri echish inshootning texnik-iqtisodiy ko‘rsatkichlariga va, asosan, ko‘priq qurilish narxiga, uning ishonchliligiga, uni ekspluatatsiya qilish qulayligiga va tashqi ko‘rinishiga katta ta’sir ko‘rsatadi.

Daryolar ustidan ko‘priq kechuvlarini loyihalashda, odatda, ko‘priq ostidagi suvning hisobiy sarfini o‘tkazishni ta’minlaydigan jonli kesimga asoslaniladi. Ko‘prikning sof oralig‘i suvning yuqori sathi gorizonti bo‘yicha o‘lchanadi. Ushbu kattalik o‘zanning konfiguratsiyasini, oqimning siqilish koefitsientini, ruxsat etilgan yuvilishni va qayirlardagi gruntning kesilishini hisobga olgan holda tayanchlar orasidagi sof oraliqlar yig‘indisidan iborat bo‘ladi. Yuvilish koefitsientlarini va gruntlarni qirqish yuzalarini normalar ruxsat etgan chegaralarda o‘zgartirib ayni bir ko‘priq o‘tuvi uchun turli o‘lchamlarni, sof oraliqlarni olish mumkin. Maqsadga eng muvofiq variantni tanlab olishda ko‘prikning sof oralig‘ini qisqartirish uning umumiy uzunligini kamaytiradi, lekin ayni paytda ko‘priq ostidagi suv oqimining tezlashishi oqibatida tayanchlar atrofida gruntning yuvilish chuqurligi kattalashib ketadi. Bu hol tayanchlar zamini konstruksiyasini murakkablashishiga va qimmatlashishiga olib keladi. Bundan tashqari, bunday hollarda ancha murakkab va qimmat oqimni yo‘naltiruvchi dambalar (to‘g‘onlar) qurishga ham to‘g‘ri keladi.

Estakada, viaduk va yo‘l o‘tkazgichlar kabi ko‘priksimon inshootlarni loyihalashda, odatda, ularning umumiy uzunligi loyihalash topshirig‘ida berilgan bo‘ladi. Ularning umumiy uzunligi umumiy planirovka mulohazalaridan (shahar estakadalari va yo‘l o‘tkazgichlari) yoki joyning reliefi va balandligi katta bo‘lgan yaqinlashuv ko‘tarmasi va ko‘prik konstruksiyasining narxlarining nisbati bilan aniqlanadi (viaduklar uchun).

Ko‘prik inshootining konstruksiyasini loyihalash, odatda, uning bir qator bo‘lishi mumkin bo‘lgan variantlarini ishlab chiqishdan boshlanadi. Variantlarni ularning texnik-iqtisodiy ko‘rsatkichlari bo‘yicha o‘zaro taqqoslab, berilgan mahalliy sharoitlar uchun inshootning maqsadga eng muvofiq varianti tanlab olinadi.

Hozirgi paytda, ko‘priklarni loyihalashda, ushbu inshootining variantlarini ishlab chiqish va ularni o‘zaro taqqoslab eng to‘g‘ri qaror qabul qilishning birdan-bir uslubidir. Ko‘prik konstruksiyalarini tanlashga ta’sir qiladigan faktorlar (omillar) shunchalik ko‘p sonliki, odatda, berilgan mahalliy sharoitlar uchun inshootning qanday sxemasi eng ratsional bo‘lishiga to‘g‘ridan to‘g‘ri javob olishning iloji bo‘lmaydi. Shu sababli, bir vaqtning o‘zida ko‘prik konstruksiyasining bir necha variantini ishlab chiqishga to‘g‘ri keladi. Bunda ushbu konstruksiyalarning sxemalari, bir tomondan, mahalliy sharoitlardan (geologik, gidrologik, kema qatnovi, ishlab chiqarish va boshqa) kelib chiqib tamoman mantiqiy mulohazalar asosida qabul qilinadi, boshqa tomondan esa, u yoki bu konstruktiv qaror mutahassislarning ijodiy tashabbusi asosida qabul qilinadi.

Shunday qilib, ko‘prik variantlari konstruktiv sxemalarini tuzish ko‘p tomondan ijodiy akt (hodisa) hisoblanadi, ammo ba’zida ixtiro elementlarini ham o‘z ichiga olishi mumkin.

Aytib o'tish kerakki, variant loyihalashning ba'zi masalalarini (masalan, eng maqbul oraliq uzunligini, qatnov yuqoridan bo'lganda oraliq qurilmalar bosh to'sinlarining ratsional sonini, fermalar panellarining sonini aniqlash, oraliq qurilmalarning berilgan turi uchun tayanchlar zamini konstruksiyasini tanlash) echish uchun zamonaviy kompyuter dasturlaridan ham foydalanish mumkin bo'ladi.

Ammo, kompyuter dasturlaridan foydalanish ba'zi bir hollarda turli echimlarga keltirishi, ya'ni eng ratsional variantni tanlashda bir qator muammolarga ham olib kelishi mumkin.

Masalan, variant narxi jihatidan eng maqbul bo'lishi mumkin, ammo tanlangan ko'prik konstruksiyasi noyob bo'lgan metallning ko'p sarfini yoki qurilish tashkiloti ega bo'lmagan maxsus montaj qurilmalarini yoki jihozlarini talab qilishi mumkindir. Bunday variant ayniqsa shahar ko'piklari uchun arxitektura talablariga ham javob bermasligi mumkin.

Shunday qilib, kompyuter dasturlaridan foydalanilganda ham odatdagi loyihalash uslublaridan voz kechib bo'lmaydi, chunki unda mahalliy sharoitlarning barcha shartlarini jamlab ma'lumotlar sifatida kompyuter dasturiga kiritishning iloji har doim ham bo'labermaydi.

1.2. Ko'prik variantlarini loyihalash ishlarining ketma-ketligi

Ko'prik konstruksiyasining eng ratsional variantini ishlab chiqish va taqqoslash, eng maqsadga muvofiq echimni topish ishlari quyidagi bosqichlar bo'yicha olib boriladi:

a) *avvalo mahalliy shartlar va talablar (geologik, gidrologik, kema qatnovi, ishlab chiqarish va boshq.) bo'yicha umumiy baholash amalga oshiriladi.*

Mahalliy shartlarni baholash va ularning tahlili konstruksiyalashning asosiy masalalari (kema qatnovi bo'lgan va bo'lmagan oraliqlar tayanchlarining zamini turlarini, poydevorlar konstruksiyalarini, ko'priknining o'zan va qayir qismlari oraliq qurilmalari tizimlarini, ko'priknining ko'tarmalar bilan birlashadigan tayanchlari konstruksiyalarini tanlab olish) bo'yicha umumiy qarorlar qabul qilish uchun lozim bo'ladi.

b) *ko'priknining variantlari ishlab chiqiladi va uning bosh o'lchaamlari aniqlanadi.* Oraliq qurilmalar va tayanchlarning berilgan shartlarda qo'llash mumkin bo'lgan turlari aniqlab bo'lingandan so'ng ko'priknining konstruksiyasi variantlari tuziladi va ularning har bir oraliq qurilmalari va tayanchlarining taxminiy bosh o'lchamlari (oraliqlar, to'sinlar yoki arkalar balandligi, tayanchlar va ularning ustqurilmalari kengligi va boshq.) belgilanadi. Bunda variantlarning umumiy sxemalari, oraliqlarga bo'lish, oraliq qurilmalarning ko'ndalang kesimlari, konstruksiyalarning (to'sinlar, fermalar, tayanchlar va boshq.) bo'yicha qarorlar qabul qilishga to'g'ri keladi.

Ko'priknining variantlarining konstruktiv sxemalarini tuzishda oraliq qurilmalar va tayanchlarning tipovoy konstruksiyalari keng qo'llaniladi, ayrim, asoslangan hollarda esa individual qarorlar qabul qilishga to'g'ri keladi.

v) *ko'priknining variantlari baholanadi va ular o'zaro taqqoslanadi.* Bunda har bir variantning iqtisodiy samaraliligi ularning texnik-iqtisodiy ko'rsatkichlari va mahalliy sharoitlarga mos kelishi bilan baholanadi.

Hozirgi paytda variantlar quyidagi asosiy texnik-iqtisodiy ko'rsatkichlari bo'yicha taqqoslanadi:

1) narhi bo'yicha – bunda ko'priklarni qurishning sermehnatliligi va qurilish muddati, hamda ularni ekspluatatsiya qilishdagi narhlarining farqi ham hisobga olinadi;

2) ko'priklarni qurishning sermehnatliligi bo'yicha, ya'ni inshootni qurish uchun kerak bo'lgan ishchi-kunlarining umumiy soni taqqoslanadi;

3) qurilish muddati bo'yicha.

Bundan tashqari, variantlarni taqqoslash paytida quyidagi omillar (faktorlar) ham inobatga olinadi:

- beton va temirbetonning hajmi;
- asosiy va yordamchi konstruksiyalardagi metall og'irligi;
- ko'priknı qurishning soddaligi yoki murakkabligi;
- inshootning tashqi ko'rinishi (shahar sharoitlarida asosiy faktor sifatida qaralishi mumkin);

Eskiz loyihalashda ko'prik variantlari yuqorida ko'rsatilgan uch ko'rsatkich va ko'prikning asosiy konstruksiyalari uchun kerak bo'ladigan qurilish materiallarining sarfi bo'yicha o'zaro taqqoslanadi.

Ko'prikning asosiy variantini tanlab olish texnik-iqtisodiy ko'rsatkichlar va talablarning (iqtisodiy, konstruktiv, ishlab chiqarish, ekspluatatsion va arxitekturaviy) umumiy jamlanmasiga bog'liq bo'ladi.

1.3. Mahalliy sharoitlar va konstruksiyalashning umumiy masalalarini yechish

Ko'prik inshootlarining konstruktiv sxemalari ko'prik o'tuvi joyini xarakterlaydigan quyidagi mahalliy shartlardan kelib chiqib belgilanadi:

- inshoot o'qi bo'yicha bo'ylama profil;
- geologik qirqim;
- gidrologik ma'lumotlar;

- ko‘prikning sof oralig‘i (gidravlik hisoblar asosida aniqlanadi, ko‘prik variantlarini ishlab chiqish bosqichida, odatda, berilgan bo‘ladi);
- ko‘prik osti gabaritlarining talab qilingan o‘lchamlari;
- ko‘prik qatnov qismi gabariti va trotuarlar kengligi; qatnov qismi sathlari.

Alohida olingan mahalliy shartlarni baholash ko‘prikni konstruksiyalash bo‘yicha umumiy hulosalar qilishga imkon yaratadi.

1.3.1. Ko‘prik o‘tuvining bo‘ylama profili

Ko‘prik o‘tuvining o‘qi bo‘yicha tuzilgan bo‘ylama profil daryoning kengligi bo‘yicha eng katta chuqurliklarni joylashishini ko‘rsatadi, kema qatnaydigan daryolarda esa ko‘prik o‘tuvi uzunligi bo‘yicha kemalar qatnovi oraliqlari joylashadigan erlarni tanlash uchun imkoniyat yaratadi.

Bo‘ylama profil, shuningdek, qirg‘oqlarning sathlarini ko‘rsatadi. Qatnov qismining bo‘ylama qiyaligi (simmetrik yoki bir tomonlama) qirg‘oq sathlariga bog‘liq ravishda qabul qilinadi.

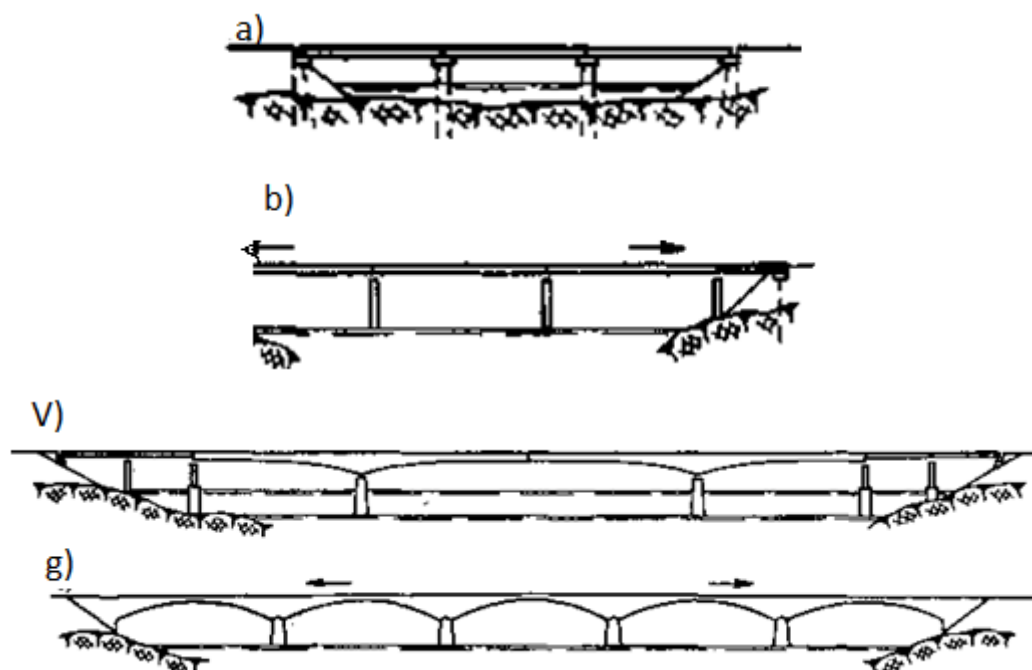
Kema qatnovi uchun mo‘ljallangan oraliqlar daryoning o‘rtasiga joylashtirilganda va qatnov qismi bo‘ylama simmetrik bo‘lganda inshoot simmetrik xarakterga ega bo‘ladi va unda konstruksiyalarning standart elementlarini muvaffaqiyat bilan qo‘llash mumkin (1.2-rasm).

Kema qatnovi uchun mo‘ljallangan oraliqlar daryoning o‘rtasiga nisbatan nosimmetrik joylashganda va, shuningdek, ko‘prik bir tomonlama qiyalikka ega bo‘lganda, inshoot nosimmetrik xarakterga ega bo‘ladi (3.4-rasm).

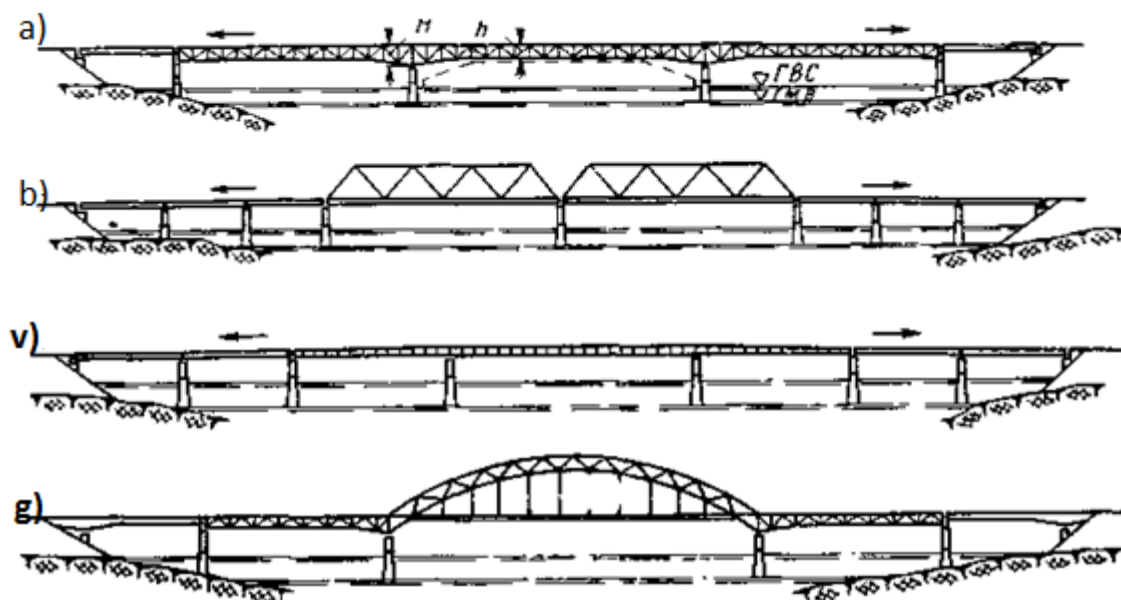
1.3.2. Geologik qirqim

Ko‘prikning o‘qi bo‘yicha qirqim zamin va poydevorlarning mumkin bo‘lgan turlarini, shuningdek, oraliq qurilmalarning mumkin bo‘lgan

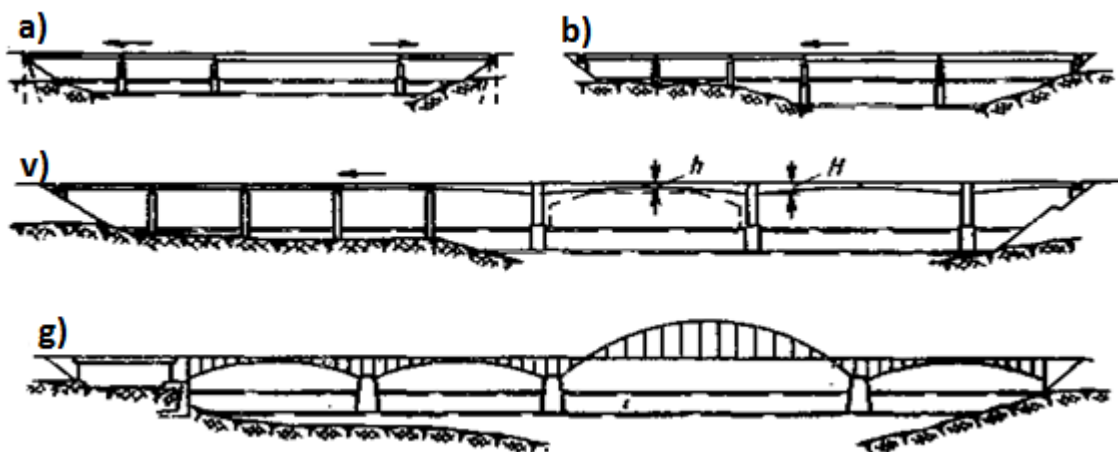
sistemalarini (statik aniq yoki statik noaniq) tanlab olishga imkoniyat beradi.



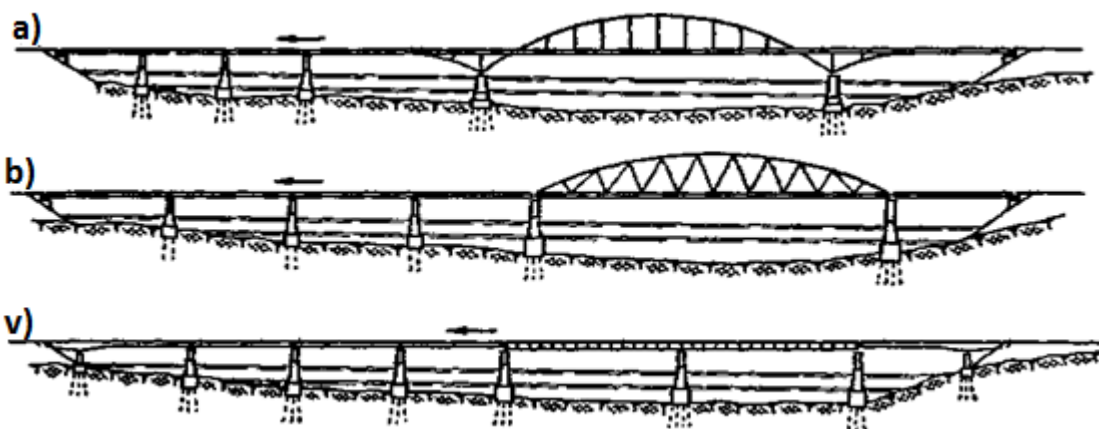
1.1-rasm. Oraliqlari simmetrik joylashgan temirbeton ko‘priklarning sxemalari



1.2-rasm. Oraliqlari simmetrik joylashgan metall ko‘priklarning sxemalari (qirg‘oq oraliq qurilmalari –temirbeton)



1.3-rasm. Oraliqlari nosimmetrik joylashgan temirbeton ko‘priklarning sxemalari



1.4-rasm . Oraliqlari nosimmetrik joylashgan metall ko‘priklarning sxemalari (qirg‘oq oraliq qurilmalari – temirbeton)

Zaminlarni qurishning soddaligi yoki murakkabligi ko‘prik tayanchlarining va, umuman olganda, ko‘prik inshootining narxini belgilab beradi. Shuning uchun zaminlar turini tanlab olish va ularni qo‘llanilayotgan oraliq qurilmalar bilan bog‘lash ko‘prik konstruksiyasi variantlarini tuzishda katta ahamiyat kasb etadi.

Loyihalash amaliyotida ko‘proq uchrab turadigan, turli statik sxemalarda qo‘llaniladigan zaminlar tiplari 1- jadvalda keltirilgan.

Ko‘piklar zaminlarining tipi o‘tish joyining geologik shartlariga ko‘ra konstruktiv talablar va qurilish ishlarini bajarish usullarini hisobga olgan holda tanlanadi. Bunda, hozirgi paytda, katta miqdordagi ishchi kuchlari va

qurilish materiallarini talab etadigan, lekin shunga qaramasdan ekspluatatsiya uchun ishonchli bo'lgan, kesson va tushiriladigan quduqlar ustiga joylashgan chuqur poydevorlarni qo'llamaslikka harakat qilish kerak bo'ladi. Ularning o'rniga uchlari kengaytirilgan temirbeton yoki po'latdan yasalgan quvur ko'rinishidagi qoziqlar, yoki oddiy temirbetondan tayyorlangan, baland yoki past joylashgan rostverkli, chuqur joylashgan qoziqli zaminlar qo'llaniladi. Ushbu qoziqlar vibrotushirgichlar yordamida burab yoyoki burg'ilab tushiriladi. Bulardan tashqari diametri 1 – 3 metr bo'lgan (6 metrgacha), loyli qorishmada vibrotushirgich yordamida yoki burg'ilash yo'li bilan loyihaviy sathga tushiriladigan qoziq-obolochkalar ham qo'llaniladi.

Katta daryolar ustidan o'tuvlarda daryoning kengligi bo'yicha geologik shartlar va ishlarning bajarilish shartlari, odatda, bir hil bo'lmaydi. SHuning uchun o'zan tayanchlarining zaminlari qayir yoki qirg'oq tayanchlari zaminlaridan boshqa tip zaminlar qo'llaniladi. Masalan, o'zandagi tayanchlarning zaminlari baland rostverkli qoziqlarda, qayir yoki qirg'oq tayanchlari zaminlari esa past joylashgan rostverkli qoziqlarda bo'lishi yoki o'zan tayanchlari chuqur joylashgan poydevorlarda, qayir tayanchlari esa qoziqlarda o'rnatilishi mumkin.

1.1- jadval

Yer yuzasidan juda katta chuqurlikda (20-25 m dan katta)	a) osma qoziqlar ustida	Cho'kuvchi bo'lmagan gruntlar	Har qanday to'sinli	Har qanday to'sinli
	b) tushiriladigan quduqlar yoki kessonlar ustiga joylashgan poydevorlar	Cho'kuvchan gruntlar	To'sinli, statik aniq	Har qanday yaxlit devorli to'sinli va statik aniq shaparak fermali

Poydevorning yuqori sathi (obrez), odatda, suvning pastki sathidan (SPS) 0,5 m pastda, suv bo'lmagan joylarda esa grunt yuvilishidan keyingi sathda joylashtiriladi. Kema qatnovi bo'lgan oraliqlarda kemalarning tayanch yaqinidan o'tishi uchun suvning minimal chuqurligi ta'minlanishi kerak.

Daryoning geologik qirqimi poydevorlarning turlarini tanlash bilan birga ularning ostki sathini ham belgilab olish imkoniyatini beradi. Poydevorlarning ostki sathi, odatda, materik gruntining yuqorigi sathidan 0,5-1 metr chuqurlikda joylashtiriladi, bunda grunt qatlamining balandlik bo'yicha taqsimlanishi va uning sifatini doimiyligi inobatga olinishi kerak bo'ladi. Bunda poydevor joylashishi minimal chuqurligining talablariga amal qilish kerak. Tabiiy zaminda joylashgan massiv poydevorlar uchun ushbu chuqurliklar quyida ko'rsatilgan:

Gruntning yuvilishi bo'lmaganda:

qoyatoshli gruntlardan boshqa barcha gruntlarda– 1,0 metr (daryo osti yoki grunt sathidan hisoblaganda);

qoyatoshli gruntlarda – zaminning hisobiy qarshiligi poydevorning bosimidan kam bo'lmagan sathdan boshlab 0,25 metr;

Gruntning yuvilishi bo'lganda:

balandligi 10 metrgacha bo'lgan poydevorlar uchun 2,5 metr va undan katta, umumiy balandligi 10 metrdan katta bo'lgan poydevorlar uchun 5,0 metr va undan katta (gruntning yuvilishdan so'nggi sathidan boshlab).

Bulardan tashqari, ko'pchiydigan gruntlarda (qoyatoshli, shag'alli va yirik qumli gruntlardan tashqari barcha holatlarda) poydevor ostining sathi muzlash chuqurligidan 0,25 metr pastda bo'lishi kerak.

Tayanchlarni aniq loyihalashda past joylashgan qoziqli rostverk qo'llanilsa plitaning gruntga kirish chuqurligi hisob-kitob orqali

aniqlanadi. Eskiz loyihalashda esa, odatda, rostverk plitasining osti grunt yuvilishidan keyingi sathdan 1,5 metrdan kam bo'lmagan chuqurlikka joylashtiriladi.

Baland joylashgan qoziqli rostverk qo'llanilganda rostverk plitasining qalinligi suv osti betoni qatlamini hisobga olmaganda 2 metrdan kam bo'lmasligi kerak.

Suv bilan qoplangan joylarda rostverk plitasining usti SPS gorizontidan 0,5 metr pastda, plitaning osti esa muz gorizontidan muz qalinligi + 0,25 metrdan kam bo'lmagan chuqurlikda joylashtiriladi. Suv bo'lmagan joylarda rostverk plitasining osti quyidagi chuqurliklarda joylashtirilishi kerak:

-katta-katta sinadigan gruntlarda, yirik va o'rta kattalikdagi qumli gruntlarda rostverk plitasining osti har qanday sathda joylashtirilishi mumkin (sharti – ko'rsatilgan gruntlarning qalinligi muzlash chuqurligidan pastda bo'lishi va ular muzlagan paytda bosimli grunt suvlarining bo'lmasligidir);

-gilli, suglinokli, mayda qumli va changli gruntlarda rostverk plitasining osti muzlash chuqurligidan eng kamida 0,25 metr pastda bo'lishi kerak.

Yuvilish chuqurligi tayanch joylashgan erdagi suv chuqurligining foizlari ko'rinishida aniqlanadi. Yuvilish koeffitsienti ko'priksizlikni hisoblash jarayonida aniqlanadi. Yuvilishdan so'ng paydo bo'lgan chuqurlik, odatda, o'sha joydagi yuvilishgacha bo'lgan suv chuqurligining 1,10 - 1,20 barobar qiymatiga teng bo'ladi. Chuqur poydevorlarda yuvilish koeffitsientining qiymati 1,3 – 1,5 gacha etib borishi mumkin. Mahalliy yuvilish voronkasining chuqurligini oqimning tezligiga bog'liq holda taxminan 0,5 – 1,5 metrga teng qabul qilish mumkin.

1.3.3. Hidrologik ma'lumotlar

Suvning pastki sathi (SPS) kemalar qatnovi uchun eng noqulay bo'lgan davrda daryodagi chuqurliklarning joylashishini ko'rsatadi. Bu ko'rsatkichga qarab daryoning kengligi bo'yicha kemalar qatnovi uchun mo'ljallangan oraliqlar joylashtiriladi. Ammo, o'zanlari osonlik bilan yuviladigan daryolarda vaqt o'tishi bilan eng katta chuqurliklarni, shu bilan birga kema qatnovi oraliqlarining ham o'zgarib ketish ehtimolini e'tiborga olish kerak bo'ladi.

SPS bo'yicha, shuningdek, o'zandagi tayanchlarning poydevorlari ustki sathlarini (obrezlarini) joylashishini ham belgilab olish kerak bo'ladi (odatda SPS dan 0,5 metr pastda). Yuqori kema qatnovi gorizonti (YUKQG) bo'yicha ko'prik osti kema qatnovi gabaritlari o'lchanadi. Suvning yuqori sathi (SYUS) bo'yicha ko'priknings sof oralig'i kengligi o'lchanadi.

Muz oqimi gorizontini va uning jadalligini tayanchlar konstruksiyasini to'g'ri tanlab olish uchun bilish zarur. Masalan, balandligi katta bo'lgan tayanchlarning muz oqimi gorizontidan yuqoridagi qismini engil konstruksiyali (ustunli) qilib loyihalash mumkin. Muz oqimi jadalligi kichik yoki muz oqimi umuman yo'q bo'lganda va ko'priknings balandligi katta bo'lmaganda, qoziqli, ustunli yoki bir ustunli tayanchlarni qo'llash mumkin bo'ladi.

1.3.4. Ko'priknings sof oralig'i va uzunligi

Suvning yuqori sathi (SYUS) gorizonti bo'yicha ko'priknings sof oralig'i ko'priknings qatnov qismi bo'yicha umumiy uzunligi L_0 ni belgilab beradi:

$$L_0 = L + \Sigma b + l_{k(chap)} + l_{k(o'ng)} + 2 \times 1,0 \text{ m}$$

bu yerda L – talab etilgan sof oraliq;

Σb – SYUS bo'yicha oraliq tayanchlar qalinligi yig'indisi;

$l_{k(chap)}$ va $l_{k(o'ng)}$ – SYUS bo'yicha ko'tarma konuslarining qalinligi;

1,0 metr – konstruksiyaning yaqinlashuv ko'tarmalari konuslari ichiga kirgan qismi.

Ko'tarma konuslarining qalinligi ularning qiyaligi kattaligiga bog'liq bo'ladi va quyidagicha qabul qilinadi: balandligi 6 metrgacha bo'lganda va suv bosmaganda – $1 : 1,25$ va undan pastda $1 : 1,5$; suv bosadigan joylarda qiyalik $1 : 1,5$ dan qiyaroq bo'lmasligi kerak.

1.3.5. Ko'priklar va yo'l o'tkazgichlar osti gabaritlari

a) *Ko'prik osti gabartlari.* Kema qatnovi gabaritlari kema qatnovi oraliqlari o'lchamlarini va ko'prik konstruksiyasi ostining kema qatnovi gorizontidan qanchalik balandligini belgilab beradi.

Kema qatnovi gabaritlarining o'lchamlari suv yo'lining sinfiga bog'liq ravishda belgilanadi. Suv yo'lining sinfi esa unda harakatlanadigan kemalar va boshqa suv transporti vositalarining jadalligi bilan o'lchanadi.

Suv yo'llarining sinflarga va tegishli gabaritlarga bo'lingani 2-jadvalda keltirilgan.

Qoida sifatida kemalar qatnovi oraliqlarining soni 2 ta bo'lishi kerak – biri kattaroq bo'lib, u suv oqimi bo'yicha qatnov uchun, ikkinchi kichikrog'i suv oqimiga qarshi qatnov uchun mo'ljallanadi. Agar daryoning kengligi ikki oraliqni joylashtirishga imkon bermasa, unda gabariti suv oqimi bo'yicha qatnov uchun olingan bir oraliq olinishi ham mumkin bo'ladi.

Agar daryoning o'zani oson yuviladigan gruntlardan tashkil topgan bo'lsa, unda kemalar qatnovi o'lchamlariga ega bir nechta oraliqni ko'zda

tutish kerak bo'ladi, chunki zarurat tug'ilganda (suvning eng katta chuqurliklari joylari o'zgarganda) kemalar ushbu oraliqlar orqali harakatlanadi.

1.2- jadval

Suv yo'lining sinfi	Kemalar yo'lining chuqurligi (kafolatlanadigan), m	Yog'ochlar oqizilishi bo'lganda gabarit B kengligi, m		Gabaritning balandligi, m	
		Harakat suv oqimi bo'yicha bo'lgan oraliqlar uchun	Harakat suv oqimiga qarshi bo'lgan oraliqlar uchun	Oraliqning o'rta qismida	Tayanchlar yonida
I	2,0 metrdan ortiq	140 dan kam emas	120 dan kam emas	13,5 dan kam emas	5,0 dan kam emas
II	1,6 - 2,6	140	100	12,5 (10,0)	4,0
III	1,1 - 2,0	120	80	10,0	3,5
IV	0,8 – 1,4	80	60	10 (7,0)	2,5
V	0,6 – 1,1	60	40	7,0	2,0
VI	0,45 – 0,80	40	30 (20)	3,5	1,5
VII	0,6 dan kichik	20 (10)	10 (9)	3,5 (1,5)	1,0

Eslatmalar: 1. Agar suvning navigatsiya sathlarining o'zgarish farqi 4 metrdan ortmasa I, II va III sinfga oid suv yo'llari uchun gabaritning ko'tarilgan qismining uzunligi $b = \frac{2}{3}B$ ga teng bo'ladi. Suvning navigatsiya sathlarining o'zgarish farqi 4 metrdan ortsa, shuningdek IV, V, VI va VII sinfga oid suv yo'llari uchun $b = \frac{1}{3}B$ ga teng bo'ladi.

1. Qavs ichida ko'rsatilgan qiymatlar tegishli tashkilotlar bilan kelishilgan holda qabul qilinishi mumkin.

2. Agar daryoda yog'och oqizilmasa yoki uning o'lchamlari chegaralangan bo'lsa, kema qatnovi uchun mo'ljallangan oraliqlarning kattaligi oqimga qarshi oraliq uchun kabi qabul qilinadi.

Temir yo'llar ustidan o'tgan yo'lo'tkazgichlar ostidagi qatnov gabaritining kengligi, birinchi navbatda, temir yo'llar soni va ularning o'qlari orasidagi masofalarga bog'liq bo'ladi. Ushbu masofalar, odatda, 4,1 metrdan kam bo'lmagan qiymatda qabul qilinadi. Bunda tayanchlarning ichki qirralaridan eng yaqin joylashgan temir yo'lining

o'qlarigacha bo'lgan gorizontal masofa 3,1 metrdan kam bo'lmasligi kerak.

Avtomobil va shahar yo'llari ustidan o'tgan yo'lo'tkazgichlar va piyodalar ko'priklarida gabaritning ochiq kengligini (gabarit v svetu), odatda, kesib o'tilayotgan yo'lning er ko'tarmasi kengligiga ili shahar ko'chasi kengligiga teng qilib olinadi.

Mahalliy dala yo'llari uchun ko'prik osti gabaritining kengligi va balandligi, tegishlicha, 6,0 metr va 4,5 metr bo'lishi kerak, chorva o'tadigan oraliqlar uchun esa 4,0 metr va 2,5 metr qabul qilinadi.

1.3.5. Ko'prik qatnov qismining gabaritlari va trotuarlar o'lchamlari

Ko'prik qatnov qismining kengligi va trotuarlar o'lchamlari temirbeton va metall oraliq qurilmalarning ko'ndalang konstruksiyasi turini, shuningdek tayanchlarning konstruksiyasini tanlab olishga katta ta'sir ko'rsatadi. Ba'zi paytlarda gabaritlar oraliq qurilmalarning sistemasini tanlab olishda, masalan, keng ko'priklarning qatnovi ustidan yoki ostidan bo'lishiga qaror qabul qilishda ma'lum bir darajada e'tiborga olinadi.

Hozirgi paytda avtoyo'l va shahar ko'priklari uchun quyidagi qatnov gabaritlari qo'llaniladi:

$$\begin{aligned} G &= 9 + S + 9; & G &= 21; & G &= 10,5; & G &= 8; & G &= 6; \\ G &= 8 + S + 8; & G &= 14; & G &= 9; & G &= 7; & G &= 4,5, \end{aligned}$$

bu yerda S – bo'luvchi polosaning kengligi.

Avtomobil yo'llaridagi ko'priklar gabaritlari yo'lning kategoriyasi va ko'priklar guruhini inobatga olgan holda qabul qilinishi kerak (3-jadval).

Gabaritlarning shakli va ularning barcha o'lchamlari 5-rasmda keltirilgan.

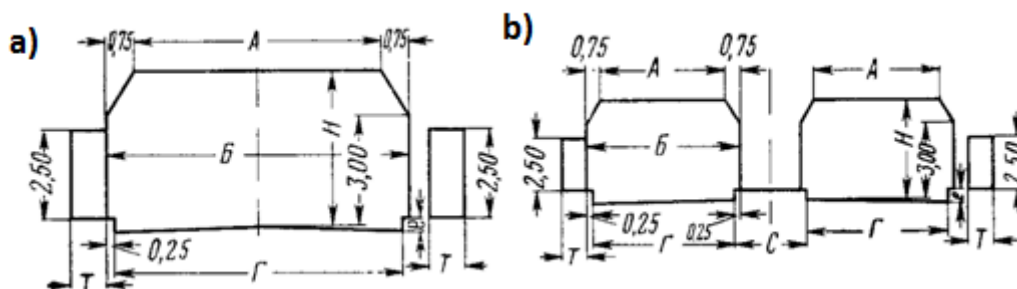
Ko'priklar guruhi	Yo'llarning kategoriyalari				
	I	II	III	IV	V
	Ko'priklar gabaritlari				
Birinchi	G-9+S+9	G-10,5	G-9	G-8	G-7
Ikkinchi	G-9+S+9	G-9	G-8	G-7	G-7
Uchinchi	G-8+S+8	G-8	G-8	-	-

Eslatmalar: 1. Ko'priklarning birinchi guruhiga yo'lining bo'ylama qiyaligi 30 ‰ va undan ortiq bo'lgan uchastkalarida joylashgan yoki bo'ylama profil past joylarining qiyaligi yaqinlashuv erida 40 ‰ li va undan ortiq algebraik farqi bo'lgan barcha kichik ko'priklar (uzunligi 25 metrgacha) va o'rta ko'priklar (uzunligi 25 – 100 metr) kiradi. Uchinchi guruhga katta suv to'siqlaridan va chuqur tog' daralaridan o'tgan, konstruksiyalari juda murakkab bo'lgan ko'priklar kiradi. Boshqa barcha ko'priklar ikkinchi guruhga kiradi. Ko'priklarning uchinchi guruhga mansubligi maxsus texnik-iqtisodiy asoslash orqali faqatgina favqulodda hollarda belgilanadi.

2. I kategoriyali yo'llardagi birinchi guruh ko'priklarining bo'luvchi polosasi S ning kengligi ushbu ko'priklarning yaqinlashuvdagi kengliklari kabi bo'lishi kerak va uning konstruksiyasi ularning ustiga avtomobillarning tasodifan chiqib ketishiga imkon berishi kerak.

3. Avtomobil yo'llarining umumiy tarmog'idagi ko'priklarda, agar bo'luvchi polosani qilish katta sarf-xarajatlar bilan bog'liq bo'lsa, unda S ning kattaligini 1,2 metrdan kam bo'lmagan qiymatgacha kamaytirishga ruxsat beriladi.

Avtoyo'l ko'priklari trotuarlarining kengligi T 0,75 metrga karralik qilib belgilanadi. Qatnov qismiga tutashgan bir polosali trotuarlarning kengligi 1,0 metrga teng qabul qilinadi (0,75 metr + 0,25 metr himoya polosasi).



1.5-rasm. Ko‘priklar gabaritlari: a – bo‘luvchi polosasiz; b – bo‘luvchi polosali

Ko‘prikda piyodalar harakati yo‘q bo‘lganda trotuarlarni kengligi 0,25 metr bo‘lgan himoya polosasi bilan almashtirishga ruxsat beriladi.

Qatnov qismining kengligi 10,5 metr va undan kichik bo‘lgan shahar ko‘priklarida trotuarning minimal kengligi 1,5 metr qilib belgilanadi, undan katta gabaritlarda trotuar kengligi 2,25 metr bo‘lishi kerak.

Bordyurlarning normal balandligi 0,3 metr bo‘lishi kerak, ammo harakat havfsizligini oshirish uchun uning balandligini 0,5 metrga qadar orttirish maqsadga muvofiqdir.

Yo‘lning egri uchastkalarida joylashgan ko‘priklar gabaritlari kengaytirilgan holda qabul qilinadi va ularning qiymati hisob – kitob orqali aniqlanadi.

1.3.6. Qatnov qismining sathi

Daryoning qirg‘oqlari baland bo‘lganda ko‘prik o‘tuvi bo‘ylama profilining umumiy echimi ko‘prik qatnov qismini baland joylashishini talab etadi.

Bunday shartlarda ko‘prik sxemasini loyihalash paytida qatnov qismining sathi berilgan bo‘ladi va, shuning uchun, qatnov sathi va kema qatnovi gabaritining yuqori qismi orasida, ko‘p hollarda, etarlicha joy qoladi. Bu esa tayanchlar ustida va oraliqlarda qurilish balandligi katta

bo'lgan ko'taruvchi konstruksiyalarni qo'llash imkoniyatini yaratadi (2,a va 3,v – rasmlarga qarang).

Bunday hollarda konstruksiyalari oddiy, qatnovi ustidan bo'lgan temirbeton va metall oraliq qurilmalarni muvaffaqiyat bilan qo'llash mumkin bo'ladi. Bu esa tayanchlarning o'lchamlarini kamaytirishga, atmosfera yog'in-sochinlaridan himoyalanganligi, kundalik ko'rikning osonlashishi sababli ko'priknining ekspluatatsiya shartlarini yaxshilashga imkon yaratadi.

Ba'zida qatnovi ustidan bo'lgan oraliq qurilmalar (ularning afzalliklari tufayli) qatnov sathini ko'tarish bilan bog'liq hollarda ham qo'llaniladi. Bunday variantlar qatnovi ostidan bo'lgan oraliq qurilmalar qo'llanilgan variantlar bilan solishtirilganda yaqinlashuv qismidagi qatnov sathlari orasidagi har-hillikni va er va mustahkamlash ishlari qiymati orasidagi farqni inobatga olish kerak bo'ladi.

Yuqorida sanab o'tilgan mahalliy shartlarni har tomonlama tahlil etish loyihalalanayotgan ko'prik variantlarini ishlab chiqish jarayonida konstruksiyalarning qanday sistemalari va turlarini qo'llash maqsadga muvofiqligi haqida yaqqol tasavvurga ega bo'lishga imkon yaratadi.

2 – bob. Ko'prik konstruktiv sxemasining variantlarini ishlab chiqish.

2.1. Ko'prik konstruksiyasi variantlari sxemalarini tuzish

Umumiy ma'lumotlar. Ko'prik konstruksiyasi variantlarini ishlab chiqishda birinchi navbatda oraliq qurilmalarning materiali tanlab olinadi. Agar geologik shartlar aniq ifodalangan bo'lsa ko'priknining statik sxemasini ham oldindan belgilab olish mumkin bo'ladi.

Hozirgi paytda temirbeton oraliq qurilmalar keng tarqalgan bo'lib, ular uzoq xizmat qiluvchi va ekspluatatsiya xarajatlari metall ko'priklarnikiga qaraganda kam bo'lgan transport inshootlari hisoblanadi.

Temirbeton ko'priklarning metall ko'priklar oldidagi eng asosiy afzalligi – metall sarfining ozligidir. Ularda qo'llaniladigan metall (armatura po'latining turli ko'rinishlari) metall ko'priklarning konstruksiyalarini tayyorlashda qo'llaniladigan listli va fasonli prokatlar kabi tanqis hisoblanmaydi.

Oxirgi yillarda temirbeton ko'priklarning konstruksiyalari (ayniqsa rasporsiz konstruksiyalar) tez rivojlandi va mukammallashdi. Ularni kema qatnaydigan va kema qatnovsiz, uzunligi 2 – 3 metrdan 120 – 150 metrgacha (rasporsiz konstruksiyalar) va 250 – 300 metr (arkali konstruksiyalar) bo'lgan oraliqlarni berkitish uchun muvaffaqiyat bilan qo'llash mumkin.

Hozirgi zamon sharoitlarida metall ko'priklarning asosiy afzalligi ularni qurish ishlarini tashkillashtirishning oddiyligidir. Ko'p hollarda metall oraliq qurilmalarni podmostlarsiz montaj qilish yoki ularni surib montaj qilishda engil, tez yig'ishga va buzib tashlashga imkon beradigan tutib turuvchi konstruksiyalarni qo'llashning mumkinligidir. Bu kemalarning ko'prik ostidagi harakati uzilishi vaqtini, shuningdek, oraliq qurilmalarni almashtirishga zarurat tug'ilganda ko'prik ustidagi qatnov tanaffusini ancha kamaytirishga imkon beradi. Metall ko'priklar konstruksiyalari zavodda to'laligicha tayyorlanib montaj joyiga keltiriladi, bu esa mahalliy sharoitlarda bajariladigan ishlarning hajmini minimallashtirishga olib keladi.

Metall ko'priklarni qurishda qo'llaniladigan kran uskunalarning ko'tarish qobiliyati temirbeton ko'priklarni qurishda qo'llaniladiganiga

qaraganda ancha kichik bo'lishi mumkin. Bundan tashqari, metall ko'priklarni qurishda ochiq havoda bajariladigan ishlar temirbeton ko'priklarni qurishdagidek yilning fasliga unchalik bog'liq bo'lmaydi.

Katta oraliqli ko'priklar qurilishi joyidagi grunt noqulay (kuchsiz) bo'lganda va u erda arkali - rasporli yoki romli – to'sinli temirbeton ko'priklarni qurishning imkoni bo'lmaganda to'sinli metall oraliq qurilmalar qo'llanilishi qulay bo'lishi mumkin.

Bunday hollarda metall dan faqat kema qatnovi tuynuklarini yoki daryo o'zanining eng chuqur qismini berkitadigan katta oraliqlarning oraliq qurilmalari tayyorlanadi. Ko'prikning qayir qismlari, odatda, metall sarfini kamaytirish maqsadida temirbeton oraliq qurilmalar bilan berkitiladi.

Metall oraliq qurilmalarda metall sarfining sezilarli iqtisodiga turli maxsus chora - tadbirlarni amalga oshirish, ya'ni ko'prikning metall elementlarini temirbeton bilan birlashtirish, mustahkamligi yuqori bo'lgan po'latlarni qo'llash, montaj jarayonida zo'riqlashlarni boshqarish, po'lat konstruksiyalarda oldindan zo'riqtirishni qo'llash orqali erishiladi.

Yuqorida sanab o'tilgan choralar metall va temirbeton oraliq qurilmalarida metall sarfi farqini kamaytirishga (ayniqsa yirik oraliqli ko'priklarda) imkon beradi.

Shunday qilib, mahalliy shartlardan kelib chiqib temirbeton qo'llash noqulay bo'lganda yirik oraliqlarni berkitish uchun metall oraliq qurilmalarini qo'llash etarlicha maqsadga muvofiq va iqtisodiy jixatdan samarali bo'ladi. Shaharning siqiq sharoitlarida, qurish muddatlari qisqa bo'lganda, transport kesishmalari va yo'lo'tkazgichlar uchun metall oraliq qurilmalarni qo'llash ancha kichik oraliqlar uchun ham maqsadga muvofiq bo'lishi mumkin.

Hozirgi paytda loyihalash amaliyotida, asosan, temirbeton va metall qirqilgan va murakkabroq statik sxemalarga ega tipovoy oraliq qurilmalar qo'llaniladi.

Alohida maxsus mahalliy sharoitlarda, ya'ni ko'prikning uzunligi, balandligi yoki kengligi katta, qurilish balandligi chegaralangan, shuningdek uni qurish uchun yoki inshootning arxitektura ko'rinishiga maxsus shartlar berilgan bo'lsa, u holda ko'priklarni individual loyihalash maqsadga muvofiq bo'ladi.

Temirbeton ko'priklarning sistemalari. To'sinli temirbeton ko'priklar konstruksiyalari turlari 6 - rasmda keltirilgan, 2.1 – jadvalda esa ular berkitadigan oraliqlarning o'lchamlari va ushbu oraliq qurilmalar asosiy o'lchamlarining nisbati ko'rsatilgan.

To'sinli ko'priklar tayanchlarining turlari alohida keltirib o'tilgan (davomiga qarang).

a) *Kichik oraliqlarning oraliq qurilmalari* (sof oralig'i 7,5 – 15 metr) quyidagi temirbeton elementlardan yig'ilishi mumkin:

karkas armaturali diafragmali yoki diafragmasiz tavrli to'sinlardan (2.1,v – rasm);

ichi kavak (bo'sh) strunobeton bloklardan (2.1,g – rasm);

ikki tavrli strunobeton bloklardan (2.1,d – rasm).

Ushbu konstruksiyalar orasidan tanlash mahalliy shartlarning jamlanmasiga bog'liq bo'lib, ularning quyidagi alohida xususiyatlarini inobatga olish kerak bo'ladi:

karkas armaturali oraliq qurilmalar ularni tayyorlashning eng oddiyligi bilan ajralib turadi;

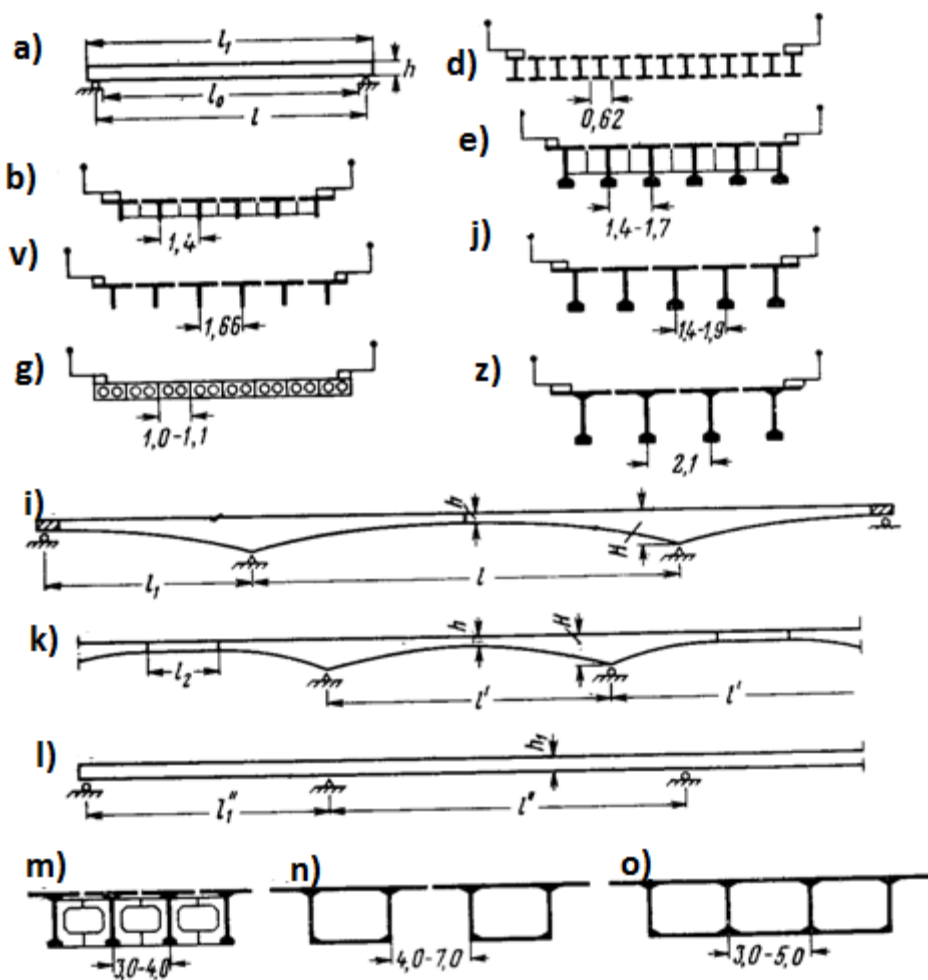
ichi kavak bloklardan tashkil topgan oraliq qurilmalarning asosiy afzalligi – ularni ko‘ndalang monolitlashning oddiyligidir, bunda faqat bloklar orasidagi bo‘shliqlar beton bilan to‘ldiriladi;

ikki tavr kesimli strunobeton bloklarining montaj og‘irligi eng kichikdir (2.1 – jadvalga qarang), lekin ularni ko‘ndalang monolitlash murakkab bo‘lib bloklar qo‘yilgan joyda ko‘ndalang armaturani tortishni talab etadi.

b) Kichik va o‘rta ko‘priklarning sof oralig‘i 40 metrgacha bo‘lgan oraliqlari uchun armaturasi oldindan zo‘riqtirilgan, qirqilgan yig‘ma oraliq qurilmalar eng ko‘p qo‘llaniladi.

Kema qatnovi oraliq uzunligi 40 metrdan ziyod, katta daryolar ustidan o‘tgan ko‘priklarda oraliqlari 15 – 40 metr bo‘lgan qirqilgan oraliq qurilmalar qayir oraliqlarini berkitish uchun qo‘llaniladi. Ko‘priksozlik amaliyotida qirqilgan oraliq qurilmalarni 50 – 70 metr uzunlikni berkitish uchun ham qo‘llanilgan hollari mavjud.

2.1 – rasmda qirqilgan yig‘ma oraliq qurilmalarning bo‘lishi mumkin bo‘lgan turli ko‘ndalang kesimlari keltirilgan: *e* – to‘sinlar orasida diafragmalari bo‘lgan eski turi; *j*- diafragmasiz yangiroq turi va unifikatsiyalangan oraliq qurilmalarning ko‘ndalang kesimi; *z* – oralari uzoqroq qo‘yilgan diafragmasiz turi.



2.1 – rasm. To‘sinli temirbeton ko‘priklarning oraliq qurilmalari

2.1 - jadval

Oraliq qurilmalarning sistemalari	Konstruksiyaning sxemasi	Ko‘ndalang kesim turi	Asosiy o‘lchamlari
Karkas armaturali qirgilgan to‘sinlar yig‘ma	2.1,a - rasm	2.1,b,v - rasm	$l_0 = 7,5 - 15 \text{ m}$ $h = \left[\frac{1}{11} - \frac{1}{15} \right] l_0$
Strunobetondan bo‘lgan qirgilgan yig‘ma to‘sinlar	2.1,a - rasm	2.1,g,d - rasm	$l_0 = 7,5 - 15 \text{ m}$ $l_1 = 6 - 18 \text{ m}$ $h = \left[\frac{1}{19} - \frac{1}{23} \right] l_0$
Oldindan zo‘riqtirilgan tutamlar qo‘lla-nilgan qirgilgan yig‘ma to‘sinlar	2.1,a - rasm	2.1,e,j,z-rasm	$l_0 = 15; 20; 30; 40 \text{ m}$ $h = \left[\frac{1}{15} - \frac{1}{20} \right] l_0$

			Unifikatsiyalangan oraliq qurilmalar uchun $l_0 = 12; 15; 18; 24; 33; 42$ m $h = \left[\frac{1}{13} - \frac{1}{20} \right] l_1$
Katta oraliqlar uchun oldindan zo'riqtiril-gan tutamlar qo'lla-nilgan qirqilgan yig'ma to'sinlar	2.1,a - rasm	2.1,m - rasm	$l = 50 - 70 \text{ m}$ $h = \left[\frac{1}{18} - \frac{1}{20} \right] l$
Konsol va qirqil-magan oldindan zo'riqtirilgan yig'ma to'sinlar (osma betonlash usuli bilan quriladigan va monolit)	2.1,i,k,l - rasm	2.1,n,o - rasm	$l = 60 - 150 \text{ m}$ $l_1 = (0,5 - 0,7) l$ $l' = 60 - 80 \text{ m}$ $l_2 = (0,2 - 0,35) l'$ $l'' = 50; 80; 90 \text{ m}$ $l_1'' = (0,6 - 0,7) l''$ $h = \left[\frac{1}{40} - \frac{1}{70} \right] l \text{ yoki } l'$ $H = \left[\frac{1}{40} - \frac{1}{70} \right] l \text{ yoki } l'$ $h_1 = \left[\frac{1}{20} - \frac{1}{25} \right] l''$

v) *Qatnovi ostidan bo'lgan shaparak fermali oraliq qurilmalar* (2.2,e-o – rasm) qurilish balandligi kichik bo'lgan holda ancha katta oraliqlarni berkitish imkoniyatini beradi.

Amaliyotda qatnovi ostidan bo'lgan oraliq qurilmalarning ikki turi qo'llaniladi:

1. Yuk shaparak fermaning tugunlariga uzatiladi. Bunday oraliq qurilmalarning qatnov qismini faqat tugunlar tekisligida joylashgan bo'ylama va ko'ndalang to'sinlar ko'tarib turadi (2.2 -rasm);

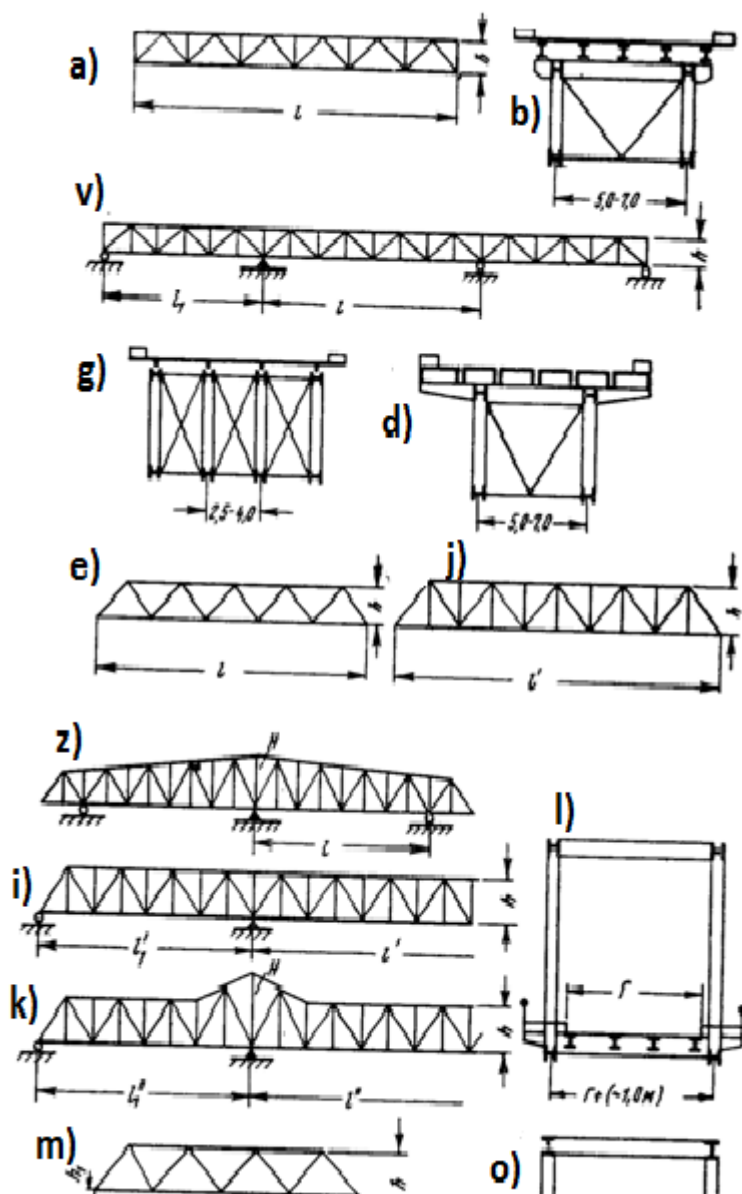
2. Ostki bikir belbog‘li oraliq qurilmalar (2.2, m-o - rasm). Bunday oraliq qurilmalarning qatnov qismini faqatgina tugunlar tekisligida emas, balki panel uzunligi bo‘yicha ham joylashgan ko‘ndalang to‘sinlar ko‘tarib turadi (bo‘ylama to‘sinlar bo‘lmaydi).

Bunda qatnov qismining to‘sinlarining qatnov qismi temirbeton plitasi bilan birgalikda ishlashi ta‘minlanadi.

Ostki bikir belbog‘li tipovoy oraliq qurilmalar hisobiy oraliqlarining uzunliklari 63; 83,2 va 104 metrni tashkil etadi.

Suv oqimi o‘zanining katta qismi bir yoki ikki katta oraliq bilan berkitiladigan ko‘priklarning (masalan, kanallar ustidan o‘tgan ko‘priklar) qirg‘oq bilan birlashadigan joyini erkin konsollar ko‘rinishida qurish maqsadga muvofiqdir (2.2, z – rasm). Bu narhi juda qimmat bo‘lgan chetki tayanchlarni (ustoylarni) qurish zaruriyatini ketkazadi. Vaqtinchalik yuk konsol uchidan ko‘tarmaga tekis o‘tishini ta‘minlash uchun uzunligi katta bo‘lmagan (3 – 5 metr), qirg‘oq tarafdagi uchlari to‘g‘ri grunt ustiga tayangan o‘tish to‘sinlari o‘rnatiladi.

Daryo o‘zan qismining kengligi katta va oraliq qurilmaning qurilish balandligi chegaralangan bo‘lganda ko‘p oraliqli, qirqilmagan yoki konsol sistemali qatnovi ostidan bo‘lgan shaparak fermali ko‘priklar qo‘llaniladi (2.2,i–k - rasm). Shaparak fermalarning bikrligi yuqori bo‘lganligidan ularni ko‘prik tayanchlarining zamini cho‘kishga qarshi ta‘minlangan hollarda qirqilmagan sistemalar uchun ham qo‘llash mumkin bo‘ladi. Qirqilmagan oraliq qurilmalarning katta afzalligi – ularni qurishda podmostlarsiz yoki vaqtinchalik tayanchlarsiz montaj qilish (bo‘ylama surish, osma usulda yig‘ish va boshq.) usulini qo‘llash imkoniyatining borligidir.

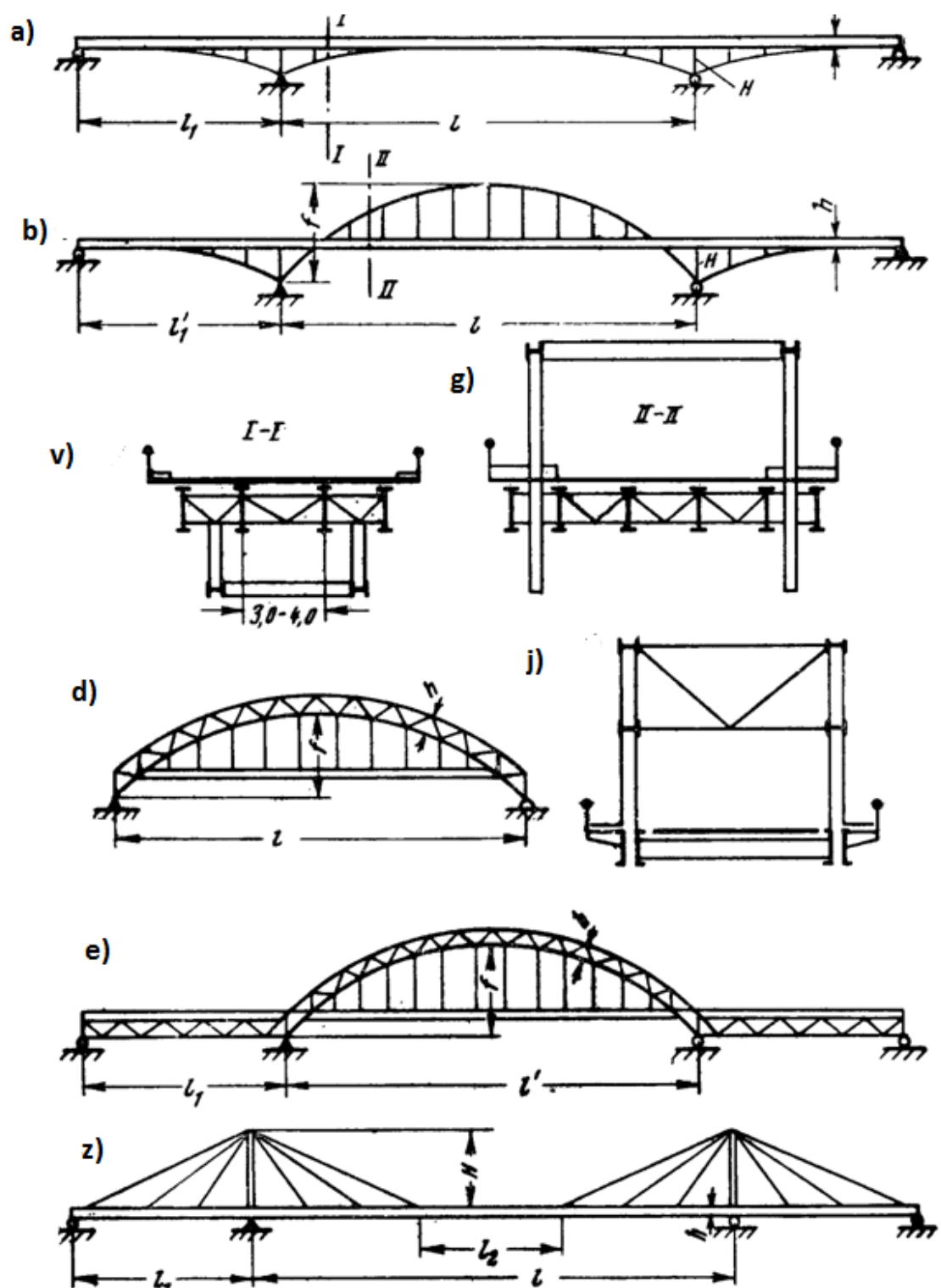


2.2 – rasm. Shaparak po‘lat to‘sinli fermalardan tuzilgan oraliq qurilmalar

2.2 - jadval

Oraliq qurilmalarning sistemalari	Konstruksiyaning sxemasi	Ko‘ndalang qirgim turi	Asosiy o‘lchamlari	Og‘irlik xarakteristikalar
1. Qirqilgan, qatnov ustidan bo‘lgan	2.2, a - rasm	2.2, b, g, d - rasm	$l = 30 - 60 (70) \text{ m};$ $h \approx \left[\frac{1}{8} - \frac{1}{12} \right] l$	$a = b \approx 4,0 ;$
2. Qirqilmagan, qatnov ustidan bo‘lgan	2.2, v - rasm		$l = 60 - 80 \text{ m};$ $l_1 = 0,7 l \text{ m};$	$a \approx 4,2 ;$ $b \approx 3,3 ;$

			$h \approx \left[\frac{1}{10} - \frac{1}{14} \right] l$	
3. Qirqilgan, egiluvchan ostki belbog‘li, qatnov ostidan bo‘lgan	2.2,e, j - rasm	10,l - rasm	$l = 50 - 70 \text{ m};$ $l' = 60 - 100 \text{ m};$ $h \approx \left[\frac{1}{6} - \frac{1}{10} \right] l \text{ yoki } l';$	$a = b \approx 3,5 ;$
4. Qirqilmagan yoki konsol, egiluvchan ostki belbog‘li, qatnov ostidan bo‘lgan	2.2,z,i,k - rasm		$l = 60 - 100 \text{ m};$ $l' = 50 - 100 (150) \text{ m};$ $l_1' \approx (0,7 - 0,8) l';$ $l'' = 100; 150; 200 \text{ m};$ $l_1' \approx 0,75 l'';$ $h = \left[\frac{1}{8} - \frac{1}{10} \right] l \text{ yoki } l';$ $H \approx \left[\frac{1}{6} - \frac{1}{7} \right] l \text{ yoki } l'';$	$a \approx 3,7 ;$ $b \approx 2,9 ;$
5. Qirqilgan, bikr ostki belbog‘li, qatnov ostidan bo‘lgan	2.2,m,n - rasm	2.2,o - rasm	$l = \leq 80 \text{ m};$ $h \approx \left[\frac{1}{7} \right] l \text{ yoki } l';$ $l' = \leq 150 \text{ m};$ $H \approx \left[\frac{1}{6} - \frac{1}{7} \right] l;$ $h_1 \approx 1,5 - 1,8 \text{ m};$	10,m – rasm uchun $a = b \approx 3,1 ;$ 10,n – rasm uchun $a = b \approx 3,2 ;$



2.3 – rasm. Kombinatsiyalangan sistemali po'lat oraliq qurilmalar

2.3 - jadval

Oraliq qurilmalarning sistemalari	Konstruksiyaning sxemasi	Ko'ndalang qirgim turi	Asosiy o'lchamlari	Og'irlik xarakteristikalar
1.Ostidan arkali belbog'lar bilan kuchaytirilgan to'sinlar	2.3,a,b - rasm	2.3,v,g - rasm	$l = 100 - 150 \text{ m};$ $l_1 \approx 0,55 l \text{ m};$ $h = \left[\frac{1}{50} - \frac{1}{60} \right] l$ $H \approx 5 h ;$ $l_1' = (0,4 - 0,5) l ;$ $f \approx \left[\frac{1}{3} - \frac{1}{5} \right] l$	$a \approx 4,6 ;$ $b \approx 3,8 ;$
2.Tortqichli arkalar	2.3,d,e - rasm	2.3,j - rasm	$l = 80 - 150 (200 \text{ m};$ $f \approx \left[\frac{1}{5} \right] l \text{ yoki } l';$ $h \approx \left[\frac{1}{20} \right] l \text{ yoki } l';$ $l' = 100 - 150 \text{ m};$ $l_1 = 0,5 l' \text{ m};$	Arkalar uchun $a \approx 3,8 ;$ $b \approx 2,4 ;$ To'sinlar uchun $a \approx 3,7 ;$ $b \approx 2,9 ;$
3.Bikrlik to'sini temirbeton yoki po'lattemirbeton bo'lgan vantli sistema	2.3,z - rasm	-	$l = 100 - 160 (200) \text{ m};$ $l_1 \approx (0,4 - 0,45) l ;$ $l_2 \approx (0,25 - 0,30) l ;$ $H \approx \left[\frac{1}{6} - \frac{1}{8} \right] l ;$ $h = \left[\frac{1}{60} - \frac{1}{80} \right] l ;$	-

g) *Kombinatsiyalangan oraliq qurilmalar.* 2.3- rasmda ba'zi metall va po'lattemirbeton oraliq qurilmalarning kombinatsiyalangan sistemalari keltirilgan, ularning xarakteristikalar esa 2.3 – jadvalda berilgan.

Ostidan arka bilan kuchaytirilgan qirqilmagan to'sinlarda (2.3,a,b – rasm) konstruksiyaning qurilish balandligini tayanchlar oldida ko'prikosti gabaritining trapetseidal ko'rinishi bo'yicha orttirish imkoniyati qo'llanilgan. Arkali belbog'lar to'sinni ostidan ko'tarib turganligi sababli to'sinlarning o'lchamlari va qurilish balandligi oraliqning o'rtasida nisbatan katta bo'lmaydi ($\frac{1}{60}$ l gacha). Ushbu oraliq qurilmani qurishda avval qirqilmagan to'sinli qismini tayanchlar ustiga surish va undan keyin uning ostiga arkali belbog'larni montaj qilish mumkin.

Tortqichli bikr shaparak arkalarining (2.3,d,e – rasm) afzalligi, eng avval, elementlarining standartligidadir. Arka tugunlari konsentrik aylanalarda joylashganda har bir belbog' va raskos elementlarining uzunligini bir hil qilsa bo'ladi. Ushbu elementlar arkaning barcha tugunlarida bir hil burchak ostida birlashishi tufayli ularning konstruksiyalarini sexlarda tayyorlash soddalashadi.

Arkalarining tortqichlari bikr bo'ladi, qatnov qismini esa temirbeton plita bilan birgalikda ishlaydigan, bir-biriga yaqin qo'yilgan ko'ndalang to'sinlar ushlab turadi.

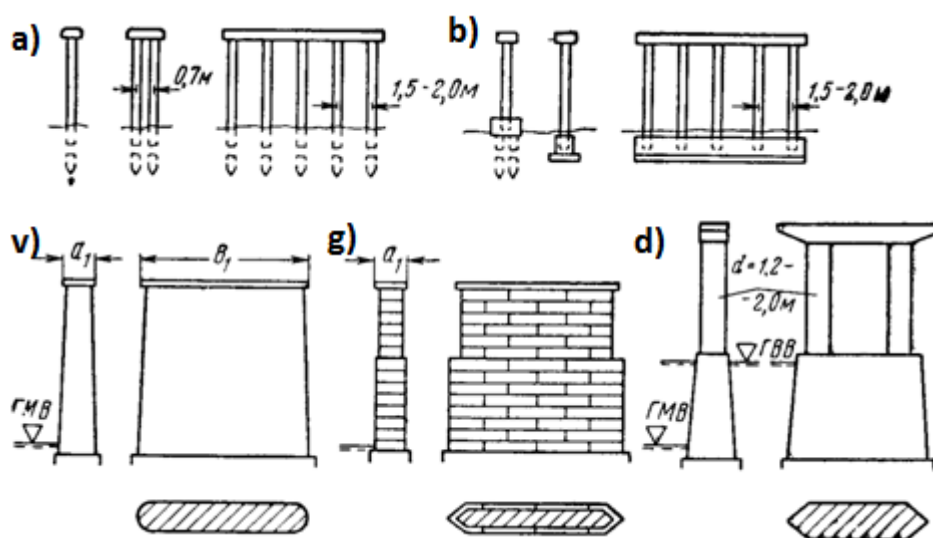
O'rtadagi arkali oraliq qurilma chetki (to'sinli) oraliq qurilmalar bilan bog'lanib qirqilmagan konstruksiyaga aylantirilgan hollarda (2.3,e – rasm), ko'priknig to'sinli qismi uchun yig'ma temirbeton qo'llansa bo'ladi va ushbu qismni osma yig'ish usuli bilan qurish mumkin.

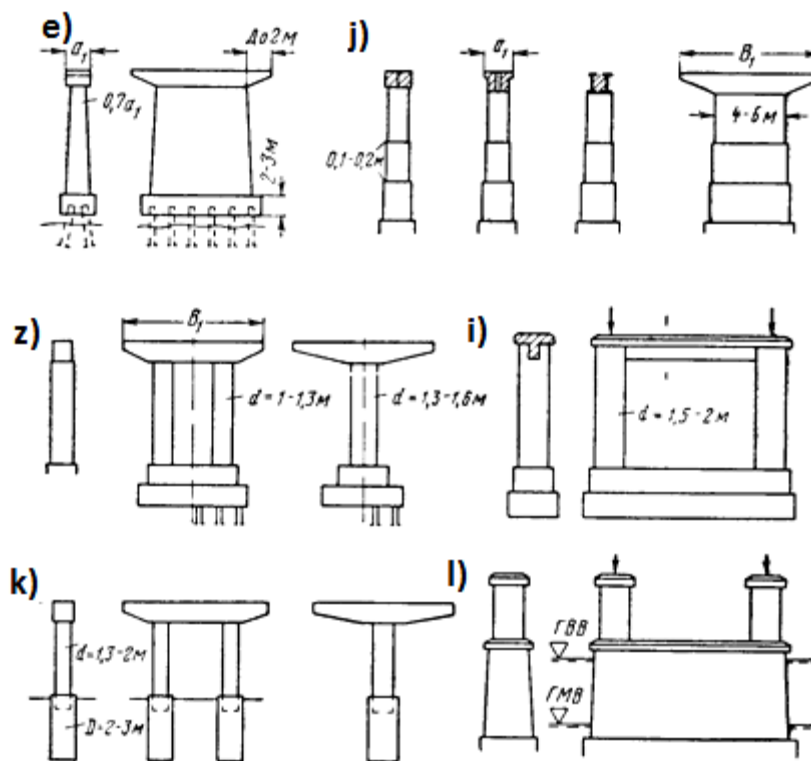
Vantlar bilan kuchaytirilgan qirqilmagan to'sin ko'rinishidagi ko'priklarning (2.3,z – rasm) to'sinli qismi uchun temirbeton (140-150 metrgacha bo'lgan oraliqlar uchun) yoki po'lattemirbeton (200-250 metrgacha bo'lgan oraliqlar uchun) qo'llash mumkin.

Vantli ko'priklarning o'rta oraliq qurilmasini podmostlarsiz osma usulda yig'ish imkoniyati bor.

To'sinli ko'priklarning tayanchlari. To'sinli ko'priklarda qo'llaniladigan oraliq va chetki tayanchlarning asosiy turlari 2.4 va 2.5 – rasmlarda keltirilgan.

a) *Qoziqli egiluvchan yoki ustunli tayanchlar.* Balandligi katta bo'lmagan kichik va o'rta ko'priklar va yo'lo'tkazgichlar tayanchlarining ustki sathi grunt yoki daryo osti sathidan 6-7 metrdan katta bo'lmagan miqdorda chiqib turganda va muz oqimi kuchli bo'lmaganda, ko'p hollarda, qoziqli egiluvchan yoki ustunli tayanchlar qo'llaniladi (2.4,a,b – rasm).





2.4 – rasm. To‘sinli ko‘priklarning oraliq tayanchlari turlari

Qoziq yoki ustunlar ko‘ndalang kesimining o‘lchamlari, odatda, 35 x 35 sm yoki 35 x 30 sm bo‘ladi. Oraliq uzunligi 10-12 metrgacha bo‘lganda tayanchlar bir qatorli, kattaroq oraliqlarda (15-20 metr) ikki qatorli bo‘ladi. Qirg‘oq tayanchlari ham bir qatorli qoziqlar yoki ustunlardan iborat bo‘ladi (2.4,b – rasm).

b) *Yaxlit oraliq tayanchlar.* Ilgari keng tarqalgan yaxlit tayanchlar (2.4,v-rasm) hozirgi paytda kam qo‘llaniladi. Ularni faqat oraliq uzunliklari katta va katta tayanch reaksiyali ko‘priklarda qo‘llash maqsadga muvofiqdir. Ular monolit, yaxlit beton bloklaridan tashkil topgan yig‘ma va keyin to‘ldiriladigan beton yoki temirbeton g‘ovak bloklardan tashkil topgan konstruksiyaga ega bo‘lishi mumkin (2.4,g-rasm).

Yaxlit oraliq tayanchlar, odatda, suyri shaklga ega bo‘lib, ularning yon yuzalari dumaloqsimon yoki qirrali bo‘ladi. Ushbu tayanchlar yig‘ma yoki

yig'ma – monolit bo'lganda ularning tanalari vertikal yoki, tayanchning balandligi katta bo'lganda, pog'onali bo'ladi (2.4,g – rasm). Yaxlit oraliq tayanchlar monolit konstruksiyaga ega bo'lsa poydevorning yuqori sathidan (obrezidan) uning kallagigacha bir tekisli qiyalik (30 : 1 dan 50 : 1 gacha) beriladi (2.4,v – rasm).

Yaxlit oraliq tayanchlarga, shuningdek, yig'ma konstruksiyali, poydevorlarga mahkamlangan vertikal yig'ma elementlardan tashkil topgan tayanchlar ham kiradi (2.4 – rasmga qarang).

v) *Konsol kallakli yaxlit oraliq tayanchlar.* Hozirgi paytda oraliqlari 50-60 metrgacha bo'lgan temirbeton va metall to'sinli avtoyo'l ko'priklarida konsol kallakli yaxlit oraliq tayanchlar ko'p qo'llaniladi (2.4,e,j – rasm). Ularning tanalariga sarf etilgan material yaxlit oraliq tayanchlarga qaraganda 40 – 50% ga kamdir. Konsol kallakli tayanchlar monolit (2.4,e – rasm) yoki yig'ma (2.4,j – rasm) bo'lishi mumkin.

Konsol kallakli yaxlit oraliq tayanchlarning eng katta kamchiligi – rigellarini armaturalash uchun ketadigan metall sarfining kattaligidir. Bundan tashqari, rigellarning yig'ma bloklari katta montaj og'irligiga ega bo'lganligidan yuk ko'tarish qobiliyati katta montaj kranlarini qo'llash zaruriyati tug'iladi va qrilish ishlarini tashkil qilishni murakkablashtiradi. Rigellarning montaj og'irligini kamaytirish uchun ularni bloklarga bo'lish (2.4,j – rasmga qarang) bo'yicha turli takliflar kiritilgan, ya'ni ularni bo'ylama va ko'ndalang choklar bilan 4 blokka bo'lish; monolit beton bilan to'ldiriladigan keng bo'ylama chok bilan 2 blokka bo'lish; rigelni ikki dona ikki tavrli to'sinlardan tuzib to'sinlarning orasini monolit beton bilan to'ldirish yoki to'ldirmaslik va boshq.

g) *Yuqori qismi engillashtirilgan oraliq tayanchlar.* Oraliq tayanchlarning balandligi katta bo'lganda ularning yuqori qismi

engillashtirilgan turi qo'llaniladi (2.4,d,l – rasm). Oraliq tayanchlarning suv gorizontlari o'zgarib turadigan pastki yaxlit qismiga suyri shakli beriladi, suv gorizontlari ustidagi yuqori qismi esa monolit yoki yig'ma konstruksiyali ayri-ayri ustunlardan iborat bo'ladi. Ushbu ustunlarga temirbeton rigellar tayanadi. Ustunlarning joylashishi ko'priknig ko'ndalang kesimidagi to'sinlar yoki fermalarning joylashishiga binoan belgilanishi kerak, ya'ni iloji boricha rigellarning egilishga ishlashini mustasno qilish lozim bo'ladi. Oraliq tayanchlarga uzunligi 20-40 metr bo'lgan oraliq qurilmalar tayanganda, ko'p hollarda, ustunlarning soni minimal belgilanadi (masalan, ikki polosali qatnov bo'lgan ko'priklarda ikki ustun). Bunda rigellar katta eguvchi momentlarga ishlaydi va, shuning uchun, ularning ko'ndalang kesimi o'lchamlari kattagina bo'ladi (balandligi 1,2 – 1,5 metr atrofida).

d) *Ustunsimon tayanchlar.* Ko'priklar ostidagi suvda muz oqimi bo'lmasa yoki kichik jadallikka ega bo'lsa, shuningdek yo'lo'tkazgichlarda, estakadalarda va viaduklarda, ko'p hollarda, bir yoki ikki ustunli ustunsimon tayanchlar (2.4,z,i,k – rasm) qo'llaniladi. Ustunlar tabiiy yoki sun'iy (qoziqli) zamin ustiga joylashgan poydevorga (2.4,z,i – rasm) yoki beton bilan to'ldiriladigan diametri kattaroq bo'lgan qoziq – obolochkalarga (2.4,k – rasm) tayanishi mumkin.

e) *Oraliq tayanchlarning taxminiy o'lchamlari.* Ko'priknig sxemasini tuzishda oraliq tayanch yuqori qismining taxminiy kengligi a_1 ni (2.4-rasmga qarang) quyidagicha (kallak ustida ikki tayanch qismi joylashgan hollarda) qabul qilish mumkin:

Oraliqning uzunligi 10 metr bo'lganda1 metr

Oraliqning uzunligi 60 metr bo'lganda2 metr

Oraliqning uzunligi 100 metr bo'lganda3 metr

Har bir oraliq tayanch ustida faqatgina bir qator tayanch qismi joylashadigan qirilmagan va konsol oraliq qurilmali ko‘priklarda a_1 ning qiymati qirgilgan oraliq qurilmali ko‘priklarnikiga qaraganda 20 – 25 % ga kichikdir.

Oraliq tayanch yoki rigel yuqori qismining (ko‘prikning ko‘ndalang kesimi bo‘yicha) uzunligi V_1 (2.4-rasmga qarang) quyidagicha aniqlanadi:

$$V_1 = V_0 + b + (0,4 \div 0,5)2, \quad (2.1)$$

bu erda : V_0 – eng chetki to‘sinlar o‘qlari orasidagi masofa;

b – ferma osti plitasining kengligi (0,6 – 1,2 metr);

$(0,4 \div 0,5)$ – ferma osti plitasi chetidan tayanch chetigacha bo‘lgan masofa, metr;

Poydevor obrezlarining kengligi – 0,3 – 0,4 metr.

Vertikal qirrali teleskopik tayanchlar pog‘onalarining kengligi 0,1 – 0,2 metrga teng.

Agar R – zaminning o‘rtacha hisobiy qarshiligi bo‘lsa, tayanch zaminining zaruriy, ya’ni tayanchning cho‘kmasligi uchun zarur bo‘lgan yuzasi

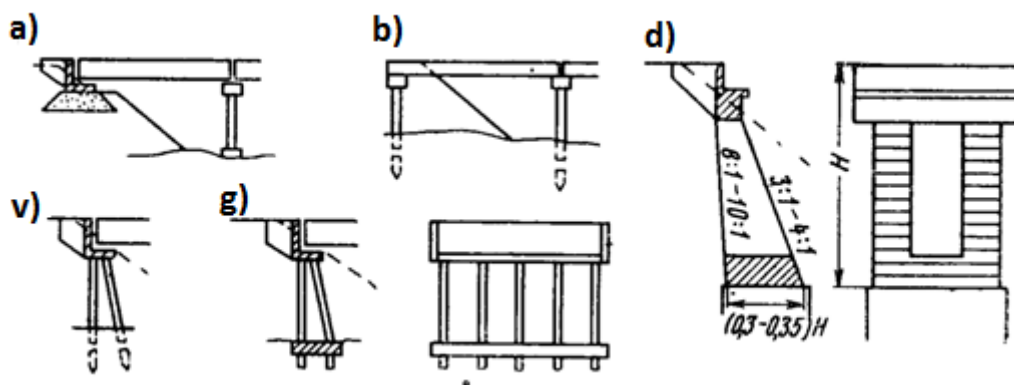
$$F \approx \frac{\Sigma V + g}{R} \quad (2.2),$$

bu yerda ΣV – oraliq qurilmalarning doimiy va vaqtinchalik yuklardan tayanch reaksiyalari;

g – tayanch va poydevorning og‘irligi;

R - qoyatoshli bo‘lmagan zaminlarda taxminan 2 – 5 kg/sm² ; qoziqli zaminlarda 3 – 4 kg/sm²; obolochka qoziklarda 6 – 8 kg/sm² gacha.

j) *Avtoyo‘l ko‘priklarining yo‘l ko‘tarmasi bilan birlashishining turli usullari* 2.5-rasmda keltirilgan.



2.5 – rasm. Qirg‘oq tayanchlarining turlari

Birlashtirishning eng sodda usuli – oraliq qurilmaning uchini konus tanasida joylashgan shag‘al yostiq (podushka) ustida turgan, balandligi katta bo‘lmagan chetki tayanchga (lejen) tayantirishdir (2.5,a –rasm). Eksploatatsiya paytida tayanchning cho‘kishini oldini olish uchun shag‘al yostiq ostidagi grunt qatlamlari juda ham yaxshi zichlantirilishi kerak. Ushbu yostiqlarning to‘kilgan grundi hisobiy qarshiligi $0,5 \text{ kg/sm}^2$ ga teng qabul qilinadi.

Kichik oraliqli oraliq qurilmalarni (10-12 metr) shkaf qismidan tashqari konstruksiyasi konus tanasida joylashgan qoziqli yoki ustunli tayanchlarga tayantirish mumkin (2.5,b –rasm).

Birlashtirishning mukammalroq usuli – shkaf qismi qoziqlarga (2.5,v – rasm) yoki ustunlarga (2.5,g –rasm) tayangan ko‘milgan kozlovoy chetki tayanch (ustoy) qurishdir. Bunday ustoylar uzunligi 30-40 metr bo‘lgan oraliq qurilmalarda va ko‘tarma balandligi 7-8 metrgacha bo‘lganda qo‘llaniladi.

Mas’uliyati katta bo‘lgan hollarda, katta oraliqli oraliq qurilmalar tayanganda va katta tayanch reaksiyalari bo‘lganda, ko‘miladigan chetki tayanchlarni qo‘llash maqsadga muvofiqdir (2.5,d –rasm). Ular konus tanasida joylashgan yaxlit tirgak devorlari yoki ustunli konstruksiyaga ega

bo'lishlari mumkin. Bunda ularning ustunlari va rigeli temirbetondan amalga oshiriladi.

Ko'miladigan chetki tayanchlarning (ustoylarning) o'lcham nisbatlari 13,d –rasmda keltirilgan. Bunday ustoylar ko'tarma balandligi 2-3 metrdan maksimal balandlik 20-25 metrgacha bo'lgan hollarda qo'llaniladi.

Kozlovoy va ko'miladigan (obsipnoy) chetki tayanchlar qo'llanilganda ochiq holatda joylashgan ko'tarma konuslari yuvilishi havfi bor shuning uchun suv gorizonti o'zgarishi chegarasida ushbu konuslar yaxshilab maxsus temirbeton plitalar, fashin tyufaklari va ikki qatlam tosh yotqizish yo'li bilan mahkamlanadi.

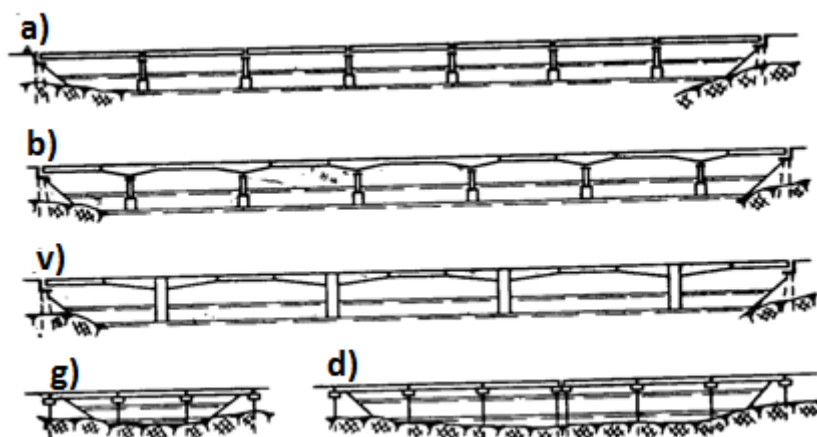
Oraliqlarga bo'lish. Ko'prik konstruksiyasini oraliqlarga bo'lish quyidagi asosiy talablardan kelib chiqib amalga oshiriladi:

- ko'prik ostiga daryoning qabul qilingan sinfiga javob beradigan kema qatnovi uchun mo'ljallangan gabaritlarni joylashtirish;
- eng katta iqtisodiy samara berish;
- ko'prik konstruksiyasi elementlarini iloji boricha ko'proq standartizatsiyalash.

Shunday qilib, ko'prik oraliqlari, bir tomondan, kema qatnovi uchun mo'ljallangan gabaritlardan, boshqa tomondan esa oraliq qurilmalari va tayanchlar narhi yig'indisining eng kichik bo'lishidan kelib chiqib belgilanadi.

a) *Eng maqbul oraliqning kattaligi* ko'prik tayanchi zaminining turini va qo'llanilayotgan oraliq qurilmalarning sistemasini tanlashga bog'liqdir. Bu tanlov ko'prikning narxiga yuqori darajada ta'sir ko'rsatadi. Ma'lumki, to'sinli ko'priklar uchun oraliqning eng maqbul kattaligi - qachonki tayanchlarning qiymati ularga tayangan oraliq qurilmalarning (qatnov

qismisiz) qiymatiga taxminan teng bo'lsa. Arkali konstruksiyalar uchun ham to'sinli ko'priklarnikiga qaraganda anchagina katta bo'lgan eng maqbul oraliq kattaligining nazariy ifodasini topsa bo'ladi. Lekin nazariy formulalar eng maqbul oraliq kattaligini faqat taxminan belgilab beradi.



2.6-rasm. Teng oraliqli rasporsiz temirbeton ko'priklarning misollari

Bir qator mahalliy shartlar, masalan, grunt tuzilmalarining bir jinsli emasligi, suv chuqurligining daryo kengligi bo'yicha joylashishi harhilligi, konstruksiyalarga qo'yilgan standartizatsiya va tipizatsiya (bir turlilik) talablari, arkalar strelkalarini bemalol ko'tarish imkoniyatining borligi, qurilish jixozlarining (podmostlar, kranlar, suzuvchi vositalar) oddiyligi yoki murakkabligi - ushbu oraliq kattaligini tamoman o'zgartirib yuborishi mumkin. Shuning uchun eng maqbul oraliq kattaligini asosliroq ravishda belgilash maqsadida, odatda, ko'prikn oraliqlarga bo'lishning bir necha variantlari tuziladi va ular narxi va boshqa texnik-iqtisodiy ko'rsatkichlari bo'yicha (barcha mahalliy shartlarni hisobga olgan holda) o'zaro taqqoslanadi.

b) *Rasporsiz temirbeton ko'priklarni oraliqlarga bo'lish.* Agar geologik shartlarga ko'ra rasporni tayanchlarga uzatib bo'lmasa, unda to'sinli sistemalar – qirqilgan, qirqilmagan va konsol (2.6 –rasmga qarang),

romli-to'sinli (2.6 –rasmga qarang) ko'priklar yoki tortqichli arkalar (2.7,j –rasmga qarang) qo'llanilishi mumkin.

Agar iqtisodiy jihatdan maqbul oraliq kemalar qatnovi uchun mo'ljallangan oraliqqa teng yoki undan katta, yoki kemalar qatnovi umuman bo'lmasa, oraliqlarga bo'lish shartlari ancha osonlashadi, chunki bu hol barcha oraliqlarni uzunligi bir hil standart oraliq qurilmalar bilan berkitishga imkon yaratadi (2.6 – rasm).

Barcha elementlarni maksimal darajada standartlashtirish ayniqsa yo'l qurilishi bilan bir vaqtda qurilayotgan kichik va o'rta ko'priklar uchun (2.6,g,d –rasm) katta ahamiyatga egadir. Oraliq qurilmalar va tayanchlar montaj elementlarining standartligi va ularni o'zaro almashtirishning imkoni borligi ushbu elementlarni tayyorlashni, saqlashni, tashishni va montaj qilishni juda ham osonlashtiradi.

Agar iqtisodiy jihatdan maqbul oraliq kemalar qatnovi uchun mo'ljallangan oraliqdan kichik bo'lsa yoki ko'prikning uzunligi bir hil bo'lgan tipovoy oraliq qurilmalarni qo'llashga imkon bermasa, unda oraliqlari bir hil bo'lmagan ancha murakkab sxemalarni qo'llashga to'g'ri keladi (2.7 – rasm).

Kemalar qatnovi uchun mo'ljallangan oraliq va qayirda joylashgan oraliqlar o'rtasidagi farq katta bo'lganda to'sinli konstruksiyadan (2.7,a,b – rasm) voz kechib kema qatnovi oralig'ini berkitish uchun raspori o'ziga qabul qilingan va tayanch reaksiyalari to'sinlarnikidek bo'lgan arkali sistemani qo'llash mumkin bo'ladi (2.7,v – rasm).

Yig'ma konstruksiyali (qirqilgan, qirqilmagan yoki konsolli) to'sinli ko'priklarni oraliqlarga bo'lishda ularni montaj qilishning taxmin qilingan uslublari va bor bo'lgan montaj uskunalari hisobga olinishi kerak. Oraliqlarning o'lchamlarini belgilashda montaj elementlarining og'irligi

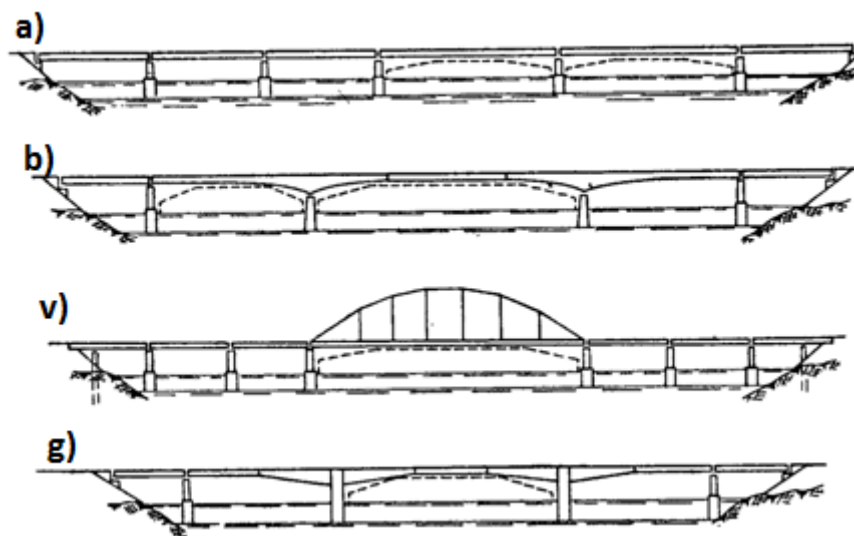
bor bo'lgan transport vositalarining va montaj kranlarining quvvatiga mos kelishini ko'zda tutish lozim. Bunda faqat bo'ylama choklar bilan bo'lingan (bir butun to'sinlardan tuzilgan) yoki ko'ndalang chokli (qisqa bloklardan tuzilgan) yig'ma oraliq qurilmalarni qo'llash mumkin.

Romli-to'sinli ko'priklarni oraliqlarga bo'lishda, ko'p hollarda, elementlarni maksimal standartlashtirishga imkon beradigan, uzunligi teng bo'lgan oraliqlar qo'llaniladi (2.6,v – rasm), lekin uzunligi teng bo'lmagan oraliqlarni ham qo'llasa bo'ladi (2.7,g – rasm).

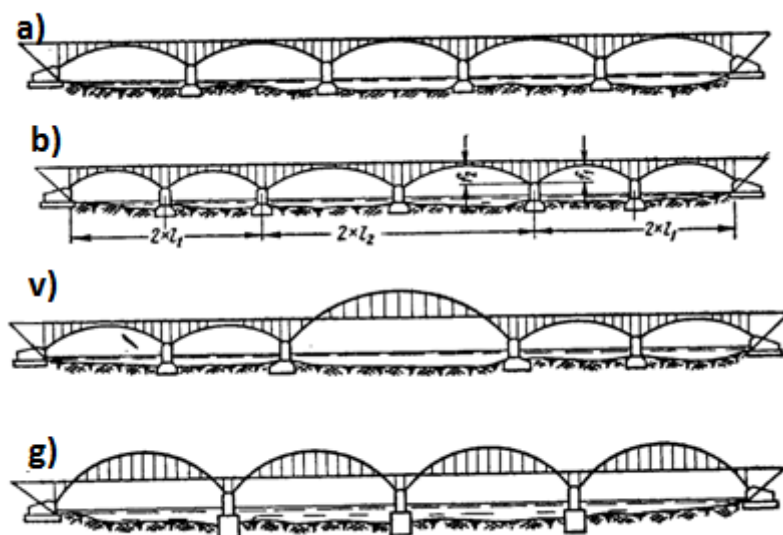
Oraliq qurilmalarning sistemasini, oraliqlar sonini, ularning turkumlari va o'lchamlarini o'zgartirib mahalliy shartlar talablariga javob beradigan bir qator variantlar tuzish mumkin.

v) *Rasporli arkali ko'priklarni oraliqlarga bo'lish.* Arka konstruksiyali ko'priklarning variantlarini tuzishda qatnovi ustidan, o'rtasidan yoki ostidan bo'lgan oraliq qurilmalarni qo'llash mumkin. Mahalliy shartlarga bog'liq ravishda, bunda sharnirsiz, ikki sharnirli va uch sharnirli arkalar yoki gumbazlar, egiluvchan arkali bikir to'sin ko'rinishidagi kombinatsiyalangan sistemali arkali ko'priklar qo'llanilishi mumkin. Oxirgi ikki sistema muvaffaqiyat bilan yig'ma ko'priklarda qo'llaniladi.

Arkali ko'prikning eng ratsional varianti (agar mahalliy shartlar ruxsat bersa) oraliqlari bir hil va qatnovi ustidan bo'lganidir. Bunday konstruksiyada doimiy yuklardan hosil bo'lgan raspor oraliq tayanchlarda tenglashadi va oraliq qurilmalarning, tayanchlarning elementlarini standartizatsiya va tipizatsiya (bir turli qilish) qilish masalasi to'laroq ta'minlanadi. Bu hol ayniqsa yig'ma ko'priklar uchun juda muhimdir (2.8,a – rasm).



2.7-rasm. Oraliqlari teng bo‘lmagan rasporsiz temirbeton ko‘priklarning misollari



2.8-rasm. Temirbeton arkali ko‘priklarni oraliqlarga bo‘lish sxemalari

Shuningdek, katta o‘lchamli kema qatnovi oraliqlarini va kichik o‘lchamli qirg‘oq oraliqlarini qo‘llash ham mumkin (2.8,b – rasm). Bunda doimiy yukdan hosil bo‘lgan rasporni tenglashtirish uchun arkalarining strelkalari quyidagi ifoda bo‘yicha belgilanishi lozim:

$$f_1 : f_2 = p_1 l_1^2 : p_2 l_2^2 , \quad (2.3)$$

bu yerda p_1 va p_2 - har bir metrga tushadigan doimiy yuk.

(3) formula uch sharnirli arka rasporining quyidagi formulasidan kelib chiqadi:

$$H = pl^2 / 8f \quad (2.4)$$

Oraliqlarni bo'lishda rasporlarni tenglashtirish uchun (2.8,b – rasmga qarang) katta oraliqlarda engillashtirilgan konstruksiyalarni, masalan, alohida turgan arkalarini, yon oraliqlarda esa og'irroq bo'lgan yaxlit gumbazli arkalarini qo'llash mumkin.

Kemalar qatnovi oraliqlari va qayir oraliqlari o'lchamlarida katta farq bo'lganda rasporlarni tenglashtirish uchun oraliq qurilmalarning kema qatnovi qismida qatnovi o'rtadan bo'lgan arkali konstruksiyani qo'llash maqsadga muvofiqdir. Bu arkalarining strelkalarini ancha yuqoriga ko'tarishga (2.8,v-rasm) va shu yo'l bilan rasporni kichiklashtirishga imkon beradi.

Grunt shartlari etarli darajada yaxshi bo'lmagan hollarda tayanchning bir tomonida joylashgan vaqtinchalik yukdan hosil bo'lgan rasporni kichraytirish, shuningdek arka elementlarini standartlashtirish uchun ko'priknining butun uzunligi bo'yicha qatnovi o'rtadan bo'lgan bir hil oraliq qurilmalarini qo'llash (2.8,g-rasm) mumkin bo'ladi.

Yig'ma arkali ko'priklar sxemalarini ishlab chiqishda oraliq qurilmalar elementlarini montaj elementlariga bo'lib chiqish imkoniyati hisobga olinishi kerak, chunki bunda ushbu elementlarni tashish va montaj qilishda qo'llanilayotgan transport vositalari va montaj kranlarining yuk ko'tarish qobiliyati hisobga olinadi.

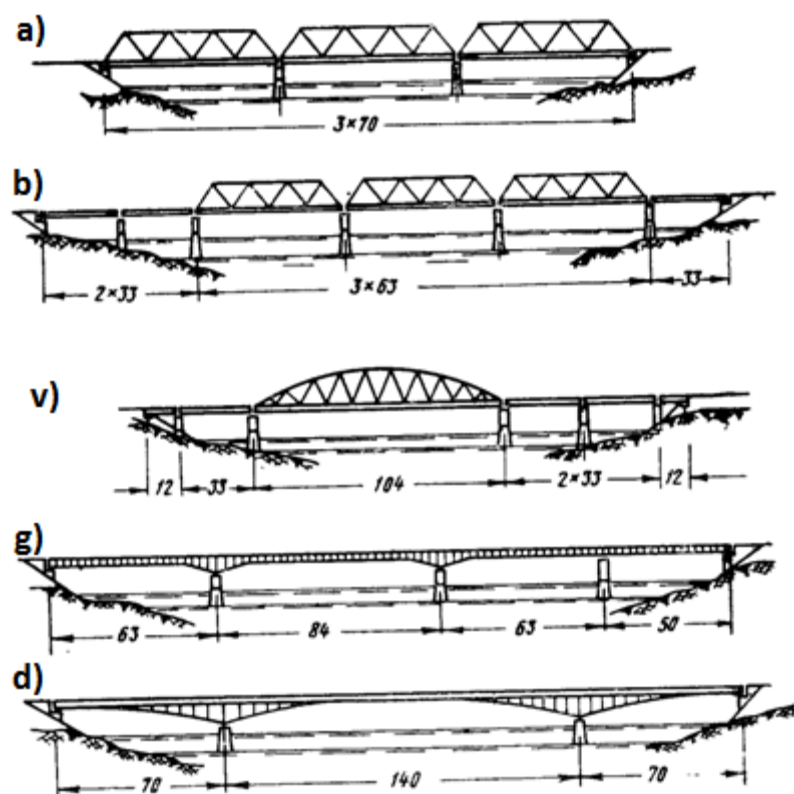
Arkali oraliqlarni joylashtirishning turli kombinatsiyalarini ko'rib chiqib va ularning strelkalari o'lchamlarini o'zgartirib, ko'priknining mahalliy shartlarga javob beradigan bir qator variantlarini tuzishimiz mumkin bo'ladi.

g) *To'sinli metall ko'priklarni oraliqlarga bo'lish.* To'sinli metall ko'priklarni oraliqlarga bo'lishda, temirbeton ko'priklarniki kabi, ko'prik oraliqlari, bir tomondan, kema qatnovi uchun mo'ljallangan gabaritlardan, boshqa tomondan esa oraliq qurilmalari va tayanchlar narhi yig'indisining eng kichik bo'lishidan kelib chiqib belgilanadi.

2.8,a-rasmda ko'priknı oraliqlarga bo'lish misoli keltirilgan. Bunda kemalar qatnovi oraliq'ining talab qilingan uzunligi – 60 metr, iqtisodiy jihatdan maqbul oraliq esa 70 metrga teng. 2.8,a-rasmda keltirilgan sxema iqtisodiy samaradorligidan tashqari oraliq qurilmalar elementlarini maksimal darajada standartlashtirish imkoniyatini ham beradi.

Ko'priknı oraliqlarga bo'lishda, ko'p hollarda, kemalar qatnovi uchun mo'ljallangan oraliqlar uzunligini kema qatnovi talablaridan kelib chiqib belgilab, ushbu oraliqni berkitishda metall oraliq qurilmalar, ko'priknıing qolgan qismida esa iqtisodiy ko'rsatkichlari maqbul bo'lgan temirbeton oraliq qurilmalar qo'llaniladi.

2.8,b-rasmda kema qatnovi oraliqlari uchta bo'lgan (daryo chuqurliklari bir joydan boshqa joyga ko'chishi extimoli borligi hisobga olingan) ko'priknı oraliqlarga bo'lish misoli keltirilgan. Ushbu oraliqlar metall, bikir ostki belboqqa ega bo'lgan fermali qirqilgan oraliq qurilmalar bilan berkitilgan (2.2,m-rasmga qarang). Daryoning qayir qismlarini berkitish uchun tipovoy yig'ma temirbeton oraliq qurilmalar qo'llanilgan. Ko'priknı oraliqlarga bo'lishning bunday sxemasi ko'proq avtoyo'l ko'priklarida qo'llaniladi.



2.9-rasm. Metall ko‘priklarni oraliqlarga bo‘lish misollari

2.7,v-rasmda metall va temirbeton oraliq qurilmalar qo‘llanilib ko‘priknı oraliqlarga ratsional bo‘lishning misoli keltirilgan. Uzunligi 100 metr bo‘lgan kema qatnovi oraliq‘i bikir ostki belbog‘lari bo‘lgan segment ko‘rinishidagi fermali metall oraliq qurilmalar bilan (2.7,n-rasmga qarang) berkitilgan, ko‘priknıng qolgan qismi uchun esa tipovoy temirbeton oraliq qurilmalar qo‘llanilgan. Qirg‘oq konuslari ko‘tarma ichida joylashgan qoziqli tayanchlarga tayangan kichik oraliq qurilmalar bilan berkitilgan.

Metall oraliq qurilmalar sistemalarining turli-tumanligi ularni har qanday mahalliy shartlarda muvaffaqiyat bilan qo‘llashga imkon yaratadi. 2.9,g-rasmda qatnov qismining sathi yo‘l bo‘ylama profilning umumiy yechimidan kelib chiqib belgilangan, qatnov sathi va kema qatnovi gabariti orasida qatnovi ustidan bo‘lgan qirqilmagan konstruksiyani joylashtirishga etarli bo‘shliq bo‘lgan ko‘prik misoli keltirilgan. Ko‘prik qurilishi bo‘yicha

ishlarni olib borish shartidan kelib chiqib ko‘prikning butun oralig‘i qirqilmagan konstruksiya bilan berkitilgan.

2.9,d-rasmda uzunligi katta bo‘lgan kema qatnovi oralig‘ida qatnovi ustidan va kichik qurilish balandligiga ega bo‘lgan oraliq qurilmali ko‘prikning konstruksiyasi keltirilgan. Bu yerda, ostida podprugolari (podprujnaya sistema) bo‘lgan qirqilmagan to‘sin ko‘rinishidagi kombinatsiyalangan sistema qo‘llanilgan (2.3,a-rasmga qarang).

Qayir qismlari temirbeton oraliq qurilmalar bilan berkitilgan metall ko‘priklarni oraliqlarga bo‘lishning bir necha misollari 2.7 va 2.9-rasmlarda keltirilgan.

Oraliqlarning sonini, ularning o‘lchamlari va kombinatsiyalarini, shuningdek oraliq qurilmalarning sistemalarini o‘zgartirib mahalliy shartlar talablarini qondiradigan bir qator variantlar tuzish va ularni texnik-iqtisodiy jihatdan o‘zaro taqqoslab eng maqbul echimni topish mumkin bo‘ladi.

2.2. Ko‘prik variantlarini loyihalashda asosiy ishlarning xajmini aniqlash

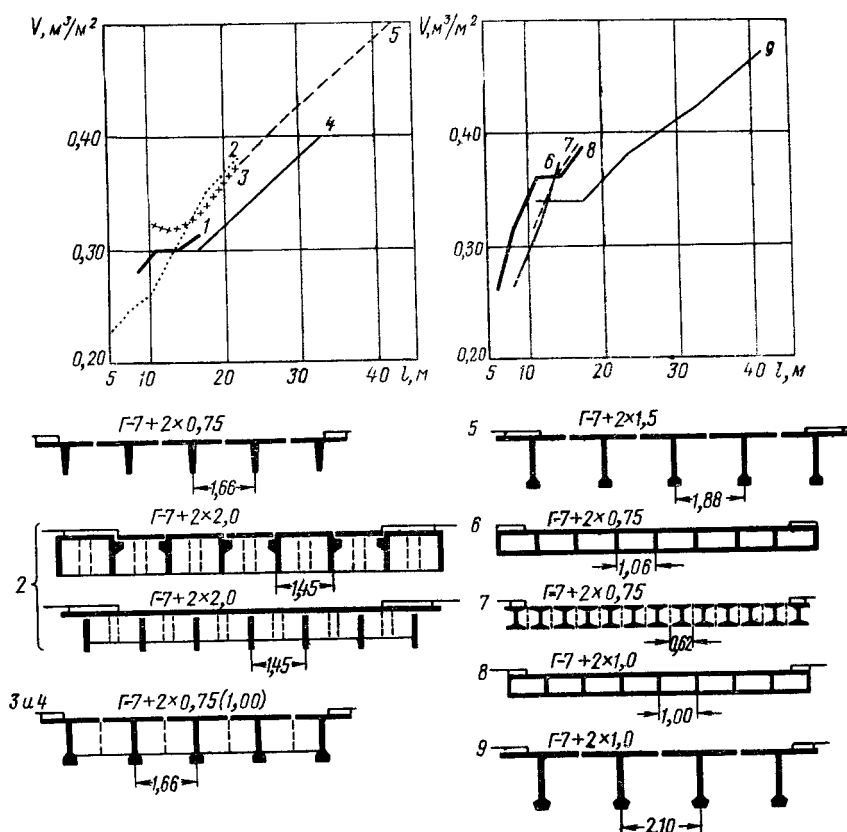
Ko‘prik konstruksiyasining variantlarini o‘zaro taqqoslash uchun ularning har biriga ketadigan materiallarning (beton, temirbeton, armatura, konstruksion metall va boshq.) miqdorini etarli darajada aniqroq qilib topish kerak bo‘ladi.

Variantlarni loyihalashda, ko‘prikning asosiy o‘lchamlari, odatda, amaliyot ma’lumotlaridan kelib chiqib belgilanadi (o‘rta qiymatlari olinadi). Oraliq qurilmalar va tayanchlarga ketadigan material sarfini aniqlashda ularning tipovoy loyihalari ma’lumotlaridan foydalanish ko‘p

qo'llaniladi. Zarur bo'lgan holatlarda ko'prik konstruksiyasi ba'zi elementlarining eskiz hisobi amalga oshiriladi.

Agar o'lchamlari berilgan bo'lsa yoki o'lchamlari eskiz hisob-kitoblar bo'yicha aniqlangan bo'lsa, shakllarining oddiyligi tufayli temirbeton oraliq qurilmalar va tayanchlarining hajmini aniqlash qiyinchilik tug'dirmaydi. Metall oraliq qurilmalari uchun metall sarfi maxsus yarimemperik formulalar bo'yicha aniqlanadi (davomiga qarang).

Sof oralig'i 40 metrgacha bo'lgan temirbeton yig'ma qirrilgan ko'priklarda material sarfini aniqlash. Yig'ma temirbeton oraliq qurilmalardagi beton sarfini aniqlash uchun avtoyo'l ko'priklarining tipovoy loyihalari ma'lumotlari bo'yicha tuzilgan grafiklardan (18-rasm) foydalanishimiz mumkin. Ushbu grafiklarda beton sarfi trotuar panjaralari orasidagi sof oralig'ning plandagi har bir kvadrat metri uchun kub metrlarda berilgan.



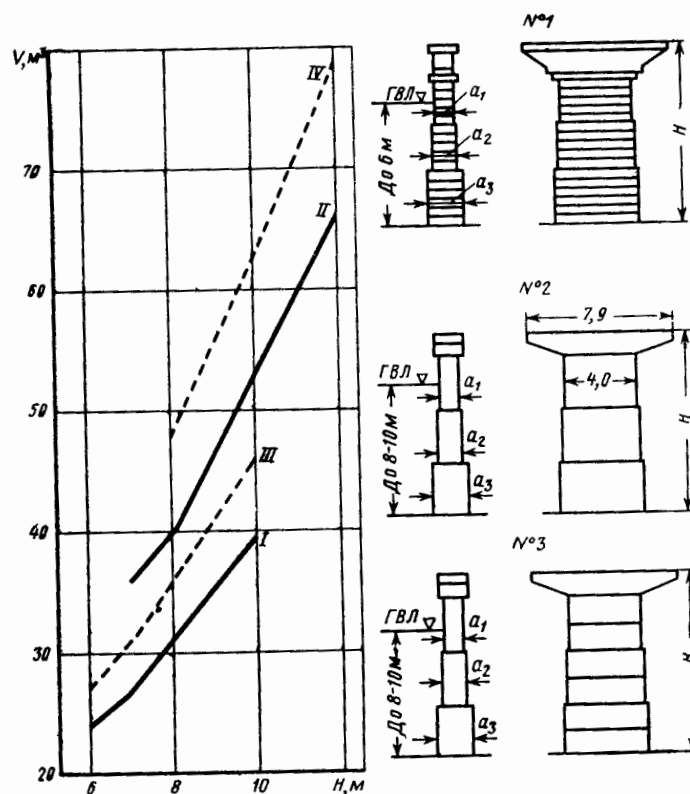
2.10-rasm. Soforalig'i 40 metrgacha bo'lgan temirbeton yig'ma oraliq qurilmalar uchun beton sarfi grafiklari

1-karkas armaturali (56 SDP tipovoy loyiha bo'yicha); 2-karkas armaturali (T-817 GKDT tipovoy loyiha bo'yicha); 3- stendda tayyorlanadigan oldindan zo'riqtirilgan armaturali (122 SDP tipovoy loyiha bo'yicha); 4- stendda tayyorlanadigan oldindan zo'riqtirilgan armaturali (123 SDP tipovoy loyiha bo'yicha); 5- stendda tayyorlanadigan oldindan zo'riqtirilgan armaturali (T-1043 GKDT tipovoy loyiha bo'yicha); 6-g'ovak bloklardan tuzilgan strunobetonli (137 SDP tipovoy loyiha bo'yicha); 7-ikki tavrli bloklardan tuzilgan strunobetonli (142 SDP tipovoy loyiha bo'yicha); 8-g'ovak bloklardan tuzilgan, unifikatsiyalangan; 9-ikki tavrli to'sinlardan tuzilgan, unifikatsiyalangan;

Har 1 m^3 beton uchun armaturaning sarfi, kg larda (2.10-rasmga qarang):

1 va 2 tur oraliq qurilmalar uchun	250-300 kg
3,4 va 5 tur oraliq qurilmalar uchun.....	160-175 kg
6 va 7 tur oraliq qurilmalar uchun.....	90-120 kg
8 tur oraliq qurilmalar uchun.....	120-130 kg
9 tur oraliq qurilmalar uchun.....	150-160 kg

Turli konstruksiyaga ega bo'lgan (monolit, yig'ma, yig'ma-monolit) yaxlit oraliq tayanchlar uchun beton va temirbetonning jamlangan sarfi 2.11-rasmda keltirilgan grafik orqali aniqlanishi mumkin.



2.11-rasm. Temirbeton va beton sarfining (V) G7 + 2x0,75 gabaritli (boshqa gabaritlarda materiallar sarfi G + T ga taxminan proporsional) oraliq qurilmalar uchun mo'ljallangan, 143-144 -tipovoy loyihada keltirilgan yaxlit tayanchlarning balandligiga (N) bog'liqliligi grafigi. №1 tayanchlar – yig'ma; №2 tayanchlar – monolit; №3 tayanchlar – yig'ma-monolit;

I – №1 tayanchlar uchun, $l_0 = 15$ va 20 metr bo'lganda; II - №1 tayanchlar uchun, $l_0 = 30$ va 40 metr bo'lganda; III - №2 va №3 tayanchlar uchun, $l_0 = 15$ va 20 metr bo'lganda; IV - №2 va №3 tayanchlar uchun, $l_0 = 30$ va 40 metr bo'lganda; $a_1 = 0,9-1,1$ metr; $a_2 = 1,1-1,5$ metr; $a_3 = 1,3-1,9$ metr;

Yaxlit tayanchlarda temirbeton sarfi (2.11-rasmga qarang):

№1 – tayanchlar uchun:

$l_0 = 20$ metr bo'lganda $9,5 \text{ m}^3$

$l_0 = 30$ va 40 metr bo'lganda $11,0 \text{ m}^3$

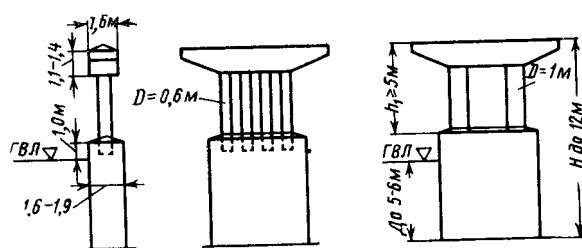
№2 – tayanchlar uchun:

$l_0 = 20$ metr bo'lganda $9,0 \text{ m}^3$

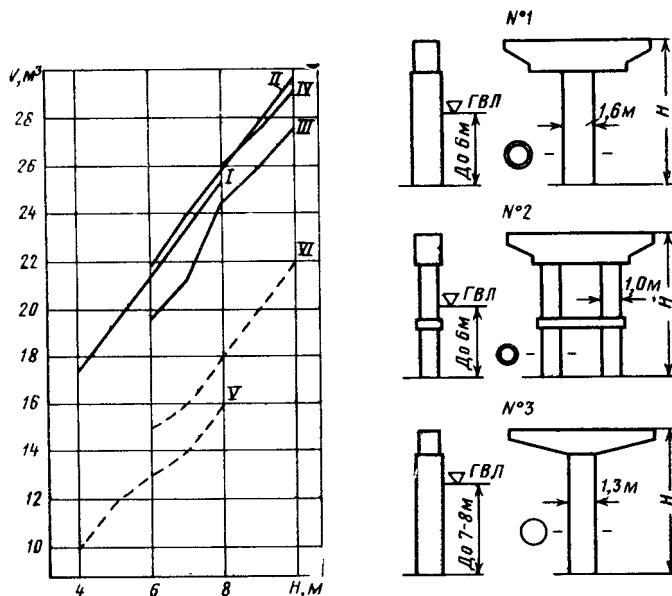
$l_0 = 30$ va 40 metr bo'lganda $12,0 \text{ m}^3$

Yaxlit tayanchlarda 1 m^3 temirbetonga o'rtacha $50-80 \text{ kg}$ metall sarflanadi deb hisoblanadi.

Ust qurilmali yaxlit oraliq tayanchlarda beton va temirbeton sarfi 2.12-rasmda keltirilgan tayanchlarning geometrik o'lchamlari bo'yicha to'g'ridan-to'g'ri hisoblab chiqilishi mumkin. Ust qurilmali yaxlit oraliq tayanchlarda 1 m^3 temirbetonga o'rtacha $80-100 \text{ kg}$ metall sarflanadi deb hisoblanadi.



2.12-rasm. Ust qurilmali yaxlit oraliq tayanchlar

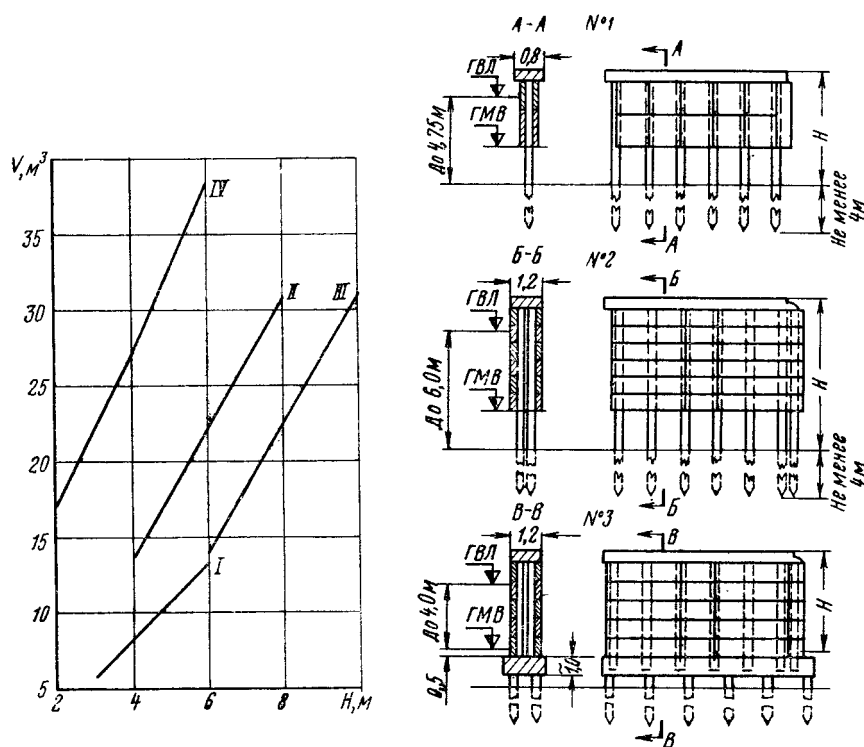


2.13-rasm. Temirbeton va beton sarfining (V) $G7 + 2 \times 0,75$ gabaritli (boshqa gabaritlarda temirbeton sarfi: №1 tayanchlar uchun $G + 0,5T$ ga taxminan proporsional; №2 tayanchlar uchun $- G-7+T$; №3 tayanchlar uchun $- G+2T$) oraliq qurilmalar uchun mo'ljallangan, 142-143-tipovoy loyihada keltirilgan ustunli tayanchlarning balandligiga (N) bog'liqliligi grafigi. №1 va №2 tayanchlar – yig'ma; №3 tayanchlar – monolit;

I – №1 tayanchlar uchun, $l_0 = 12,5$ va 15 metr bo'lganda; II - №1 tayanchlar uchun, $l_0 = 20$ metr bo'lganda; III - №2 tayanchlar uchun, $l_0 = 20$ metr bo'lganda; IV - №2 tayanchlar uchun, $l_0 = 30$ va 40 metr bo'lganda; V - №3 tayanchlar uchun, $l_0 = 12,5$ va 15 metr bo'lganda; VI - №3 tayanchlar uchun, $l_0 = 20$ metr bo'lganda;

Yengillashtirilgan konstruksiyali qirg'oq tayanchlari uchun 1 m^3 temirbetonga taxminan $80-110 \text{ kg}$ metall sarflanadi.

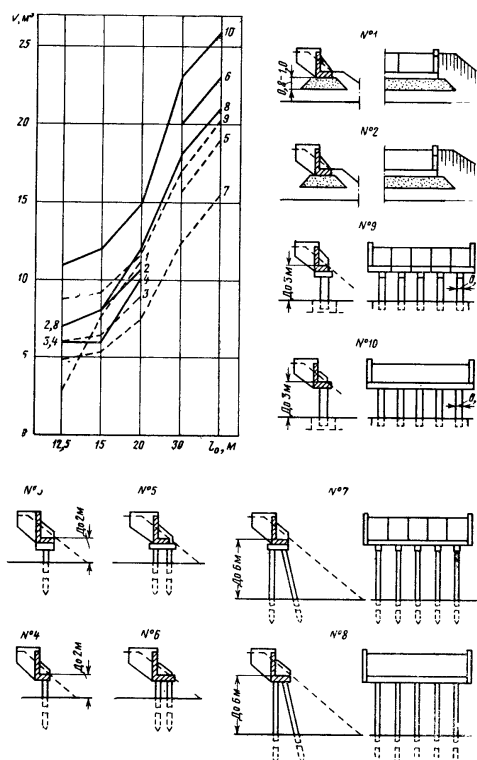
Unifikatsiyalangan oraliq qurilmalarning oraliq tayanchlari uchun beton va temirbetonning umumiy sarfi 2.16-rasmda keltirilgan grafiklar bo'yicha aniqlanishi mumkin.



2.14-rasm. Temirbeton sarfining oraliq qurilmalarning $G7 + 2 \times 0,75$ gabaritli (boshqa gabaritlarda temirbeton sarfi $G7 + 2T$ ga taxminan proporsional) 143-144-tipovoy loyihada keltirilgan qoziqli va ustunli tayanchlarning balandligiga bog'liqliligi grafigi. №1 tayanchlar – bir qator qoziqli; №2 tayanchlar – ikki qator qoziqli; №3 tayanchlar – ustunli; I – №1 tayanchlar uchun, $l_0 = 12,5$ va 15 metr bo'lganda; II - №2 tayanchlar uchun, $l_0 = 12,5$ va 15 metr bo'lganda; III - №2 tayanchlar uchun, $l_0 = 20$ metr bo'lganda; IV - №3 tayanchlar uchun, $l_0 = 12,5$; 15 va 20 metr bo'lganda; Nasadkalar uchun temirbeton sarfi: №1 tayanchlar uchun – $3,35 \text{ m}^3$; №2 tayanchlar uchun – $2 - 5 \text{ m}^3$.

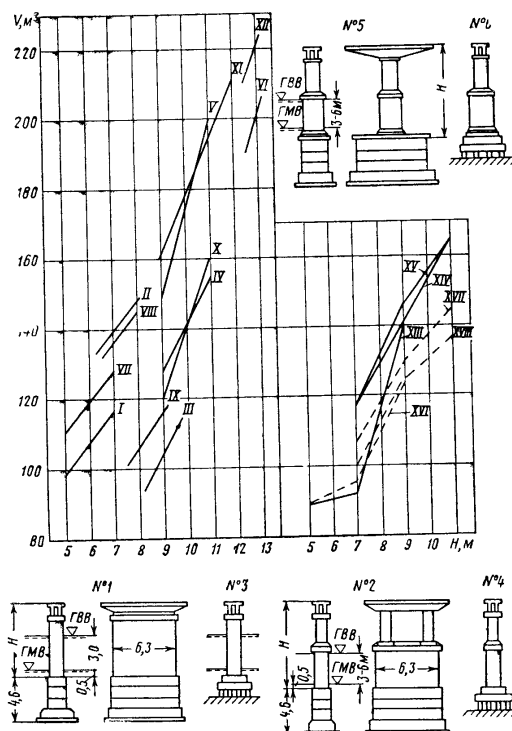
Ushbu tayanchlarda metall sarfi taxminan quyidagi qiymatlarga teng:

№1 va №2 tayanchlar uchun (2.16-rasmga qarang)20 – 50
 kg/m^3
 №3 va №4 tayanchlar uchun75 – 100 kg/m^3
 №5 tayanchlar uchun50 – 65 kg/m^3
 №6 tayanchlar uchun130 – 145 kg/m^3



2.15-rasm. 143-144-tipovoy loyihada keltirilgan G7 + 2x0,75 gabaritli oraliq qurilmalar uchun (boshqa gabaritlarda temirbeton sarfi G7 + 2T ga taxminan proporsional), qirg'oq engillashtirilgan konstruksiyali tayanchlarida temirbeton sarfining eng chetki oraliq sof uzunligiga bog'liqliligi grafigi.

№1 va №2 tayanchlar – lejenli; №3 va №4 tayanchlar – bir qator qoziqli; №5 va №6 tayanchlar – ikki qator qoziqli; №7 va №8 tayanchlar – kozlovoy; №9 va №10 tayanchlar – ustunli; №1, 3, 5, 7, 9 – tayanchlar yig'ma konstruksiyali, yig'malanish koeffitsienti (K_{sb}) №1 tayanch uchun – 0,9; №3, 5 va 7 tayanch uchun – 0,7 dan 0,9 gacha; №9 tayanch uchun – 0,8; №2, 4, 6, 8 va 10 tayanchlar – monolit.

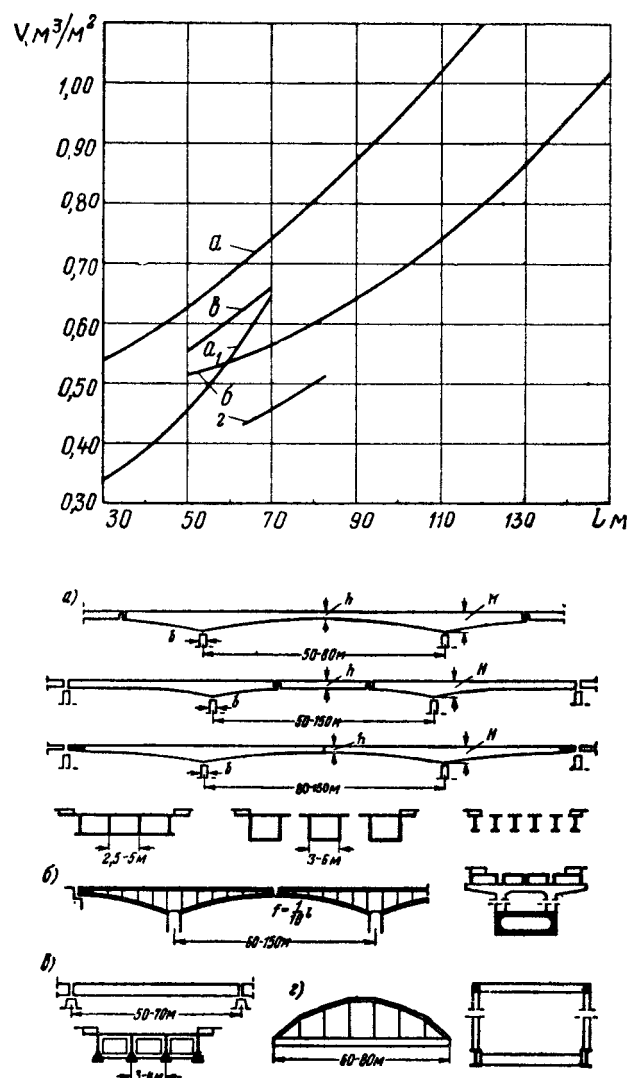


2.16-rasm. G-7+2x1,0 va G-9+2x1,0 gabaritli unifikatsiyalangan oraliq qurilmalar tayanchlariga beton va temirbeton sarfining ularning balandligiga bog'liqligi.

I – №1 tayanchlar uchun, $l_1 = 12,5$ va 15 metr bo'lganda; II - №1 tayanchlar uchun, $l_1 = 18$ va 24 metr bo'lganda; III - №2 tayanchlar uchun $l_1 = 12,5$ va 15 metr bo'lganda; IV - №2 tayanchlar uchun $l_1 = 18$ va 24 metr bo'lganda; V - №2 tayanchlar uchun $l_1 = 33$ metr bo'lganda; VI - №2 tayanchlar uchun, tayanchlar uchun $l_1 = 42$ metr bo'lganda; VII - №3 tayanchlar uchun, $l_1 = 12,5$ va 15 metr bo'lganda; VIII - №3 tayanchlar uchun, $l_1 = 18$ va 24 metr bo'lganda; IX - №4 tayanchlar uchun $l_1 = 12,5$ va 15 metr bo'lganda; X - №4 tayanchlar uchun $l_1 = 18$ va 24 metr bo'lganda; XI - №4 tayanchlar uchun $l_1 = 33$ metr bo'lganda; XII - №4 tayanchlar uchun $l_1 = 42$ metr bo'lganda; XIII- №5 tayanchlar uchun $l_1 = 12,5$ va 15 metr bo'lganda; XIV- №5 tayanchlar uchun $l_1 = 18$ metr bo'lganda; XV - №5 tayanchlar uchun $l_1 = 24$ metr bo'lganda; XVI - №6 tayanchlar uchun $l_1 = 12,5$ va 15 metr bo'lganda; XVII - №6 tayanchlar uchun $l_1 = 18$ metr bo'lganda; XVIII - №6 tayanchlar uchun $l_1 = 24$ metr bo'lganda (G-7+2x1,5, G-8+2x1,0 va G-8+2x1,5 gabaritlarda hajmlarni G-9+2x1,0 gabariti uchun kabi qabul qilinadi).

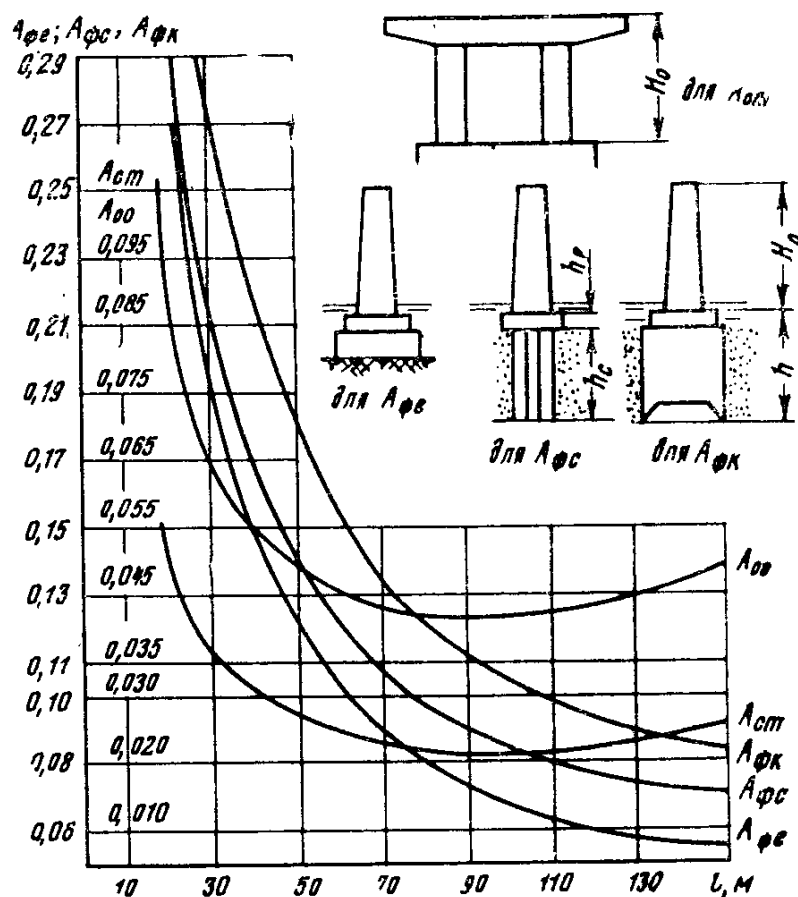
Oraliq uzunligi 40-50 metrdan katta bo'lgan to'sinli tayanch reaksiyali temirbeton ko'priklardagi materiallar sarfi. Oraliq uzunligi 40-50 metrdan katta bo'lgan to'sinli tayanch reaksiyali temirbeton ko'priklardagi materiallar sarfini aniqlash uchun t.f.n. E.I. Pushtorskiy tomonidan ishlab chiqilgan bog'liqliliklardan foydalanish mumkin. Ushbu bog'liqliliklar asosida qurilgan, ko'prik planining bir kvadrat metri uchun

kub metrlda berilgan temirbeton sarfining egri chiziqlari 2.17-rasmda keltirilgan.



2.17-rasm. To'sinli tayanch reaksiyali, katta oraliqli, oldindan zo'riqtirilgan oraliq qurilmalar uchun temirbeton sarfining hisobiy oraliq uzunligiga bog'liqliligi grafigi
 a va a_1 – konsol va qirqilmagan to'sinlar – o'rta va ostki chegaraviy qiymatlari;
 v – ustki tortqichli arka-konsolli oraliq qurilmalar; v – katta oraliqli qirqilgan to'sinlar;
 g – bikir tortqichli egiluvchan arkalar.

$$h = \left[\frac{1}{35} - \frac{1}{60} \right] l ; \quad H = \left[\frac{1}{15} - \frac{1}{20} \right] l ; \quad b = \left[\frac{1}{25} - \frac{1}{30} \right] l ;$$



2.18-rasm. To'sinli ko'priklar tayanchlarining hajmini aniqlash uchun koefitsientlar (4- formulaga qarang); A_{00} – tayanchlarning poydevori obrezi tepasidagi yaxlit qismlari uchun; $A_{ст}$ – tayanchlarning poydevori obrezi tepasidagi ustunli ustqurma uchun; $A_{фв}$ – tabiiy zaminda joylashgan poydevor uchun; $A_{фс}$ – qoziqli zaminda joylashgan poydevor (rostverk) uchun; $A_{фк}$ – tushiriladigan quduq yoki kesson ustida joylashgan poydevor uchun.

Ushbu oraliq qurilmalarda metall sarfi taxminin 200-230 kg/m³ ni tashkil etadi. To'sinli oraliq qurilmalarning oraliq tayanchlaridagi materiallar sarfi t.f.n. E.I. Pushtorskiy tomonidan taklif qilingan koefitsientlar bo'yicha aniqlanishi mumkin (2.18-rasm).

Oraliq tayanchning hajmi (2.18-rasmga qarang) uning alohida olingan qismlari (tayanchning poydevori obrezi yuqorisidagi yaxlit qism, ustunli ustqurma qismi va poydevor qismi) hajmlarining yig'indisidan iborat, ya'ni:

$$V = l' \sum B h_i A_i , \quad (4)$$

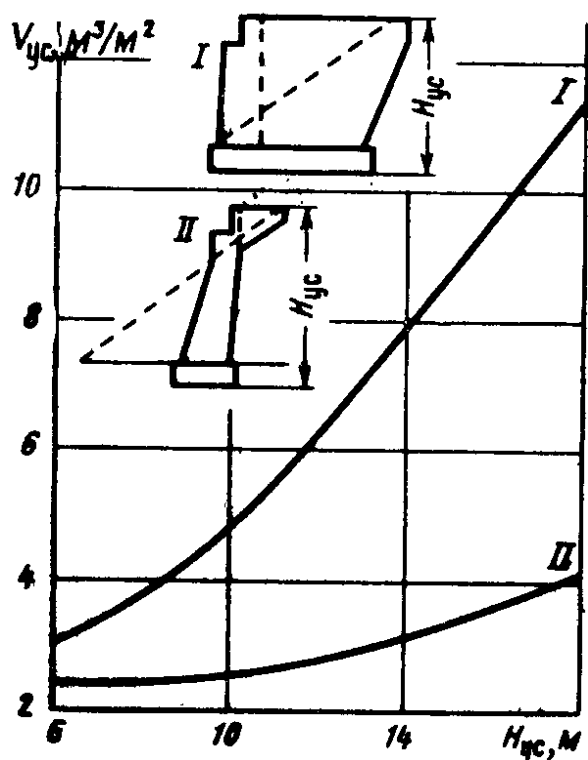
bu yerda: l' - tayanch ikki tomonida joylashgan oraliqlar uzunliklari yig'indisining yarim qiymati; agar chetki tayanch va ko'prik konus bilan erkin konsol yoki konus ustida joylashgan kichik oraliq vositasida birlashadigan bo'lsa, unda l' eng chetki oraliqning uzunligiga teng qilib olinadi, ya'ni $l' = l$. B - ko'priknining trotuar panjaralari orsidagi masofa; h_i va A_i - tayanchning alohida olingan qismlari balandligi va ularga tegishli bo'lgan A koeffitsientlari.

Qatnovi ustidan bo'lgan ko'priklarda tayanchning yuqori qismi uchun 0,8 keffitsientini kiritish mumkin (tayanch o'lchamlarining ko'prik ko'ndalang yo'nalishi bo'yicha kichiklashishi hisobiga).

Qoziqli zaminlar uchun: $h_i = h_p + mh_c$, bu erda m – koeffitsient, kesimi 40x40 sm gacha bo'lgan qoqiladigan qoziqlar uchun $m = 0,1$; diametri 2,5 metrdan kichik bo'lgan obolochkalar uchun $m = 0,15$; diametri 2,5 metrdan katta bo'lgan obolochkalar uchun $m = 0,45$; diametri 2,5 metrdan katta, beton bilan to'ldirilmaydigan obolochkalar uchun $m = 0,3$.

Katta oraliqli to'sinli ko'priklarning yaxlit chetki tayanchlarining (ustoylarining) hajmini aniqlash uchun t.f.n. E.I. Pushtorskiy ma'lumotlari asosida qurilgan va 2.19-rasmda keltirilgan grafikdagi egri chiziqlardan foydalanishimiz mumkin.

Teskari devorli (I) yoki ko'miladigan yaxlit ustoylarning (II) hajmi $V = V_{us} H_{us} B$ ga teng, bu erda B - ko'priknining trotuar panjaralari orsidagi masofa; Qolgan ifodalar 2.19-rasmda ko'rsatilgan.



2.19-rasm. To'sinli ko'priklarning tabiiy zaminda joylashgan yaxlit chetki tayanchlarining hajmi (tayanchning ko'pri o'qiga perpendikulyar bo'lgan vertikal tekislikka proektsiyasi bo'yicha, m^3/m^2 larda).

Romli – to'sinli temirbeton ko'priklarda materiallar sarfi. 2.4-jadvalda romli – to'sinli ko'priklarning tipovoy loyihalari, shuningdek ba'zi individual loyihalar bo'yicha oraliq qurilmalar va tayanchlar uchun materiallar sarfi keltirilgan. Bunda tayanchlarning qalinligi taxminan $\left[\frac{1}{25}\right]l$ ga, oraliq qurilmalarning tayanchlar yaqinidagi balandligi esa $\left[\frac{1}{14} - \frac{1}{18}\right]l$ ga teng qabul qilingan.

2.4- jadval

Oraliq uzunligi, metr larda	Poydevor obrezi ustidagi balandlik		Gabarit	Temirbeton hajmi, m^3/m^2 larda		Armatura sarfi, kg/m^2 larda	
	Ko'prikn ing balandlig i, m	Oraliq qurilma ostigacha bo'lgan tayanchning balandligi, m		oraliq qurilma-da	tayanch da	Oraliq quril-mada	tayanchd a
63	25	20,6	G-8+2x1,5	0,49	0,45	85	27
63	25	20,6	G-14+2x2,25	0,46	0,40	76	25
84	25	19	G-8+2x1,5	0,54	0,37	89	27
84	25	19	G-14+2x2,25	0,50	0,33	81	26
110	18	12,3	G-12+2x2,25	0,89	0,76	150	22
126	30	23	G-14+2x2,25	0,76	0,88	170	60
148	28	19	G-14+2x2,25	0,90	1,30	200	60

Tayanchlarning balandligi 2.4-jadvalda ko'rsatilganidan boshqacha bo'lganda temirbeton sarfi ularning poydevorlari obrezidan oraliq qurilmaning ostigacha (tayanchga yaqin joyda) bo'lgan balandliklariga proporsional ravishda aniqlanishi mumkin.

Metall va po'lattemirbeton ko'priklarning oraliq qurilmalaridagi metall og'irligini aniqlash. Metall ko'priklar oraliq qurilmalaridagi metallning umumiy og'irligi trotuarlar, qatnov qismining to'sinli kataklari va bosh fermalar yoki to'sinlar, ularning bog'lamalari og'irliklari yig'indisidan tashkil topadi.

Fermalar o'qlari orasidagi ko'prik planining bir kvadrat metri uchun to'sinli kataklarning (agar ular bor bo'lsa) og'irligi quyidagi qiymatlarni tashkil etadi:

Faqat ko'ndalang to'sinlar bo'lganda..... 40 dan 60 kg/m^2 gacha

Bo'ylama va ko'ndalang to'sinlar bo'lganda..... 80 dan 120 kg/m^2 gacha

Trotuar konstruksiyasidagi metall og'irligi..... 30 dan 50 kg/m^2 gacha

Bog‘lamalar metallining og‘irligi, odatda, bosh fermalar yoki bosh to‘sinlar metallining og‘irligiga bog‘liq ravishda qabul qilinadi: $g_{sv} = \delta g_f$, bu erda δ ning qiymati 0,1 dan 0,12 gacha olinadi.

Bosh fermalar yoki bosh to‘sinlar metallining og‘irligi N.S. Streletskiy formulasi orqali aniqlanishi mumkin:

$$g_f = \left[\frac{ak_0 + 1,26g_{pr.ch}}{\frac{R}{\gamma} - 1,2bl(1 + \delta)} \right] l ,$$

bu formulada: g_f – ferma yoki to‘sinning 1 metr uzunligidagi (pogonniy metr) metall og‘irligi; l – ferma yoki to‘sinning hisobiy oralig‘i, metrlarda; $n_{vr} = 1,4$ va $n_{post} = 1,2$ – yuk bo‘yicha ishonchlilik koeffitsientlari (doimiy yuk uchun umumiy yukning o‘rtacha qiymati olingan); γ – metallning hajmiy og‘irligi, kg/m³ larda (7850); $g_{pr.ch.}$ - ferma yoki to‘sinning 1 metr uzunligi uchun qatnov qismi va trotuarlar og‘irligi; a va b – og‘irlik xarakteristikalar (turli oraliq qurilmalar uchun har-hil, 2.1-2.3- jadvallarga qarang); k_0 – barcha turdagi vaqtinchalik yuklarning (avtomobillar + piyodalar) o‘rniga qo‘yiladigan ekvivalent yuk (ko‘ndalang qo‘yish koeffitsienti, ko‘p polosalik va dinamik koeffitsient hisobga olingandagi holatga).

$$k_0 = (1 + \mu)k_e \beta_0 \eta_{avt} + 0,4\eta_t ,$$

bu yerda: η_{avt} va η_t - ko‘ndalang qo‘yish koeffitsientlari; β_0 – ko‘p polosalik koeffitsienti; k_e – uchi oraliq choragida bo‘lgan uchburchak ta’sir chizig‘i uchun bir qator avtomobillardan tushgan ekvivalent yuk; 0,4 – trotuarning 1 m² yuzasiga piyodalardan tushadigan yuk, (tonna).

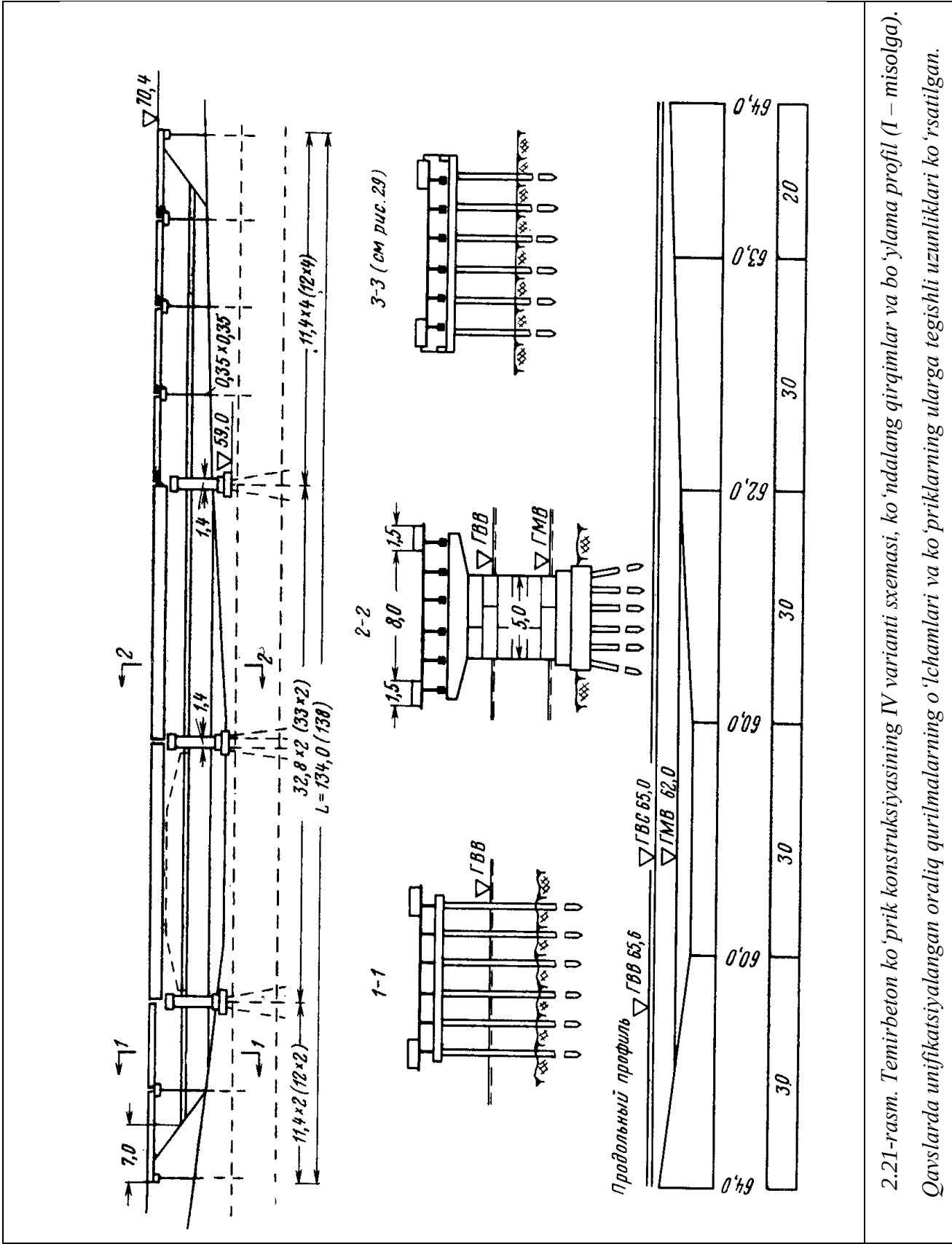
2.3. Ko‘prik konstruksiyasi variantlarini o‘zaro taqqoslash

Umumiy qoidalar. Ko‘prik konstruksiyasi variantlarini taqqoslash va ularning ichidan eng maqsadga muvofiq‘ini tanlab olishda turli texnik-iqtisodiy ko‘rsatkichlar, ya’ni smeta narhi (moliyaviy harajatlar), mexnat sarfi, qurish vaqti, ekspluatatsion xarajatlari, asosiy va yordamchi konstruksiyalar uchun ishlatiladigan beton va metall miqdori hisobga olinadi.

Shahar va uning atrofida quriladigan ko‘priklarda, shuningdek yirik avtomagistrallar ko‘priklarida, yuqoridagi ko‘rsatkichlardan tashqari inshootning tashqi ko‘rinishiga ham katta e’tibor qaratiladi.

Ko‘prik variantini tanlashda maxsus transport va montaj jihozlari, boshqa qurilish mexanizmlari va vositalarining (armaturani tortish uchun domkratlar, ortish va tushirish uchun kranlar, vibrozichlagichlar, qiya joylashgan qoziqlarni qoqish uchun koperlar va boshq.) borligi yoki yo‘qligi ham ta’sir ko‘rsatishi mumkin. Ko‘prikning texnik-iqtisodiy ko‘rsatkichlari bo‘yicha eng ratsional bo‘lgan varianti, agar qurilish tashkilotida etarli darajada kuchli transport va qurish jihozlari bo‘lmasa, bunyod etish uchun qabul qilinmasligi mumkin.

Ko‘prik variantlarini smeta narhi bo‘yicha taqqoslash. Eng sodda hollarda, ya’ni ko‘prikning oraliq qurilmalari, tayanchlari va tayanchlar zaminlari bir hil bo‘lganda va tuzilgan variantlar bir-birlaridan faqat oraliqlar o‘lchamlari yoki ularning joylashishlari bilan (2.20,2.21–rasmlar) farq qilganda, ushbu variantlarni taqqoslash faqatgina ularning smeta narhini o‘zaro taqqoslash bilan chegaralanadi.



2.21-*ras*m. Temirbeton ko 'prik konstruksiyasining IV varianti sxemasi, ko 'ndalang qirgimlar va bo 'ylama profil (1 – misolga). Qavslarda unifikatsiyalangan oraliq qurilmalarning o 'lchamlari va ko 'priklarning ularga tegishli uzunliklari ko 'rsatilgan.

Bunda har bir variant bo'yicha ko'prik inshootlarini qurish usullari va qurish muddatlari bir hil yoki bir-biridan kam farq qiladi deb faraz qilinadi.

Smeta narhlarining taxminiy qiymatlari alohida olingan ish turlarining hajmi va ularning yiriklashtirilgan birlik narhlari bo'yicha hisoblab chiqilishi mumkin.

Ko'prik variantlarini keltirilgan narhlar bo'yicha taqqoslash.
Konstruktiv sxemalari, qo'llanilayotgan materiallari har-xil yoki qurish muddatlari bo'yicha katta farqqa ega bo'lgan ko'prik variantlari o'zaro taqqoslanayotganda ularning qiyosiy iqtisodiy samaradorligini baholash murakkablashadi. Eng ratsional variantni tanlashda ularning faqatgina smeta narhigina emas, balki moliyaviy xarajatlarga turli ish sarfining (sermashaqqatliligining) ta'siri, taqqoslanayotgan variantlar bo'yicha qurish muddatlarining turliligi va ularni ekspluatatsiya qilish narxining harxilligi e'tiborga olinishi kerak. Ushbu faktorlarni (omillarni) hisobga olish uchun variantlarning keltirilgan narhlari deb ataladigan kattaliklarni aniqlash mumkin bo'ladi va ular o'zaro taqqoslanadi.

Keltirilgan narh quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$K_{pr} = K_i + \frac{E_i}{E_n} - R_i - N_i ,$$

bu yerda: K_i – i –variantining moliyaviy xarajatlari (smeta narhi);

E_i – yillik ekspluatatsion xarajatlar (oraliq qurilmalar narhidan foiz hisobida qabul qilinadi); temirbeton oraliq qurilmalar uchun E_i taxminan 0,3% ga, metall oraliq qurilmalar uchun E_i taxminan 0,8% ga teng;

E_n – moliyaviy xarajatlarning normativ samaradorlik koeffitsienti, 0,1 ga teng qabul qilinadi;

R_i - iqtisodiy samaradorlik (qurilishda band bo'lgan ishchilar soni bir hil bo'lsa va taqqoslanayotgan variantlarning qurilish muddati turlicha bo'lganda hisobga olinishi kerak).

$$R_i = R'_i + R''_i, \quad (6)$$

bu yerda: R'_i – ko'priknı turli muddatlarda ekspluatatsiyaga kirgizish natijasida olingan iqtisodiy samaradorlik;

$$R'_i \approx K_i E_n (T_{baz} - T_i) 0,5; \quad (7)$$

bu yerda: T_{baz} va T_i – ko'priknıng asosiy (bazisniy) varianti sifatida qabul qilingan varianti va ko'rilayotgan varianti uchun qurilish muddatlari;

0,5 – koeffitsient, $(T_{baz} - T_i)$ yil ilgariroq moliyaviy xarajatlarnı (K_i) amalga oshirish (smetada ko'rsatilgan summani sarflash) zaruriyati tufayli iqtisodiy samaradorlikning pasayishini hisobga oladi;

R''_i – qurilish muddati qisqarganda nakladnoy xarajatlarning (ular shartli ravishda o'zgarmaydigan deb hisoblanadi) tejalishi;

$$R''_i = 0,083 K_i \frac{(T_{baz} - T_i)}{T_{baz}} \quad (8)$$

Albatta, R_i ning qiymati T_{baz} yoki T_i dan qaysi biri kattaligiga qarab musbat yoki manfiy bo'lishi mumkin.

N_i – ish haqi fondi va qurish ishlarining sermashaqqatligiga bog'liq bo'lgan nakladnoy xarajatlarning qisqarishidan kelib chiqqan tejalish. Tejalishning miqdori smeta narhi K_{baz} bo'lgan, asosiy (bazisniy) variant sifatida qabul qilingan variantga nisbatan quyidagi formula orqali aniqlanadi.

$$H_i = 0,084 K_{baz} \frac{(N_{baz} - N_i)}{N_{baz}} \quad (9)$$

bu yerda: N_{baz} va N_i – ko‘prikning asosiy (bazisnyy) varianti sifatida qabul qilingan varianti va ko‘rilayotgan varianti uchun qurilish ishlarining sermashaqqatliligi, ishchi/kunlarda.

H_i ning qiymati N_{baz} yoki N_i dan qaysi biri kattaligiga qarab musbat yoki manfiy bo‘lishi mumkin.

Aytib o‘tish kerakki, eskiz loyihalashda ko‘prik qurish ishlarining sermashaqqatliligi (H_i) ni aniqlash ko‘p vaqt oladi, bunda ko‘prik qurilish ishlarining har bir turi uchun ish sarfini aniqlash kerak bo‘ladi. Buning uchun, odatda, qurilish ishlari uchun amalda bo‘lgan “YAgona normalar va narhlar” (ENIR)dan foydalaniladi.

Ko‘prik variantlarini asosiy qurilish materiallari sarfi bo‘yicha taqqoslash. Ko‘prik konstruksiyasining eng optimal echimini tanlashda tuzilgan variantlarni narhlari bo‘yicha taqqoslashdan tashqari variantlar ushbu variantlarning har biriga sarf bo‘ladigan asosiy qurilish materiallarining (beton, temirbeton va metall) hajmi bo‘yicha ham taqqoslanadi.

Ko‘prikning tanlangan sxemasi va uni qurish uslubi ratsionalligining muhim ko‘rsatkichlaridan biri - ko‘prikni qurish paytida qo‘llaniladigan yordamchi metall konstruksiyalarning og‘irligidir. Podmostlar va boshqa yordamchi inshootlar sifatida, odatda, inventar konstruksiyalar qo‘llaniladi. Lekin, qurilish amaliyotining ko‘rsatishicha, qurilishda ma’lum bir miqdorda (30%) inventar bo‘lmagan metall ham sarf qilinadi.

Ko‘prik variantlarini taqqoslashda markasi St.3 bo‘lgan po‘latning og‘irligiga keltirilgan deb ataladigan metallning og‘irligi ko‘rib chiqiladi, ya’ni bunda ko‘prik konstruksiyasida qo‘llanilgan metallning og‘irligi St.3 po‘latining og‘irligiga keltiriladi. Buning uchun turli markadagi po‘latlarning og‘irligi keltirish koeffitsientlariga (qimmatlashishni

ko'rsatadi) ko'paytiriladi. Ushbu koeffitsientlar qo'llanilgan po'latlarning birlik narhini St.3 po'latining birlik narhiga nisbatini ko'rsatadi (2.5-jadval).

Shunday qilib, ko'prik variantlariga qo'llanilgan materiallar sarfi bo'yicha baho berilganda quyidagi ko'rsatkichlar taqqoslanadi:

- beton va temirbetonning hajmlari;
- metallning alohida olingan markalarining (mustahkamligi yuqori simlar, po'lat kanatlar, kam legirlangan po'latlar va boshq.) og'irligi;
- asosiy konstruksiyalar metallining keltirilgan og'irliklari.

Bundan tashqari, agar yordamchi konstruksiyalarning og'irligini hisoblab chiqish imkoni bo'lsa, variantlar quyidagi ko'rsatkichlar bo'yicha ham o'zaro taqqoslanadi:

- yordamchi inventar metallning sarfi bo'yicha;
- yordamchi inventar bo'lmagan metallning sarfi bo'yicha;
- umumiy qo'llanilgan metallning (30% miqdordagi yordamchi inventar bo'lmagan metallni ham hisobga olganda) keltirilgan og'irligi bo'yicha.

2.5-jadval

Po'lat markasi	Keltirish koeffitsienti	Po'lat markasi	Keltirish koeffitsienti
St.3	1,0	St.M16S	1,15
St.5 (davriy profilli)	1,05	St.15XSND va NL2	1,45
St.25GS va 35GS (davriy profilli)	1,13	Musahkamligi yuqori sim	2,16
St.3 most.	1,15	St.20XG2S	1,4
		Po'lat kanatlar	4,0

Metallning keltirilgan og'irligini aniqlash har bir variant bo'yicha aniq hisob-kitoblarni amalga oshirishni talab qiladi. SHuning uchun eskiz loyihalashda ko'prik variantlari har bir inshootga sarf bo'ladigan materiallarning umumiy miqdori bo'yicha taqqoslanadi.

Variantlarni ko'prik elementlarini tayyorlash va uni qurish shartlari bo'yicha taqqoslash. Ko'prik variantlarini tanlashda, ularni qurishdagi sermehnatlilikni kamaytirish va qurilish muddatlarini qisqartirish uchun, tayyorlanishi va qurilishi oddiy bo'lgan konstruksiyalarga afzallik beriladi. Bunda elementlarning standartligiga, yig'ma konstruksiyalarning keng qo'llanilishiga, yordamchi podmostlar yoki tayanchlarsiz quriladigan sistemalarga, oddiy konstruksiyali zaminlarni qo'llashga imkon beradigan sistemalarga eng ko'proq ahamiyat beriladi.

Ko'prik qurilishi ishlarini soddalashtirish va tezlashtirishga, eng avvalo, ko'prikning temirbeton va metall oraliq qurilmalari va tayanchlari elementlarini iloji boricha to'laroq standartlashtirish bilan erishish mumkin. Shuning uchun, ko'p hollarda, materiallar biroz ko'proq sarflangan bo'lsa ham elementlari iloji boricha to'laroq standartlashgan ko'prik varianti tanlab olinadi.

Temirbeton oraliq qurilmalar, shuningdek oraliq yaxlit (massiv) tayanchlarining va qirg'oq tayanchlarining poydevor obrezi ustidagi qismi, odatda, yig'ma konstruksiyali qilinadi. Bu ko'prik qurilishi ishlarining muddatini qisqartiradi va sermashaqqatliligini kamaytiradi. Ba'zi hollarda tayanchlarning poydevorlarini ham yig'ma konstruksiyali qilishga imkon tug'iladi.

Metall oraliq qurilmalar, ularning xarakteridan kelib chiqib, yig'ma konstruksiyalar deb hisoblanadi.

Ko‘prik konstruksiyasini tanlashda, odatda, uni qurish uchun eng kam yordamchi konstruksiyalar – podmostlar, vaqtinchalik tayanchlar, estakadalar qurilishi talab etiladigan variantlarga imtiyoz beriladi.

Katta bo‘lmagan daryolar ustidan o‘tgan ko‘priklarda, yo‘l o‘tkazgichlarda, katta ko‘priklarning qayir qismida oraliq uzunligi 40 metrgacha bo‘lgan tipovoy temirbeton oraliq qurilmalarni qo‘llash qulaydir. Ushbu temirbeton oraliq qurilmalar grunt ustida yoki o‘zanning suv bosgan qismida qurilgan, uncha katta bo‘lmagan estakadalar ustida harakatlanadigan portal, kozlovoy yoki g‘ildirakli yoki gusenitsali o‘zi yuradigan kranlar yordamida montaj qilinadi. Bu kranlar tayanchlarni qurishda ham qo‘llaniladi.

O‘zan chegarasida quriladigan estakadalarning uzunligi katta bo‘lganda, pastda harakatlanayotgan kranlar ish vaqtining narhi qurilish ishlarini anchagina qimmatlashtirib yuboradi. Shuning uchun yuqorida harakatlanadigan, shlyuzovoy deb ataladigan kranlarni qo‘llash maqsadga muvofiqdir. Bu kranlar oraliqqa yordamchi tayanchlar yoki estakadalarsiz bo‘ylama surish yo‘li bilan o‘rnatiladi va u ish paytida yig‘ilayotgan oraliq qurilmaning tayanchlariga tayanadi. Bunda tayanchlarni qurish uchun o‘zi yuradigan yoki suzuvchi kranlar qo‘llaniladi. O‘zanda quriladigan tayanchlar atrofiga koper va kranlar uchun kerak bo‘lgan vaqtinchalik podmostlar quriladi. Tayanchning montaj bloklari va uning monolit qismlarining betoni suzuvchi vositalar yoki engil qurilish ko‘prikchalari orqali olib kelinadi.

Oraliq uzunliklari 60 metr va undan katta bo‘lgan romli-to‘sinli yoki konsol temirbeton ko‘priklarning qayir qismida joylashgan tayanchlari o‘zi yuradigan yoki portal kranlar bilan quriladi, o‘zan qismida joylashgan tayanchlarining atrofiga esa koperlar va kranlar uchun yordamchi

podmostlar quriladi. Oraliq qurilmalar, ko'p hollarda, osma yig'ish yoki osma betonlash uslubi bilan quriladi.

Oraliq qurilmalari yig'ma konstruksiyaga ega bo'lgan arkali temirbeton ko'priklarning tayanchlari, ularning katta gorizonta kuchlarga ishlashini hisobga olgan holda, monolit betondan tayyorlanadi. Oraliq uzunliklari 60-80 metrgacha bo'lgan arkali oraliq qurilmalar, ko'p hollarda, yarim arkalaridan tashkil topadi va ular ko'prikning o'zan qismida estakadalar ustida harakatlanadigan portal kranlari yordamida yig'iladi. Oraliq uzunligi 100 metr va undan katta bo'lgan arkalar ko'prikning asosiy tayanchlariga tayangan bir oraliqli metall krujalalar ustida kalta bloklardan yig'iladi. Ko'priq qurilishi amaliyotida bloklarni kabel-kranlar yoki suzuvchi kranlar yordamida etkazib berish qo'llanilgan. Krasnoyarsk shahrida Enisey daryosi ustidan o'tgan ko'priq qurilishida arkali oraliq qurilmalarning og'irligi 1600 tonna bo'lgan yarim gumbazlari suzuvchi tayanchlar yordamida olib kelingan va o'rnatilgan.

Kemalar qatnaydigan oraliqlarni berkitish uchun mo'ljallangan metall oraliq qurilmalar ham iloji boricha yordamchi konstruksiyalarni ishlatmasdan quriladi. Ularni qurishda osma yig'ish, qirg'oqda montaj qilish va vaqtinchalik tayanchlar yoki suzuvchi tayanchlar va boshq. usti bo'yicha bo'ylama surish keng qo'llaniladi.

O'zanning anchagina qismi katta chuqurliklarga ega bo'lganda uzunligi bir hil, ko'p oraliqli konstruksiyalarni (temirbeton yoki metall), qo'llash maqsadga eng muvofiq bo'lishi mumkin. Ushbu konstruksiyalar qirg'oqda yig'iladi va montaj eriga suzuvchi tayanchlarda olib kelinadi. Ko'p oraliqli ko'priklarda bunday suzuvchi tayanchlarning qimmatliligi ularni ko'p marta ishlatilishi tufayli qoplanadi.

Eskiz loyihalash paytida variantlar ishlab chiqarishning o'ziga xos xususiyatlari bo'yicha umumiy mulohazalardan kelib chiqib taqqoslanadi. Loyihani aniq ishlab chiqishda variantlar yordamchi konstruksiyalarning narhi, ularga sarf bo'ladigan metall, yig'malanish koeffitsienti, ish kuchining umumiy sarfi va qurilish muddatlarini hisobga olgan holda miqdoriy jihatdan ham o'zaro taqqoslanishi mumkin.

Variantlarni ekspluatatsiya shartlari bo'yicha taqqoslash. Yog'och ko'priklardan tashqari barcha ko'priklarda ekspluatatsiya xarajatlari katta emas va ular ko'prik konstruksiyasi variantini tanlash bo'yicha hal qiluvchi qarorga unchalik ta'sir etmaydi. Variantlarni narhlari bo'yicha taqqoslashda, odatda, ekspluatatsiya xarajatlari keltirilgan narh deb ataladigan kattalikka kirgiziladi [formula (5) ga qarang].

Ekspluatatsiya nuqtai-nazaridan baholashda variantlar konstruktiv xususiyatlarining ahamiyati e'tiborga olinishi mumkin.

Oraliq o'lchamlari normalarda belgilangan ko'prik osti gabaritlaridan kattaroq bo'lgan ko'prik konstruksiyasi variantlarida kemalar qatnovi va yog'och oqizish, hamda muz oqimini o'tkazish shartlari yaxshiroq ta'minlanadi.

Kemalar qatnovi oraliqlari soni normalar talabidan ko'proq bo'lgan ko'prik variantlarida (daryoning ko'ndalang kesimi bo'yicha eng katta chuqurliklar boshqa joyga ko'chib qolganda) kemalar qatnovi shartlari ham yaxshiroq ta'minlanadi.

Variantlarni taqqoslashda choklarning va sharnirlarning borligi yoki yo'qligi ham ahamiyat kasb etadi, chunki ular ko'prik konstruksiyasining nozik joylari hisoblanadi va ekspluatatsiya davrida va tez-tez o'tkaziladigan ta'mirlash ishlari vaqtida diqqat bilan kuzatishni talab etadi. SHuning uchun sharnirlari va uzunliklari bo'yicha choklari bo'lmagan

qirqilmagan ko‘priklar ekspluatatsiya nuqtai-nazaridan konsol ko‘priklarga nisbatan afzalliklarga ega bo‘ladi.

Aytib o‘tish kerakki, barcha normalarga rioya qilib qurilgan temirbeton ko‘priklarning ekspluatatsiyasi metall ko‘priklarnikiga nisbatan ancha osondir, chunki metall ko‘priklar ekspluatatsiya davrida muntazam ravishda bo‘yab turishni, parchinmixlari holatini tekshirib turishni, ularni almashtirib turishni talab etadi.

Yuqorida keltirilgan konstruktiv xususiyatlar ekspluatatsiya shartlarini hisobga olib ko‘prikning asosiy variantini talab olish bo‘yicha qarorni qabul qilishda hal qiluvchi ahamiyat kasb etadi.

Variantlarni tashqi ko‘rinishi bo‘yicha taqqoslash. Uzunligi katta, ochiq joylashgan, ko‘p hollarda o‘tilayotgan to‘siq ustida baland joylashgan inshootlarning - ko‘priklarning (viaduklarning, estakadalarning, yo‘lo‘tkazgichlarning) tashqi ko‘rinishi ularni o‘rab turgan lardshaftga, avtomobil va temiryo‘l magistralining yoki shahar arxitekturasiga hal qiluvchi ta’sir ko‘rsatadi. Shuning uchun temiryo‘l, avtoyo‘l va shahar ko‘prik inshootlarini loyihalashda ularning konstruktiv va arxitekturaviy shakllarini tanlab olishga katta e’tibor qaratiladi. Lekin zamonaviy ko‘priklarda ularga turli dekorativ usullar bilan “arxitekturaviy ishlov berish” ma’qullanmaydi. Arxitekturaviy effekt (samara) inshootga ratsional usullar orqali yaxshi ko‘rinish berish, ya’ni ko‘prikning sistemasini va arxitekturaviy chiziqlarini tanlash (arkali, romli-to‘sinli yoki o‘zgaruvchan balandlikka ega bo‘lgan to‘sinli); oraliqlar nisbati va qaytarilishi, shuningdek oraliq qurilmalar va tayanchlar konstruktiv o‘lchamlarining nisbati; konstruktiv g‘oyani aniq aks ettirish, masalan arkali va osma ko‘priklarning yuk ko‘taruvchi belbog‘lari elastik chiziqlarini aniq ko‘rsata olish yoki vertikal yuklarni to‘sinli ko‘priklarning

tayanchlariga oddiy ravishda uzatish va boshq. bilan ta'minlanadi. Shahar ko'priklarida, odatda, qatnovi ostidan bo'lgan oraliq qurilmalarni qo'llash tavsiya qilinmaydi, chunki ularning tashqi ko'rinishlarini atrofdagi binolarning arxitekturasini bilan bog'lash qiyinchilik tug'diradi. SHunday mulohazalardan kelib chiqib, shahar ko'priklarining oraliq qurilmalari uchun metall yoki temirbeton shaparak fermalar ham qo'llanilmaydi.

Shunday qilib, asosiy variantni tanlab olishda ko'prik variantlarini tashqi ko'rinish nuqtai-nazaridan o'zaro taqqoslash ham muhim ahamiyat kasb etadi.

Ko'prik konstruksiyalari variantlarini ishlab chiqish misollari

Quyida ko'prik konstruksiyasi variantlarini tuzishning ikki misoli keltirilgan.

Birinchi misoldagi ko'prikning kemalar qatnovi uchun mo'ljallangan fakat bir dona oralig'i bor, bu oraliq kengligi bo'yicha 30 metrga teng gabaritga ega deb taxmin qilinadi. SHuning uchun ushbu ko'prikning konstruksiyasi qirqilgan sistemali tipovoy oraliq qurilmalar va tayanchlarning turli sistemalari birikmalaridan tuzilishi mumkin.

Ikkinchi misolda esa ko'prikni loyihalash masalasi kemalar qatnovi uchun mo'ljallangan oraliqlarni metall oraliq qurilmalar bilan berkitish yuli bilan echilishi ko'rsatilgan. Kemalar qatnovi yuq oraliqlarda iloji boricha temirbeton oraliq qurilmalar qo'llanilgan.

2.1-misol. Kema qatnovi sof oralig'i 30 metrga teng bo'lgan temirbeton ko'prik variantlarini tuzish

Tayanchlar zamini turini to'g'ri qabul qilish uchun zarur bo'lgan, ko'prik o'tuvi eridagi daryo tubining geologik xarakteristikalarini ko'prikning 1- varianti sxemasida (2.20-rasmga qarang) ko'rsatilgan.

Gidrologik ma'lumotlarni o'z ichiga olgan, ko'prik o'qi bo'yicha buylama profil esa 30-rasmda keltirilgan.

Ko'prikning sof oralig'i – 115 metr, qatnov qismining gabariti 8 metr, ikki tarafida kengligi 1,5 metrdan bo'lgan trotuarlari bo'lishi kerak.

Ko'prik kengligi 30 metr va balandligi 3,5 metr bo'lgan bir dona kema qatnovi gabaritiga ega bo'lishi kerak.

a) Maxalliy sharoitlarni baholash va konstruksiyalashning umumiy masalalarini echish. Ko'prik o'qi bo'yicha bo'ylama qirqimdan ko'rinib turibdiki (30-rasm), daryoning eng katta chuqurliklari chap qirg'oqqa yaqin joylashgan, shuning uchun tuzilgan variantlarning ko'pida oraliqlarga bo'lishning nosimmetrik ko'rinishi qo'llanilgan.

Ko'prik o'tuvi erining geologik shartlari ham uchlalik yaxshi emas, ya'ni bunda kuchsiz gruntlar (qumlar va supeslar) suvning eng pastki sathidan 10 metrgacha joylashgan. Uzunligi 10-12metr bo'lgan temirbeton qoziqlar bilan kuchsiz gruntlarni o'tib materik grunt – zichlangan gruntlarga etib borish mumkin. Gruntning ustki qatlamlari engil yuviladigan qumlardan iborat bo'lgani uchun tayanchlar zamini sifatida yuqori joylashgan rostverkni tanlash maqsadga muvofiq bo'ladi. Bu konstruktiv echim ishlarni bajarishda grunt ichiga chuqur kirib ketmaslikka va kotlovanlar uchun to'siq sifatida shpunt devorlarini qo'llashga imkon yaratadi.

Oraliq tayanchlar poydevorlari (rostverklari) ostining joylashish sathlari bir hil qilib qabul qilingan, chunki engil yuviladigan gruntlar sababli chuqurliklar daryo kengligi bo'yicha boshqa joyga o'tib ketishi mumkin.

Rostverklar obrezi (ya'ni ularning ustki sathi) suvning eng pastki sathidan 0,5 metr pastda joylashgan va uzunligi 30 metr bo'lgan oraliq

qurilmalar uchun rostverklarning qalinligi 2,5 metrga teng deb faraz qilib, tayanchlar rostverklarining joylashish chuqurligini topamiz: $62,0 - 0,5 - 2,5 = 59,0$ metr.

Kemalar qatnovi oralig'ida oraliq qurilmaning ostki sathi $65,0 + 3,5 = 68,5$ metr (bunda 65,0 – kema qatnovi gorizontining ustki sathi).

Kema qatnovi oralig'ida qatnov qismining sathi (to'sinlar balandligi $h \approx \frac{1}{18}l = \frac{32}{18} = 1,78$ metr va yo'l qoplamasi qalinligi -12 sm ni hisobga olganda) $68,5 + 1,78 + 0,12 = 70,4$ metrga teng.

Sof uzunligi 30, 20 va 15 metr bo'lgan oraliq qurilmalar uchun oraliq tayanchlarning tanasi beton bloklardan tashkil topgan, temirbeton konsol kallakli yig'ma konstruksiyaga ega. Konsollarning chegaraviy o'lchamlarini 3 metr atrofida qabul qilib, tayanchlar kallaklarining kengligini ko'prikning ko'ndalang yo'nalishi bo'yicha aniqlaymiz ≈ 5 metr. Bunday konstruksiyali tayanchlar ekspluatatsiya paytida ishonchli va ularga sarf bo'ladigan metall miqdori nisbatan katta bo'lmaydi.

Yuqorida ko'rsatib o'tilgan oraliqlar uchun chetki (qirg'oq) tayanchlarining konstruksiyasi kozlovoy tipida qabul qilingan. Bunday tayanchlar yaqinlashuv ko'tarmalarining balandligi 5-6 metr va temirbeton qoziqlarning uzunligi 10-12 metr bo'lganda har jixatdan juda ham samaralidir.

Uzunligi 10 metr bo'lgan oraliq qurilmalarning oraliq va chetki tayanchlari bir qator qoziqli konstruksiyaga ega qabul qilingan, chunki ularning rigellaridan grunt sathigacha bo'lgan masofa 7 metrdan, ya'ni bunday turdagi tayanchlarga balandligi bo'yicha qo'yilgan chegaraviy miqdordan oshmaydi.

b) Ko‘prik variantlarining konstruktiv sxemalarini tuzish. Ko‘prik konstruksiyasining turli, bo‘lishi mumkin bo‘lgan variantlari 29 va 30 – rasmlarda keltirilgan. Variantlar yig‘ma, oldindan zo‘riqtirilgan qirqilgan tipovoy oraliq qurilmalardan tuzilgan. Temirbeton oraliq tayanchlarning kengligi va ularning o‘qlari orasidagi masofalar empirik ifodalardan kelib chiqib qabul qilingan (yuqoriga qarang).

I –variantda ko‘prikning teshigi sof uzunligi 30 metr bo‘lgan 4 ta oraliq qurilmalar bilan berkitilgan, bu ko‘prik konstruktiv elementlarini maksimal darajada standartizatsiya qilishni va ularni montaj qilish usullarini birhillashtirishni ta‘minlaydi. Ko‘prikning sof oralig‘i: $131,2 - 1,4 \times 3 - 2 \times 4 = 119 \text{ metr} > 115 \text{ metr}$.

II va III – variantlarda sof oralig‘i 30 metr bo‘lgan oraliq qurilma faqat kema qatnovi oralig‘ini berkitishda qo‘llanilgan. Kema qatnovi bo‘lmagan oraliqlar sof oraliqlari 15 va 20 metr bo‘lgan oraliq qurilmalar bilan berkitilgan. Bunda, III-variantda, tayanchlar orasidagi sof oraliqlar yig‘indisini to‘plash maqsadida bir konus ustiga sof oralig‘i 10 metr bo‘lgan oraliq qurilma joylashtirilgan. Ushbu variantlarda sof oraliqlar quyidagi kattaliklarga teng:

II – variantda: $133,3 - 2 \times 1,4 - 4 \times 1,1 - 2 \times 4 = 118,1 > 115 \text{ metr}$;

III – variantda: $132,6 - 2 \times 1,4 - 3 \times 1,2 - 7 - 4 = 115,2 > 115 \text{ metr}$.

I , II va III variantlar ko‘prikning kema qatnovisiz oraliqlarining eng maqbul oralig‘ini topish uchun ishlab chiqiladi. Buning uchun tuzilgan variantlarga sarf bo‘ladigan materiallar miqdorini va narhini topib ularni o‘zaro taqqoslash kerak bo‘ladi.

IV – variantni ishlab chiqishda ekspluatatsiya shartlarini yuqori darajada hisobga olishga ahamiyat berilgan. Daryoning chuqur qismi ikki katta (sof oralig‘i 30 metr bo‘lgan) oraliqlar bilan berkitilganda suv

toshqinlari va muz oqimini o'tkazish muvaffaqiyat bilan amalga oshirilishi mumkin. Bundan tashqari, sof oralig'i 30 metrdan bo'lgan ikki oraliqning bo'lishi suv chuqurliklari o'ng qirg'oqqa ko'chgan taqdirda kema qatnovi uchun zaxiraviy oraliqqa ega bo'lishni ta'minlaydi. Ko'ndalang profilning bunday o'zgarishining extimoli katta, chunki daryo tubida engil yuviladigan qumli gruntlar joylashgan. Bunda ko'priknining qayir qismlari kichik uzunlikka (sof oralig'i 10 metr) ega bo'lgan, bir qator qoziqli, juda ham tejamli tayanchlar ustiga joylashtiriladigan oraliq qurilmalar bilan berkitilishi mumkin bo'ladi. IV – variantda ko'priknining sof oralig'i: $134,0 - 3 \times 1,4 - 4 \times 0,35 - 2 \times 7 = 114,4 \approx 115$ metr.

Ko'priknining konstruksiyasi variantlarini tuzishda hozirgi paytda zavodlarda ishlab chiqarilayotgan tipovoy oraliq qurilmalarning o'lchamlari qabul qilingan. 2.20 va 2.21-rasmlarda keltirilgan variantlarda unifikatsiya qilingan oraliq qurilmalarning o'lchamlari ham keltirilgan. Bu holda ko'priklarning umumiy uzunligi 3-6% ga uzayishi ko'rinib turibdi.

v) *Ishlar hajmini aniqlash.* Asosiy qurilish materiallarining sarfini aniqlash uchun tipovoy loyihalar ma'lumotlari bo'yicha qurilgan grafiklardan (2.10-2.19 –rasmlarga qarang), shuningdek tahminiy hisob-kitoblardan foydalaniladi.

I-variant. Oraliq qurilmalar temirbetonining hajmi (2.10-rasm, 5-grafikka qarang)

$$0,44 \cdot 32,8 (8+2 \cdot 1,5) 4 = 636 \text{ m}^3.$$

Poydevor (rostverk) obrezi ustidagi balandlik 7 metrga yaqin bo'lganda oraliq tayanchlar yig'ma betonining hajmi (2.11-rasm, II-grafik va uning eslatmalariga qarang)

$$(36 - 11) \frac{8 + 15}{7 + 0,75} 3 = 91,8 m^3.$$

Oraliq tayanchlar temirbeton rigellarining hajmi (2.11-rasmga qarang)

$$11 \frac{8 + 1,5}{7 + 0,75} 3 = 40,5 m^3.$$

Kozlovoy chetki tayanchlarning temirbeton rigellari hajmi (2.15-rasm, 8-grafik va uning eslatmalariga qarang)

$$18 \frac{8 + 2 \cdot 1,5}{7 + 2 \cdot 0,75} 2 = 46,6 m^3.$$

Oraliq tayanchlar qoziqli rostverklarining hajmi (tahminan: balandligi – 2,5 metr; obrezlarining o‘rtacha kengligi – 0,5 metrdan; $1,4 + 2 \cdot 0,75 = 2,9$ metr; o‘rtacha uzunligi $5 + 2 \cdot 0,75 = 6,5$ metr)

$$2,5 \cdot 2,9 \cdot 6,5 \cdot 3 = 141 m^3.$$

Oraliq tayanchlar qoziqlarining sonini aniqlash uchun qoziqlarga tushadigan vertikal yukni yuk bo‘yicha ishonchlilik koeffitsientini inobatga olib hisoblaymiz:

- qatnov qismi qoplamasi bilan birgalikda oraliq qurilmalardan tushayotgan yuk:

$$(0,44 \cdot 2,5 \cdot 1,1 + 0,25 \cdot 1,5) 32,8 (8 + 2 \cdot 1,5) = 570 \text{ tonna},$$

bu erda $0,25 - 1 m^2$ qoplamadan tushayotgan yuk;

- cho‘qqisi uzunligining o‘rtasida bo‘lgan, uzunligi 66 metr bo‘lgan uchburchak ta’sir chizig‘i bo‘yicha hisoblanganda avtomobil va trotuarlardagi piyodalardan tushayotgan yuk:

$$(1,75 \cdot 2 \cdot 0,9 + 0,4 \cdot 1,5 \cdot 2) 1,4 \cdot 32,8 = 200 \text{ tonna},$$

bu erda 0,9 – ko‘p polosalilik koeffitsienti; 1,4 – yuk bo‘yicha ishonchlilik koeffitsienti;

oraliq tayanchlardan tushayotgan yuk (yuqorida aniqlangan hajmlarga qarang):

$$1,1 (30,6 \cdot 2,4 + 13,5 \cdot 2,5 + 47 \cdot 2,4) = 242 \text{ tonna},$$

bu erda 2,4 va 2,5 – tayanch tanasi va rigeli temirbetonining hajmiy og‘irligi.

Oraliq	tayanch	zaminidagi	qoziqlar	soni:
--------	---------	------------	----------	-------

$$\frac{570 + 200 + 242}{50} 1,4 = \frac{1012}{50} 1,4 \approx 29 \text{ dona.}$$

Uch tayanch uchun $(29 \cdot 3) = 87$ dona, bu erda 50 – bir qoziqning tahminiy yuk ko‘tarish qobiliyati, tonna; 1,4 – zaminning yuqori joylashgan rostverk kabi ishlashini hisobga oladigan tahminiy koeffitsient.

Kozlovoy chetki tayanch qoziqlariga tushayotgan yuk:

- oraliq qurilma og‘irligidan $0,5 \cdot 570 = 285$ tonna;
- avtomobil va piyodalardan $(2,44 \cdot 2 \cdot 0,9 + 0,4 \cdot 1,5 \cdot 2) 1,4 \cdot 0,5 \cdot 32,8 = 128$ tonna, bu erda 2,44 - cho‘qqisi uzunligining oxirida bo‘lgan, uzunligi 33 metr bo‘lgan uchburchak ta’sir chizig‘i uchun ekvivalent yuk;
- temirbeton rigel og‘irligidan tushayotgan yuk (yuqoriga qarang):

$$23,3 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 64,5 \text{ tonna.}$$

Kozlovoy	chetki	tayanchdagi	qoziqlar	soni:
----------	--------	-------------	----------	-------

$$\frac{285 + 128 + 64,5}{50} 1,6 \approx 16 \text{ dona.}$$

Ikki chetki tayanchlar uchun $16 \cdot 2 = 32 \text{ dona}$, bu erda 1,6 – qoziqlar ish sharoitining yomonligini hisobga oladigan tahminiy koeffitsient.

II – variant. Ushbu variantdagi uzunligi 32,8 metr bo‘lgan oraliq va uning tayanchlari uchun ishlar hajmi I-variantdan olinadi.

Oraliq qurilmalar temirbetonining hajmi:

- uzunliklari 16,75 metr bo‘lgan oraliq qurilmalar (2.10-rasm, 4-grafikka qarang):

$$0,3 \cdot 16,75 (8 + 2 \cdot 1,5) = 336 \text{ m}^3;$$

- uzunligi 32,8 metr bo‘lgan oraliq qurilma hajmi – 159 m³.

Oraliq qurilmalarning umumiy hajmi $330,6 + 159 = 489,6 \text{ m}^3$.

Oraliq tayanchlar yig‘ma betonining hajmi:

Poydevor (rostverk) obrezi ustidagi balandlik 8 metrga yaqin bo‘lganda uzunligi 16,75 metr bo‘lgan oraliq qurilmalar tayanchlarining hajmi (19-rasm, I-grafik va uning eslatmalariga qarang)

$$(30 - 9,5) \frac{8 + 1,5}{7 + 0,75} 4 = 100 \text{ m}^3.$$

Uzunligi 32,8 metr bo‘lgan oraliq qurilma tayanchlarining hajmi (I-variantga qarang)

$$32,6 \cdot 2 = 65,2 \text{ m}^3.$$

Tayanchlarning umumiy hajmi (rigellarni hisobga olmaganda) – $100 + 65,2 = 165,2 \text{ m}^3$.

Oraliq tayanchlar temirbeton rigellarining hajmi (yuqoridagi grafiklarga qarang):

- uzunligi 16,75 metr bo‘lgan oraliqlar tayanchlari rigellari

$$9,75 \frac{9,5}{7,75} 4 = 46,4 \text{ m}^3.$$

- uzunligi 32,8 metr bo‘lgan oraliqlar tayanchlari rigellari

$$13,5 \cdot 2 = 27 \text{ m}^3.$$

Rigellar hajmining yig‘indisi $46,4 + 27 = 73,4 \text{ m}^3$.

Kozlovoy chetki tayanchlarining temirbeton rigellari hajmi (2.15-rasm, 8-grafik):

$$8 \frac{8 + 2 \cdot 1,5}{7 + 2 \cdot 0,75} 2 = 17,9 m^3.$$

Oraliq tayanchlar qoziqli rostverklarining hajmi:

- uzunligi 16,75 metr bo'lgan oraliqlar tayanchlari rostverklarining hajmi (tahminan: balandligi – 2,0 metr; obrezlari 0,5 metrdan bo'lganda kengligi – 2,1 metr; uzunligi – $5 + 2 \cdot 0,5 = 6,0$ metr)

$$2 \cdot 2,1 \cdot 6 \cdot 4 = 100,8 m^3;$$

- uzunligi 32,8 metr bo'lgan oraliqlar tayanchlari rostverklarining hajmi (I-variantga qarang)

$$47 \cdot 2 = 94 m^3.$$

Rostverklar hajmlarining yig'indisi $100,8 + 94 = 194,8 m^3$.

Uzunligi 16,75 metr bo'lgan oraliq qurilmalar ostidagi oraliq tayanchlar zaminidagi qoziqlar sonini topish uchun qoziqlarga tushayotgan yukni aniqlaymiz:

- oraliq qurilmalar temirbetoni va yo'l qoplamasi og'irligidan tushayotgan yuk

$$(0,3 \cdot 2,5 \cdot 1,1 + 0,25 \cdot 1,5) 16,75 (8 + 2 \cdot 1,5) = 221$$

tonna;

- avtomobil yuki va piyodalardan tushayotgan yuk

$$(1,76 \cdot 2,0 \cdot 0,9 + 0,4 \cdot 1,5 \cdot 2) 1,4 \cdot 16,75 = 102 \text{ tonna};$$

- oraliq tayanchdan tushayotgan yuk (hajmlarni aniqlash qismiga qarang)

$$1,1 (25 \cdot 2,4 + 11,6 \cdot 2,5 + 25,2 \cdot 2,4) = 165 \text{ tonna}.$$

Oraliq tayanch zaminidagi qoziqlar soni

$$\frac{221 + 102 + 165}{50} 1,4 \approx 14 \text{ dona}.$$

To'rt tayanch uchun $14 \cdot 4 = 56$ dona. Barcha oraliq tayanchlar uchun qoziqlar soni $56 + 29 \cdot 2 = 114$ dona.

Kozlovoy chetki tayanch qoziqlariga tushayotgan yuk:

- oraliq qurilma og'irligidan $0,5 \cdot 221 = 110,5$ tonna;
- avtomobil va piyodalardan

$$(3,18 \cdot 2 \cdot 0,9 + 0,4 \cdot 1,5 \cdot 2) \cdot 1,4 \cdot 0,5 \cdot 16,75 = 80,5 \text{ tonna};$$

- temirbeton rigel og'irligidan tushayotgan yuk (yuqoriga qarang):

$$8,95 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 24,7 \text{ tonna}.$$

Kozlovoy chetki tayanchdagi qoziqlar soni:

$$\frac{110,5 + 80,5 + 24,7}{50} \cdot 1,6 \approx 7 \text{ dona}.$$

Lekin konstruktiv talablar bo'yicha qoziqlar ikki qatorli, har bir qatorda 6 donadan bo'lishi kerak (ya'ni oraliq qurilma bosh to'sinlarining soni bo'yicha). Demak, ikki chetki tayanchlar uchun $12 \cdot 2 = 24$ dona.

Ko'priknig III va IV- variantlarining ish hajmlari ham uning I va II-variantlaridagi kabi aniqlanadi. Demak:

III-variant. Oraliq qurilmalar temirbetonining hajmi $551,5 \text{ m}^3$;

Oraliq tayanchlar yig'ma betonining hajmi $136,2 \text{ m}^3$;

Oraliq va chetki tayanchlar temirbeton rigellarining hajmi $81,5 \text{ m}^3$;

Oraliq tayanchlar qoziqli rostverklarining hajmi $172,9 \text{ m}^3$;

Oraliq va chetki tayanchlar uchun qoziqlar soni 130 dona.

IV-variant. Oraliq qurilmalar temirbetonining hajmi 513 m^3 ;

Uzunligi 32,8 metr bo'lgan oraliqlar ostidagi tayanchlar yig'ma betonining hajmi $91,8 \text{ m}^3$;

Oraliq va chetki tayanchlar temirbeton rigellari va nasadkalarining hajmi $66,3 \text{ m}^3$;

Tayanchlar qoziqli rostverklarining hajmi 141 m^3 ;

Oraliq va chetki tayanchlar uchun qoziqlar soni (shu jumladan kichik oraliqlarning tayanchlari uchun ham) 105 dona.

g) Ko‘prik variantlarining narhini aniqlash. Ko‘prikning har bir varianti narhini aniqlash uchun Yagona normalar va narhlar (ENiR)dan foydalanamiz. Narhlar hisob-kitoblari 13-jadvalda keltirilgan.

d) Ko‘prik konstruksiyasi variantlarini taqqoslash. Ko‘prik variantlari eskiz ko‘rinishida ishlab chiqilgani tufayli taqqoslash ularning narhlari, asosiy materiallarining sarfi, shuningdek ularni qurish va ekspluatatsiya qilishning umumiy mulohazalari bo‘yicha amalga oshiriladi.

Ko‘prikning IV-varianti boshqa variantlarga qaraganda ancha arzon. Ancha qimmat bo‘lgan qurilish materiali - oldindan zo‘riqtirilgan temirbeton sarfi ushbu variantda II – variantdagiga qaraganda ozgina ko‘proq.

IV-variant, shuningdek, qurish nuqtai-nazaridan afzalliklarga ega, chunki kichik oraliqlarning tayanchlari va oraliq qurilmalari boshqa variantlarning qayirda joylashgan oraliqlariga qaraganda oddiy transport va montaj jihozlari yordamida tezroq qurilishi mumkin.

Shuningdek, IV-variantning konstruksiyasi ekspluatatsiya masalalarini ham inobatga olib tuzilganligini hisobga olsak (yuqoriga qarang), ushbu variant ekspluatatsiya afzalliklariga ham egadir. Lekin, ko‘prik o‘tish joyining qayir qismida muz oqimini o‘tkazish uchun ingichka qoziqli tayanchlarni qo‘llash qo‘yilgan talablarga javob bermasligini hisobga olib, asosiy variant sifatida narhi va materiallar sarfi bo‘yicha shuningdek yaxshi ko‘rsatkichlarga ega bo‘lgan II – variantni tanlab olishimiz maqsadga muvofiq bo‘ladi.

2.6-jadval

Inshoot elementlari	YAgona shartli narhlar \$/m ³	Ko‘prik variantlari			
		I	II	III	IV
		Elementlar bo‘yicha ishlar hajmi, m ³			
		Ishlar narhi, ming \$			
Oldindan zo‘riqtirilgan yig‘ma oraliq qurilmalar	265	<u>636</u> 168	<u>489,6</u> 130	<u>551,5</u> 146	<u>513</u> 136
Tayanchlar tanasi yig‘ma betoni	110	<u>91,8</u> 10,1	<u>161,2</u> 17,7	<u>136,2</u> 15,0	<u>91,8</u> 10,1
Rostverklarning monolit temirbetoni	80	<u>141</u> 11,3	<u>194,8</u> 15,6	<u>172,9</u> 13,8	<u>141</u> 11,3
Oraliq va chetki tayanchlarning temirbeton rigellari	140	<u>87,1</u> 12,2	<u>91,3</u> 12,8	<u>81,5</u> 11,4	<u>66,3</u> 9,3
Uzunligi 10 metr, kesimi 35x35 sm li temirbeton qoziqlar	125	<u>146 (119)*</u> 18,2	<u>170 (138)*</u> 21,2	<u>160 (130)*</u> 20,0	<u>130 (105)*</u> 16,3
Umumiy narhi, ming \$		219,8	197,3	206,2	183,0
Narhlar nisbati, %		120	108	113	100
Materiallar sarfi ko‘rsatkichlari (temirbeton va betonning) m ³ /m ²	Oraliq qurilmalar	0,44	0,34	0,38	0,35
	Tayanchlar	0,33	0,42	0,38	0,29

*-qavs ichida temirbeton qoziqlar soni ko‘rsatilgan.

2.2 – misol. Kema qatnovi oraliqlari po‘lat oraliq qurilmalar bilan berkitilgan, katta daryodan o‘tgan ko‘prikning variantlarini tuzish (2.22 va 2.23 – rasmlar)

Ko‘prik o‘tuvi o‘qi bo‘yicha bo‘ylama profil va suv sathlari haqida, shuningdek geologik ma’lumotlar, 2.23-rasmda keltirilgan. Ko‘prik kengligi 80 metr va 60 metr, ko‘prik osti balandligi 10 metr bo‘lgan (IV-daryo sinfi) ikki kema qatnovi gabaritiga ega bo‘lishi kerak. Ko‘prikning sof oralig‘i 225 metr. Qatnov qismining gabariti G-7, trotuarlar kengligi – 1,5 metrdan.

a) *Mahalliy shartlarni baholash va konstruksiyalashning umumiy masalalarini echish.* Ko‘prik o‘tuvi o‘qi bo‘yicha bo‘ylama profildan ko‘rinishicha daryodagi chuqurliklar uning qirg‘oqlariga nisbatan nosimmetrik joylashgan. Lekin bu asimmetriya katta emas, boshqa tomondan, vaqt o‘tishi bilan chuqurliklar o‘ng qirg‘oqqa siljishini tahmin qilish mumkin. Shuning uchun, ko‘prik konstruksiyalarini ishlab chiqishda ham simmetrik, ham nosimmetrik variantlar sxemalarini ko‘rib chiqish maqsadga muvofiq bo‘ladi.

Geologik qirqimdan ko‘ramizki, cho‘kish bermaydigan ishonchli grunt (qumtosh) suvning pastki sathi (SPS) dan 20 metr pastda joylashgan. Bunday geologik sharoitlarda ikki echim bo‘lishi mumkin:

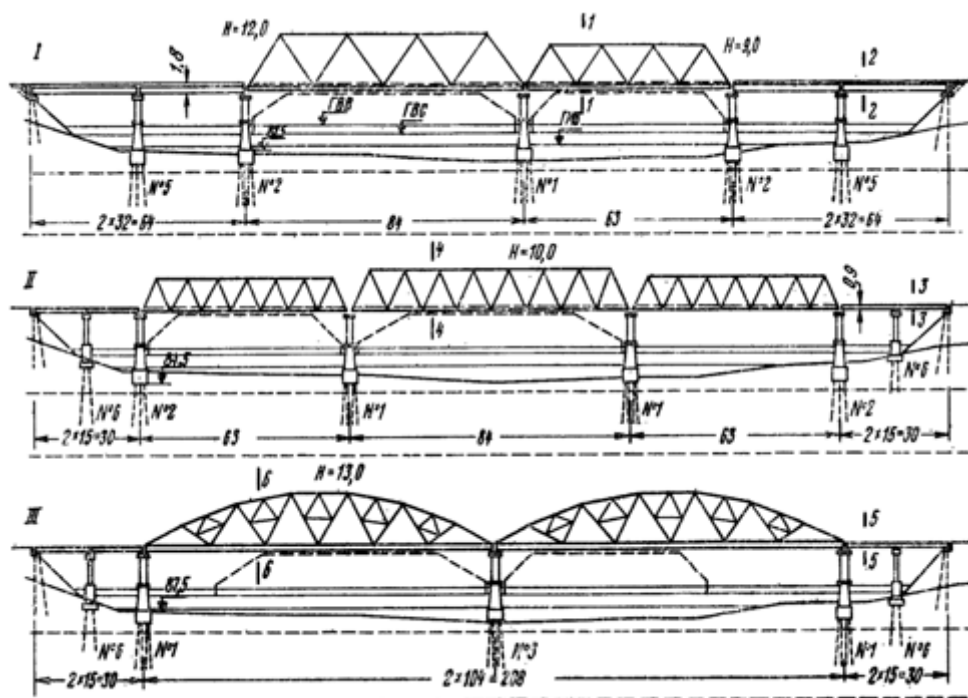
- tayanch zamini uzunligi 10-12 metr bo‘lgan osilib turgan qoziqlardan iborat (yuqori joylashgan qoziqli rostverklar ostida);
- qumtoshgacha etib borgan zamin qo‘llash; bunda diametri 0,8-1,5 metr bo‘lgan qoziq-obolochkali konstruksiyalar qo‘llash mumkin, ya’ni ular bo‘sh gruntlardan vibropogrujatel yordamida o‘tkaziladi va qumtoshga 2-3 metr burg‘ilab kirgiziladi.

O‘zan tayanchlari rostverklarining ostki sathlari bir hil qabul qilingan. Bunda daryoning eng katta chuqurliklari uning kengligi bo‘yicha ko‘chib qolishi ehtimoli hisobga olingan.

Yuqori joylashgan qoziqli rostverkning osti daryo tubidan 0,5 metr tepada bo‘lganligidan kelib chiqib uning sathini topamiz: $84,0 + 0,5 = 84,5$ metr.

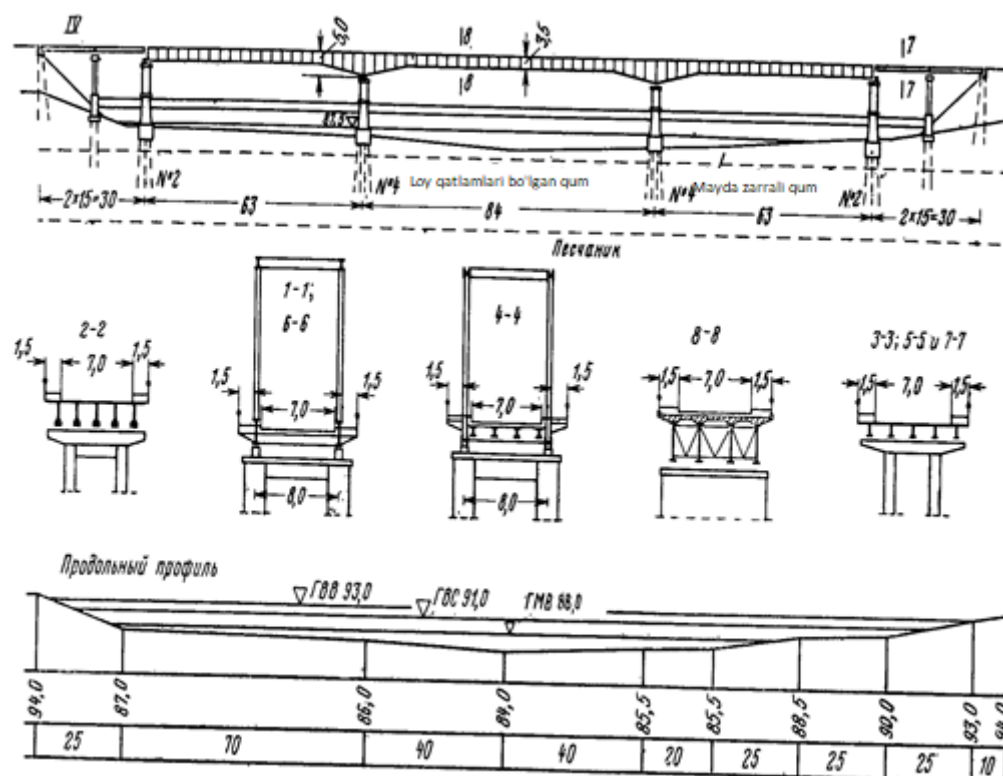
Bunda tahmin qilinadiki, yuqori joylashgan qoziqli rostverk oddiy yoki quvursimon qoziqlar ustiga o‘rnatilganda bir qatorli shpunt qoqiladi, keyin qoziqlar qoqiladi yoki cho‘ktiriladi, so‘ngra qalinligi taxminan 0,5 metr bo‘lgan shag‘al yostiq to‘kiladi, undan keyin qalinligi 1-1,5 metr bo‘lgan beton suv ostida yotqiziladi va shpunt to‘siqlari ichidan suv chiqarib tashlanganidan so‘ng rostverkning qolgan qismi betonlanadi.

Chetki tayanchlarning zaminlaridagi qoziqlar ham qoqilib kirgiziladigan temirbetondan yoki vibropogrujatellar yordamida tushiriladigan obolochkalar ko‘rinishida bo‘lishi mumkin.



2.22-rasm. Metall ko‘priklar konstruksiyasining I, II va III – variantlari sxemalari

Ko‘prik o‘tuvi joyining geologik shartlari statik aniq va statik noaniq (masalan, qirqilmagan oraliq qurilmalar) sistemalarni qo‘llashga ijozat beradi. Qirqilmagan oraliq qurilmalar qo‘llanilganda tayanchlarning zamini qumtoshgacha etib borgan, cho‘kishlarga ijozat bermaydigan qoziqlardan iborat bo‘lishi zarur bo‘ladi.



2.23-rasm. Metall ko‘prik konstruksiyasining IV – varianti sxemasi, ko‘ndalang kesimlari va bo‘ylama profili (2-misolga)

Suv gorizontlari sathlaridan kelib chiqib inshootning konstruktiv o'lchamlarini belgilaydigan quyidagi sathlarni aniqlash mumkin:

- o'zan tayanchlari poydevorlari (rostverklari) obrezlarining sathi $88,0 - 0,5 = 87,5$ metr, bu erda $88,0$ – suvning pastki sathi;
- oraliq tayanchlar tanasida engillashtirilgan konstruksiya qo'llash sathi $93,0 + 0,5 = 93,5$ metr. Bunda oraliq tayanch pastki qismining tepasi suvning yuqori sathidan $0,5$ metr yuqorida joylashgan deb taxmin qilinadi;
- kema qatnovi gabaritining yuqorigi chegarasi $91,0 + 10,0 = 101,0$ metr;

Kema qatnovi oralig'i chegarasida ko'priki usti qatnov qismining sathi:

- qatnovi ostidan bo'lgan oraliq qurilmalarda (qurilish balandligi taxminan $1,5$ metrga teng olinganda) - $101,0 + 1,5 = 102,5$ metr;
- yaxlit devorli to'sinlarda qatnovi ustidan bo'lgan oraliq qurilmalarda (qurilish balandligi $3,5$ metrga teng olinganda) - $101,0 + 3,5 = 104,5$ metr;

Suvni yaxshi qochirish va yaqinlashuv ko'tarmalari sathlarini pasaytirish uchun ko'priknining qatnov qismiga kattaligi $1,5\%$ ga teng bo'lgan ikki tomonlama qiyalik beriladi. Ushbu qiyalik ko'priki o'rtasida tekis vertikal egri chiziqli ko'rinishida birlashadi.

Berilgan mahalliy shartlarda kengligi 80 metr va 60 metr gabaritga ega ikki kema qatnovi oralig'i bor, IV – sinf suv yo'llari uchun bo'lgan talablarni qondiradigan ko'priki variantlari sxemalarini ishlab chiqish mumkin bo'ladi. Bundan tashqari, variantlar sxemalarini kompanovka qilishda daryo chuqurliklarining uning kengligi bo'yicha ko'chib yurishini ham hisobga olish lozim bo'ladi. Shundan kelib chiqib, qo'shimcha kema qatnovi oraliqlarini va kattalashtirilgan gabaritli oraliqlarni o'z ichiga olgan variantlar sxemalarini ham ko'rib chiqish kerak.

Asosiy ma'lumotlarni sinchiklab ko'rib chiqib baholash variantlarning mumkin bo'lgan sxemalarini belgilashga imkon beradi. Quyida qabul qilingan sistemalar va oraliq qurilmalar va tayanchlar o'lchamlari asoslangan holda ularning qisqa xarakteristikalari keltirilgan.

b) Ko'prik konstruktiv sxemasining variantlarini tuzish. 31 va 32 – rasmlarda ko'prik konstruksiyasining mumkin bo'lgan turli variantlari keltirilgan. Variantlarning ko'pchiligida kema qatnovi oraliqlari uchun qatnovi ostidan bo'lgan oraliq qurilmalar qo'llanilgan. Bu yaqinlashuv ko'tarmalari sathlarini mumkin bo'lgancha pasaytirishga imkon beradi. Taqqoslash uchun qatnovi ustidan bo'lgan oraliq qurilmalar qo'llanilgan variant ham ko'rib chiqilgan.

I-variant. Bu variantda oraliq qurilmalar uchun imkoni boricha kam metall sarflash tadbirlari amalga oshirilgan. Shuning uchun kema qatnovi oraliqlarining soni va o'lchamlari IV-sinf daryolari talablariga binoan eng minimal qabul qilingan. I-variantda kema qatnovi oralig'ining asosiy ko'taruvchi konstruksiyasi sifatida ostki bikir belbog'li, trapetseidal ko'rinishga ega fermalar qabul qilingan. Bunday fermalar metall sarfi bo'yicha juda ham ma'quldirlar.

Kema qatnovi uchun mo'ljallanmagan oraliqlar yig'ma temirbeton oraliq qurilmalar bilan berkitilgan. Ularning 30 metr bo'lgan sof oralig'i ikki mulohazadan kelib chiqib tanlangan: bir tomondan, ko'prik balandligi katta bo'lganligi va zaminlar konstruksiyasining qimmatligi sababli tayanchlar soni iloji boricha kam bo'lishi kerak, boshqa tomondan, oraliqlar o'lchamlarini kattalashtirish maqsadga muvofiq emas, chunki bunda elementlarning montaj og'irligi ortib ketadi va ularni montaj qilish qiyinlashadi. Sof oralig'i 30 metr bo'lgan oraliq qurilmalarni qo'llash har

ikki talabni qondiradi. Bunda, oraliqlarni montaj qilish uchun eng qulay bo‘lgan konsol-shlyuzovoy yoki portal kranlari qo‘llanilishi mumkin.

Kema qatnovili va kema qatnovisiz oraliqlarning oraliq tayanchlari suv gorizontlarining o‘zgarishi chegarasida yaxlit va suv tepasidagi qismida ustunli qabul qilingan. Bunday tayanchlar beton sarfini kamaytiradi va yig‘ma konstruksiyalarni qo‘llashga imkon tug‘diradi. Ko‘prikning chetki tayanchlari engillashtirilgan konstruksiyaga ega. Oraliq tayanchlarning zamini esa yuqori joylashgan rostverk ostidagi osilib turgan temirbeton qoziqlardan iborat.

II-variant. Bu variantda kema qatnovi oraliqlari soni daryo chuqurliklarining ko‘ndalang kesimda yuvilish va cho‘kindilarning to‘planishi hisobiga ko‘chib ketishi (ya’ni joyini o‘zgartirishi) ehtimolini inobatga olib uchta qabul qilingan. Bu holda ko‘prikning narhi va metall sarfi I – variantdagiga qaraganda oshadi, lekin bunda kema qatnovi shartlari ishonchli ravishda ta’minlanadi.

Kema qatnovi oraliqlarida asosiy ko‘taruvchi konstruksiya sifatida ostki egiluvchan belbog‘li trapetseidal fermalar va qatnov qismida ko‘ndalang va bo‘ylama to‘sinlar qo‘llanilgan. Oraliq qurilmalarning bunday turida metall sarfi ostki bikir belbog‘li fermalarga nisbatan ko‘proq, lekin ushbu konstruksiyani tayyorlash va montaj qilish qulayroq bo‘lishi mumkin.

II - variantda ko‘tarma konuslari bilan birlashtirish uchun uzunligi 15 metr bo‘lgan yig‘ma unifikatsiyalangan temirbeton oraliq qurilmalar qo‘llanilgan. Temirbeton oraliq qurilmalarning o‘lchamlarini I – variantdagiga qaraganda kichiklashtirish ularni oddiy, o‘zi yuradigan kranlar bilan montaj qilishga imkon yaratadi, ya’ni bunda murrakkabroq

kran jixozlarini qo'llashga zarurat qolmaydi. Bundan tashqari, montaj elementlarini tashish ham engillashadi.

Uzunligi 15 metr bo'lgan oraliq qurilmalari ostidagi oraliq tayanchlar konstruksiyalari I – variantdagi kabi, faqat ularning o'lchamlari kichiklashtirilgan. Chetki tayanchlarda engillashtirilgan konstruksiya qo'llanilgan (kozlovoy tayanchlar). Metall oraliq qurilmalarning ostidagi tayanchlar konstruksiyasi I – variantdagi kabi qabul qilingan.

III-variant. Ushbu variantda ikki kema qatnovi oralig'i qabul qilingan. Lekin ularning o'lchamlari 100 metrgacha kattalashtirilgan. Bu echim, II-variantdagi kabi, daryo chuqurliklarining ko'ndalang kesimda ko'chib ketishi (ya'ni joyini o'zgartirishi) ehtimolini hisobga olib kema qatnovi shartlarini ta'minlaydi. III – variantda tayanchlar soni II – variantdagiga qaraganda bir donaga oz.

Kema qatnovi oraliqlarida asosiy ko'taruvchi konstruksiya sifatida ostki bikir belbog'li segmentsimon fermalar qo'llanilgan. Bunday fermalar katta oraliqlarda konstruktiv va ishlab chiqarish hixatlari bo'yicha trapetseidal ko'rinishdagi fermalarga nisbatan anchagina qulaydir. va qatnov qismida ko'ndalang va bo'ylama to'sinlar qo'llanilgan. Oraliq qurilmalarning bunday turida metall sarfi ostki bikir belbog'li fermalarga nisbatan ko'proq, lekin ushbu konstruksiyani tayyorlash va montaj qilish qulayroq bo'lishi mumkin.

Oraliq tayanchlarning konstruksiyasi I va II – variantlardagi kabi - zamini yuqori joylashgan rostverk ostidagi osilib turgan temirbeton qoziqlardan iborat.

Qayir qismlaridagi oraliqlar va ko'tarma konuslari bilan birikish konstruksiyasi II – variantdagi kabi qabul qilingan.

IV-variant. Bu variantda oraliq qurilmalarning qatnovi ustidan bo‘lgan konstruksiyasi ko‘rilgan. Eng kichik qurilish balandligiga erishish uchun qatnov qismi temirbeton plitasi bilan birlashtirilgan yaxlit devorli metall to‘sinlar qo‘llanilgan. Ushbu konstruksiyaning afzalligi, kichik qurilish balandligidan tashqari, uning etarlicha egiluvchanligi hamdir. Bu afzallik, oraliq qurilma uchun temirbeton qoziqlarga tayangan tayanchlar qo‘llanilganda qirqilmagan sistemani qo‘llashga imkon beradi.

Kattaroq bikirlikka ega bo‘lgan shaparak fermali qirqilmagan oraliq qurilmalar qo‘llanilgan taqdirda qimmatroq konstruksiyali zaminni, masalan, qumtoshga tayangan qoziq-obolochkali zaminni qo‘llashni talab etishi mumkin edi. Qatnovi ustidan bo‘lgan oraliq qurilmalarni qo‘llash, shuningdek, tayanchlarning o‘lchamlarini kichraytirishga ham imkon beradi.

Qirg‘oq bilan birikmalarda II va III – variantlardagi kabi temirbeton oraliq qurilmalar qo‘llanilgan.

v) *Metall oraliq qurilmalarda metall og‘irligini aniqlash* (yuqoriga qarang). Metall oraliq qurilmalar M16C po‘latidan tayyorlanadi deb faraz qilamiz. Fermalarning og‘irligini N.S. Streletskiy formulasi bo‘yicha aniqlaymiz ((yuqoriga qarang).

2.24-rasmda qatnovi ostidan bo‘lgan oraliq qurilmalar fermalari va IV –variantdagi eng chetki to‘sinlar uchun tayanch bosimlarining ta’sir chiziqlari qurilgan. Birinchi ta’sir chizig‘i richag qonuni bo‘yicha, ikkinchisi esa markazdan tashqari siqish uslubi bo‘yicha qurilgan.

2.24,b – rasmdagi y_1 va y_2 ordinatalar quyidagi qiymatlarga teng:

$$y_1 = \frac{1}{4} + \frac{8^2}{2(3^2 + 8^2)} = 0,69;$$

$$y_2 = \frac{1}{4} - \frac{8^2}{2(3^2 + 8^2)} = 0,19.$$

Ushbu ta'sir chiziqlarini avtomobillar va piyodalar to'dasi bilan yuklab topamiz:

$$(a) \text{ ta'sir chizig'i uchun } \eta_{aem} = 2 \cdot 0,57 = 1,14; \quad \eta_{molnbi} = \frac{1,22 + 1,03}{2} 1,5 = 1,69;$$

$$(b) \text{ ta'sir chizig'i uchun } \eta_{aem} = 2 \cdot 0,31 = 0,62; \quad \eta_{molnbi} = \frac{0,8 + 0,64}{2} 1,5 = 1,08.$$

I-variant. Yo'l qoplamasi va qatnov qismi plitasining taxminiy og'irligi $0,6 \text{ t/m}^2$ ga, trotuarlarniki esa $0,25 \text{ t/m}^2$ ga teng. U holda har bir metr uzunlikka (pogonniy metr)ga) tushayotgan yuk:

$$g_{qq} = 0,6 \cdot 4 + 0,25 \cdot 1,75 + 0,05 \cdot 4 + 0,05 \cdot 1,75 = 3,13 \text{ t/metr},$$

bu erda $0,05 \text{ t/m}^2$ - qatnov qismi to'sini katagidagi metall og'irligi.

Oraliqning $\frac{1}{4}$ qismida N-30 uchun ekvivalent yuklarni tegishli jadvaldan olamiz. Uzunligi 84 va 63 metrli oraliqlar uchun ularning qiymati 1,74 va 1,75 t/m ga teng.

Ushbu oraliqlar uchun tegishli dinamik koeffitsientlarning qiymati:

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37,5 + 84} = 1,23; \quad \text{va} \quad 1 + \mu = 1 + \frac{15}{37,5 + 63} = 1,15.$$

Ekvivalent yuklarning to'la qiymatlari (ko'ndalang qo'yish koeffitsientlari va dinamik koeffitsientlarni hisobga olganda):

$$k_0 = 1,123 \cdot 1,74 \cdot 0,9 \cdot 1,14 + 0,4 \cdot 1,69 = 2,68 \text{ t/metr va}$$

$$k_0 = 1,15 \cdot 1,75 \cdot 0,9 \cdot 1,14 + 0,4 \cdot 1,69 = 2,75 \text{ t/metr},$$

bu erda $0,4 \text{ t/m}^2$ – piyodalar to'dasidan tushgan yuk.

Metallning hisobiy qarshiligi 1900 kG/sm^2 , hajmiy og'irligi $7,85 \text{ t/m}^3$ va bog'lamalarning og'irligi $0,1 \text{ gf}$ bo'lganda, 2.9-jadvaldan 84 metr va 63

metr uzunlikdagi oraliqlar uchun xarakteristikalarini olib ularning har bir pogonniy metri og'irliklarini topamiz:

$$g_f = \frac{3,1 \cdot 1,4 \cdot 2,75 + 3,1 \cdot 1,2 \cdot 3,13}{\frac{19000}{7,85} - 3,1 \cdot 1,2 \cdot 63 \cdot 1,1} 63 = 0,69 \text{ t} / \text{pog} \cdot \text{m};$$

Oraliq qurilmalar uchun metallning umumiy sarfini aniqlaymiz:

- fermalardagi metall og'irligi:

$$0,94 \cdot 2 \cdot 84 + 0,69 \cdot 2 \cdot 63 = 158 + 87 = 245 \text{ t};$$

- qatnov qismi to'sinlari katagidagi metall og'irligi

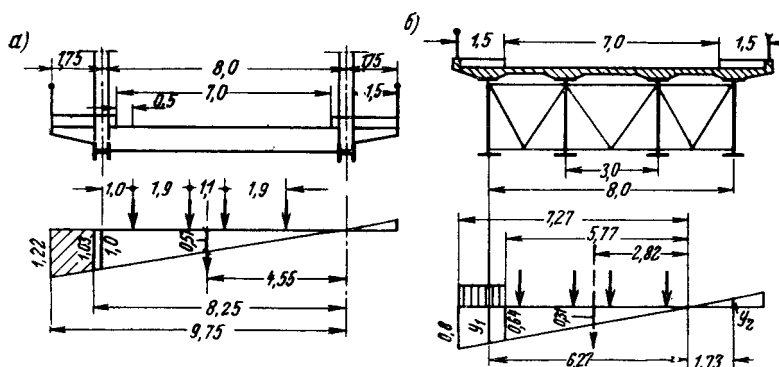
$$(0,05 \cdot 8 + 0,05 \cdot 2 \cdot 1,75) (84 + 63) = 85 \text{ t};$$

- bog'lamalardagi metall og'irligi $0,1 \cdot 245 = 25 \text{ t};$

Ko'priknining I-varianti konstruksiyasi uchun metallning umumiy sarfi – 355 tonna.

II-variant. Qatnov qismi polotnosi (nastili), ekvivalent yuklar, ko'ndalang qo'yish koeffitsientlari va dinamik koeffitsientlar I-variant hisob-kitoblarida aniqlangan.

Bo'ylama va ko'ndalang to'sinlar bo'lganda qatnov qismi katagining og'irligi $0,08 \text{ t/m}^2$ ga teng.



2.24 -rasm. Ko'ndalang qo'yish koeffitsientlarini aniqlash uchun sxemalar (2-misolga)

Trotuarlar to'sinli katagining og'irligi $0,05 \text{ t/m}^2$ ga teng. U holda qatnov qismidan 1 metr uzunlikka (pogonniy metrga) tushayotgan yuk:

$$g_{qq} = 0,6 \cdot 4 + 0,25 \cdot 1,75 + 0,08 \cdot 4 = 0,05 \cdot 1,75 = 3,25 \text{ t/metr.}$$

9-jadvaldan xarakteristikalarini olib 84 metr va 63 metr uzunlikdagi fermalarning har bir metri og'irligini aniqlaymiz:

$$g_f = \frac{3,5 \cdot 1,4 \cdot 2,68 + 3,5 \cdot 1,2 \cdot 3,25}{2420 - 3,5 \cdot 1,2 \cdot 84 \cdot 1,1} 84 = 1,11 \text{ t / pog} \cdot \text{m};$$

$$g_f = \frac{3,5 \cdot 1,4 \cdot 2,75 + 3,5 \cdot 1,2 \cdot 3,25}{2420 - 3,5 \cdot 1,2 \cdot 63 \cdot 1,1} 63 = 0,81 \text{ t / pog} \cdot \text{m};$$

Uch dona oraliq qurilmalardagi metallning umumiy sarfi:

- fermalardagi metall og'irligi $1,11 \cdot 2 \cdot 84 + 2 \cdot 0,81 \cdot 2 \cdot 63 = 186 + 205 = 391 \text{ t};$

- qatnov qismi to'sinlari katagidagi metall og'irligi $(0,08 \cdot 8 + 0,05 \cdot 2 \cdot 1,75) (84 + 2 \cdot 63) = 172 \text{ t};$

- bog'lamalardagi metall og'irligi $0,1 \cdot 391 = 39 \text{ t};$

Ko'priknining II-varianti konstruksiyasi uchun metallning umumiy sarfi –602 tonna.

III-variant. Qatnov qismi og'irligi (g_{qq}) va ko'ndalang qo'yish koeffitsientlari qiymatlarini I-variantdan olamiz. Ekvivalent yuk jadvallar bo'yicha 1,72 t/metr ga teng (oraliq uzunligi 104 metr bo'lgan oraliq uchun). Dinamik koeffitsient qiymatlarini, ekvivalent yukning to'la qiymatini va uzunligi 104 metr bo'lgan fermaning har bir metri og'irligini aniqlaymiz:

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37,5 + 104} = 1,11;$$

$$k_0 = 1,11 \cdot 1,72 \cdot 0,9 \cdot 1,14 + 0,4 \cdot 1,69 = 2,64 \text{ t/metr};$$

$$g_f = \frac{3,2 \cdot 1,4 \cdot 2,64 + 3,2 \cdot 1,2 \cdot 3,13}{2420 - 3,2 \cdot 1,2 \cdot 104 \cdot 1,1} 104 = 1,25 \text{ t / pog} \cdot \text{m};$$

Ikki dona oraliq qurilmalardagi metallning umumiy sarfi:

- fermalardagi metall og'irligi $1,25 \cdot 2 \cdot 104 \cdot 2 = 520$ t;
- qatnov qismi to'sinlari katagidagi metall og'irligi $(0,05 \cdot 8 + 0,05 \cdot 2 \cdot 1,75) 104 \cdot 2 = 119$ t;

- bog'lamalardagi metall og'irligi $0,1 \cdot 520 = 52$ t;

Ko'priknining III-varianti konstruksiyasi uchun metallning umumiy sarfi –691 tonna.

IV-variant. Qatnov qismidan har bir to'sinning 1 metriga tushayotgan yuk:

$$g_{qq} = (0,6 \cdot 7 + 0,25 \cdot 2 \cdot 1,5) \frac{1}{4} = 1,24 \text{ t/metr.}$$

Ko'ndalang qo'yish koeffitsientlari yuqorida aniqlangan. Ekvivalent yuklar va dinamik koeffitsientlar 84 metr va 63 metr uzunlikdagi oraliq qurilmalar uchun I-variant hisob-kitoblarida aniqlangan. 84 va 63 metr uzunlikdagi oraliqlar uchun:

$$k_0 = 1,123 \cdot 1,74 \cdot 0,9 \cdot 0,62 + 0,4 \cdot 1,08 = 1,52 \text{ t/metr;}$$

$$k_0 = 1,15 \cdot 1,75 \cdot 0,9 \cdot 0,62 + 0,4 \cdot 1,08 = 1,59 \text{ t/metr.}$$

8 - jadvaldan og'irlik xarakteristikalarini olamiz va bog'lamalar og'irigini $g_{bog}=0,12$ g_f ga teng (ya'ni bog'lamalar og'irligi ferma og'irligining 12% ga teng) qabul qilib, uzunligi 84 va 63 metr bo'lgan fermalarning 1 pog. metr og'irligini aniqlaymiz:

$$g_f = \frac{4,8 \cdot 1,4 \cdot 1,52 + 3,7 \cdot 1,2 \cdot 1,24}{\frac{20000}{7,85} - 3,7 \cdot 1,2 \cdot 84 \cdot 1,12} 84 = 0,62 \text{ t / pog} \cdot \text{m;}$$

$$g_f = \frac{4,8 \cdot 1,4 \cdot 1,59 + 3,7 \cdot 1,2 \cdot 1,24}{\frac{20000}{7,85} - 3,7 \cdot 1,2 \cdot 63 \cdot 1,12} 63 = 0,46 \text{ t / pog} \cdot \text{m;}$$

Ushbu variantdagi ko'prikn uchun metallning umumiy sarfi:

- to'sinlardagi metall og'irligi $0,62 \cdot 4 \cdot 84 + 0,46 \cdot 4 \cdot 63 \cdot 2 = 442$ t;

- bog‘lamalardagi metall og‘irligi $0,12 \cdot 442 = 54$ t;

Ko‘prikning IV-varianti konstruksiyasi uchun metallning umumiy sarfi –496 tonna.

g) Oraliq qurilmalardagi temirbeton hajmini aniqlash.

I-variant. Birinchi navbatda metall oraliq qurilmalarining qatnov qismi plitasi va trotuarlaridagi temirbeton hajmini aniqlaymiz. Plitaning qalinligini o‘rtacha 0,15 metrga teng qabul qilamiz.

$$0,15(8+2 \cdot 1,75)(84+63) = 253 \text{ m}^3.$$

Armaturasi oldindan zo‘riqtirilgan yig‘ma oraliq qurilmalardagi temirbeton hajmi (yuqoridagi temirbeton grafiklariga qarang):

$$0,44(7+2 \cdot 1,5)32 \cdot 4 = 563 \text{ m}^3.$$

II-variant. Qatnov qismi plitasi va troturlaridagi temirbeton hajmini aniqlaymiz.

$$0,15(8+2 \cdot 1,75)(84+2 \cdot 63) = 253 \text{ m}^3.$$

Yig‘ma unifikatsiyalangan oraliq qurilmalardagi temirbeton hajmi (yuqoridagi temirbeton grafiklariga qarang):

$$0,34(7+2 \cdot 1,5)15 \cdot 4 = 204 \text{ m}^3.$$

III-variant. Qatnov qismi plitasi va troturlaridagi temirbeton hajmini aniqlaymiz.

$$0,15(8+2 \cdot 1,75)104 \cdot 2 = 360 \text{ m}^3.$$

Temirbeton oraliq qurilmalarning hami 204 m^3 ga teng (II-variantga qarang).

IV-variant. Qatnov qismi plitasi va troturlaridagi temirbeton hajmini aniqlaymiz.

$$0,15(7+2 \cdot 1,5)(84+2 \cdot 63) = 315 \text{ m}^3.$$

Temirbeton oraliq qurilmalarning hami 204 m^3 ga teng (II-variantga qarang).

d) *Tayanchlar bo'yicha hajmlarni aniqlash.* Tayanchlar hajmini aniqlashda ularning yuqori (ya'ni ustunli) qismi balandligi N_1 ni aniqlash kerak bo'ladi. Ushbu kattalikni aniqlashda tayanchning tepasi sathi ko'priki osti gabaritining yuqorigi chegarasidan 1 metr pastda, tayanchning yuqoridagi (ustunli) qismi ostining sathi SYUSdan 0,5 metr yuqorida deb qabul qilinadi. Bu holda:

$$N_1 = (91 + 10 - 1) - (93 + 0,5) = 6,5 \text{ metr.}$$

Poydevorlar (rostverklar) obrezlarining sathlari SPS dan 0,5 metr pastda deb qabul qilinadi. U holda tayanchlar pastki qismlarining balandligi:

$$N_2 = (93 + 0,5) - (88 - 0,5) = 6,0 \text{ metrga teng bo'ladi.}$$

Poydevorlar (rostverklar) balandligi 2 va 3 metrga teng qabul qilinadi.

Hajmlarni aniqlashda oraliq tayanchlarning olti turi ko'rib chiqiladi (31 va 32-rasmlarga qarang).

Metall oraliq qurilmalar ostiga joylashtiriladigan oraliq tayanchlarning hajmlari 27-rasmda keltirilgan ma'lumotlar bo'yicha aniqlanadi (yuqoriga qarang). Hisob-kitoblar 2.7-jadvalda keltirilgan.

2.7-jadval

№ Oraliq tayanchlar	l', metr	Tayanchlarning temirbeton ustunli qismi			Tayanchlarning rostverk ustidagi qismi			Rostverk va qoziqlar		
		N_1	A_1	V	N_2	A_{00}	V	$h_p + mh_c$	A_{fs}	V
1	$0,5(84+63)=73,5$	6,5	0,022	105	6	0,043	190	$2+0,1 \cdot 12$	0,1	235
2	$0,5(63+32)=47,5$	6,5	0,027	83	6	0,05	142	$2+0,1 \cdot 12$	0,155	236
3	104	6,5	0,021	142	6	0,041	255	$3+0,1 \cdot 12$	0,081	355
4	$0,5(84+63)=73,5$	-	-	-	0,8· 11	0,043	278	$2+0,1 \cdot 12$	0,1	235

5- va 6- raqamli oraliq tayanchlarning hajmlari ularning ustqurilmalari (ya'ni ustunli engillashtirilgan qismi) va ostki yaxlit qismlari uchun 20-rasmda keltirilgan ma'lumotlar bo'yicha to'g'ridan-to'g'ri hisoblash yo'li bilan, qoziqli zamin qismlari uchun esa 27-rasmda keltirilgan ma'lumotlar bo'yicha aniqlangan.

5-oraliq tayanch. Tayanch temirbeton ustqurilmasining hajmi:

$$2 \frac{\pi \cdot 1,0^2}{4} 5,5 + 1,6 \cdot 1,4 \cdot 8 = 27 m^3, \quad \text{bu yerda } 8 - \text{rigelning}$$

o'rtacha uzunligi;

Tayanch ostki yaxlit qismining hajmi: $1,9 \cdot 6 \cdot 7 = 80 m^3$, bu erda 7 - tayanchning o'rtacha balandligi. Rostverk va qoziqlarning hajmi:

$$32(2+0,1 \times 10)10 \times 0,2 = 192 m^3.$$

6-oraliq tayanch. Tayanch temirbeton ustqurilmasining hajmi:

$$2 \frac{\pi \cdot 1,0^2}{4} 6 + 1,1 \cdot 1,4 \cdot 8 = 22 m^3,$$

Tayanch ostki yaxlit qismining hajmi: $1,6 \times 6 \times 7 = 67 m^3$.

Rostverk va qoziqlarning hajmi: $15(2+0,1 \times 10)10 \times 0,29 = 130 m^3$.

Kozlovoy turidagi chetki tayanchlardagi materiallar sarfi 1-misol ma'lumotlaridan olinadi.

32 metrli oraliq qurilmalar tayangan chetki tayanchlarning hajmi 1-misoldagi I-variant ma'lumotlaridan olinadi. Ikki chetki tayanch uchun: rigellar hajmi $\approx 47 m^3$; qoziqlar soni -32 ta.

15 metrli oraliq qurilmalar tayangan chetki tayanchlarning hajmi 1-misoldagi II-variant ma'lumotlaridan olinadi. Ikki chetki tayanch uchun: rigellar hajmi $\approx 18 m^3$; qoziqlar soni -24 ta.

Tayanchlar bo'yicha materiallar hajmi 2.8 - jadvalda keltirilgan.

2.8-jadval

Variant-lar raqami	Tayanchlarning temirbeton qismi, m ³	Tayanchning rostverki ustidagi yaxlit qismi, m ³	Temirbeton rostverklar va qoziqlar, m ³
<i>I</i>	$105+2\cdot 83+2\cdot 27+47=372$	$190+2\cdot 142+2\cdot 80=634$	$235+2\cdot 236+2\cdot 190+32\cdot 0,35\cdot 0,35\cdot 12=1134$
<i>II</i>	$2\cdot 105+2\cdot 83+2\cdot 22+18=438$	$2\cdot 190+2\cdot 142+2\cdot 67=798$	$2\cdot 235+236+2\cdot 130+24\cdot 0,35\cdot 0,35\cdot 12=1237$
<i>III</i>	$2\cdot 105+142+2\cdot 22+18=414$	$2\cdot 190+255+2\cdot 67=769$	$2\cdot 235+355+2\cdot 130+35=1120$
<i>IV</i>	$2\cdot 83+2\cdot 22+18=228$	$2\cdot 142+2\cdot 278+2\cdot 67=974$	$2\cdot 236+2\cdot 235+2\cdot 130+35=1237$

e) Ko‘prikka yaqinlashuv joyidagi qo‘shimcha er ishlari. I - III – variantlarda kema qatnovi oraliqlari qatnovi pastdan bo‘lgan, qurilish balandliklari bir-biridan oz farq qiladigan oraliq qurilmalar bilan berkitilgan. IV-variantda esa qatnovi ustidan, qurilish balandligi boshqa variantlardagidan kattaroq (taxminan 2,5 metrga) bo‘lgan konstruksiya qo‘llanilgan. SHu sababli ushbu variantda yaqinlashuv ko‘tarmalarining balandligi boshqa variantlardagiga qaraganda 2,5 metrga baland bo‘ladi.

Ko‘prik bilan birlashma erida chap qirg‘oqdagi ko‘tarmaning balandligi 10,5 metr, o‘ng qirg‘oqda esa 12,5 metr bo‘ladi. Ko‘prik o‘tuvi joyidagi qiyaliklar, tegishlicha, 25 va 10% ga teng. Ko‘prikka kirish joyidagi qiyalikni 4% ga teng qabul qilib yaqinlashuv ko‘tarmalarining quyidagi uzunliklarini topamiz:

- chap qirg‘oq (o‘rtacha balandlik 5,25 metr bo‘lganda) $\frac{1050}{29} = 36\text{metr}$,

- o'ng qirg'oq (o'rtacha balandlik 6,25 metr bo'lganda) $\frac{1250}{14} = 90 \text{ metr.}$

Balandliklar 5,25 va 6,25 metr bo'lganda ko'tarmalarning osti bo'yicha kengligi:

$12+2 \cdot 1,5 \cdot 5,25 = 27,75$ metr va $12+2 \cdot 1,5 \cdot 6,25 = 30,75$ metrni tashkil etadi.

Shunday qilib, ko'prikk yaqinlashuv joyidagi qo'shimcha er ishlarining hajmi taxminan quyidagilarga teng:

- chap qirg'oqda $27,75 \cdot 2,5 \cdot 36 = 2500 \text{ m}^3$
- o'ng qirg'oqda $30,75 \cdot 2,5 \cdot 90 = 7000 \text{ m}^3$

Shunday qilib, qo'shimcha er ishlarining umumiy hajmi 9500 m^3 ga teng.

j) *Variantlarni o'zaro taqqoslash.* Ko'prik variantlari bo'yicha asosiy ishlarining miqdori va ularni qiymatlari bo'yicha taqqoslashning jamlanmasi 16-jadvalda keltirilgan. Bunda birlik narhlar Yagona normalar va narhlardan olingan.

Variantlar bo'yicha jadvalda keltirilgan qiyosiy ma'lumotlar quyidagi hulosalarni chiqarishga imkon beradi:

III-variant. Ko'prik konstruksiyasida (ya'ni tayanchlar va oraliq qurilmalarda) eng yuqori standartlashtirishga erishilgan va suv katta chuqurliklarining ko'chish ehtimoli inobatga olingan, lekin ushbu variant katta miqdordagi metall sarfini talab qilishi va qiymati ancha balandligi bilan ajralib turadi.

II-variant. Ushbu variant III-variant oldida metall sarfi va qiymati bo'yicha afzalliklarga ega. Biroq bu variantda tayanchlar sonining bir donaga ko'pligi uni qurishni murakkablashtiradi. Bundan tashqari uning qiymati I va IV-variantlarnikiga qaraganda anchagina yuqori.

Ko‘prik variantlari ichida I va IV-variantlar eng arzon bo‘lib chiqdi. Bu ikki variantning birinchisi ikkinchisidan ozgina qimmatroq bo‘lsada, lekin unda metall sarfi anchagina oz. Bundan tashqari, ko‘prikka kirish joyidagi sathlar kichik bo‘lganligidan avtomobillar qatnovi uchun sharoitlar yaxshi hisoblanadi. Lekin, shunday afzalliklariga qaramasdan, I-variantdagi ko‘prik konstruksiyasi daryo chuqurliklari ko‘ndalang kesimda boshqa joyga ko‘chgan taqdirda kemalar qatnovini ta’minlab bera olmaydi.

Ko‘prikning IV- variantida metallning sarfi I-variantdagiga qaraganda biroz kattaroq, ko‘prikka kirish sathlari yuqoriroq bo‘lsada, umuman olganda arzonroq va daryo chuqurliklari ko‘ndalang kesimda boshqa joyga ko‘chgan taqdirda kemalar qatnovini yaxshi ta’minlab bera oladi.

2.9-jadval

Inshootning elementlari	Birlik narhlar, \$/m ³	Ko‘prik variantlari			
		I	II	III	IV
		Ko‘prik elementlari bo‘yicha ishlar hajmi*			
		Ishlar qiymati, ming \$			
Metall qurilmalar oraliq	440	<u>355</u> 156	<u>602</u> 264		
	450			<u>691</u> 311	
	390				<u>496</u> 194
Qatnov qismi va trotuarlar temirbeton plitasi	125	<u>253</u> 32	<u>363</u> 45	<u>360</u> 45	<u>315</u> 39
Temirbeton qurilmalar oraliq	285	<u>563</u> 160			

	265		<u>204</u> 54	<u>204</u> 54	<u>204</u> 54
Tayanchning rostverki ustidagi yaxlit qismi	70	<u>634</u> 44	<u>798</u> 56	<u>769</u> 54	<u>974</u> 68
Tayanchlarning temirbeton elementlari	140	<u>372</u> 52	<u>438</u> 61	<u>414</u> 58	<u>228</u> 32
Rostverklar va qoziqlar	100	<u>1134</u> 113	<u>1237</u> 124	<u>1120</u> 112	<u>1237</u> 124
Yaqinlashuv ko‘tarmalari (qo‘shimcha er ishlari)	1,0				<u>9500</u> 9,5
Umumiy qiymati, ming \$.		557	604	634	520,5
Qiymatlar nisbati,% larda		107	116	122	100

*- metall oraliq qurilmalar uchun metall sarfi tonnalarda, inshootlarning boshqa elementlari uchun ish hajmi m³ larda berilgan.

Shunday qilib, ko‘prik joylashgan hududda suv chuqurliklari o‘zgarib qolishini tartibga solish katta qiyinchiliklar bilan bog‘liq bo‘lmasa, u holda eng ratsional variant sifatida I-variantni tanlab olish mumkin.

Agar suv chuqurliklarini tartibga solish anchagina qiyin va katta xarajatlar bilan bog‘liq bo‘lsa, unda IV-variantni tanlab olish maqsadga muvofiq bo‘ladi. Ko‘prikning IV-varianti tashqi ko‘rinishi nuqtai-nazaridan ham eng muvaffaqiyatlidir.

3-bob. Temirbeton ko‘priklarning hisobi

3.1. Temirbeton ko‘prik konstruksiyalarini hisoblash haqida umumiy ma’lumotlar.

Beton va armatura po‘latining hisoblarda qo‘llaniladigan asosiy hossalari. Beton. Ko‘prik konstruksiyalari uchun, odatda, o‘rtacha zichligi $2200 - 2500 \text{ kg/m}^3$ bo‘lgan og‘ir beton qo‘llaniladi. Betonning mustahkamlik hossalari belgilaydigan asosiy xarakteristikasi - uning siqilishga bo‘lgan mustahkamligi bo‘yicha sinfidir. Betonning mustahkamligi bo‘yicha sinfi – ushbu betondan tayyorlangan, o‘lchamlari $15 \times 15 \times 15 \text{ sm}$, ta’minlanganligi (ya’ni o‘lchamlaridagi farq) $0,95$ bo‘lgan kublarning markaziy o‘qi bo‘yicha siqilishga bo‘lgan, megapaskallarda o‘lchanadigan normativ qarshiligidir. Kublar GOST 10180-78 (SEV 3978-83) ga binoan tayyorlanishi va ularni sinash 28 kunlik (sutkalik) vaqtda amalga oshirilishi kerak. Betonning siqilishga bo‘lgan mustahkamligi bo‘yicha sinfi V va betonning kublarda aniqlanadigan mustahkamligi orasidagi bog‘liqlik quyidagi ko‘rinishga ega bo‘ladi:

$$B = (1 - 1,64\nu)R_1, \quad (3.1)$$

bu yerda $\nu = \frac{R_1}{R_2}$ - beton mustahkamligining variatsiya (o‘zgaruvchanlik) koeffitsienti; R_1 - namunalar seriyasidagi beton mustahkamligining o‘rtacha qiymati; R_2 - standart namunalarni sinashda beton mustahkamligi qiymatlarining o‘rtacha kvadratik og‘ishi (standart).

Beton mustahkamligining variatsiya koeffitsienti temirbeton konstruksiyalar tayyorlaydigan turli zavodlarda va qurilishlarda xar-hil bo‘ladi va keng chegaralarda o‘zgaradi. Ushbu koeffitsient ko‘p omillarga (faktorlarga) bog‘liq, ya’ni qo‘llanilayotgan materiallar sifatining

doimiylikiga, ularning dozirovkasini nazorat qilishga (ayniqsa suv/sement nisbatini), betonni parvarishlashga (uxod) va boshq. Beton tayyorlaydigan ko‘p sonli korxonalar bo‘yicha olingan statistik ma’lumotlar asosida normativ xujjatlarda og‘ir beton uchun $\nu = 0,135$ ga teng qabul qilingan. Lekin, beton sinfi zavodlarda yoki qurilishda aniqlanganda variatsiya koeffitsientining sinov natijasida topilgan konkret qiymati qo‘llaniladi. Shunday qilib, bir jinsli beton tayyorlaydigan korxonalar uchun ν ning qiymati kichikroq bo‘lsa, ular materiallarni (birinchi navbatda sementni) iqtisod qilishga erishadilar.

Beton qulay sharoitlarda tabiiy qotsa uning mustahkamligi vaqt o‘tishi bilan (10 va undan ko‘proq yil ichida) oshib boradi. Past sinfli betonlarning mustahkamligi vaqt mobaynida yuqori sinfli betonlarnikiga qaraganda tez o‘sadi.

Ko‘prik konstruksiyalari uchun V20, V22,5, V25, V27,5, V30, V35, V40, V45, V50, V55, V60 sinfli betonlar qo‘llaniladi. V22,5 va V27,5 sinfli betonlar sement miqdorini tejash sharti bilan va ushbu tejamkorlik konstruksiyaning boshqa texnik-iqtisodiy ko‘rsatkichlarini yomonlashtirmagan hollarda qo‘llaniladi. Normalarda betonlar sinflarining minimal (eng kichik) qiymatlari konstruksiyalarning turiga, armaturalanishiga, ekspluatatsiya sharoitlariga bog‘liq holda belgilangan.

Ko‘prik konstruksiyalarining ko‘p elementlari tekis yoki hajmiy kuchlanish holati sharoitlarida ishlaydi. Ikki o‘q bo‘yicha siqilishda betonning mustahkamligi biroz oshadi. Uch o‘qli siqilishda esa betonning mustahkamligi anchagina oshdi. Ikki o‘qli cho‘zilish betonning mustahkamligiga oz ta’sir ko‘rsatadi, cho‘zilish-siqilish ta’sir qiladigan tekis kuchlanish holati esa beton mustahkamligini anchagina kamaytiradi.

Beton elastikplastik materialdir, yuk ta'sirida unda elastik deformatsiyalar bilan birga plastik deformatsiyalar ham rivojlanadi. Kuchlanishlar va nisbiy deformatsiyalar bog'likligi $\sigma - \varepsilon$ to'g'ri chiziqli emasdir (1.1-rasm). Umumiy holda betonning to'la deformatsiyasi elastik ε_{el} va plastik ε_{pl} qismlardan iborat:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} \quad (3.2)$$

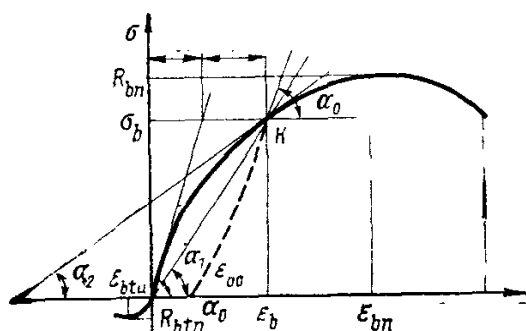
Betondagi kuchlanish σ_b ning nisbiy elastik deformatsiyalar ε_{el} ga nisbati materialning elastik hossalari xarakterlaydi va betonning boshlang'ich elastiklik moduli E_b deb ataladi (loyihalash normalarida "elastiklik moduli" termini qabul qilingan). Ushbu termin oniy yuklashda yuzaga keladigan elastik deformatsiyalarga to'g'ri keladi va son jihatidan koordinat boshidagi $\sigma - \varepsilon$ egri chizig'iga urinma va absissa o'qining orasidagi burchak α_0 ning tangensiga teng bo'ladi. Betonning elastiklik moduli siqilishda va cho'zilishda bir hildir (betonning deformatsiyalanish egri chizig'i koordinatalar boshida sinmaydi). Uning qiymati betonning mustahkamlik bo'yicha sinfiga va qotish sharoitlariga bog'liq bo'ladi. Namlik-issiqlik bilan ishlov berilgan, shuningdek navbatma-navbat muzlash va ho'l holida erish sharoitlarida bo'lgan beton uchun ushbu qiymatlar 10% ga kichraytiriladi. QNQ 2.01.01-82 "Qurilish klimatologiyasi va geofizika" bo'yicha IVa klimatik hudud uchun mo'ljallangan va quyosh radiatsiyasidan himoyalanmagan konstruksiyalar betonining elastiklik moduli qiymatini jadvaldagi qiymatlariga nisbatan 15% ga kamaytiriladi.

Betonning elastikplastik hossalari kesuvchi modul yoki betonning elastikplastiklik moduli E_{bs} bilan xarakterlanadi. U koordinatlar boshlanishidan va $\sigma - \varepsilon$ egri chizig'idagi biror K nuqtasidan o'tkazilgan

yotiq chiziq va ε o'qining orasidagi α_1 burchagining tangensiga tengdir, ya'ni $E_{bs} = \sigma_b / \varepsilon_b$.

Ba'zi hisoblar uchun urinma modul deb ataladigan, betonning to'la deformatsiyalariga to'g'ri keladigan kattalik kerak bo'ladi. Geometrik jihatdan ushbu modul $\sigma - \varepsilon$ egri chizig'idagi K nuqtasidan o'tkazilgan urinma chiziq va ε o'qining orasidagi α_2 burchagining tangensiga tengdir, ya'ni $E_{bt} = d\sigma_b / d\varepsilon_b$.

Betonning siqilishdagi deformatsiyalarini standart namunalarda aniqlash qabul qilingan.



3.1-rasm. Bir martalik yuklashda beton uchun $\sigma - \varepsilon$ diagramma

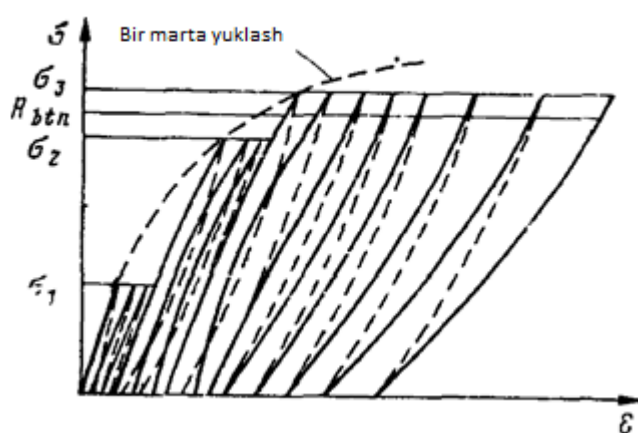
Siqilgan namunalar uchun $\sigma - \varepsilon$ egri chizig'ining cho'qqisi betonning siqilishga bo'lgan mustahkamligi R_{bn} chegarasiga (prizmatik mustahkamlik), cho'zilgan namunalar uchun esa betonning cho'zilishga bo'lgan mustahkamlik R_{btn} chegarasiga to'g'ri keladi. R_{bn} kuchlanishlariga to'g'ri keladigan nisbiy deformatsiyalar ε_{bn} ancha katta chegaralarda, ya'ni 0,0008 dan 0,0030 gacha o'zgarishi mumkin. Agar beton prizmasi deformatsiyalanishi sinovi doimiy tezlikda olib borilsa, beton o'zining mustahkamlik chegarasi R_{bn} ga erishgandan so'ng, yuk kamaygan taqdirda ham beton deformatsiyalanishi davom etadi. Bu $\sigma - \varepsilon$ egri chizig'ining pastga yo'nalgan qismiga to'g'ri keladi. Betonning tamoman buzilishi nisbiy deformatsiyalar $\varepsilon_{b,max}$ ning qiymati 0,0035...0,0070 larga etganda ro'y beradi. Betonning chegaraviy nisbiy deformatsiyalari cho'zilishda

siqilishdagiga qaraganda tahminan 10...20 marta kichikdir. R_{btn} kuchlanishlarga to‘g‘ri keladigan deformatsiyalar ε_{btn} o‘rtacha 0,00015 ga teng bo‘ladi.

Nisbiy deformatsiyalar ε_{bn} va $\varepsilon_{b,max}$ ning qiymatlari ko‘p omillarga (faktorlarga), ya‘ni beton mustahkamligiga, uning tarkibiga va qotish sharoitlariga, yuk ta‘hiri vaqti uzunligiga va boshqalarga bog‘liq bo‘ladi.

Yukni olib tashlash (razgrujenie) uchun qurilgan $\sigma - \varepsilon$ egri chizig‘i kuchlanishlar o‘qiga nisbatan teskari egrilikka egadir (1.1 – rasmdagi shtrix bilan ko‘rsatilgan chiziq). Ushbu egri chiziqning eng baland nuqtasidagi qiyalik yuklash egri chizig‘ining boshlang‘ich nuqtasidagi (koordinata boshidagi) egrilik qiyaligiga teng. Yuk olib tashlangandan so‘ng namunada qoldiq deformatsiyalar ε_{b0} saqlanadi. Ushbu deformatsiyalar vaqt o‘tishi bilan elastik qoldiq deformatsiya ε_{ep} deb ataladigan qiymatga kamayadi.

Har bir qayta yuklashda betondagi kuchlanishlar yuk olib tashlashning boshlanishi qiymati σ_1 ga etganda deformatsiyaning plastik qismi kichiklashadi va bir necha marta yuklash va yukni olib tashlash siklidan so‘ng beton o‘zini huddi elastik material kabi tutadi (3.2-rasm).



3.2-rasm. Ko‘p marta yuklashda beton uchun $\sigma - \varepsilon$ diagramma

Agar namuna maksimal kuchlanishlardan yuqori bo'lgan, ko'p marta qaytariladigan yuklashda kuzatilgan σ_2 kuchlanishlar keltirib chiqaradigan yuk bilan yuklansa, namunada elastik deformatsiyalar bilan bir qatorda qaytadan plastik deformatsiyalar ham kuzatiladi. Bunda $\mathcal{E}_{ei}$, $\mathcal{E}_{pl}$ va $\mathcal{E}_{b0}$ larni o'z ichiga olgan beton deformatsiyasining yig'indisi namunani bir marta yuklab kuchlanishni σ_2 gacha olib borilgandagi deformatsiyalarga teng bo'ladi.

Qiymati R_{bfn} dan oshmaydigan kuchlanishlar hosil qiladigan ko'p marta qaytariladigan yuklashda betonning buzilishi ro'y bermaydi. Agar maksimal kuchlanishlar bu chegarani (ya'ni, $\sigma_1 > R_{bsn}$, 3.2-rasmga qarang) oshib o'tsa, unda $\sigma - \mathcal{E}$ yuklash egri chizig'i yuk qo'yish sikli soni oshib borgani sari o'z ko'rinishini o'zgartirib, sekin – asta to'g'ri chiziqqa aylanib boradi, undan keyin esa boshqa yo'nalishda egila boshlaydi, ya'ni deformatsiyalar o'qiga nisbatan qabariq hosil qiladi. $\sigma - \mathcal{E}$ egri chizig'ining bunday o'zgarishi qoldiq deformatsiyalarning oshishiga olib keladi va oqibatda beton buzilish holatiga keladi. Bunda (ya'ni bir marta yuklanishda) betondagi kuchlanishlar uning mustahkamlik chegarasidan kichik bo'ladi.

Amaliy jihatdan, yuk cheklanmagan sondagi siklda ta'sir etganda, beton buzilishi kuzatilmaganda, kuchlanishlarning chegaraviy qiymatlari R_{bfn} ni betonning chegaraviy chidamliligi deb ataladi. Chegaraviy chidamlilikni aniqlashda asosiy son sifatida yuklash - yukni olib tashlash sikli 2 mln. etib belgilangan. Bu inshootning birinchi yil ekspluatatsiyasi davrida unga ta'sir etadigan yuklarning sikliga taxminan to'g'ri keldi. Chegaraviy chidamlilik qaytariladigan kuchlanishlar siklining asimmetriyasiga bog'liq bo'ladi va quyidagi ifoda bilan xarakterlanadi:

$$\rho_b = \sigma_{b,min} / \sigma_{b,max} ,$$

bu yerda $\sigma_{b,\min}$, $\sigma_{b,\max}$ – kesimning faqat bir nuqtasida aniqlanadigan kuchlanishlarning eng kichik va eng katta absolyut qiymatlari.

Betondagi plastik deformatsiyalarning o‘lchamiga yuklash tezligi katta ta’sir ko‘rsatadi. Juda tez (oniy) yuklashda faqatgina elastik deformatsiyalar kuzatiladi. Bunda kuchlanishlar va deformatsiyalar orasidagi bog‘liqlik chiziqli bo‘ladi. $\sigma - \varepsilon$ ning chiziqli bo‘lmagan bog‘liqligi yuklash tezligini kamaytirilishi bilan ortadi.

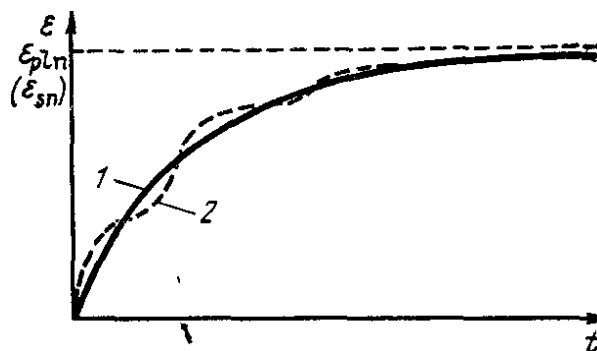
Yuklashning boshlang‘ich bosqichida, betondagi kuchlanishlarning qiymati uning siqilishga bo‘lgan mustahkamlik chegarasining 30...40% dan oshmaganda, $\sigma - \varepsilon$ egri chizig‘ining qismi to‘g‘ri chiziqqa yaqin va bu chiziq $\sigma_b = E_b \varepsilon_b$ bilan aniqlanadi, ya’ni bu bosqichda asosan elastik deformatsiyalar kuzatiladi. Kuchlanishlarning ortib borishi bilan plastik deformatsiyalar o‘rib boradi va betondagi kuchlanishlarning qiymati uning mustahkamlik chegarasiga yaqinlashgani sari ko‘payadi. Huddi shunday holat beton cho‘zilishida ham kuzatiladi.

Yuk uzoq ta’sir etganda betonning elastik bo‘lmagan deformatsiyalari ortadi. Materialning uzoq davomli yuklar ta’siri ostida elastik bo‘lmagan deformatsiyalarning vaqt davomida uzluksiz oshib borishi hossasi oquvchanlik (polzuchest) deyiladi.

Betonning oquvchanlik deformatsiyalari yuk ta’sirining davomiyligiga, kuchlanishlarning qiymatiga va kuchlanganlik holatining turiga, betonning yuklanish paytidagi yoshiga bog‘liqdir.

Yuk uzoq, davomli ta’sir etganda betonning deformatsiyalanish jarayonining murakkabligini aytib o‘tish kerak. Sodda kurinishda ushbu jarayonni quyidagicha ko‘rsatish mumkin. Agar beton prizma davomli ta’sir etadigan yuk q bilan yuklansa (3.3-rasm), yuklangandan keyin darhol elastik deformatsiyalar Δ_{el} va plastik deformatsiyalar Δ_{pl} ning (tez ro‘y

beradigan oquvchanlik deb ataladigan) bir qismi yuzaga keladi. So'ngra uzoq vaqt davomida oquvchanlik deformatsiyalari Δ_{plt} oshib boradi. Bunda oquvchanlik deformatsiyalari Δ_{plt} ning oshish jadalligi vaqt o'tishi bilan kamayadi va bir necha yildan so'ng deformatsiyalar jarayoni amaliy jihatdan to'xtaydi. Oquvchanlikning nisbiy deformatsiyalari o'zining chegaraviy qiymatlari ε_{pln} ga etadi (3.3-rasm).



3.3-rasm. Kirishish va oquvchanlik egri chiziqlari: 1-doimiy harorat-namlik rejimida; 2-havoning o'zgaruvchan harorati va namligida

Uzoq muddatli oquvchanlik deformatsiyalari qiymatlarini oquvchanlikning normativ deformatsiyasi c_n (oquvchanlik miqdori) orqali aniqlash qabul qilingan. Oquvchanlik miqdori c_n – betondagi kuchlanish 0,1 MPa bo'lganda oquvchanlikning chegaraviy deformatsiyasi miqdoriga teng.

Ko'p marta qaytariladigan yuk ta'sirida oquvchanlik deformatsiyalari ortadi, bunda vibrooquvchanlik deb ataladigan jarayon yuzaga keladi. Bu ko'p marta qaytariladigan yuk ta'siri ostida beton strukturasining o'zgarishi bilan bog'liqdir.

Betonning boshqa bir maxsus hossalardan biri bu kirishishdir (usadka). Kirishish deb beton havoda qotganda uning hajmining kichrayishi tushuniladi. Vaqt o'tishi bilan kirishish to'xtaydi va kirishish deb ataladigan deformatsiya egri chizig'i asimptomik ravishda o'zining

chegaraviy qiymatiga - kirishishning normativ deformatsiyasi ϵ_{sn} ga yaqinlashadi.

Oquvchanlik va kirishish deformatsiyalarining chegaraviy qiymatlari ko'p omillarga, ayniqsa yuklanayotgan betonning yoshi va mustahkamligiga, bog'liqdir. SHuni e'tiborga olib ShNQ 2.05.03-84 "Ko'priklar va quvurlar"da c_n va ϵ_{sn} larning qiymatlari uzatiladigan mustahkamlikka (peredatochnaya prochnost) to'g'ri keladigan, ya'ni siquvchi zo'riqlashlarni betonga uzatish chog'ida betonning siqilishga bo'lgan mustahkamligi sinfi bilan bog'liq ravishda keltirilgan. Oquvchanlik va kirishish deformatsiyalariga betonning qotish sharoitlari katta ta'sir ko'rsatadi. Shuning uchun, namlik-issiqlik bilan ishlov berilgan beton uchun c_n va ϵ_{sn} larning qiymatlari 10% ga kamaytiriladi.

Betondagi oquvchanlik va kirishish deformatsiyalarining rivoji atrof-muhitdagi harorat-namlik rejimiga bog'liqdir. Ularining vaqt davomida kechishi tekis o'tmaydi va to'liqsimon xarakterga ega bo'ladi (3.3-rasmda shtrixli 2-chiziq). Tekis egri chiziqdan chetlashishi havo harorati va namligining o'zgarishi bilan bog'liqdir. Betonning oquvchanlik va kirishish deformatsiyalarining chegaraviy qiymatlariga ushbu o'zgarishlar kam ta'sir ko'rsatadi.

Betonning oquvchanligi va kirishishini davomli qo'yilgan yuklar ta'siridan hosil bo'ladigan ko'chishlarni aniqlashda, ayniqsa oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarning darzbardoshligi hisoblarida inobatga olish kerak bo'ladi, chunki oquvchanlik va kirishish ularda zo'riqtirish kuchlanishlarini qisman yo'qotilishiga olib keladi. Statik noaniq, yig'ma-monolit konstruksiyalarni hisoblashda va kuchlanishlar sun'iy ravishda tartibga solinadigan konstruksiyalarda oquvchanlik va kirishish deformatsiyalarini inobatga olish zarurdir, chunki ularning ta'sirida ichki

zo'riqishlar qaytadan taqsimlanadi. Betonning vibrooquvchanligi zo'riqtirilmagan temirbeton konstruksiyalarni chidamlilikka va darzbardoshlikka olib borilgan hisoblarda inobatga olinadi.

Armatura. Temirbeton konstruksiyalarning armaturasi, vazifasiga ko'ra, ishchi va konstruktiv armaturalarga bo'linadi.

Ishchi armaturaning yuzasi hisoblar natijasida aniqlanadi. Konstruktiv armaturaga montaj armaturasi va taqsimlovchi armatura kiradi. Ularning har ikkisi ham hisob-kitobsiz tanlanadi va joylashtiriladi. Montaj armaturasi armatura karkasini hosil qilish va temirbeton elementni betonlash jarayonida uning bikirligini saqlash uchun mo'ljallangan. Taqsimlash armaturasi ishchi armatura sterjenlaridagi zo'riqishlarni tenglashtirish uchun xizmat qiladi. Hisob-kitob bo'yicha ular bir hil bo'lishi kerak. Konstruktiv armatura hisoblarda inobatga olinmaydigan, to'plangan kuchlar ta'sirida hosil bo'ladigan mahalliy kuchlanishlarni qabul qilish uchun, betonning oquvchanligi va kirishishi keltirib chiqaradigan zo'riqishlarni qisman qabul qilish uchun, shuningdek, hisoblarda amaliy jihatdan aniqlash mumkin bo'lmagan ichki zo'riqishlarning paydo bo'lish havfi bo'lgan barcha holatlarda joylashtiriladi.

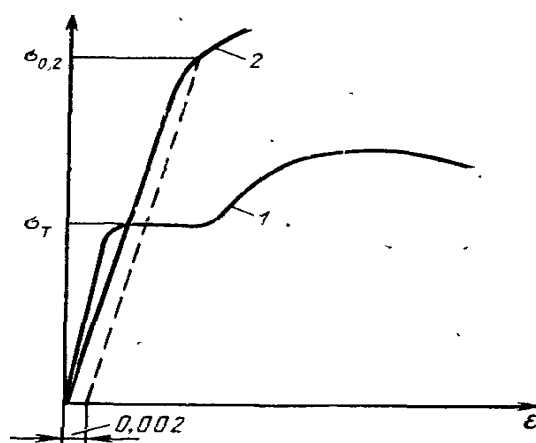
Armatura, ust yuzasi ko'rinishiga qarab, silliq armatura va davriy profilli armaturalarga bo'linadi.

Temirbeton ko'prik konstruksiyalarining ishchi armaturasi uchun turli sinfli va markali po'latlar qo'llaniladi. Armatura po'latining sinfi uning mustahkamlik xarakteristikalarini belgilaydi. Kam legirlangan po'latning markasi uning kimyoviy tarkibini ko'rsatadi. Uglerodli po'latning markasi belgilarida uning oksidlanganligi darajasi, kafolatlangan xarakteristikalari guruhi va kafolatlanganligi toifalari haqida ma'lumotlar bo'ladi.

Temirbeton ko‘prik konstruksiyalari uchun armatura po‘latlarining sinflari va markalari, ularni qo‘llash shartlari ShNQ 2.05.03-12 da keltirilgan.

Po‘latning asosiy mustahkamlik xarakteristikasi – fizikaviy yoki shartli oquvchanlik chegarasi σ_t dir. Fizikaviy oquvchanlik chegarasi yumshoq po‘latlar deb ataladigan armaturaga xosdir. Bunday po‘latlarning $\sigma - \epsilon$ diagrammasida aniq ifodalangan oquvchanlik tokchasi bo‘ladi. Bunday po‘latlarga issiq holda jo‘valangan A-I, A-II va A-III sinfli armatura po‘lati kiradi.

Mustahkamligi katta bo‘lgan sterjenli armatura va yuqori mustahkamlikka ega bo‘lgan armatura $\sigma - \epsilon$ diagrammada oquvchanlik tokchasi bo‘lmagan qattiq po‘latlardan tayyorlanadi. Bunday po‘latlar uchun oquvchanlikning shartli chegarasi deb ataladigan tushuncha kiritilgan. Oquvchanlikning shartli chegarasi uchun $\sigma_{0,2}$ kuchlanishi qabul qilinadi (3.4-rasm). Ushbu kuchlanishda nisbiy qoldiq deformatsiya 0,2% ni tashkil etadi.



3.4-rasm. Armatura po‘latlari uchun $\sigma - \epsilon$ diagramma:
1- yumshoq po‘latlar uchun; 2-qattiq po‘latlar uchun

Eng katta yukka to‘g‘ri keladigan, buzilishdan oldin yuzaga keladigan kuchlanish vaqtinchalik qarshilik (uzilishga bo‘lgan qarshilik) deb ataladi.

Simli armaturaning uzilishga bo'lgan qarshiligi uning asosiy mustahkamlik xarakteristikasi deb qabul qilinadi.

$\sigma - \varepsilon$ egriligining to'g'ri chiziqli uchastkasi qiyalik burchagining deformatsiya o'qiga nisbati (ya'ni tangensi, 3.4-rasmga qarang) son jihatidan armatura po'latining elastiklik moduliga teng. Armaturaning elastiklik modullari qiymatlari ShNQ 2.05.03-12 da keltirilgan.

Ko'p marta qaytariladigan yuk ta'sir etganda po'latning mustahkamligi kamayadi va uning uzilishi (buzilishi) mo'rt bo'ladi. Mustahkamlikning kamayishi yukning qaytarilish sikli soniga va siklning asimmetriya koeffitsientiga bog'liq bo'ladi. Ushbu koeffitsientning kattaligi absolyut qiymatlari bo'yicha minimal bo'lgan kuchlanishlarning maksimal kuchlanishlarga nisbatiga teng. Bunda kuchlanishlarning ishorasini hisobga olish kerak bo'ladi (cho'zuvchi kuchlanishlar – musbat, siquvchi kuchlanishlar – manfiy).

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda qo'llaniladigan, mustahkamligi yuqori armatura po'latlari uchun kuchlanishlarning relaksatsiyasi xarakterlidir. Armaturadagi kuchlanishlarning relaksatsiyasi deganda armaturaning uzunligi o'zgarmasdan qolib (masalan, armaturaning ikki uchi bikir mahkamlangan bo'lsa) undagi oldindan zo'riqtirish kuchlanishlarining kamayishi tushuniladi. Kuchlanishlarning relaksatsiyasi ko'p omillarga, birinchi navbatda armaturadagi oldindan zo'riqtirish kuchlanishlariga, armaturaning mustahkamlik xarakteristikalariga, konstruksiyani tayyorlash texnologiyasiga va boshqa faktorlarga bog'liqdir. Kuchlanishlarning relaksatsiyasi bir tekisda kechmaydi. Relaksatsiya, ayniqsa, armaturada kuchlanishlar hosil qilingan vaqtning birinchi soatlarida jadallik bilan namoyon bo'ladi va vaqt o'tishi bilan asta-sekin so'nadi.

3.2. Temirbeton ko‘prik konstruksiyalarini chegaraviy holatlar uslubi bo‘yicha hisoblashning ayricha xususiyatlari

Chegaraviy holatlar. Qurilish konstruksiyalarini, shu qatorda, ko‘prik konstruksiyalarini hisoblash uchun qabul qilingan normalar asosiga chegaraviy holatlar uslubi qo‘yilgan. Chegaraviy deganda konstruksiyaning shunday holati tushuniladiki, bunday holatga kelinganda konstruksiya ekspluatatsion talablarni qondirmay qo‘yadi. Qurilish bosqichi uchun chegaraviy holat - konstruksiya qurilish talablariga javob bermay qo‘yganda yoki qurilish jarayonida (tayyorlashda, tashishda, montaj qilishda) kelajakda normal ekspluatatsiya qilishni yo‘qqa chiqaradigan shikastlanishlar olganda yuz beradi. Vaqtinchalik yuklar to‘xtamasdan, o‘zining loyihaviy qiymatlari va tezliklarini cheklamasdan ko‘prik ustida harakat qilganda va bunda qanaqadir katta ekspluatatsion sarf-xarajatlarni (navbatdan tashqari ta‘mirlashni, kuchaytirilgan kuzatuvni, maxsus asrashni va boshq.) talab qilmaganda ko‘priklar ekspluatatsiyasi normal hisoblanadi. Chegaraviy holatlar uslubi bo‘yicha hisoblashning maqsadi - ko‘priknı qurish va uni ekspluatatsiya qilish jarayonida konstruksiyada chegaraviy holat yuzaga kelishini ma‘lum bir ta‘minlanganlik doirasida ta‘minlab berishdir.

Chegaraviy holatlar turli-tuman sabablar orqasida yuzaga kelishi va konstruksiyalarning turli darajadagi shikastlanishlariga mos kelishi mumkin.

Mumkin bo‘lgan barcha chegaraviy holatlar ikki guruhga bo‘linadi.

Birinchi guruhga shunday chegaraviy holatlar kiritilganki, ular yuzaga kelganda konstruksiya ekspluatatsiya yoki qurilish uchun yaroqsiz holatga keladi. Aytish mumkinki, birinchi guruh chegaraviy holatning yuzaga

kelishi avariya holatiga to'g'ri keladi, ya'ni bunda konstruktsiya o'zining yuk ko'tarish qobiliyatini yo'qotadi yoki ekspluatatsiya qilib bo'lmaydigan boshqa holatga o'tadi. Bu guruh chegaraviy holatlarga kuch ta'sirida yoki kuch faktorlari bilan atrof-muhitning birgalikdagi ta'sirida konstruktsiyaning buzilishi, ko'p marta qaytariladigan vaqtinchalik yuk ta'sirida yuzaga keladigan charchash buzilishi, umumiy yoki mahalliy turg'unlikni yo'qotilishi kiradi.

Ikkinchi guruh chagaraviy holatining yuzaga kelishi inshootning ekspluatatsiyasini to'xtatishni talab qilmaydi, faqat bunda uning normal ekspluatatsiyasi uchun ba'zi qiyinchiliklar kelib chiqadi.

Ikkinchi guruh chagaraviy holati anchagina katta bo'lgan elastik yoki qoldiq ko'chishlar (ostga egilishlar, yuqoriga egilishlar, burilish burchaklari, tebranishlar), betonda darzlar hosil bo'lishi yoki ushbu darzlarning kengligi ruxsat etilganidan oshib ketishi sababli yuzaga keladi.

U yoki bu chegaraviy holatning yuzaga kelishi tasodifiy xarakterga ega bo'lgan, turli kombinatsiyalarda kelishi mumkin bo'lgan ko'p sonli faktorlarga (omillarga), tasodifiy xarakteri esa bir qator sabablarga bog'liqdir. Ushbu sabablarning eng ahamiyatlilari sifatida quyidagilarni ko'rsatish mumkin:

- hisoblarda qabul qilingan doimiy va vaqtinchalik yuklar qiymatlarining ishonchli emasligi (chunki inshootning butun xizmati davomidagi yuklar qiymatlarini oldindan bilish mumkin emas);

- konstruktsiyalarni loyihalashda qo'llanilgan hisoblash usullari mukammal bo'lmaganligi uchun hisoblab topilgan ichki zo'riqishlar va kuchlanishlar qiymatlari ularning haqiqiy qiymatlariga to'g'ri kelmasligi;

- konstruktsiya materialining hisoblarda qabul qilingan mustahkamlik va deformativ xarakteristikalarini ishonchli emasligi (chunki ushbu

qiymatlarni ma'lum bir tarqoq ma'lumotlar ichidan tanlab olishga to'g'ri keladi);

- bir butun konstruksiya haqiqiy o'lchamlarining yoki uning alohida olingan kesimlarining loyihaviy o'lchamlarga to'g'ri kelmasligi (konstruksiyani tayyorlashdagi ishlarning aniqligiga bog'liqdir).

Ko'prik konstruksiyasining belgilangan ekspluatatsiya muddati davomida buzilmasdan ishlashini ta'minlash masalasi faqat statistik mexanikaning va ishonchlilik nazariyasining ehtimollik uslublarini qo'llash orqali echilishi mumkin bo'ladi. Lekin, ushbu uslublar bo'yicha olib borilgan hisoblar to'liq bo'lishligi uchun materiallarning (beton va armaturaning) mexanik hossalarni o'zgarish qonunlarini, doimiy va vaqtinchalik yuklar, shuningdek, ular keltirib chiqargan ichki zo'riqlashlarning taqsimlanish qonunlarini bilish kerak bo'ladi. Bir butun konstruksiyaning yoki uning elementlarining geometrik o'lchamlari loyihaviy o'lchamlardan qanchalik farq qilishi ehtimoli haqida ma'lumotlarga ega bo'lishimiz zarur bo'ladi. Hozirgi paytda, barcha asosiy nazariy asoslarning bo'lishiga qaramasdan, ishonchli ma'lumotlar yo'qligi tufayli, bunday hisob-kitoblarni amalga oshirish imkoniyati juda kam. Shuning uchun, amaliy hisoblarda ehtimollik uslublaridan faqat qisman qo'llaniladi, masalan, ulardan materiallarning normativ va hisobiy mustahkamlik xarakteristikalarini aniqlashda foydalaniladi. Bunday amalga oshirilgan hisoblarni yarim ehtimollik uslublari (poluveroyatnostnie) bo'yicha bajarilgan deb atash qabul qilingan.

Ko'prik va quvurlarni loyihalash normalariga (ShNQ 2.05.03 – 12) asosan temirbeton ko'prik konstruksiyalari chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo'yicha mustahkamlikka, shaklining turg'unligi va chidamlilikka, ikkinchi guruh bo'yicha esa darzbardoshlikka (darzlarning paydo

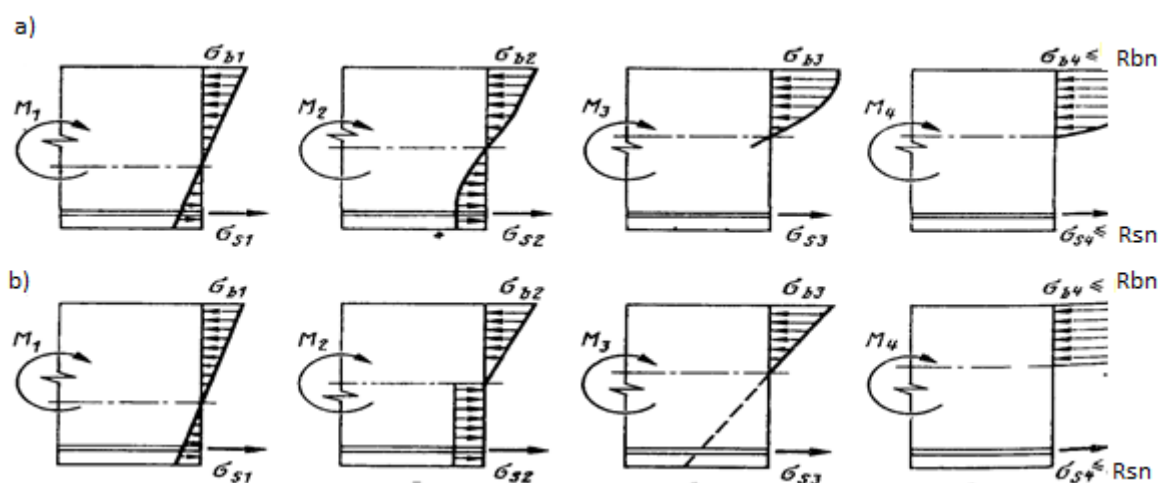
bo‘lishiga va ochilishiga) va ko‘chishlarning (egilishlar, burilish burchaklari, tebranishlar) chegaralanishiga hisoblanadi.

Hisoblar chegaraviy holatlarning yuzaga kelmasligini ta‘minlashi kerak. Bu shart bir qancha koeffitsientlar sistemasini yuklarga (yuk bo‘yicha ishonchlilik koeffitsienti), materiallarning mexanik xarakteristikalariga (material bo‘yicha ishonchlilik koeffitsienti) kirgizish bilan ta‘minlanadi. Ushbu koeffitsientlar yuklarning ekspluatatsion qiymatlarini hisobdagi qiymatlariga yoki materiallar xarakteristikalarini ularning hisobdagi qiymatlariga nisbatan o‘zgarib qolish ehtimolini inobatga oladi. Kerak bo‘lgan hollarda, hisoblarda qabul qilingan hisob-kitob usullarining aniq emasligini va shartlilikini, inshoot ekspluatatsiyasining xususiyatlarini baholaydigan ish sharoiti koeffitsientlari, shuningdek inshootning mas‘uliyatlilikini inobatga oladigan foydalanish bo‘yicha ishonchlilik koeffitsientlari ko‘zda tutiladi.

Temirbeton elementlar kuchlanganlik holatining bosqichlari. Yukning oshib borish jarayonida temirbeton elementning kuchlanganlik holati bir-biridan sifati bilan ajralib turadigan bir nechta bosqichlardan o‘tadi. Ushbu bosqichlarni oddiy temirbetondan bo‘lgan egiluvchi elementning normal (ya‘ni vertikal) kesimi misolida ko‘rib chiqamiz. Bunda yukning ta‘siri minimaldan asta-sekinlik bilan kesimni buzilishiga olib keladigan qiymatgacha ortib boradi deb faraz qilamiz.

Elementni yuklashning boshlanishida, bir o‘qli kuchlanganlik holatida kuchlanishlar va betonning deformatsiyalari orasida (3.1- paragrafga qarang) amaliy jihatdan chiziqli bog‘liqlik kuzatiladi. Bunday bog‘liqlik armatura uchun ham xarakterlidir. Shuning uchun, bu davrda temirbeton element elastiklik bosqichida ishlayapti deb hisoblasak bo‘ladi. Betondagi normal kuchlanishlarning kesim balandligi bo‘yicha taqsimlanish qonuni

chiziqli ko‘rinishga yaqindir. Kesimning bunday kuchlanganlik holati I-bosqichga to‘g‘ri keladi (3.5, a – rasmga qarang).



3.5-rasm. Egilgan temirbeton element kesimlaridagi normal kuchlanishlarning epyuralari: a – haqiqatda bo‘ladigan (fakticheski) epyuralar; b – hisobiy formulalar asosiga qo‘yilgan epyuralar

Yukning ortib borishi bilan kuchlanishlar va beton deformatsiyalari orasidagi bog‘liqlik chiziqli ko‘rinishdan borgan sari ko‘proq farq qila boshlaydi. Shuning uchun betondagi kuchlanishlarning epyurasi ham egri chiziqli ko‘rinishga keladi. Qandaydir bir momentda (lahzada) elementning cho‘zilgan qirrasi betonidagi kuchlanishlar qiymati betonning chegaraviy cho‘zilishiga to‘g‘ri keladigan qiymatlarga etadi. Kesimning bunday kuchlanganlik holatini I a bosqichi deb atash qabul qilingan.

Yukning qiymati ortib borishi bilan elementning cho‘zilgan zonasida darzlar paydo bo‘ladi va ular tez kattalashib boradi. Natijada ushbu zona betonining kattagina qismi kesim ishida qatnashmay qo‘yadi. Bu holda II-bosqich yuzaga keladi.

III-bosqich deganda kesimning buzilish bosqichi tushuniladi. Bunday umumiy holda betondagi kuchlanishlar qiymatlari uning markaziy siqilishga bo‘lgan vaqtinchalik qarshilik qiymatlariga erishadi, armaturadagi kuchlanishlar esa fizik yoki shartli oquvchanlik chegarasiga

etadi. Cho‘zilgan zona betoni deyarli tamoman kesim ishiga qatnashmay qo‘yadi.

Armatura oquvchanligi va siqilgan betonning plastik deformatsiyalari ro‘y bergan kesimni plastik sharnir kabi ko‘rib chiqishimiz mumkin, chunki bunday kesimdagi chegaraviy eguvchi moment uning tamoman buzilishigacha doimiy bo‘lib qoladi.

Ko‘rilayotgan kesimda cho‘zilgan armatura miqdori keragidan ko‘p bo‘lsa kesimning buzilishi siqilgan zona betonining o‘z ko‘tarish qobiliyatini bitirgani natijasida ro‘y beradi, bunda armaturadagi kuchlanishlarning qiymati oquvchanlik chegarasigacha etmaydi. Bunday kesimlar “ortiqcha armaturalangan” deb nomlanadi. “Normal” armaturalangan kesimlarda armaturaning yuk ko‘tarish qobiliyatidan to‘laligicha foydalaniladi.

Turli bosqichlarda neytral o‘qning holati turlicha bo‘ladi. Yuk ortib borishi bilan neytral o‘q siqilgan qirra tarafga siljiydi. Lekin, eng chetki siqilgan tolalarda deformatsiyalar ε_{bn} qiymatidan oshsa, bu tolalardagi kuchlanishlar R_{bn} dan qichik bo‘ladi va neytral o‘q kesimning pastiga qarab biroz siljiydi.

Oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyalarda kuchlanganlik-deformatsiyalanganlik holati tashqi yuklar qo‘yilmasdan ilgari yuzaga keladi, ya’ni ularda bunday holat oldindan zo‘riqtirilgan armaturadagi zo‘riqishlardan hosil bo‘ladi. Bunday bosqichni ba’zida “nolli” deb atashadi. Tashqi yuk qo‘yilgandan so‘ng va uning ortib borishi bilan kesimning kuchlanganlik holatining o‘zgarishi 3.5,a da keltirilgan sxema bo‘yicha ro‘y beradi.

Markazdan qochma siqilishda (cho‘zilishda) kesimlar kuchlanganlik holatining umumiy ko‘rinishi element ishining turli bosqichlarida ham

shunday bo‘ladi. Bunday yuklashlarda neytral o‘qning holatlari yuk qo‘yilishining eksentrisitetiga bog‘liqdir.

Ko‘prik temirbeton konstruksiyalarining ko‘p elementlari tekis yoki hajmiy kuchlanganlik holatida ishlaydi. Bunday holda ham ularda betonning elastik deformatsiyalariga, elastik bo‘lmagan deformatsiyalariga, darzli betonlar ishlashiga mos keladigan bosqichlarni, shuningdek, buzilish bosqichini ajratib olish mumkin. Elementlarni hajmiy kuchlanganlik holatini inobatga olib hisoblash uslublari anchagina murakkab bo‘lganligi uchun ko‘prik konstruksiyalarini loyihalash normalari elementlar ishlashining xususiyatlarini faqat tekis kuchlanganlik holatida betonning hisobiy qarshiliklariga ish sharoiti koeffitsientlarini kirgizish yo‘li bilan inobatga olishga ruxsat beradi.

Qabul qilingan gipotezalar va farazlar. Darzlarning paydo bo‘lishi va ochilishi, temirbeton elementlarning buzilishi, ko‘pchilik hollarda, barcha ichki zo‘riqishlarning, ya’ni eguvchi va burovchi momentning, ko‘ndalang va bo‘ylama kuchning birgalikdagi ta’siri natijasida yuz beradi. Bu zo‘riqishlar birgalikda ta’sir qilganda element kesimini turli bosqichlarda, ya’ni darz hosil bo‘lishi va ochilishi, buzilish bosqichida hisoblash anchagina murakkab bo‘lganligi uchun, kesimning mustahkamligi va darzbardoshliligi, ko‘p hollarda, ichki zo‘riqishlarning birgalikdagi ta’siriga emas, balki ularning har biriga alohida yoki ularning kombinatsiyalari ta’siriga tekshiriladi. Bunda loyihalash normalari normal kesimlar (ya’ni element o‘qiga tik) va qiya kesimlar mustahkamligi va darzbardoshliligini ayri–ayri hisoblar ko‘rinishida amalga oshirishni ko‘zda tutadi. Ba’zi hollarda bo‘ylama kesimlarni, ya’ni element o‘qiga parallel kesimlarni hisoblash zarurati ham tug‘iladi.

Element o'qi deganda uning ko'ndalang kesimlarining og'irlik markazlaridan o'tgan chiziq, ko'ndalang kesimlar deganda esa element o'qiga perpendikulyar tekislik bilan qirqilgan kesimlar tushuniladi. Demak, "o'q" va "ko'ndalang kesim" tushunchalari bir-biriga bog'liqdir. Ko'prik konstruksiyalari elementlarining ko'ndalang kesimlari, ko'p hollarda, uzunligi bo'yicha bir hil bo'lib qolmaydi, bu kesimlarning o'lchamlari ichki zo'riqishlar o'zgarishiga qarab o'zgartiriladi. SHuning uchun element bo'ylama o'qining va unga perpendikulyar bo'lgan kesimning aniq holatini aniqlash qiyinchilik tug'diradi. Lekin, amaliy hisob-kitoblar uchun buning katta zaruriyati bo'lmaydi. Vaqtinchalik yuklarning harakati bevosita ustidan bo'ladigan to'sinlar, romlarning rigellari uchun ko'ndalang kesimlar (ya'ni - normal) sifatida ularning yuqori qirralariga (qatnov qismi sathiga) perpendikulyar bo'lgan kesimlarni qabul qilish mumkin. Vaqtinchalik yuklarning harakati bevosita ustidan bo'lmagan arkalar, romlarning oyoqlari (ustunlari) uchun ko'ndalang kesimlar, ko'pincha, ikki simmetriya o'qiga ega bo'ladi va ularning o'lchamlari anchagina o'zgaradi. Shuning uchun bunday elementlarning bo'ylama o'qi holatini aniqlash qiyinchilik tug'dirmaydi.

Normal kesimlarni chegaraviy holatlar uslubi bo'yicha amaliy hisoblash usullari asosiga kuchlanganlik holati bosqichlariga to'g'ri keluvchi sxemalar qo'yilgan. Hisoblash formulalarini soddalashtirish maqsadida ushbu sxemalar ozgina o'zgartirilgan (3.5,b-rasm).

Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton elementlarni darzbardoshlik va chidamlilikka hisoblash I-bosqichga asoslangan. Bunda kuchlanishlar va deformatsiyalar orasidagi bog'lanish armatura uchun ham, beton uchun ham chiziqli qabul qilinadi va tekis kesimlar gipotezasi haqqoniy deb hisoblanadi. Demak, ko'rsatilgan hisoblarni amalga oshirishda

kesimlarning kuchlanganlik holatini aniqlash uchun elastik materiallar qarshiligi formulalarini qo'llashimiz mumkin bo'ladi.

Zo'riqtirilgan armaturaning to'liq deformatsiyalari (kuchlanishlari), armaturaning tortilish paytida (ya'ni - beton bilan tishlashishi yo'q bo'lgan paytida) olgan deformatsiyalari (kuchlanishlari) va beton bilan birgalikda ishlash paytida olgan deformatsiyalari yig'indisidan iborat. Bunda oldindan zo'riqtirish kuchlanishlarining yo'qotishlarini hisobga olish kerak bo'ladi. Beton bilan tishlashgan armaturaning deformatsiyasi betonning shu sathdagi deformatsiyasiga teng bo'ladi. Shuning uchun, kesim ishining bu bosqichida, armaturadagi kuchlanishlar betonda hosil bo'lgan kuchlanishlarning (armatura sathidagi) qiymatini armaturaning elastiklik modulining beton deformatsiya moduliga nisbatiga teng bo'lgan koeffitsientga kupaytirish orqali aniqlash mumkin.

Ia – bosqich umumiy holda olingan temirbeton konstruksiyalarda darzlar hosil bo'lishi hisoblarida qo'llanilgan.

Oddiy temirbetondan bo'lgan konstruksiyalarning normal kesimlarini chidamlilikka hisoblashda, agar kesimda cho'zuvchi kuchlanishlar bo'lmasa, I-bosqichdan, agar kesimda cho'zuvchi kuchlanishlar bor bo'lsa, unda II-bosqichdan foydalaniladi. II-bosqichdan, shuningdek, darzlarning ochilishiga bo'lgan hisoblarda ham foydalaniladi. Bu hisob-kitoblarni amalga oshirishda betonning vibrooquvchanligi (vibropolzuchest) inobatga olinadi. Bunda, cho'zilgan zonaning betoni kesimning ishida butunlay qatnashmaydi, siqilgan betondagi kuchlanishlarning epyurasi uchburchak shaklida bo'ladi deb tasavvur qilinadi. Tekis kesimlar gipotezasi haqqoniy deb hisoblanadi.

Oldindan zo'riqtirilmagan va oldindan zo'riqtirilgan temirbeton elementlarning normal kesimlarini mustahkamlikka hisoblash asosiga

betondagi kuchlanishlarning epyurasi to'rtburchak shaklida bo'lgan III-bosqich kuchlanganlik holati qo'yilgan. Bunda ham tasavvur qilinadiki, cho'zilgan zona betoni kesimning ishida butunlay qatnashmaydi va u kesimning ko'tarish qobiliyatiga ta'sir ko'rsatmaydi.

Qiya kesimlarning hisoblari ham yuqorida bayon etilgan boshlang'ich farazlarga asoslangan. Darzlarning paydo bo'lishi hisoblarida beton va armatura elastiklik chegarasida ishlaydi deb taxmin qilinib materiallarning elastik qarshiligida qabul qilingan gipotezalardan foydalaniladi. Mustahkamlikka bo'lgan hisoblar buzilish bosqichida olib boriladi. Bunda qiya kesim buzilishining ikki turi ko'rib chiqiladi: birinchisi – ko'ndalang kuch ta'siridan va ikkinchisi – eguvchi moment ta'siridan. Ko'ndalang egilishda kesimda ham ko'ndalang kuch, ham moment hosil bo'ladi. Kesimning buzilishi ushbu ikki ichki zo'riqlashlarning ta'sirida ro'y beradi. Shuning uchun bu ikki ta'sirni alohida-alohida ko'rib chiqish anchagina qo'pol farazdir. Shunga qaramasdan, kesimning mustahkamlik sharti bajarilishida ko'ndalang kuch ta'siri alohida va eguvchi moment ta'siri alohida ko'rib chiqiladi va elementning qiya darz bo'yicha buzilishi istisno etiladi.

Qabul qilinayotgan farazlarning ko'pchiligi amaliy hisob-kitoblarni soddalashtirish maqsadida kelib chiqqan. Hozirgi paytda, zamonaviy kompyuter dasturlarini qo'llab hisoblashda, yuqorida qabul qilingan farazlar har vaqt ham o'zini oqlamaydi. Shuning uchun, kompyuter dasturlari qo'llanilganda, ba'zi farazlarni olib tashlash hisoblarning aniqligini oshiradi va ishonchli, iqtisodiy jihatdan samarali bo'lgan konstruksiyalarni loyihalashga imkon beradi.

3.3. Materiallarning normativ va hisobiy xarakteristiklari.

Beton mustahkamligining boshlang'ich normativ qiymati sifatida uning sinfi, ya'ni uning megapaskallardagi kubik mustahkamligi qabul qilingan. Betonning normativ kubik mustahkamligi ishlab chiqarishdagi nazorat uchun zarurdir. Konstruksiya'dagi betonning siqilishga bo'lgan qarshiligi prizmatik mustahkamligi R_{bn} bilan xarakterlanadi. Prizmatik mustahkamlik R_{bn} ning qiymatini betonning kubik mustahkamligi (betonning sinfi V) orqali quyidagi bog'liqlik bilan ifodalasa bo'ladi:

$$R_{bn} = (0,77 - 0,001V)V \geq 0,72V.$$

Betonning cho'zilishga bo'lgan normativ qarshilishgi R_{btn} ning qiymati $(0,04...0,007)V$ ga teng qilib qabul qilingan. Bunda qavs ichidagi birinchi raqam V60 sinfli betonga, ikkinchisi esa V20 sinfli betonga taalluqlidir.

Hisoblarda materiallarning hisobiy qarshiligi deb ataladigan kattaliklardan foydalaniladi. Birinchi guruh chegaraviy holatlar hisoblari uchun betonning markaziy siqilishga R_b va markaziy cho'zilishga R_{bt} bo'lgan qarshiliklari quyidagi formulalar bo'yicha aniqlanishi mumkin:

$$R_b = \gamma_n R_{bn} / \gamma_b ; \quad R_{bt} = \gamma_n R_{btn} / \gamma_{bt} .$$

bu erda γ_n - inshootning mas'uliyatlilikini inobatga oladigan foydalanish bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti (ko'priklar konstruksiyalari uchun $\gamma_n = 0,9$ qabul qilingan); γ_b , γ_{bt} - beton, tegishli, siqilishga va cho'zilishga ishlaganida ishonchlilik koeffitsientlari (beton haqiqiy mustahkamligining uning normativ qiymatlaridan farq qilishi mumkinligini inobatga oladi; $\gamma_b = 1,3$; , $\gamma_{bt} = 1,5$).

Ikkinchi guruh chegaraviy holatlar hisoblari uchun betonning markaziy siqilishga R_b va markaziy cho'zilishga R_{bt} bo'lgan hisobiy qarshiliklari sifatida ularning normativ qiymatlari qabul qilingan, ya'ni:

$$R_{b,ser} = R_{bn} ; \quad R_{bt,ser} = R_{btn} .$$

Betonning yuqorida keltirilgan formulalar bo'yicha aniqlangan hisobiy qarshiliklarining qiymatlari (ozgina yaxlitlangan holatda), ikkinchi guruh chegaraviy holatlar hisoblari uchun betonning egilishdagi hisobiy qarshiligi $R_{b,sh}$ va konstruksiyadagi bo'ylama darzlarning oldini olishdagi markaziy siqilishga bo'lgan bo'lgan hisobiy qarshiliklari $R_{b,mc1}$ va $R_{b,mc2}$ lar ShNQ 2.05.03-12 da keltirilgan.

Ikkinchi guruh chegaraviy holatlar hisoblarida, monolit betonda joylashgan kesimlar uchun, betonning to'g'ridan-to'g'ri kesilishga bo'lgan hisobiy qarshiliklari $R_{b, cut}$ ning qiymati $0,1 R_b$ ga teng qabul qilinadi. Monolitlash betonining yig'ma elementlar betoni bilan bog'langan joyi uchun (agar ushbu birikmaning ishonchliligi ko'prik konstruksiyalarini loyihalash normalari talablarini bajarilishi yo'li bilan ta'minlangan bo'lsa) $R_{b, cut} = 0,5 R_b$ ga teng qabul qilinadi.

Birinchi guruh chegaraviy holat, chidamlilikka bo'lgan hisoblarda betonning hisobiy qarshiligi R_{bf} ni betonning hisobiy qarshiligi R_b ni qaytariladigan kuchlanishlarning sikli xarakteristikasiga bog'liq bo'lgan ish sharoiti koeffitsienti m_{b1} ga ko'paytirish orqali aniqlaymiz. Bunda beton mustahkamligining vaqt davomida ortib borishini inobatga olishimiz kerak bo'ladi.

Konstruksiyani tayyorlashning alohida xususiyatlari ShNQ 2.05.03-12 da keltirilgan quyidagi koeffitsientlar:

- siqilishga ishlashda - vertikal holatda betonlanadigan, ko'ndalang kesimining siqilgan yuzasi $0,3 \text{ m}^2$ dan katta bo'lmagan elementlar uchun, ushbu element betonining hisobiy qarshiligi R_b ga ko'paytiriladigan m_{b4} koeffitsienti orqali;

- oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyalarda ko‘ndalang siqilgan betonning hisobiy qarshiliklari R_b , $R_{b,sh}$, $R_{b,cut}$ larga ko‘paytiriladigan m_{b6} koeffitsienti orqali;

- uzunligi bo‘yicha bo‘laklarga bo‘lingan konstruksiyalar uchun m_{b10} koeffitsientlari orqali inobatga olinadi.

Inshootning ekspluatatsiya sharoitlari quyidagi koeffitsientlar orqali inobatga olinadi:

- m_{b7} - konstruksiyalar betonining hisobiy qarshiligi R_b ga kiritiladi (havoning o‘rtacha harorati eng sovuq besh kunlikda - 40°S dan past bo‘lgan hududlarda ekspluatatsiya qilinadigan konstruksiyalar uchun va betonning suvga to‘yingan holati bo‘lmaganda);

- m_{b8} - konstruksiyalar betonining hisobiy qarshiligi R_b ga kiritiladi (beton suvga to‘yingan holatda bo‘lganda va uni navbatma-navbat muzlatish va eritish ehtimoli bo‘lganda);

- m_{b9} - konstruksiyalar betonining hisobiy qarshiligi R_b va R_{bt} ga kiritiladi (QMQ 2.01.01-82 bo‘yicha IV – klimatik osthududlarda ekspluatatsiya qilinadigan va quyosh radiatsiyasidan himoyalangan konstruksiyalarda);

Elementlarni ekspluatatsiya bosqichida darzbardoshlikka hisoblashda quyidagi ish sharoiti koeffitsientlari qabul qilinadi:

- m_{b13} - konstruksiyalar betonining hisobiy qarshiligi $R_{b,mc2}$ ga kirgiziladi (qiyshiq egilishga va qiyshiq markazdan qochma siqilishga bo‘lgan hisoblarda);

- m_{b14} - konstruksiyalar betonining hisobiy qarshiligi $R_{b,sh}$ ga kiritiladi (buralishga bo‘lgan hisoblarda);

- m_{b15} - konstruksiyalar betonining hisobiy qarshiligi $R_{b,sh}$ ga kiritiladi (bo‘laklangan konstruksiyalarda monolitlash betonining yig‘ma elementlar

betoni bilan birikmasi tekisligi bo'yicha yorilishga (skalivanie) bo'lgan hisoblarda).

Armaturaning normativ qarshiligi uchun quyidagilar qabul qilinadi:

- sterjenli armatura uchun – oquvchanlik chegarasi (fizik yoki shartli);
- simli armatura uchun – uzilishga bo'lgan vaqtinchalik qarshiligining 0,75 qismiga teng bo'lgan kuchlanish (armatura kanatlari uchun vaqtinchalik qarshilik butun kanatning uzilish zo'riqishi bo'yicha aniqlanadi);

Ko'rsatilgan xarakteristikalar armatura po'latlari uchun amalda bo'lgan texnik shartlar bo'yicha aniqlanadi. Bunda normativ qarshilikning ishonchlilik ehtimoli (ta'minlanganligi) 0,95 dan kam bo'lishi mumkin emas.

Mustahkamlikka hisoblarda armaturaning cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi quyidagi formulalar orqali aniqlanishi mumkin:

$$\text{zo'riqtirilmagan armatura uchun } R_s = \gamma_n R_{sn} / \gamma_s ;$$

$$\text{zo'riqtirilgan armatura uchun } R_p = \gamma_n R_{pn} / \gamma_p .$$

Bu formulalarda: γ_n - inshootning mas'uliyatligini inobatga oladigan foydalanish bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti; R_{sn} , R_{pn} - zo'riqtirilmagan va zo'riqtirilgan armaturalarning normativ qarshiliklari; γ_s , γ_p - zo'riqtirilmagan va zo'riqtirilgan armaturalar uchun ishonchlilik koeffitsientlari.

Armatura uchun ishonchlilik koeffitsientlari ularning mexanik xarakteristikalarini tayyorlash jarayonida bo'lishi mumkin bo'lgan o'zgarishlarini, armatura ko'ndalang kesimi yuzasining o'zgaruvchanligini, oldindan zo'riqtirilgan armatura uchun esa, bulardan tashqari, korroziya yuzasidan shikastlanish havfining yuqoriligini va to'g'ridan-to'g'ri inobatga olib bo'lmaydigan boshqa faktorlarni hisobga oladi. Ushbu

koeffitsientlarning konkret qiymatlari QMQ 2.01.03-12 “Beton va temirbeton konstruksiyalar”da keltirilgan. Foydalanish bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari γ_n , temiryo'l va avtoyo'l (shahar) ko'priklari uchun, ushbu inshootlarning mas'uliyat darajasi turlicha bo'lganligi yuzasidan har-hil qabul qilingan.

Armaturaning cho'zilishga bo'lgan normativ va hisobiy qarshiliklarining qiymatlari ShNQ 2.05.03-12 da keltirilgan.

Oldindan zo'riqtirilmagan armaturaning siqilishga bo'lgan hisobiy qarshiligini uning cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi R_s ga teng deb qabul qilinadi. Kesimning siqilgan zonasida joylashgan va beton bilan tishlashgan zo'riqtirilgan armatura ushbu zona betoni buzilishi lahzasida o'zining ko'tarish qobiliyatini yo'qotmaydi. SHuning uchun, betonning chegaraviy siqilishini hisobga olib, bu armaturadagi maksimal siqish kuchlanishlari R_{ps} ning qiymatini 500 MP dan ortiq qabul qilinmaydi. Beton bilan tishlashishi bo'lmagan armatura uchun $R_{ps} = 0$ ga teng.

Hisobiy qarshiliklarning qiymatlariga, kerak bo'lgan hollarda, armaturaning konkret ishlash xususiyatlarini inobatga oladigan koeffitsientlar kiritiladi.

Kesuvchi kuch ta'siridan mustahkamlikka hisoblarda cho'zilgan ko'ndalang armaturaning (xomutlar va bukilgan sterjenlar) hisobiy qarshiliklariga $m_{a4} < 1$ bo'lgan ish sharoiti koeffitsientlari kiritiladi. Ushbu koeffitsient, ko'ndalang kuch ta'sirida element qiya yoki fazoviy kesim bo'yicha buzilganda, barcha xomutlarning va bukilgan sterjenlarning armaturasidagi kuchlanishlar o'zining mustahkamlik chegarasiga etmasligini hisobga oladi.

Armatura karkaslarini tayyorlash paytida sterjenli armaturalarni, ko'p hollarda, uchma - uch qilib tutashtirishga to'g'ri keladi. Tutashtirish

joylari, odatda, payvandli bo'ladi. Ular kuchlanishlarning konsentratsiyasini keltirib chiqaradi, bu esa sterjenning ko'tarish qobiliyatini pasaytirishi mumkin. Bu sterjenning cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshiligiga kiritiladigan $m_{a5} \leq 1$ koeffitsienti bilan hisobga olinadi. Koeffitsient m_{a5} ning qiymati tutashmai birikmasining turiga bog'liq bo'ladi.

Element normal kesim bo'yicha buzilganda, ba'zi hollarda, cho'zilgan zonada joylashgan armaturaning barchasi ham (ya'ni – sterjenlarning hammasi ham emas) o'zining ko'tarish qobiliyatini yo'qotmaydi. Bu, kesimning cho'zilgan qirrasidan nisbatan uzoqda joylashgan sterjenlarga (tutamlar, kanatlarga) tegishlidir. SHuning uchun, mustahkamlikka hisoblarda, kesimning cho'zilgan qirrasidan cho'zilgan zona balandligining 0,2 qismidan ortiq bo'lgan uzoqlikda joylashgan armatura elementlarining hisobiy qarshiliklariga $m_{a8} \leq 1$ bo'lgan ish sharoiti koeffitsientlari kiritiladi.

Konstruksiyada oldindan zo'riqtirish hosil qilish bosqichida va montaj bosqichida zo'riqtirilgan armaturani mustahkamlik bo'yicha hisoblashda, ushbu armaturaning hisobiy qarshiliklarini qiymatlari 1 dan ortiq bo'lgan ish sharoiti koeffitsientlarini kiritish yo'li bilan kattalashtirishga ruxsat beriladi.

Chidamlilikka hisoblarda zo'riqtirilmagan va zo'riqtirilgan armaturalarning hisobiy qarshiliklari R_{sf} va R_{pf} ularning mustahkamlik bo'yicha hisobiy qarshiliklarini armaturadagi kuchlanishlar siklining asimmetriyasiga, payvandli birikmalar bo'lganda esa ularning turiga bog'liq bo'lgan, tegishli, m_{as1} va m_{ap1} koeffitsientlariga ko'paytirish yo'li bilan aniqlanadi.

Ish sharoiti koeffitsientlarining konkret qiymatlari beton va armatura uchun ko‘prik konstruksiyalarini loyihalash normalarida keltirilgan.

4-bob. Avtoyo‘l ko‘priklarining to‘sinli qirqilgan temirbeton oraliq qurilmalarini hisoblash misollari

Umumiy qoidalar. Qovurg‘ali temirbeton to‘sinlardan tashkil topgan oraliq qurilma hisobi ushbu oraliq qurilma bosh to‘sinlarini hisoblashdan iborat bo‘ladi. Bosh to‘sinlarni hisoblashda birinchi navbatda ballast koritasi plitasi hisoblanadi, undan keyin esa to‘sin qovurg‘asi kesimlari hisoblanadi.

Umuman olganda, ko‘priklarning oraliq qurilmasi va boshqa qismlarining hisobi quyidagi ketma-ketlikda olib boriladi:

1. Hisoblanilayotgan elementning geometrik o‘lchamlari aniqlab olinadi (bunda loyihalash tajribasiga asoslaniladi);

2. Hisoblanilayotgan elementning hisobiy sxemasi belgilanadi (bunda elementning chegaraviy bog‘lanishlariga e‘tibor qilinadi);

3. Elementga ta‘sir etayotgan doimiy va vaqtinchalik normativ va hisobiy yuklar aniqlab olinadi (tegishli koeffitsientlarga ko‘paytirilgan holda);

4. Elementning eng xarakterli kesimlaridagi (ya‘ni maksimal zo‘riqishlar hosil bo‘lishi mumkin bo‘lgan kesimlardagi) normativ va hisobiy zo‘riqishlar M , Q , N aniqlanadi;

5. Eguvchi moment (egilishga ishlaydigan elementlarni hisoblashda) qiymatiga ko‘ra hisobiy kesim uchun ushbu eguvchi momentni qabul qilishga mo‘ljallangan armatura miqdori aniqlab olinadi va ushbu armatura

hisobiy kesimda joylashtiriladi (bunda konstruktiv talablar inobatga olinadi);

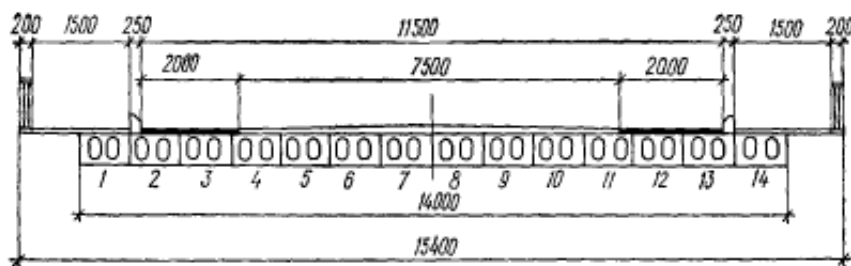
6. Hisobiy kesim I- va II-guruh chegaraviy holatlar bo'yicha tekshirib chiqiladi, ya'ni hisobiy kesim mustahkamlik, chidamlilik, darzbardoshlik va boshqa shartlarga javob berishi kerak.

4.1. Avtoyo'l temirbeton ko'priklarning plitali qirrilgan oraliq qurilmasini hisoblash

Boshlang'ich ma'lumotlar. Ko'priklari II – texnik toifali avtomobil yo'lida loyihalanmoqda. QMQ II.D.5-72 ga binoan ko'priklarning gabariti G-11,5, trotuarlarning kengligi 1,5 metrdan qabul qilinadi. Oraliq qurilmaning uzunligi 18 metr. Oraliq qurilma o'n to'rt dona oldindan zo'rirltirilgan plitalardan tashkil topadi. Plitalar ko'ndalang yo'nalishda shponkali choklar vositasida birlashtiriladi (4.1 – rasm). Trotuarlar yig'ma elementlardan iborat bo'lib, bir qismi osilgan (ya'ni konsol) holatida plitalar ustiga qo'yiladi.

Plitalar betonining sinfi V35, oldindan zo'rirltirilgan ishchi armatura – A-IV sinfli, davriy profilli, issiq jo'valangan sterjenlardan iborat. Armaturani tortish stendda plitalarni betonlashdan oldin amalga oshiriladi. Zo'rirlqishlar armaturadan betonga ularning orasidagi tishlashish hisobiga uzatiladi. Oraliq qurilma plitalari rezinali tayanch qismlarga tayanadi. Tayanish o'qlari va plita uchlari orasidagi masofa 0,3 metrga teng. Oraliq qurilmaning hisobiy sxemasi – hisobiy uzunligi $l_p = 18 - 2 \times 0,3 = 17,4$ metr bo'lgan bir oraliqli to'sindir.

Yuklarni aniqlash. Oraliq qurilmaga tushayotgan doimiy yuk uzunligi 18 metrga teng bo'lgan plitalar, trotuarlar, panjara to'siqlari va yo'l qoplamasining o'z og'irliklari yig'indisidan iborat.

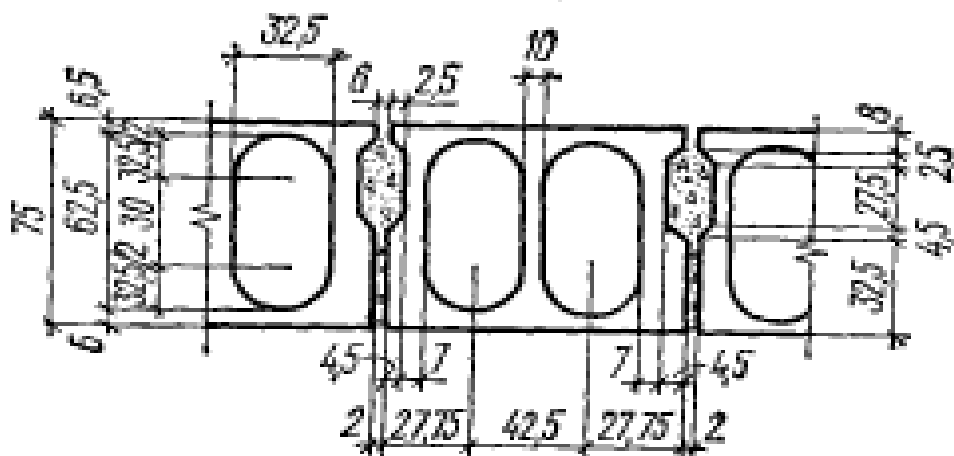


4.1.-rasm. Plitali oraliq qurilmaning ko'ndalang kesimi

Plitaning 1 metri hususiy og'irligi (temirbeton hajmiy og'irligi $\gamma_v=2,5$ t/m³ va bo'ylama choklar betonini hisobga olganda)

$$\left(1 \cdot 0,75 - 2 \cdot 0,325 \cdot 0,3 - 2 \cdot \frac{3,14 \cdot (0,325 \cdot 0,325)}{4}\right) 2,5 \cdot 10 = 9,72 \text{ kH / m}$$

Bunda to'rtburchak plita ko'ndalang kesimining to'la yuzasidan uning 2 teshigi yuzasi olib tashlangan (4.2 – rasm).



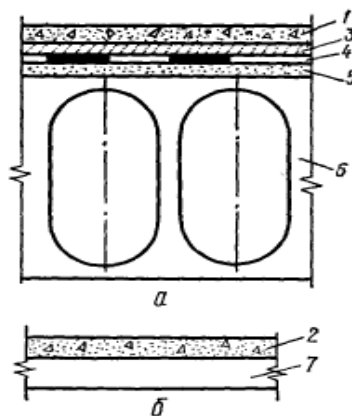
4.2 – rasm. Plitalarning ko'ndalang kesimi (o'lchovlar sm larda)

Oraliq qurilmaning kengligi bo'yicha 14 dona plita bo'lsa, uning uzunligining har 1 metriga $9,72 \cdot 14 = 136,11$ kN/m to'g'ri keladi.

Har birining kengligi 1,5 metr bo'lgan ikki trotuarning va panjara to'siqning og'irligini tipovoy loyihadan olamiz va ushbu og'irlik $2 \cdot 15 = 30$ kN/m ga teng.

Oraliq qurilmaning butun kengligi bo'yicha konstruksiyaning umumiy hususiy og'irligi $136,11 + 30 = 166,11 \text{ kN/m}$ ga teng.

Yo'l qoplamasining qabul qilingan konstruksiyasi 4.3 - rasmda ko'rsatilgan (ko'priknig ko'ndalang qiyaligi rigel qiyaligi hisobiga ta'minlanadi).



4.3-rasm. Yo'l qoplamasining konstruksiyasi

a - harakat polotnosi chegarasida; b - trotuarlarda; 1-asfaltobeton $\delta=7$ sm; $\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$; 2 -asfaltobeton $\delta=4$ sm; $\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$; 3 – armaturalangan betondan himoya qatlami $\delta=4$ sm; $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$; 4 – gidroizolyasiya $\delta=1$ sm; $\gamma = 1,5 \text{ t/m}^3$; 5 – sementli suvoq $\delta=3$ sm; $\gamma = 2,1 \text{ t/m}^3$; 6 – oraliq qurilmaning temirbeton plitasi; 7 – trotuar blokining plitasi.

Oraliq qurilma to'la kengligidagi yo'l qoplamasining og'irligi:

- qatnov qismi va havfsizlik polosalaridagi asfaltobeton og'irligi $0,7 \cdot 11,5 \cdot 2,3 \cdot 10 = 18,51 \text{ kN/m}$;
- trotuarlardagi asfaltobeton og'irligi $0,04 \cdot 1,5 \cdot 2 \cdot 2,3 \cdot 10 = 2,76 \text{ kN/m}$;
- qatnov polotnosi va trotuarlardagi qoplamaning birgalikdagi og'irligi $18,51 + 2,76 = 21,27 \text{ kN/m}$;

- armaturalangan betondan to‘shalgan himoya qatlamining og‘irligi $0,04 \cdot 11,5 \cdot 2,5 \cdot 10 = 11,5 \text{ kN/m}$;
- gidroizolyasiyaning og‘irligi $0,01 \cdot 11,5 \cdot 1,5 \cdot 10 = 1,73 \text{ kN/m}$;
- sementli suvoqning og‘irligi $0,03 \cdot 11,5 \cdot 2,1 \cdot 10 = 7,25 \text{ kN/m}$;
- himoya va tekislovchi qatlamlarning birgalikdagi og‘irligi $11,5 + 1,73 + 7,25 = 20,48 \text{ kN/m}$.

Barcha yukni plitalar orasida teng taqsimlab bir plitaga tushayotgan yukni topamiz:

- konstruksiyalarning hususiy og‘irligidan tushayotgan yuk

$$g_1 = \frac{166,11}{14} = 11,86 \text{ kH / m}$$

- qatnov polotnosi va trotuarlar og‘irligidan tushayotgan yuk

$$g_2 = \frac{21,27}{14} = 1,52 \text{ kH / m}$$

- tekislovchi, izolyasion va himoyalovchi qatlamlar og‘irligidan tushayotgan yuk

$$g_3 = \frac{20,48}{14} = 1,46 \text{ kH / m}$$

Doimiy yukni uch qismga, ya’ni g_1 , g_2 va g_3 ga bo‘lishning sababi – ularning har biri uchun ishonchlilik koeffitsientlarining turlicha ekanligidir.

II – texnik toifali avtomobil yo‘lida joylashgan ko‘prikning oraliq qurilmasiga ta’sir etayotgan vaqtinchalik yuk sifatida avtotransport vositalari A-11 ni, trotuarlardagi piyodalar to‘dasini va og‘ir transport birligi NK-800 ni qabul qilamiz.

Vaqtinchalik yukning oraliq qurilma plitalari o‘rtasida taqsimlanishi

Markazdan tashqari siqish uslubi. Ushbu uslubda hammasidan ko‘ra eng ko‘p yuklangan plita oraliq qurilmaning eng chetki plitasi hisoblanadi.

Bu plitaga tushayotgan bosimning ta'sir chizig'i eng chetki plitalar ostidagi ordinatalar qiymatlari bo'yicha quriladi.

$$\eta = \frac{1}{n} \pm \frac{a_i^2}{2 \sum a_i^2} ,$$

bu erda n - ko'priknining ko'ndalang kesimidagi plitalar soni; $n = 14$;

a_i - ko'prik o'qiga nisbatan simmetrik joylashgan plitalarning og'irlik markazlari orasidagi masofalar: $a_1 = 13$ metr; $a_2 = 11$ metr; $a_3 = 9$ metr; $a_4 = 7$ metr; $a_5 = 5$ metr; $a_6 = 3$ metr; $a_7 = 1$ metr;

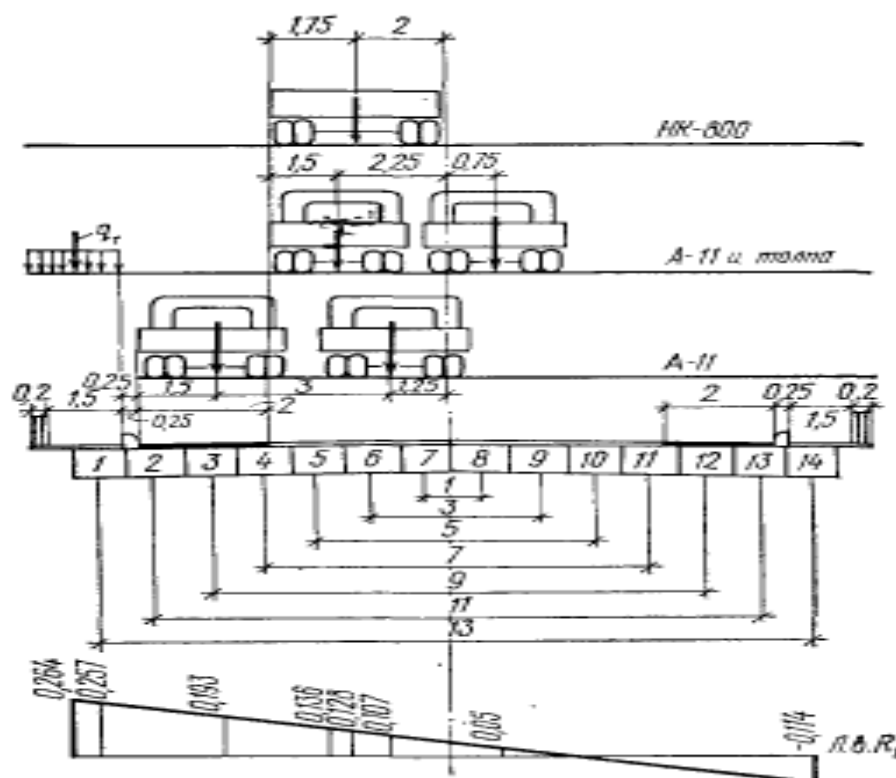
$$\sum a_i^2 = 13^2 + 11^2 + 9^2 + 7^2 + 5^2 + 3^2 + 1^2 = 455.$$

Ko'ndalang kesimning chap tomonidagi eng chetki plitaga tushayotgan bosim ta'sir chiziqlarining ordinatalari (4.4 – rasm)

$$\eta = \frac{1}{14} \pm \frac{13^2}{2 \cdot 455} = 0,257,$$

$$\eta = \frac{1}{14} \pm \frac{13^2}{2 \cdot 455} = -0,114,$$

Ko'ndalang qo'yish koeffitsientlarini yuklarning har bir turi uchun alohida-alohida bosim ta'sir chiziqlarining transport birliklari yoki polosalari og'irlik markazlari ostidagi ordinatalari yig'indisi, piyodalar to'dasi uchun esa uning teng ta'sir etuvchisi ostidagi ordinatasi kabi aniqlaymiz. Ta'sir chiziqlari yuklanganida vaqtinchalik yuklar qatnov gabaritini va avtomobillarni joylashtirish qoidalariga amal qilgan holda hisoblanayotgan elementga nisbatan eng noqulay vaziyatda o'rnatiladi. Oraliq qurilmada qabul qilingan gabarit G-11,5 ikki harakat polosasi bo'lishini taqazo etadi. Shuning uchun bizning holatda A – 11 yuk polosalarining hisobiy soni ikkitani tashkil etadi.



4.4- rasm. Oraliq qurilmani yuklash variantlari va markazdan tashqari siqish uslubi
bo'yicha 1- plitaga tushayotgan bosimning ta'sir chizig'i (o'lchamlar metrlarda)

A-11 yuki uchun ular joylashishining ikki variantini ko‘rib chiqamiz.

Birinchi variant – yukning hisobiy polosalari qatnov qismining mumkin bo‘lgan eng chetiga, ya’ni chetki yuk polosasining o‘qidan havfsizlik polosasigacha bo‘lgan masofa 1,5 metr qilib joylashtiriladi. Ikkinchi avtomobil yuki polosasi o‘rnatilgan tartibda birinchi yuk plosasiga yaqin qilib joylashtiriladi. Ushbu variantda A-11 yukidan tushayotgan bosim trotuarlardagi piyodalar to‘dasi bosimi bilan birgalikda olinadi.

Ikkinchi variant - A-11 yukining ikki polisasi (ko‘prikning gabaritiga bog‘liq bo‘lmagan holda, agar harakat polosasining soni bittadan ortiq bo‘lsa) qatnov polotnosining eng chetiga joylashtiriladi, bunda chetki yuk polosasining o‘qidan bordyurgacha bo‘lgan masofa 1,5 metrni tashkil etadi. Ikkinchi avtomobil yuki polisasi o‘rnatilgan tartibda birinchi yuk polosasiga yaqin qilib joylashtiriladi. Yuklarni bunday holatda

joylashtirishdan hosil bo'lgan zo'riqishlar faqat mustahkamlikka amalga oshiriladigan hisoblarda inobatga olinadi.

Bu yerda, A-11 polosali yuk uchun ko'ndalang qo'yish koeffitsientini aniqlaganimizda, birinchi polosadan tashqari barcha polosalar uchun ta'sir chizig'i ordinatalarining ko'paytiruvchisi sifatida $s_1 = 0,6$ koeffitsientini qabul qishimiz kerak bo'ladi. Bu koeffitsient polosalar avtomobillar bilan to'la yuklanmagan bo'lishi mumkin bo'lgan holatni inobatga oladi.

NK-800 yuki qatnov qismining chetiga joylashtiriladi.

Qatnov qismining chetidagi A-11 yukining ikki polosasi uchun (4.4-rasm, 1-variant) ko'ndalang qo'yish koeffitsientlari quyidagi qiymatlarni tashkil etadi:

polosali yuk uchun $KQK_A = 0,136 + 0,6 \cdot 0,05 = 0,166$;

aravachalar uchun $KQK_{At} = 0,136 + 0,05 = 0,186$.

Chap torotuardagi piyodalar to'dasi uchun ko'ndalang qo'yish koeffitsientlari $KQK_t = 0,264$.

Qatnov qismining chetidagi A-11 yukining ikki polosasi uchun (4.4-rasm, 2-variant) ko'ndalang qo'yish koeffitsientlari quyidagi qiymatlarni tashkil etadi:

polosali yuk uchun $KQK_A = 0,193 + 0,6 \cdot 0,107 = 0,257$;

aravachalar uchun $KQK_{At} = 0,193 + 0,107 = 0,3$.

Qatnov qismining chetidagi NK-800 yuki uchun (yukning teng ta'sir etuvchisidan havfsizlik polosasining chetigacha masofa - 1,75 metr) ko'ndalang qo'yish koeffitsienti $KQK_K = 0,128$.

Bu erda aytib o'tish kerakki, ko'ndalang qo'yish koeffitsientlarini aniqlashning markazdan tashqari siqish uslubidan tashqari bir necha uslublar mavjuddir. Ular qatorida vaqtinchalik yukning ta'siridan oraliq qurilmaning burilishini inobatga oladigan markazdan tashqari siqishning

umumlashtirilgan uslubi, M.E. Gibshman uslubi, B.E. Ulitskiy uslubi, elastik tayanchlar uslubi va boshqa uslublarni ko'rsatib o'tish mumkin. Ushbu uslublar qo'llanilib aniqlangan KQK ning qiymatlari konstruksiyaning real ishiga yaqinroq, ya'ni ular aniqroq uslublar deb hisoblanadi.

Markazdan tashqari siqishning umumlashtirilgan uslubi. M.E. Gibshmanning markazdan tashqari siqishning umumlashtirilgan uslubi bo'yicha eng chetki plitaga tushayotgan bosimning ta'sir chizig'ining ikki chekkadagi plitalar og'irlik markazlari ostidagi ordinatalari quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$\eta = \frac{1}{n} \pm \frac{a_i^2}{2 \sum a_i^2 + 4n \frac{K}{P}}$$

bu yerda n – oraliq qurilma ko'ndalang kesimidagi plitalar soni; $n=14$ dona. K – kesimdagi plitaning birlik kuch ta'siri ostidagi egilishi; P – plitaning burovchi moment qo'yilgan joydagi ushbu burovchi moment ta'siri ostida buralish burchagi; K va P larning qiymatlari ham ko'ndalang qo'yish koeffitsienti (KQK) aniqlangan kesimda topiladi.

Qirqilgan to'sin oralig'ining o'rtasi uchun:

$$\frac{K}{P} = \frac{1}{12} \cdot \frac{GI_k}{EI} l^2$$

Turli uslublar bo'yicha aniqlangan ko'ndalang qo'yish koeffitsientlarini o'zaro taqqoslash uchun ularning eng katta qiymatlari 4.1-jadvalda keltirilgan.

4.1-jadvaldagi ma'lumotlarni tahlil qilish shuni ko'rsatadiki, ko'ndalang qo'yish koeffitsientlarining markazdan tashqari siqish uslubi bo'yicha aniqlangan qiymatlari boshqa uslublar bo'yicha aniqlangan KQK lardan anchagina kattadir. Eng aniq uslub hisoblangan B.E.

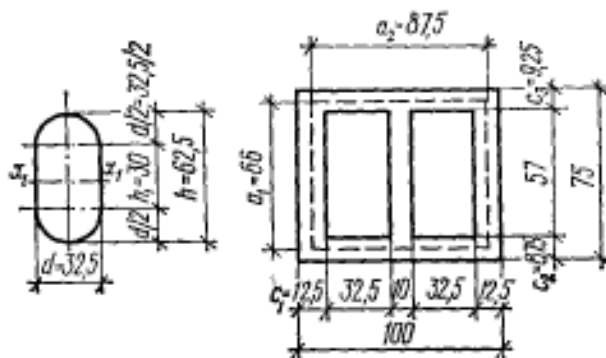
Ulitskiy uslubi bo'yicha aniqlangan KQK lari qiymatlariga eng yaqini M.E. Gibshman uslubi bo'yicha aniqlangan KQK larining qiymatlaridir.

Turli uslublar bo'yicha aniqlangan KQK ning qiymatlari

4.1-jadval

KQK ni hisoblash uslubi	Yuklash turlari					
	A-11 va piyodalar to'dasi			A-11		NK-800
	KQK _A	KQK _{AT}	KQK _T	KQK _A	KQK _{AT}	KQK _K
Markazdan tashqari siqish uslubi	0,166	0,186	0,264	0,257	0,300	0,128
Markazdan tashqari siqish-ning umumlashtirilgan uslubi	0,138	0,162	0,161	0,181	0,216	0,098
B.E. Ulitskiy uslubi	0,151	0,192	0,056	0,171	0,201	0,099
M.E. Gibshman uslubi	0,154	0,186	0,067	0,176	0,206	0,102

Tayanchlar yaqinidagi kesimlarda har bir plita faqatgina o'zining ustiga joylashtirilgan yukni qabul qiladi deb faraz qilamiz. A-11 polosali yukning markazlari orasidagi va NK-800 yukining g'ildiraklari markazlari orasidagi masofa bir dona plitaning kengligidan katta bo'lgani uchun plitada faqatgina bir yuk polosasi yoki NK-800 ning bir dona g'ildiragi joylashadi. Bunday hollarda ko'ndalang qo'yish koeffitsientining qiymati $KQK_{op} = 0,5$ ga teng bo'ladi.



4.5-rasm. Plitaning keltirilgan kesimi (o'lchamlar sm larda)

Keyingi hisob – kitoblar uchun g'ovakli plitaning geometrik xarakteristikalarini aniqlaymiz.

Plita ko'ndalang kesimining inersiya momenti I ni aniqlash uchun plitaning oval g'ovaklarini to'g'ri to'rtburchak holatiga keltirib olamiz. Bunda ularning (ya'ni g'ovaklarning va to'g'ri to'rtburchaklarning) yuzalari va inersiya momentlari teng bo'lishi shartidan kelib chiqamiz.

Oval teshikning yuzasi (2.5-rasm):

$$A_1 = d_1 h_1 + \frac{\pi d^2}{4} = 32,5 \cdot 30 + \frac{3,14 \cdot 32,5^2}{4} = 1804 \text{ cm}^2.$$

O'zining markaziy o'qi $x_1 - x_1$ ga nisbatan oval teshikning inersiya momenti:

$$I_{x_1} = \frac{d_1 h_1^3}{12} + 2 \left[0,00686 d^4 + \frac{\pi d^2}{8} \left(0,2122 d + \frac{h_1}{2} \right)^2 \right] = \frac{32,5 \cdot 30^3}{12} + 2 [0,00686 \cdot 32,5^4] +$$

$$+ \frac{3,14 \cdot 32,5^5}{8} \left(0,2122 \cdot 32,5 + \frac{30}{2} \right)^2 = 486000 \text{ cm}^4$$

To'g'ri to'rtburchak uchun:

$$I_{x_1} = \frac{b h_{\Pi 1}^3}{12} = \frac{A_1 \cdot b h_{\Pi 1}^2}{12}$$

bu yerdan

$$h_{\Pi 1} = \sqrt{\frac{12 I_{x_1}}{A_1}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 4886000}{1804}} = 56,9 \approx 57 \text{ cm}$$

Plitaning keltirilgan ko'ndalang kesimi 4.5-rasmda ko'rsatilgan.

Plitaning ustki qismining qalinligi:

$$h'_f = 6,5 + \frac{62,5 - 57}{2} = 9,25 \text{ cm.}$$

Plitaning ostki qismining qalinligi:

$$h_f = 6 + \frac{62,5 - 57}{2} = 8,75 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{н}} = \frac{100 \cdot 75^2}{2} - 2 \cdot 32,5 \times 57 \left(8,75 + \frac{57}{2} \right) = 143239 \text{ см}^3;$$

Kesimning yuzasi: $A_{\pi} = 100 \cdot 75 - 2 \cdot 32,5 \cdot 57 = 3795 \text{ cm}^2$;

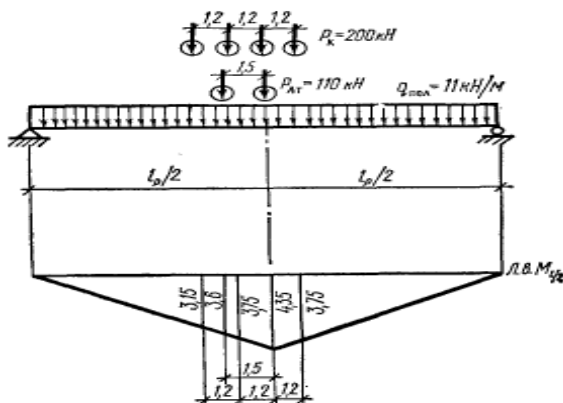
masofa: $y = \frac{S_{\text{II}}}{A_{\text{II}}} = \frac{143239}{3795} = 37,74 \text{ cm. ga teng.}$

inersiya momenti:

$$I = \frac{100 \cdot 75^3}{12} + 100 \cdot 75 \left(\frac{75}{2} - 37,74 \right)^2 - 2 \left[\frac{32,5 \cdot 57^3}{12} + 32,5 \cdot 57 \left(\frac{57}{2} + 8,75 - 37,74 \right)^2 \right] = 25,12 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 = 25,12 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^4.$$

Plitalardagi ichki zoʻriqishlarni aniqlash

kombinatsiyasidan tegishli ta'sir chiziqlarini (4.6 va 4.7 a,b – rasmlar) yuklash yo'li bilan aniqlaymiz.



4.6-rasm. Plitaning eguvchi moment M ta'sir chizig'ini A-11 va NK-800 yuklari bilan yuklash (o'lchovlar metrlarda)

Hisobiy zo'riqlashlarni aniqlashda quyidagi hisobiy koeffitsientlar inobatga olinadi:

yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari: konstruksiyaning hususiy og'irligi uchun $\gamma_{f1} = 1,1$; qatnov qismi qoplamasi qatlami uchun $\gamma_{f2} = 1,5$; tekislovchi, izolyasiya va himoya qatlamlari uchun $\gamma_{f3} = 1,3$; polosali avtomobil yuki uchun $\gamma_{fA} = 1,2$; avtomobil A-11 aravachasi uchun koeffitsient qiymatlari yuklash uzunligiga bog'liq bo'ladi. Bizning holatda

$$\lambda = l_p = 17,4 < 30 \text{ m}$$

bo'lgani uchun koeffitsientning qiymati

$$\gamma_{fA_T} = 1,5 - 0,01\lambda = 1,5 - 0,01 \cdot 17,4 = 1,33$$

ga teng bo'ladi. Trotuarlardagi piyodalar to'dasi uchun koeffitsient $\gamma_{f_T} = 1,2$; NK-800 yuki uchun $\gamma_{f_K} = 1,0$;

dinamik koeffitsientlar:

yuklanish uzunligi 17,4 metr bo'lganda A-11 yuki uchun

$$(1 + \mu)_A = 1 + \frac{45 - \lambda}{135} = 1 + \frac{45 - 17,4}{135} = 1,21;$$

yuklanish uzunligi $\lambda = l_p = 17,4 > 5 \text{ m}$ bo'lganda NK-800 yuki uchun

$$(1 + \mu)_K = 1;$$

Trotuarlardagi piyodalar to'dasidan tekis taqsimlangan yukning jadalligi

$$p_T = 4 - 0,02\lambda = 4 - 0,02 \cdot 17,4 = 3,65 \text{ kPa}$$

Polosali yuk A-11 ning jadalligi $q_{pol} = 11 \text{ kN/m}$. A-11 aravachasining o'qiga tushayotgan bosim $R_{at} = 110 \text{ kN}$.

Maxsus mashina NK-800 ning o'qiga tushayotgan bosim

$$P_K = \frac{800}{4} = 200 \text{ kH}.$$

Vaqtinchalik yuklardan oraliqning o'rtasidagi eguvchi moment aniqlanayotganda KQKning qiymatlari sifatida eng aniq uslub – B.E.Ulitskiy uslubi bo'yicha topilgan qiymatlarni hisobga olamiz. Vaqtinchalik yuklardan tayanch kesimida hosil bo'ladigan ko'ndalang kuchlarni KQK ning oraliq uzunligi bo'yicha o'zgarishini inobatga olib hisoblab topamiz (2.15 v – rasm).

Oraliqning o'rtasidagi kesimda (4.6-rasm) eguvchi momentni ushbu kesim uchun qurilgan eguvchi moment ta'sir chizining yuzasi bo'yicha aniqlaymiz:

$$\omega_M = \frac{1}{2} l_p \frac{l_p}{4} = \frac{17,4^2}{8} = 37,845 \text{ m}^2$$

Oraliqning o'rtasidagi kesimda doimiy yuklardan hosil bo'ladigan eguvchi momentning qiymati:

$$M_g = (\gamma_{f1}q_1 + \gamma_{f2}q_2 + \gamma_{f3}q_3)\omega_M = (1,1 \cdot 11,86 + 1,5 \cdot 1,52 + 1,3 \cdot 1,46)37,845 = 651,85 \text{ kHm}$$

$$M_{g_n} = (11,86 + 1,52 + 1,46)37,845 = 561,62 \text{ kHm}$$

Oraliqning o'rtasidagi kesimda vaqtinchalik yuklardan hosil bo'ladigan eguvchi momentning qiymatini yuklashning uch varianti uchun hisoblab topamiz.

Yuklashning 1-varianti [(A-11 + trotuarlardagi piyodalar to'dasi (trotuar kengligi – $b_T = 1,5$ metr))] bo'yicha eguvchi moment:

$$\begin{aligned} M &= (1 + \mu)_A \left(\gamma_{fA} q_{noA} \cdot K_{\Pi V_A} \omega_M + \gamma_{fAT} P_{AT} \cdot K_{\Pi V_{AT}} \cdot \sum_1^2 y_i \right) + \gamma_{fT} p_T b_T \cdot K_{\Pi V_T} \omega_M = \\ &= 1,21 [1,2 \cdot 11 \cdot 0,151 \cdot 37,845 + 1,33 \cdot 110 \cdot 0,192 (4,35 + 3,6)] + 1,2 \cdot 3,65 \cdot 1,5 \cdot 0,056 \cdot 37,845 = \\ &= 91,273 + 270,208 + 13,924 = 375,405 \text{ kHm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 11 \cdot 0,151 \cdot 37,845 + 110 \cdot 0,192 \cdot 7,95 + 3,65 \cdot 1,5 \cdot 0,056 \cdot 37,845 = \\ &= 62,861 + 167,904 + 11,603 = 242,368 \text{ kHm}; \end{aligned}$$

chekkasiga qo'yilganda yuzaga keladi va uning qiymati $M = 651,85 + 386,237 = 1038,087 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ga teng. Ushbu moment mustahkamlikka hisoblarda ishlatiladi.

Bordyur yaqiniga joylashtirilgan A-11 va NK-800 lardan hosil bo'lgan zo'riqishlar darzbardoshlikka bo'lgan hisoblarda inobatga olinmaganligi uchun, darzbardoshlikka hisoblar oraliq qurilmani A-11 yuki va trotuarlardagi piyodalar to'dasi bilan yuklanganda hosil bo'lgan eguvchi momentning normativ qiymatlari bo'yicha amalga oshiriladi. Normativ momentning qiymati $M_n = 561,62 + 242,368 = 803,988 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ni tashkil etadi.

Ko'chishlarni hisoblaganda maksimal normativ moment ishlatiladi. Bizning holda ushbu moment doimiy yuklardan hosil bo'lgan moment va oraliq qurilma NK-800 yuki bilan yuklanganda hosil bo'lgan momentlar yig'indisiga, ya'ni $M_n = 561,62 + 297 = 858,62 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ga teng bo'ladi.

Doimiy yuklardan hosil bo'ladigan hisobiy eguvchi moment $M_g = 651,85 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ga, normativ eguvchi moment $M_{gn} = 561,62 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ga teng.

Tayanch yaqinidagi kesuvchi kuchni aniqlaymiz (4.7-rasmga qarang). Bunda A tayanch uchun qurilgan Q_A ta'sir chizig'ining yuzasidan foydalanamiz:

$$\omega_Q = \frac{1}{2} y_1 l_p = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 17,4 = 8,7 \text{ m};$$

Doimiy yuklardan hosil bo'ladigan kesuvchi kuch:

$$Q_g = (\gamma_{f1} g_1 + \gamma_{f2} g_2 + \gamma_{f3} g_3) \omega_Q = (1,1 \cdot 11,86 + 1,5 \cdot 1,52 + 1,3 \cdot 1,46) 8,7 = 149,85 \text{ kHm};$$

$$Q_{g,n} = (11,86 + 1,52 + 1,46) 8,7 = 129,11 \text{ kH};$$

Vaqtinchalik yuklardan hosil bo'ladigan kesuvchi kuchni aniqlashda KQKning oraliq uzunligi bo'yicha o'zgarish grafigini uch bo'limdan iborat deb qabul qilamiz: uzunligi $\frac{2}{3} l$ ga teng oraliqning o'rta qismida KQK ning qiymati doimiy va hisoblash turiga ko'ra (KQK_A , KQK_{AT} yoki KQK_K) KQK ning oraliq o'rtasidagi qiymatiga teng qabul qilinadi. Uzunligi $l_1 = \frac{17,4}{6} = 2,9_M$ bo'lgan, tayanchga yaqin uchastkalarda esa KQK ning qiymati oraliq o'rtasidagi qiymatidan KQK_{op} gacha o'zgaradi.

KQK qiymatlarining o'zgarishi xarakteriga binoan (4.6 va 4.7-rasmlarga qarang) polosali yukni oraliqning butun uzunligi bo'yicha doimiy KQK_A bilan va unga qo'shimcha sifatida uzunligi 2,9 metr bo'lgan tayanchga yaqin uchastkalarda esa oraliq tarafida noldan boshlanib tayanchlarda 0,5 ga teng bo'lgan qiymatga qarab o'zgaradigan KQK bilan hisobga olamiz. Ko'ndalang qo'yish koeffitsientlarini va doimiy yuklar yig'indisini bir-biriga ko'paytirish Simpson uslubi bo'yicha amalga oshiriladi.

Vaqtinchalik yukni oraliq qurilmaning kengligi bo'yicha joylashtirish variantlarini ko'rib chiqamiz.

1-variant. A-11 yukining ikki polosasi qatnov qismining chekkasiga joylashtirilgan va ushbu yuk trotuarlardagi piyodalar to'dasi bilan birgalikda inobatga olinadi. Ushbu hol uchun KQK ning qiymatlari quyidagilarga teng:

$$K\Pi Y_A = 0,151, \quad K\Pi Y_{AT} = 0,192, \quad K\Pi Y_T = 0,056;$$

Tayanchga yaqin joydagi kesuvchi kuchning hisobiy qiymati:

$$Q = (1 + \mu)_A \gamma_{fA} q_{\Pi OT} \left\{ \omega_Q K\Pi Y_A + \frac{l_i}{6} \left[y_1 (K\Pi Y_{on} - K\Pi Y_A) + 4 \frac{y_1 + y_2}{2} \cdot \frac{K\Pi Y_{on} - K\Pi Y_A}{2} \right] + \frac{l_i}{6} \cdot 4 \frac{y_3}{2} \cdot \frac{K\Pi Y_{on} - K\Pi Y_A}{2} \right\} +$$

$$+ (1 + \mu)_A \gamma_{fAT} P_{AT} \sum_1^2 y_i K\Pi Y_{ATi} = 1,21 \cdot 1,2 \cdot 11 \left\{ 8,7 \cdot 0,151 + \frac{2,9}{6} \cdot \left[1(0,5 - 0,151) + 4 \frac{1 + 0,833}{2} \cdot \frac{0,5 - 0,151}{2} \cdot 4 \frac{0,167}{2} \cdot \frac{0,5 - 0,151}{2} \right] \right\} +$$

$$+ 1,21 \cdot 1,33 \cdot 110(1 \cdot 0,5 + 0,9138 \cdot 0,341) = 29,065 + 143,672 = 172,737 kH;$$

Tayanchga yaqin joydagi kesuvchi kuchning normativ qiymati:

$$Q_n = 11 \left[8,7 \cdot 0,151 + \frac{2,9}{6} \left(1 \cdot 0,349 + 4 \frac{1,833}{2} \cdot \frac{0,349}{2} + 4 \frac{0,167}{2} \cdot \frac{0,349}{2} \right) \right] +$$

$$110 \cdot 0,8116 = 20,017 + 89,276 = 109,293 kH.$$

2- variant. A-11 yukining ikki polosasi bordyurga maksimal darajada yaqin joylashtirilgan. Ushbu hol uchun KQK ning qiymatlari quyidagilarga teng:

$$K\Pi Y_A = 0,171, \quad K\Pi Y_{AT} = 0,201;$$

Tayanchga yaqin joydagi kesuvchi kuchning hisobiy qiymati:

$$Q = (1 + \mu)_A \gamma_{fA} q_{\Pi OT} \left\{ \omega_Q K\Pi Y_A + \frac{l_i}{6} \left[y_1 (K\Pi Y_{on} - K\Pi Y_A) + 4 \frac{y_1 + y_2}{2} \cdot \frac{K\Pi Y_{on} - K\Pi Y_A}{2} \right] + \frac{l_i}{6} \cdot 4 \frac{y_3}{2} \cdot \frac{K\Pi Y_{on} - K\Pi Y_A}{2} \right\} +$$

$$+ (1 + \mu)_A \gamma_{fAT} P_{AT} \sum_1^2 y_i K\Pi Y_{ATi} = 1,21 \cdot 1,20 \cdot 11 \cdot \left\{ 8,7 \cdot 0,171 + \frac{2,9}{6} \cdot \left[1(0,5 - 0,171) + 4 \frac{1 + 0,833}{2} \cdot \frac{0,5 - 0,171}{2} \right] + \frac{2,9}{6} \cdot 4 \frac{0,167}{2} \cdot \frac{0,5 - 0,171}{2} \right\} +$$

$$+ 1,21 \cdot 1,33 \cdot 110(1 \cdot 0,5 + 0,9138 \cdot 0,3453) = 31,381 + 144,362 = 175,743 kH.$$

3-variant. NK-800 yukidan hosil bo'ladigan hisobiy kesuvchi kuch:

$$Q = (1 + \mu) k \gamma_{fK} P_K \sum_1^4 y_i K\Pi Y_{Ki} =$$

$$= 1,1 \cdot 1 \cdot 200(1 \cdot 0,5 + 0,931 \cdot 0,334 + 0,8621 \cdot 0,168 + 0,7931 \cdot 0,099) = 227,54 kH.$$

Maksimal kesuvchi kuch oraliq qurilmaga doimiy yuk va NK-800 yukining birgalikdagi ta'siri natijasida hosil bo'ladi va uning qiymati $Q = 149,85 + 227,54 = 377,39$ kN ga tengdir.

Ushbu kesuvchi kuch mustahkamlikka bo'lgan hisoblarda inobatga olinishi kerak. Darzbardoshlikka bo'lgan hisoblarda esa qatnov qismi chekkasidagi A-11 yuki va trotuarlardagi piyodalar

to‘dasidan hosil bo‘lgan normativ kesuvchi kuch $Q_n = 129,11 + 109,293 = 238,40$ kN inobatga olinadi. Faqatgina doimiy yuklardan hosil bo‘ladigan hisobiy kesuvchi kuch $Q_g = 149,85$ kN ga, normativ kesuvchi kuch esa $Q_{gn} = 129,11$ kN ga teng.

Plitaning I va II guruh chegaraviy holatlar bo‘yicha hisobi.

Plitalar uchun V35 sinfli (M420 markali) beton qo‘llanilgan. Ushbu betonning mustahkamlik harakteristikalari quyidagilarga teng:

$$R_b = 17,5 \text{ MPa}; R_{bt} = 1,2 \text{ MPa};$$

$$R_{bn} = 25,5 \text{ MPa}; R_{b,ser} = 25,5 \text{ MPa};$$

$$R_{b,mc1} = 18,5 \text{ MPa}; R_{b,mc2} = 15 \text{ MPa};$$

$$R_{bt,ser} = 1,95 \text{ MPa}; R_{b,sh} = 3,2 \text{ MPa}.$$

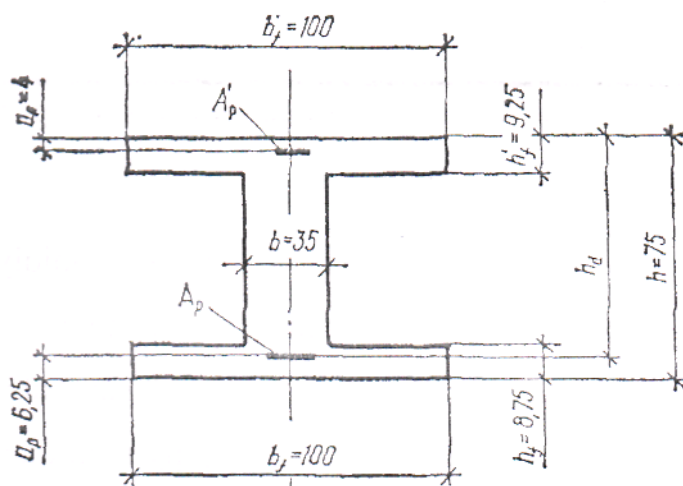
Bo‘ylama ishchi armatura oldindan zo‘riqtirilgan, sterjenli, A-IV sinfli. Uning mustahkamlik xarakteristikalari: $R_r = 500$ MPa va $R_{pn} = 600$ MPa. Armaturaning elastiklik moduli $E_r = 2 \cdot 10^5$ MPa ga teng.

Ko‘ndalang armatura A-II sinfli, uning qarshiligi $R_{sw} = 215$ MPa ga teng. Armatura elastiklik modulining beton elastiklik moduliga nisbati $p_1 = 7,5$ ga teng qabul qilingan.

Plitaning kesimini ikki tavrli kesimga keltirib olamiz. Plitaning oval teshiklarini to‘g‘ri to‘rtburchakli teshiklarga almashtirish ularning yuzalarini va inersiya momentlarini tengligi shartidan kelib chiqib yuqorida amalga oshirilgan edi (4.5-rasm). Bundan kelib chiqib qovurg‘aning kengligini aniqlaymiz:

$$b = 12,5 \cdot 2 + 10 = 35 \text{ sm}.$$

Boshqa o‘lchamlar o‘zgarishsiz qabul qilingan (4.8-rasm). Kesimning ishchi balandligi taxminan $h_d = 0,9h = 0,9 \cdot 75 = 67,5$ sm ga teng qabul qilamiz.



4.8-rasm. Plitaning hisobiy kesimi (o'lchamlar sm larda)

Ostki zona cho'zilgan armaturasining talab qilingan tahminiy miqdorini maksimal moment $M = 1038,087 \text{ kN} \cdot \text{m}$ bo'yicha aniqlaymiz. Bunda siqilgan zonaning balandligi plita hisobiy kesimining ustki polkasi qalinligiga mos keladi deb faraz qilamiz, ya'ni

$$x = h_f'.$$

$$A_p^{\text{TP}} = 1,1 \frac{M}{R_p(h_d - 0,5h_f')} = 1,1 \frac{1038,087 \cdot 10^5}{500 \cdot 10^2 \left(67,5 - \frac{9,25}{2}\right)} = 36,33 \text{ cm}^2.$$

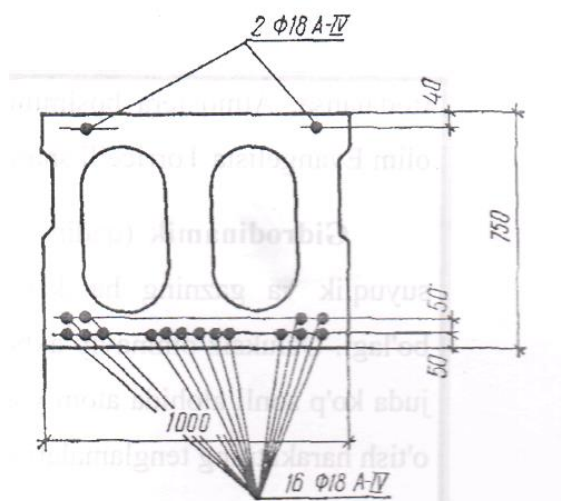
Plitaning ostki zonasiga 16 dona diametri 18mm bo'lgan A-IV sinfli, umumiy yuzasi $A_r = 40,72 \text{ sm}^2$ bo'lgan sterjenli armatura qabul qilamiz. Ostki armaturaning zo'riqtirilishidan va montaj bosqichida plitaning ustki zonasida hosil bo'ladigan cho'zuvchi kuchlanishlarni neytrallash uchun plitaning ustki zonasiga 2 dona diametri 18mm bo'lgan A-IV sinfli, umumiy yuzasi $A_r' = 5,09 \text{ sm}^2$ bo'lgan sterjenli armatura joylashtiramiz.

Bundan tashqari, plitaning ostki zonasiga joylashtirilgan armaturalarning ikkinchi qatoridagi to'rt sterjen uzunligi 1,65 m bo'lgan tayanchga yaqin uchastkalarda moylanganligi sababli ishda

ishtirok etmaydi. Armaturaning betonga kuchlanishlarni uzatish uzunligi zonasini $20d$ ga teng qabul qilib ko'ramizki, barcha oldindan zo'riqtirilgan armaturaning ishga kirishgan kesimi plitaning uchidan $1,65 \text{ m} + 20 \cdot 1,8 \text{ sm} \approx 2 \text{ metr}$ masofada, plitaning tayanish o'qidan esa $1,7 \text{ metr}$ masofada joylashgan (plitaning tayanish o'qi uning uchidan 30 sm masofada joylashgan).

Armaturaning ko'ndalang kesimda joylashishi 4.9-rasmda ko'rsatilgan.

Plita o'rta qismining ostki zonasida joylashgan armatura og'irlik markazining holati:



4.9-rasm. Armaturaning plita kesimida joylashishi

$$a_p = \frac{12 \cdot 5 + 4 \cdot 10}{12 + 4} = 6,25 \text{ cm.}$$

Kesimning ishchi balandligi $h_d = 75 - 6,25 = 68,75 \text{ sm}$ ga teng.

Plita kesimining geometrik xarakteristikalari.

Keltirilgan kesimning yuzasi:

$$\begin{aligned} A_{red} &= bh + (b'_f - b)h'_f + (b_f - b)h_f + \\ &+ n_1(A_p + A'_p) = 35 \cdot 75 + (100 - 35)9,25 + \\ &+ (100 - 35)8,75 + 7,5(40,72 + 5,09) = 4138,575 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Plitaning ostki qirrasiga nisbatan keltirilgan kesimning statik momenti:

$$S_{red} = 0,5bh^2 + 0,5(b_f - b)h_f^2 + (b_f' - b)h_f' \left(h - \frac{h_f'}{2} \right) + \\ + n_1 [A_p a_p + A_p' (h - a_p')] = 0,5 \cdot 35 \cdot 75^2 + 0,5(100 - 35)8,75^2 + \\ + (100 - 35)9,25(75 - 0,5 \cdot 9,25) + 7,5[40,72 \cdot 6,25 + 5,09(75 - 4)] = 147857,92 \text{ cm}^3$$

Plitaning ostki qirrasiga nisbatan keltirilgan kesim og'irlik markazining holati:

$$y_{red}^{H,\Gamma} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{147857,92}{4138,575} = 35,73 \text{ cm}$$

Plitaning ustki qirrasiga nisbatan keltirilgan kesim og'irlik markazining holati:

$$y_{red}^{B,\Gamma} = h - y_{red}^{H,\Gamma} = 75 - 35,73 = 39,27 \text{ cm}$$

Keltirilgan kesimning og'irlik markazidan o'tgan, egilish tekisligiga perpendikulyar bo'lgan o'qqa nisbatan inersiya momenti:

$$I_{red} = \frac{b}{3} \left[(y_{red}^{B,\Gamma})^3 + (y_{red}^{H,\Gamma})^3 \right] + \frac{(b_f' - b)(h_f')^3}{12} + (b_f' - b)h_f' \left(y_{red}^{B,\Gamma} - \frac{h_f'}{2} \right) + \\ + \frac{(b_f' - b)h_f'^3}{12} + (b_f - b)h_f \left(y_{red}^{H,\Gamma} - \frac{h_f}{2} \right) + \\ + n_1 \left[A_p' (y_{red}^{B,\Gamma} - a_p')^2 + A_p (y_{red}^{H,\Gamma} - a_p')^2 \right] = \frac{35}{3} (39,27^2 + 35,73^3) + \\ + \frac{(100 - 35)9,25^3}{12} + (100 - 35)9,25 \left(39,27 - \frac{9,25}{2} \right)^2 + \frac{(100 - 35)8,75^3}{12} + \\ + (100 - 35)8,75 \left(35,73 - \frac{8,75}{2} \right)^2 + 7,5 [5,09(39,27 - 4)^2 + 40,72(35,73 - 6,25)^2] = 28,4 \cdot 10^5 \text{ cm}^4.$$

Armaturada oldindan zo'riqtirish kuchlanishlarining yo'qotishlarini aniqlash.

Armaturani tortish jarayonining so'nggida armaturada yuzaga keltirilgan oldindan zo'riqtirish kuchlanishlarining qiymati (nazorat

qilinadigan deb ataladi) normalar tavsiyalariga binoan sterjenli armaturalar uchun $\sigma_{p,\max} = 1,15R_p = 1,15 \cdot 500 = 575 \text{ MPa}$. Beton siqilishi tugallangan momentga (paytga) kelib armaturani tirgakka tortish usuli qo'llanilgan konstruksiyalar uchun armaturadagi kuchlanishlar yo'qotilishining birinchi guruhi quyidagilarni tashkil etadi:

Mexanik usulda tortilganda sterjenli armatura uchun armatura po'latidagi kuchlanishlarning relaksatsiyasi tufayli yuzaga keladigan yo'qotish:

$$\sigma_{p,\max} = 575 \text{ MPa} > 0,5R_{pn} = 0,5 \cdot 600 = 300 \text{ MPa} \quad \text{bo'lganda}$$

$$\sigma_3 = 0,1 \sigma_{p,\max} - 20 = 0,1 \cdot 575 - 20 = 37,5 \text{ MPa};$$

Armaturani bir tarafdin tortishda tirgaklardagi anker moslamalarining deformatsiyasidan bo'lgan yo'qotish (armaturaning umumiy uzunligi $l = 18 \text{ metr}$, konusli ankerdagi nisbiy qisqarish $\Delta l = 0,2 \text{ sm}$ bo'lganda):

$$\sigma_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p = \frac{0,2}{18 \cdot 10^2} \cdot 2 \cdot 10^5 = 22,22 \text{ MPa};$$

Armatura va tortish zo'riqishlarini qabul qiladigan tirgaklar haroratining turlicha ekanligi (ya'ni ular haroratining farqi) tufayli kuchlanishlar yo'qotilishi, aniq ma'lumotlarning yo'qligi sababli, QMQ 2.05.03 tavsiyasi bo'yicha, harorat farqi $\Delta t_0 = 650^\circ\text{C}$ bo'lganda:

$$\sigma_6 = 1,25\Delta t^\circ = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ MPa};$$

Shunday qilib, beton siqilishining so'nggida har ikki zonada joylashgan armaturalardagi kuchlanishlar yo'qotilishining qiymati:

$$\sigma_{III} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_6 = 37,5 + 22,22 + 81,25 = 140,97 \text{ MPa};$$

Birinchi guruh yo'qotishlaridan so'ng oldindin zo'riqtirilgan armaturadagi qolgan kuchlanishlar quyidagi qiymatni tashkil etadi:

$$\sigma_p = \sigma'_p = \sigma_{p,\max} - \sigma_{n1} = 575 - 140,97 \text{ MPa};$$

Ekspluatatsiya bosqichida ikkinchi guruh yo‘qotishlari – betonning oquvchanligi (polzuchest) va kirishishidan (usadka) ro‘y beradigan yo‘qotishlar kuzatiladi. Ularning qiymatlarini taqribiy ifodalar yordamida oraliqning o‘rtasidagi va tayanchdan 1,7 metr uzoqlikda joylashgan kesimlar uchun alohida-alohida aniqlaymiz.

Har ikki kesim uchun, birinchi guruh yo‘qotishlarini inobatga olgan holda, oldindan zo‘riqtirish kuchlanishlari teng ta‘sir etuvchisining normativ qiymati:

$$N_0 = \sigma_p (A_p + A'_p) = 434,03 \cdot 10^{-1} (40,72 + 5,09) = 1988,3 \text{ kH}$$

$$N_0 = \sigma_p (A_p + A'_p) = 434,03 \cdot 10^{-1} (40,72 + 5,09) = 1988,3 \text{ kN}.$$

Teng ta‘sir etuvchi kuch N_0 va keltirilgan kesimning og‘irlik markazi orasidagi masofa:

$$\begin{aligned} e_0 &= \frac{\sigma_p [A_p (y_{red}^{H,\Gamma} - a_p) - A'_p (y_{red}^{B,\Gamma} - a'_p)]}{N_0} = \\ &= \frac{434,03 \cdot 10^{-1} [40,72(35,73 - 6,25) - 5,09(39,27 - 4)]}{1988,3} = 22,28 \text{ cm} \end{aligned}$$

Oraliqning o‘rtasidagi kesim. Armatūra A_p ning og‘irlik markazi sathida betonda oldindan zo‘riqtirish kuchlaridan ($N_0 = 1988,3 \text{ kN}$) va doimiy yuklarning normativ qiymatidan hosil bo‘lgan eguvchi momentdan ($M_{gn} = 561,62 \text{ kN} \cdot \text{m}$) yuzaga keladigan kuchlanishlarning qiymati:

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{N_0}{A_{red}} + \frac{N_0 e_0}{I_{red}} (y_{red}^{H,\Gamma} - a_p) - \frac{M_{gn}}{I_{red}} (y_{red}^{H,\Gamma} - a_p) = \frac{1988,3 \cdot 10^3}{4138,575} + \frac{1988,3 \cdot 10^3 \cdot 22,28}{28,4 \cdot 10^5} \cdot \\ &\cdot (35,73 - 6,25) - \frac{561,62 \cdot 10^5}{28,4 \cdot 10^5} \cdot (35,73 - 6,25) = 357,29 \text{ H / cm}^2 = 3,57 \text{ MPa}. \end{aligned}$$

Betonning uzatish mustahkamligi (R_0) uning mustahkamlik sinfining (35 MPa) 70% ni tashkil etadi deb qabul qilamiz. Unda

$R_0=0,7 \cdot 35=24,5$ MPa ni tashkil etadi (eng minimal uzatish mustahkamligi $20 \text{ MPa} < 24,5 \text{ MPa}$). Bu holda A_p armaturada betonning oquvchanligidan kelib chiqadigan yo‘qotish:

$$\sigma_2 = 170 \frac{\sigma_{bp}}{R_0} = 170 \frac{3,57}{24,5} = 24,77 \text{ MPa}.$$

Armatura A_p ning og‘irlik markazi sathida oldindan zo‘riqtirish kuchlaridan va doimiy yuklarning ta‘siridan betonda hosil bo‘ladigan kuchlanishlarning qiymati:

$$\sigma'_{bp} = \frac{N_0}{A_{red}} - \frac{N_0 e_0}{I_{red}} (y_{red}^{B,\Gamma} - a'_p) + \frac{M_{gn}}{I_{red}} (y_{red}^{B,\Gamma} - a'_p) = \frac{1988,3 \cdot 10^3}{4138,575} - \frac{1988,3 \cdot 10^3 \cdot 22,28}{28,4 \cdot 10^5} (39,27 - 4) + \frac{561,62 \cdot 10^5}{28,4 \cdot 10^5} \cdot (39,27 - 4) = 627,75 \text{ H / cm}^2 = 6,28 \text{ MPa}.$$

Betonning oquvchanligi sababli A_p' armaturadagi kuchlanishlarning yo‘qotilishi qiymati:

$$\sigma_2 = 170 \frac{6,28}{24,5} = 43,575 \text{ MPa}.$$

Mustahkamligi bo‘yicha V35 sinfli betonga issiq-nam ishlov berilganda uning kirishishidan yuzaga keladigan yo‘qotishlarning qiymatini $\sigma_1 = 35 \text{ MPa}$ deb qabul qilinadi.

U holda armaturadagi kuchlanishlarning ikkinchi guruh bo‘yicha yo‘qotishlari quyidagi qiymatlarni tashkil etadi:

ostki zona armaturasi uchun

$$\sigma_{\Pi 2} = 24,77 + 35 = 59,77 \text{ MPa}.$$

ustki zona armaturasi uchun

$$\sigma'_{\Pi 2} = 43,575 + 35 = 78,575 = \text{MPa}.$$

Armaturadagi kuchlanishlar yo‘qotilishining umumiy qiymati va ekspluatatsiya bosqichida (kuchlanishlarning qisman yo‘qotilishidan so‘ng) oldindan zo‘riqtirish kuchlanishlari:

ostki zona armaturasi uchun

$$\sigma_{II} = \sigma_{II1} + \sigma_{II2} = 140,97 + 59,77 = 200,74 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_0 = \sigma_{p,\max} - \sigma_{II} = 575 - 200,74 = 374,26 \text{ MPa.}$$

ustki zona armaturasi uchun

$$\sigma'_{II} = 140,97 + 78,575 = 219,545 \text{ MPa;}$$

$$\sigma'_0 = 575 - 219,545 = 355,455 \text{ MPa;}$$

Tayanchdan 1,7 metr uzoqlikda joylashgan kesimni ko‘rib chiqamiz.

Ushbu kesimda doimiy yuklarning normativ qiymatlari quyidagilarga teng:

$$g_1 + g_2 + g_3 = 11,86 + 1,52 + 1,46 = 14,84 \text{ kH / m;}$$

Bu yuklardan yuzaga keladigan eguvchi momentning qiymati:

$$M_{gn} = (g_1 + g_2 + g_3) \frac{l_p}{2} \cdot 1,7 - (g_1 + g_2 + g_3) \frac{1,7^2}{2} = 14,84 \frac{17,4}{2} \cdot 1,7 - 14,84 \frac{1,7^2}{2} = 198,04 \text{ kH} \cdot \text{m;}$$

Armatura A_p ning og‘irlik markazi sathida oldindan zo‘riqtirish kuchlaridan va doimiy yuklarning ta’siridan betonda hosil bo‘ladigan kuchlanishlarning qiymati:

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{1988,3 \cdot 10^3}{4138,575} + \frac{1988,3 \cdot 10^3 \cdot 22,28}{28,4 \cdot 10^5} (35,73 - 6,25) - \frac{198,04 \cdot 10^5}{28,4 \cdot 10^5} (35,73 - 6,25) = \\ &= 734,7 \text{ H / cm}^2 = 7,35 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

Betonning oquvchanligi sababli armaturadagi kuchlanishlarning yo‘qotilishi qiymati:

$$\sigma_2 = 170 \frac{7,35}{24,5} = 50,98 \text{ MPa.}$$

Armatura A_p' ning og‘irlik markazi sathida oldindan zo‘riqtirish kuchlaridan va doimiy yuklarning ta’siridan betonda hosil bo‘ladigan kuchlanishlarning qiymati:

$$\sigma'_{bp} = \frac{1988,3 \cdot 10^3}{4138,575} - \frac{1988,3 \cdot 10^3 \cdot 22,28}{28,4 \cdot 10^5} (39,27 - 4) + \frac{198,04 \cdot 10^5}{28,4 \cdot 10^5} (39,27 - 4) =$$

$$= 176,22 \text{ H / cm}^2 1,76 \text{ MPa}.$$

Betonning oquvchanligi sababli A_p armaturadagi kuchlanishlarning yo'qotilishi qiymati:

$$\sigma_2 = 170 \frac{1,76}{24,5} = 12,21 \text{ MPa}.$$

Beton kirishishidan yuzaga keladigan yo'qotishlar ($\sigma_1 = 35 \text{ MPa}$) hisobga olinganda ushbu kesim uchun ikkinchi guruh yo'qotishlari quyidagilarni tashkil etadi:

ostki zona armaturasi uchun $\sigma_{n2} = 50,98 + 35 = 85,98 \text{ MPa}$;

ustki zona armaturasi uchun $\sigma_{n2} = 12,21 + 35 = 47,21 \text{ MPa}$;

Armaturadagi kuchlanishlar yo'qotilishining umumiy qiymati va ekspluatatsiya bosqichida (kuchlanishlarning qisman yo'qotilishidan so'ng) oldindan zo'riqtirish kuchlanishlari:

ostki zona armaturasi uchun

$$\sigma'_n = 140,97 + 85,98 = 226,95 \text{ MPa};$$

$$\sigma'_0 = 575 - 226,95 = 348,05 \text{ MPa};$$

ustki zona armaturasi uchun

$$\sigma'_n = 140,97 + 47,21 = 188,18 \text{ MPa};$$

$$\sigma'_g = 575 - 188,18 = 386,82 \text{ MPa}.$$

Plitani ekspluatatsiya bosqichida eguvchi moment bo'yicha mustahkamlikka tekshirish. Neytral o'q qovurg'a bo'yicha o'tadi deb faraz qilamiz va A_r armaturadagi kuchlanishlar bo'yicha hisobiy holni ko'rib chiqamiz.

Siqilgan zonadagi armatura A_r' dagi oldindan zo'riqtirish kuchlanishlarining qiymati (kuchlanishlar yo'qotishlarini ayirib tashlaganda va ishonchlilik koeffitsienti $\gamma_g = 1,1$ bo'lganda):

$$\sigma_{pci} = \sigma_0' \gamma_g = 355,455 \cdot 1,1 = 391 \text{ MPa}.$$

Tashqi yuk ta'sirida A_p armaturadagi kuchlanishlarning oshish qiymati:

$$\begin{aligned} \sigma_a &= 15,5 \sqrt{\frac{R_{bn}[(b_f' - b)h_f' + bh_d] + (450 - \sigma_{pci})A_p'}{A_p}} = \\ &= 15,5 \sqrt{\frac{25,5[(100 - 35)9,25 + 35 \cdot 68,75] + (450 - 391)5,09}{40,72}} = 673,98 \text{ MPa}. \end{aligned}$$

A_r armaturada tashqi yuk va oldindan zo'riqtirish kuchlanishlari ta'sirlaridan hosil bo'ladigan kuchlanishlarning yig'indisini aniqlaymiz:

$$\sigma_a + \sigma_0 = 673,98 + 374,26 = 1048,24 \text{ MPa}.$$

Ushbu qiymat A-IV sinfli armaturaning normativ qarshiligi $R_{pn} = 600$ MPa dan kattadir. Shuning uchun biz birinchi hisobiy holga egamiz. Bu hisobiy holda A_p armaturadagi kuchlanishlar mustahkamlikka bo'lgan hisoblarda $R_p = 500$ MPa ga teng qabul qilinadi.

Siqilgan zonaning oldindan zo'riqtirilgan armaturalaridagi kuchlanishlar $\sigma_{rs} = R_{pc} - \sigma_{rs1} = 400 - 391 > 0$. Bu holda $\sigma_{rs} = 0$ ga teng qabul qilinadi.

Beton siqilgan zonasining balandligi:

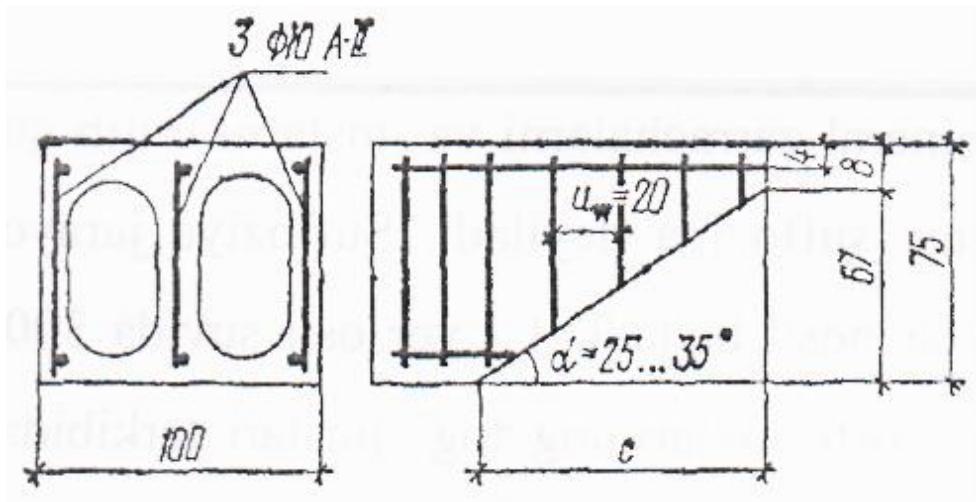
$$x = \frac{R_p A_p - R_b(b_f' - b)h_f'}{bR_b} = \frac{500 \cdot 40,72 - 17,5(100 - 35)9,25}{35 \cdot 17,5} = 16,06 > h_f' = 9,25 \text{ cm}.$$

Oldindan qabul qilganimizdek, neytral o'q qovurg'ani kesib o'tadi (ya'ni qovurg'adan o'tadi). Bu holda plita kesimining ko'tarish qobiliyati quyidagi formula bo'yicha aniqlanishi mumkin:

$$\begin{aligned}
 M_{nped} &= R_b b x (h_d - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_d - 0,5h'_f) = \\
 &= 17,5 \cdot 10^2 [35 \cdot 16,06 (68,75 - 0,5 \cdot 16,06) + (100 - 35) \cdot 9,25 (68,75 - 0,5 \cdot 9,25)] = \\
 &= 1272 \cdot 10^5 H \cdot cM = 1272 KH \cdot M.
 \end{aligned}$$

Oraliqning o'rtasida kesimning mustahkamligi eguvchi moment bo'yicha ta'minlangan, chunki ushbu kesimning eguvchi moment bo'yicha ko'tarish qobiliyati doimiy va vaqtinchalik yuklardan ayni shu kesimda hosil bo'lgan eguvchi moment qiymatidan kattadir, ya'ni:

$$M = 1038,087 kH \cdot M < M_{nped} = 1272 kH \cdot M.$$



4.10-rasm. Hisobiy qiya kesim (o'lchamlar sm larda)

Ko'ndalang kuch bo'yicha mustahkamlikka hisoblash. Hisob-kitob tayanch yaqinidagi qiya kesim uchun amalga oshiriladi. Ushbu kesimga ko'ndalang kuchning maksimal hisobiy qiymati $Q = 377,39$ kN ta'sir qiladi (yuqorida aniqlangan).

Albatta bajarilishi kerak bo'lgan shartning qanoatlantirilishini tekshirib ko'ramiz:

$$\begin{aligned}
 Q &\leq 0,3R_b b h_d; \\
 0,3 \cdot 17,5 \cdot 10^{-1} \cdot 35 \cdot 68,75 &= 1263,2 kH > Q = 377,39 kH,
 \end{aligned}$$

Kesimga ta'sir etayotgan ko'ndalang kuchning maksimal hisobiy qiymati $Q = 377,39$ kN ushbu beton kesimning ko'ndalang kuch bo'yicha ko'tarish qobiliyatidan kichik bo'lganligi uchun "shart bajarilmoqda" deb qabul qilinadi.

Hisobiy ko'ndalang armatura qo'yish kerak yoki kerak emasligini quyidagi shart bo'yicha tekshirib ko'ramiz:

$$Q \leq 0,6R_{bt}bh_d;$$

$$0,6 \cdot 1,2 \cdot 10^{-1} \cdot 35 \cdot 68,75 = 173,25 \text{ kN} < 377,39 \text{ kN}.$$

Bu erda shart bajarilmadi, ya'ni kesim betonining cho'zilishga bo'lgan qarshiligi inobatga olinganda kesimning ko'ndalang kuch bo'yicha ko'tarish qobiliyati ayni shu kesimga ta'sir etayotgan ko'ndalang kuchning maksimal hisobiy qiymati $Q = 377,39$ kN dan kichikdir. Demak hisobiy ko'ndalang armatura qo'yilishi talab etiladi. Konstruktiv talablarga binoan, tayanchga yaqin bo'lgan uchastkalar uchun ko'ndalang armaturalashni qadami $u_w = 20$ sm ga teng 3 Ø 10 A-II ko'rinishida qabul qilamiz (4.10-rasm). Kesimdagi sterjenlar ko'ndalang kesimlarining yuzasi $A_{sw} = 0,785 \cdot 3 = 2,355 \text{ sm}^2$ ga teng.

Ko'ndalang sterjenlar qabul qilayotgan, bir sterjen (element) uzunligining bir birligi u_w ga to'g'ri keladigan zo'riqishni aniqlaymiz:

$$q_w = \frac{R_{sw} A_{sw}}{u_w} = \frac{215 \cdot 10^{-1} \cdot 2,355}{20} = 2,531 \text{ kH / cm}.$$

Qiya kesimning eng qulay bo'lmagan holatini bir necha urinib ko'rishlar yo'li bilan aniqlaymiz. Bunda uch holatni, ya'ni $\alpha = 25^\circ$,

$\alpha = 30^\circ$ va $\alpha = 35^\circ$ bo'lgan holatlarni ko'rib chiqamiz. Qiya kesimda siqilgan zonaning balandligi $x = 2a'_r = 2 \cdot 4 = 8$ sm qabul qilingan. Unda qiya kesimning vertikalga proeksiyasi uzunligi quyidagi qiymatga ega bo'ladi:

$$h_1 = h - 2a'_p = 75 - 8 = 67 \text{ cm}.$$

Qiya kesimning element o'qiga proeksiyasi uzunligi s va qiya kesim tomonidan qabul qilinayotgan kesuvchi kuch Q_{wb} :

Kesim qiyaligi burchagi $\alpha = 25^\circ$ ga teng bo'lganda:

$$c = \frac{h_1}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{67}{0,4663} = 143,68 \text{ cm};$$

$$Q_{ob} = q_{\omega} c + \frac{2R_{bt} b h_d^2}{c} = 2,531 \cdot 143,68 + \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 10^{-135} \cdot 68,75^2}{143,68} = 640,07 \text{ kH};$$

Kesim qiyaligi burchagi $\alpha = 30^\circ$ ga teng bo'lganda:

$$c = \frac{67}{0,5774} = 116,05 \text{ cm};$$

$$Q_{ob} = 2,531 \cdot 116,05 + \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 10^{-135} \cdot 68,75^2}{116,05} = 635,92 \text{ kH};$$

Kesim qiyaligi burchagi $\alpha = 35^\circ$ ga teng bo'lganda:

$$c = \frac{67}{0,7002} = 95,68 \text{ cm};$$

$$Q_{ob} = 2,531 \cdot 95,68 + \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 10^{-135} \cdot 68,75^2}{95,68} = 657,18 \text{ kH};$$

Shunday qilib, eng havfli qiya kesim $\alpha = 30^\circ$ ga teng bo'lganda ekan. Ushbu qiya kesimning kesuvchi kuch bo'yicha ko'tarish qobiliyati $Q_{wb} = 635,92$ kN ga teng. Ko'rilyotgan kesimda doimiy va vaqtinchalik yuklardan hosil bo'lgan hisobiy kesuvchi kuch $Q = 377,39$ kN ga teng. $Q = 377,39 \text{ kN} < Q_{wb} = 635,92 \text{ kN}$ bo'lganligidan kesimning mustahkamligi ko'ndalang kuch bo'yicha ta'minlangan deb hisoblasa bo'ladi.

Qiya kesimning minimal ko'tarish qobiliyatini yuqorida keltirilgan urinishlarsiz ham quyidagi formula orqali aniqlasak bo'ladi:

$$Q_{ob} = 2\sqrt{2R_{bt}bh_d^2q_{\sigma}} = \\ = 2\sqrt{2 \cdot 1,2 \cdot 10^{-1} 35 \cdot 68,75^2 \cdot 2,531} = 634,07 kH;$$

Ko'rinib turibdiki, Q_{wb} qiymatlarining farqi (635,92 kN va 634,07 kN) juda ham kichikdir.

Plitani darzbardoshlik bo'yicha hisoblash.

Ushbu hisob konstruksiya ishining ikki bosqichi – konstruksiyani tayyorlash va konstruksiyani (ya'ni oraliq qurilmani) ekspluatatsiya qilish bosqichlari uchun amalga oshiriladi.

Konstruksiyani tayyorlash bosqichida amalga oshiriladigan armaturani oldindan zo'riqtirish paytida cho'zish kuchlanishlari normativ qarshiliklarga nisbatan 5% ga oshirilishi (texnologik peretyajka) hisobga olinadi. Bunda quyidagi hisobiy tekshirishlar amalga oshiriladi:

1. Normal darzlarning paydo bo'lishi bo'yicha (oldindan zo'riqtirish kuchlari va konstruksiyaning hususiy og'irligidan):

$$\sigma_{bt}^{B.I} \leq 0,8R_{bt,ser.}$$

2. Normal darzlarning ochilishi bo'yicha:

$$\alpha_{cr} \leq 0,01 cM$$

2. Bo'ylama mikrodarzlarning paydobo'lishi bo'yicha:

$$\sigma_{bc}^{H.I} \leq R_{b,mcl.}$$

Ekspluatatsiya bosqichida plitaning darzbardoshligiga IIIb talablar qo'yiladi. Ushbu talablar sterjenli armatura bilan armaturalangan barcha avtoyo'l ko'priklari uchun qo'yiladi. Talab

etilganiga ko'ra ushbu bosqichda quyidagi tekshirishlar amalga oshirilishi kerak:

4. Doimiy va vaqtinchalik yuklar ta'siri ostida bo'ylama darzlarning paydo bo'lishi bo'yicha:

$$\sigma_{bc}^{B,\Gamma} \leq R_{b,mc2}.$$

5. Normal darzlarning ochilishi bo'yicha: $a_{cr} \leq 0,02$ sm.

6. Qiya darzlarning ochilishi bo'yicha: $a_{cr} \leq 0,02$ sm.

Tayyorlash bosqichida hisoblash. 5% li texnologik peretyajka va armaturadagi kuchlanishlarning birinchi guruh yo'qotilishlari ($\sigma_{n1}=140,97$ MPa) hisobga olinganda oldindan zo'riqtirilgan armaturadagi qolgan kuchlanishlar quyidagi qiymatni tashkil etadi:

$$\sigma_{01} = \sigma'_{01} = 500 \cdot 1,2 - 140,97 = 459,03 \text{ MPa}$$

Oldindan zo'riqtirish kuchlanishlarining teng ta'sir etuvchisi:

$$N_{01} = \sigma_{01}(A_p + A'_p) = 459,03 \cdot 10^{-1}(40,72 + 5,09) = 2102,82 \text{ kH}.$$

Kuchlarning teng ta'sir etuvchisi N01 qo'yilgan nuqtadan keltirilgan kesimning og'irlik markazigacha bo'lgan masofa ($e_0 = 22,28$ sm) beton oquvchanligidan yuzaga keladigan kuchlanishlarning yo'qotilishini aniqlash paytida topilgan edi (yuqoriga qarang).

1. Normal darzlarning paydo bo'lishiga tekshirish. Hisob tayanchdan 1,7 metr uzoqlikda joylashgan kesim uchun amalga oshiriladi, chunki ushbu kesimda oldindan kuchlantirish zo'riqlari to'la ta'sir etadi, kesimning yuqori qirrasida siqilish kuchlanishlarini keltirib chiqaradigan hususiy og'irlikdan hosil bo'lgan eguvchi moment esa kichik qiymatni tashkil etadi.

Plitaning hususiy og'irligidan hosil bo'ladigan teng taralgan yukning jadalligi $g_n = 9,72$ kN/m ga teng. Tayanchdan 1,7 metr masofadagi kesimda hususiy og'irlikdan yuzaga keladigan eguvchi moment:

$$M_{C.B} = g_n \frac{x}{2} (l_p - x) = 9,72 \frac{1,7}{2} (17,4 - 1,7) = 129,71 kH \cdot m.$$

Plitaning yuqori qirradi betonidagi kuchlanishlarni aniqlaymiz:

$$\begin{aligned} \sigma_{bt}^{B,\Gamma} &= -\frac{N_0}{A_{red}} + \frac{N_0 e_0}{I_{red}} y_{red}^{B,\Gamma} - \frac{M_{C.B}}{I_{red}} y_{red}^{B,\Gamma} = -\frac{2102,82 \cdot 10^3}{4138,575} + \\ &+ \frac{2102,82 \cdot 10^3 \cdot 22,28}{28,40 \cdot 10^5} \cdot 39,27 - \frac{129,71 \cdot 10^5}{28,40 \cdot 10^5} \cdot 39,27 = -39,63 H / cm^2 = -0,4 MPa < 0, \end{aligned}$$

Bundan ko‘rinib turibdiki, plita kesimining yuqori qirrasida 0,4 MPa qiymatidagi siquvchi kuchlanishlar bo‘lib, cho‘zuvchi kuchlanishlar paydo bo‘lmayapti.

2. Normal darzlarning ochilishiga tekshirish. Yuqorida ko‘rsatilganidek plita kesimining yuqori qirrasida faqatgina siquvchi kuchlanishlar bo‘lganligi uchun u erda darzlar paydo bo‘lmaydi

3. Bo‘ylama mikrodarzlarning paydo bo‘lishiga tekshirish. Bu tekshirishda eng havfli kesim tayanchdan 1,7 metr masofada bo‘lgan kesimdir. SHuning uchun ushbu kesimni ko‘rib chiqamiz.

Oldindan zo‘riqtirish kuchlaridan plita ostki qirradi betonida hosil bo‘ladigan kuchlanishlar:

$$\begin{aligned} \sigma_{bc}^{H,\Gamma} &= \frac{N_0}{A_{red}} + \frac{N_0 e_0}{I_{red}} y_{red}^{H,\Gamma} - \frac{M_{C.B}}{I_{red}} y_{red}^{H,\Gamma} = \frac{2102,82 \cdot 10^3}{4138,575} + \\ &+ \frac{2102,82 \cdot 10^3 \cdot 22,28}{28,40 \cdot 10^5} \cdot 35,73 - \frac{129,71 \cdot 10^5}{28,4 \cdot 10^5} \cdot 35,73 = 934,34 H / cm^2 = 9,35 MPa < R_{b,mc1} = 18,5 MPa, \end{aligned}$$

Plita ostki qirradi betonida hosil bo‘lgan cho‘zuvchi kuchlanishlar betonning cho‘zilishga bo‘lgan qarshiligidan kichik bo‘lganligi uchun plita ishining bu bosqichida uning bo‘ylama darzbardoshligi ta‘minlanadi.

Ekspluatatsiya bosqichidagi hisoblar. Ekspluatatsiya bosqichida plita oraliqining o‘rtasidagi kesimda oldindan zo‘riqtirilgan armaturadagi kuchlanishlar quyidagilarni tashkil etadi:

A_p armaturadagi kuchlanishlar $\sigma_0 = 355,455 \text{ MPa}$;

A_p armaturadagi kuchlanishlar $\sigma_0 = 374,26 \text{ MPa}$;

Zo'riqtirish kuchlari teng ta'sir etuvchisining qiymati:

$$N_0 = 374,26 \cdot 10^{-1} \cdot 40,72 + 355,455 \cdot 10^{-1} \cdot 5,09 = 1704,91 \text{ kH}.$$

Ushbu teng ta'sir etuvchi kuchning keltirilgan kesimning og'irlik markaziga nisbatan holati (ya'ni teng ta'sir etuvchi kuch va kesim og'irlik markazi orasidagi masofa):

$$e_0 = \frac{374,26 \cdot 10^{-1} \cdot 40,72(35,73 - 6,25) - 355,455 \cdot 10^{-1} \cdot 5,09(39,27 - 4)}{374,26 \cdot 10^{-1} \cdot 40,72 + 355,455 \cdot 10^{-1} \cdot 5,09} = 22,61 \text{ cm}.$$

4. Plita kesimining yuqori qirrasida bo'ylama darzlarning paydo bo'lishini tekshirish. Eng katta siquvchi kuchlanishlar doimiy va vaqtinchalik yuklar ta'siridan plita oralig'ining o'rtasidagi kesimning yuqori qirrasida hosil bo'ladi ($M_p = 803,988 \text{ kN} \cdot \text{m}$):

$$\begin{aligned} \sigma_{bc}^{B,\Gamma} &= \frac{1704,91 \cdot 10^3}{4138,575} - \frac{1704,91 \cdot 10^3 \cdot 22,61}{28,40 \cdot 10^5} \cdot 39,27 + \frac{803,988 \cdot 10^5}{28,40 \cdot 10^5} 39,27 = \\ &= 990,65 \text{ H / cm}^2 = 9,91 \text{ MPa} < R_{b,mc2} = 15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Demak, plita yuqori qirrasida betonida hosil bo'lgan siquvchi kuchlanishlar betonning siqilishga bo'lgan qarshiligidan kichik bo'lganligi uchun plita ishining bu bosqichida uning bo'ylama darzbardoshligi ta'minlanadi.

5. Plita kesimining ostki qirrasida normal darzlarning ochilishini tekshirish. Bu tekshirish plita oralig'ining o'rtasidagi kesim uchun doimiy va vaqtinchalik yuklarning ta'sirida yuzaga keladigan normativ eguvchi moment $M_p = 803,988 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ga o'tkaziladi.

Kesimning ustki qirrasidagi kuchlanishlar yuqorida aniqlangan:

$$\sigma_{bc}^{B,\Gamma} = 9,91 \text{ MPa}$$

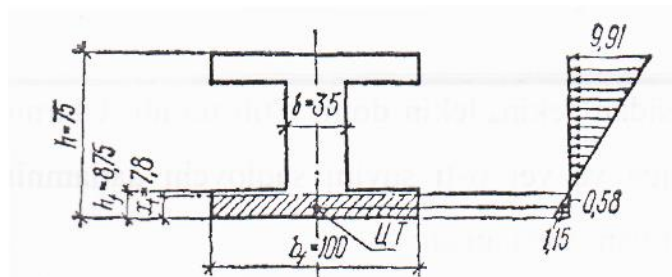
Kesimning ostki qirrasidagi kuchlanishlar:

$$\sigma_{bt}^{H,\Gamma} = \frac{1704,91 \cdot 10^3}{4138,575} + \frac{1704,91 \cdot 10^3 \cdot 22,61}{28,40 \cdot 10^5} \cdot 35,73 - \frac{803,988 \cdot 10^5}{28,40 \cdot 10^5} \cdot 35,73 =$$

$$= 114,57 \text{ H / cm}^2 = 1,15 \text{ MPa}$$

Kuchlanishlarning ishorasidan (ya'ni, ishora +) ko'rinib turibdiki, plita kesimining ostki qirrasida cho'zilish kuchlanishlari hosil bo'ladi.

Kuchlanishlarning kesim balandligi bo'yicha taqsimlanishi 4.11-rasmda ko'rsatilgan.



4.11-rasm. Normal darzlar ochilishi kengligini aniqlashdagi sxemalar
(o'lchamlar sm larda)

Kesimning cho'zilgan zonasi balandligini uchburchaklarning o'xshashligidan aniqlaymiz.

$$x_t = \frac{h}{\sigma_{bc}^{B,\Gamma} + \sigma_{bt}^{H,\Gamma}} \sigma_{bt}^{H,\Gamma} = \frac{75}{9,91 + 1,15} \cdot 1,15 = 7,8 \text{ cm}$$

Aniqlangan balandlik plitaning ostki polkasi qalinligi $h_f = 8,75 \text{ sm}$ dan kichik bo'lganligidan ko'ramizki, neytral o'q plitaning ostki polkasidan o'tadi. Beton cho'zilgan zonasining yuzasi:

$$A_{bt} = b_t x_t = 100 \cdot 7,8 = 780 \text{ cm}^2.$$

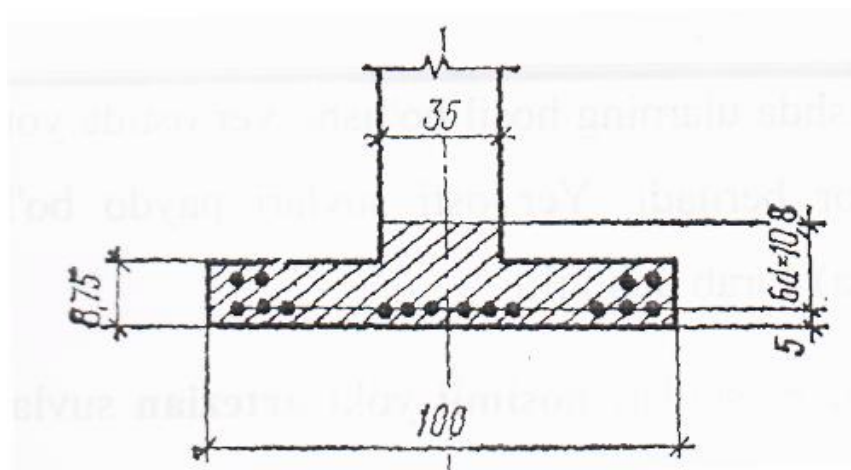
Ushbu yuzaning og'irlik markazi kesimning ostki qirrasidan $0,5x_t = 0,5 \cdot 7,8 = 3,9 \text{ sm}$ masofada joylashgan.

Ushbu sath betonidagi cho'zuvchi kuchlanishlar:

$$\sigma_{bt} = 0,5 \sigma_{bt}^{H,\Gamma} = 0,5 \cdot 1,15 = 0,58 \text{ MPa}.$$

Cho‘zuvchi kuchlanishlarning qiymati $0,4R_{bt,ser}$ dan katta bo‘lgan bo‘lgan zonaning chegarasini belgilaymiz:

$$h_p = \frac{x_t(\sigma_{bt}^{H,\Gamma} - 0,4R_{bt,ser})}{\sigma_{bt}^{H,\Gamma}} = \frac{7,8(1,15 - 0,4 \cdot 1,95)}{1,15} = 2,51 \text{ cm.}$$



4.12-rasm. O‘zaro ta’sir zonasining yuzasi (o‘lchamlar sm larda)

Ushbu zonada armatura bo‘lmaganligi uchun darzlar kesimning ichiga qarab rivojlanadi va armatura sterjenlarining ostki qatorigacha davom etadi. Demak, armaturalarning ostki qatori 12 Ø 18 A-IV ko‘rinishida va $A_{pt} = 30,54 \text{ sm}^2$ yuzasi bilan hisobda inobatga olinishi kerak.

Beton siqilishi so‘ndirilganidan so‘ng ostki qator zo‘riqtirilgan armaturasidagi kuchlanishlarning oshishi:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_{bt} A_{bt}}{A_{pt}} = \frac{0,58 \cdot 780}{30,54} = 14,81 \text{ MPa.}$$

4.12-rasm bo‘yicha o‘zaro ta’sir yuzasi:

$$A_r = 100 \cdot 8,75 + 35(5 + 10,8 - 8,75) = 1121,75 \text{ cm}^2$$

Diametri 18 mm bo‘lgan 16 dona yakka tartibda joylashgan sterjenlar uchun armaturalash radiusi ($\beta = 1$):

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta n d} = \frac{1121,75}{1 \cdot 16 \cdot 1,8} = 38,95 \text{ cm.}$$

Davriy profilli armatura uchun darzlarning ochilish koeffitsienti:

$$\psi = 1,5\sqrt{R_r} = 1,5\sqrt{38,95} = 9,36.$$

Darzlarning ochilish kengligi:

$$a_{cr} = \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} \psi = \frac{14,81}{2 \cdot 10^5} \cdot 9,36 = 0,0007 \text{ cm} < 0,02 \text{ cm}.$$

6. Qiya darzlarning ochilishini tekshirish. Tayanchdan 1,7 metr masofadagi kesimda oldindan zo'riqtirish kuchlanishlarining teng ta'sir etuvchisi:

$$N_0 = 348,05 \cdot 10^{-1} \cdot 40,72 + 386,82 \cdot 10^{-1} \cdot 5,09 = 1614,15 \text{ kH}.$$

Keltirilgan kesimning og'irlik markazi sathidagi normal kuchlanishlar:

$$\sigma_x = \frac{N_0}{A_{red}} = \frac{1614,15 \cdot 10}{4138,575} = 3,9 \text{ MPa}.$$

Keltirilgan kesimning og'irlik markazidan o'tgan o'q ustidagi kesim qismining shu o'qqa nisbatan statik momenti:

$$\begin{aligned} S_{red} &= (b'_f - b)h'_f \left(y_{red}^{B,\Gamma} - \frac{h'_f}{2} \right) + b \frac{(y_{red}^{B,\Gamma})^2}{2} + n_1 A_p (y_{red}^{B,\Gamma} - a'_p) = \\ &= (100 - 35)9,25 \left(39,27 - \frac{9,25}{2} \right) + 35 \frac{39,27^2}{2} + 7,5 \cdot 5,09(39,27 - 4) = 49164 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Tayanch ustidagi kesimda bo'lgani kabi ko'ndalang kuch $Q_n = 238,4 \text{ kN}$ mustahkamlik zahirasi qabul qilinadi.

Urinma kuchlanishlar qiymatini aniqlaymiz:

$$\tau = \frac{Q_n S_{red}}{I_{red} b} = \frac{238,4 \cdot 10^3 \cdot 49164}{28,4 \cdot 10^5 \cdot 35} = 117,91 \text{ H / cm}^2 = 1,18 \text{ MPa}.$$

Plitaning tayanchdan 1,7 metr uzoqlikda joylashgan kesimining balandligi 0,75 metr ga teng va u 1,7 metrdan kichik bo'lganligi uchun Oy tayanch reaksiyasidan ushbu kesim betonida hosil bo'ladigan normal kuchlanishlarning qiymati nolga tengdir.

Ushbu kesimdagi bosh cho‘zuvchi kuchlanishlarning qiymatini topamiz:

$$\sigma_{bmt} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{3,9}{2} - \sqrt{\left(\frac{3,9}{2}\right)^2 + 1,18^2} = -0,33 \text{ MPa}.$$

Bosh cho‘zuvchi kuchlanishlarning qiymati manfiy ishorali, demak bu erda faqat siquvchi kuchlanishlar yuzaga keladi.

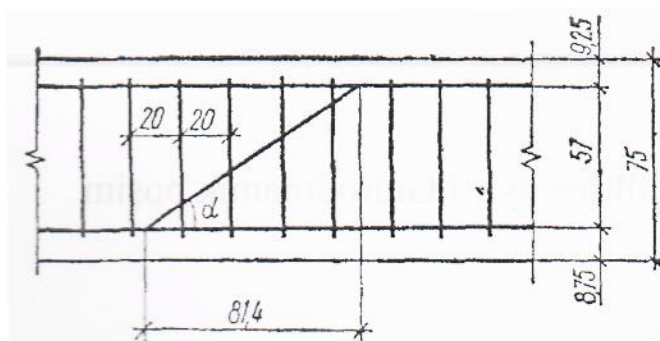
Oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiya uchun plita devorida hosil bo‘lishi mumkin bo‘lgan qiya darz $\alpha_w = 35^\circ$ burchak ostida bo‘ladi deb qabul qilinadi. Plita devorining balandligi $h_{CT} = 57$ sm bo‘lganda qiya darzning uzunligi

$$l_{cr} = \frac{h_{CT}}{\sin \alpha} = \frac{57}{\sin 35^\circ} = 99,38 \text{ cm}$$

qiya darzning element o‘qiga proeksiyasi uzunligi esa

$$c = \frac{h_{CT}}{\tg \alpha} = \frac{57}{\tg 35^\circ} = 81,4 \text{ cm}.$$

ga tengdir (4.13-rasmga qarang).



4.13-rasm. Hisobiy qiya darzning holati (o‘lchamlar sm larda)

Ko‘ndalang sterjenlarning (xomutlarning) qadami $u_w = 20$ cm ga teng qabul qilinganda darz ko‘ndalang sterjenlarning to‘rt tekisligini kesib o‘tadi. Bunda har bir tekislikda 3 dona diametri 10 mm li sterjenlar bor. Bir dona diametri 10 mm bo‘lgan sterjenning ko‘ndalang kesim yuzasi $0,785 \text{ sm}^2$ ga teng.

Plita devorining armaturalanish koefitsienti:

$$\mu = \frac{\sum A_{s\omega} \cos \alpha_{\omega}}{bl_{cr}} = \frac{4 \cdot 3 \cdot 0,785 \cdot \cos 35^{\circ}}{35 \cdot 99,38} = 0,0022.$$

Yuzaga kelishi mumkin bo'lgan qiya darzda joylashgan ko'ndalang armaturaning zo'riqishlar ta'sirida deformatsiyalanishini (podatlivost) hisobga oladigan koeffitsient:

$$\delta = \frac{1}{1 + \frac{0,5}{l_{cr}\mu}} = \frac{1}{1 + \frac{0,5}{99,38 \cdot 0,0022}} = 0,3 < 0,7.$$

Hisoblarga $\delta_{\min} = 0,7$ qiymatini kiritamiz. U holda plita devoridagi ko'ndalang armaturadagi cho'zilish kuchlanishlari:

$$\sigma_3 = \delta \frac{\sigma_{bmt}}{\mu} = 0,7 \frac{0,33}{0,0022} = 105 \text{ MPa}$$

ni tashkil etadi va ushbu kuchlanishlar qiymati ko'ndalang armatura sterjenlarining cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshiligidan kichikligi ko'rinib turibdi.

Bunda armaturalash radiusi quyidagi qiymatni tashkil etadi:

$$R_r = \frac{l_{cr} b}{\sum \beta_{\omega} n_{\omega} d_{\omega} \cos \alpha_{\omega}} = \frac{99,38 \cdot 35}{1 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 1 \cdot \cos 35^{\circ}} = 353,8.$$

Darzlarning ochilish koeffitsientini aniqlaymiz:

$$\psi = 1,5\sqrt{R_r} = 1,5\sqrt{353,8} = 28,2.$$

Qiya darzning ochilish kengligini aniqlaymiz:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi = \frac{105,0}{2 \cdot 10^5} \cdot 28,2 = 0,015 \text{ cm} < 0,02 \text{ cm}.$$

Shart bajarildi, ya'ni plita devori betonida hosil bo'lishi mumkin bo'lgan darzlarning ochilish kengligi darzning ruxsat berilgan ochilish kattaligidan kichikdir.

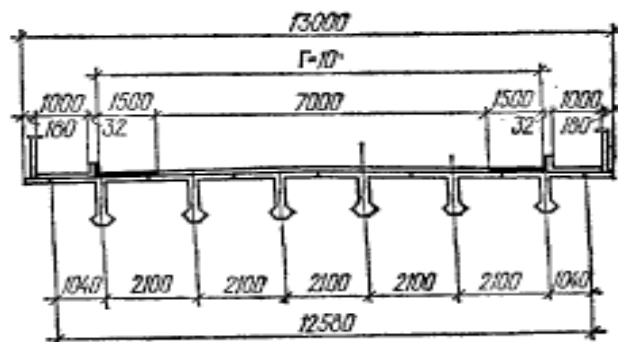
4.2. Avtoyo‘l temirbeton ko‘prikning qirqilgan qovurg‘ali diafragmasiz to‘sinli oraliq qurilmasini hisoblash

Boshlang‘ich ma‘lumotlar. Ko‘prik III – texnik toifali avtomobil yo‘lida loyihalanmoqda. QMQ II.D.5-72 ga binoan ko‘prikning gabariti G-10 (kengligi 3,5 metrdan bo‘lgan ikki harakat polosasi va 1,5 metrlik havfsizlik polosalari), trotuarlar kengligi 1,0 metrdan qabul qilinadi. Oraliq qurilmaning uzunligi 24 metr, stendda tayyorlangan olti dona diafragmasiz to‘sinlardan tashkil topadi (4.14 – rasm). To‘sinlar ko‘ndalang yo‘nalishda sirtmoq shaklida chiqarilgan armatura chiqiqlari vositasida monolit choklar orqali birlashtiriladi. Choklarning kengligi 30 sm ga teng va u to‘sinlar o‘qlari orasidagi qabul qilingan (2,1 metr) masofaga to‘g‘ri keladi.

Oraliq qurilmaning talab qilingan kengligini ta‘minlash uchun chetki to‘sinlar tashqi tokchalari betonlanib ularning uzunligi 21 sm ga uzaytiriladi. Trotuarlar to‘sinlar plitalari ustiga joylashtiriladi. Ular qatnov qismidan balandligi 0,75 metr bo‘lgan barer to‘sig‘i bilan, tashqaridan esa maxsus yig‘ma temirbeton burchakli elementga mahkamlangan panjara to‘sig‘i bilan ajratiladi.

Yig‘ma to‘sinlar betonining sinfi V40, oldindan zo‘riqtirilgan armaturasi diametri 5 mm li silliq, mustahkamligi yuqori bo‘lgan, V-II sinfli po‘latdan tayyorlangan simlardan tuzilgan tutamlardan, oddiy armaturasi esa A-II sinfli sterjenlardan iborat.

Qatnov qismining $i = 0,02\%$ ga teng bo‘lgan ko‘ndalang qiyaligi bosh to‘sinlarni balandligi har-hil bo‘lgan ferma osti plitalari (podfermennые плиты) ustiga joylashtirilishi hisobiga ta‘minlanadi.



4.14-rasm. Oraliq qurilmaning ko'ndalang kesimi

Diafragmasiz oraliq qurilmaning aniq hisobi kompyuter dasturlarini qo'llash talab etadigan, qurilish mexanikasining murakkab fazoviy masalasini echish bilan bog'liq bo'lgan masaladir. Ushbu oraliq qurilmani aniq hisoblash bilan birga uning tahminiy, ya'ni aniq hisobga ancha yaqin bo'lgan hisoblarni ham amalga oshirishimiz mumkin. Bunda oraliq qurilma ko'ndalang va bo'ylama yo'nalishlarda alohida-alohida hisoblanadi. Keyingi hisoblarda, birinchi navbatda, ko'ndalang yo'nalishda bosh to'sinlarning plitasi hisoblanadi, so'ngra esa bosh to'sinlarning qovurg'asi hisobi amalga oshiriladi.

Oraliq qurilma plitasining hisobi

Plita kesimlaridagi ichki zo'riqishlarni aniqlash. Oraliq qurilma plitasini oraliq qurilmaga ko'ndalang joylashgan ko'p oraliqli qirqilmagan, elastik tayanchlarga (to'sin qovurg'alariga) tayangan to'sin sifatida ko'rib chiqamiz. Ushbu to'sinnning oraliqlarida va tayanchlarida hosil bo'ladigan eguvchi momentlarni bir oraliqli, statik aniq bo'lgan to'sin kesimlarida hosil bo'ladigan eguvchi moment M_0 qiymatlarini to'g'rilovchi koeffitsientlar yordamida aniqlaymiz. Ushbu to'g'rilovchi koeffitsientlar plitaning to'sin qovurg'alariga qistirilgan ravishda mahkamlanganligi va to'sin qovurg'alarining yuk ostida ma'lum bir miqdorda pastga qarab

deformatsiyalanishi (podatlivost) tufayli eguvchi moment qiymatlarining kamayishini hisobga oladi (4.2 - jadvalga qarang).

Ushbu jadvalda qabul qilingan belgilar: M_0 – bir oraliqli, statik aniq to‘sin oralig‘ining o‘rtasida hosil bo‘ladigan eguvchi moment;

$$n_1 = 0,001 \frac{D l_p^3}{G_\sigma I_\kappa};$$

bu erda: D – plitaning silindrik bikirligi;

$$D = \frac{E_\sigma h_f^3}{12(1 - \nu^2)};$$

4.2-jadval

Qirilmagan plitalarning hisobi uchun to‘g‘rilovchi koeffitsientlar

Plitaning statik sxemasi	Hisobiy kesim	n_1 qiymatlariga ko‘ra hisobiy moment qiymati		
		$n_1 < 30$	$n_1 = 30 \dots 100$	$n_1 > 100$
Ko‘p oraliqli qirilmagan plitalar uchun	Eng chetki qovurg‘alar yonida	-0,8 M_0	-0,65 M_0	-0,5 M_0
	Plita oralig‘i o‘rtasida	+0,5 M_0	+0,6 M_0	+0,7 M_0
		-0,25 M_0	-0,25 M_0	-0,25 M_0
	O‘rtadagi qovurg‘alar yonida	-0,8 M_0	-0,8 M_0	-0,8 M_0
		+0,25 M_0	+0,25 M_0	+0,25 M_0
Bir oraliqli plitalar uchun	Qovurg‘alar yonida	-0,8 M_0	-0,65 M_0	-0,5 M_0
	Plita oralig‘i o‘rtasida	+0,5 M_0	+0,6 M_0	+0,7 M_0

Bu yerda h_f – plitaning qalinligi; l_r – plitaning hisobiy oralig‘i; I_k – to‘sinning buralishga bo‘lgan inersiya momenti; E_b – betonning boshlang‘ich elastiklik moduli;

G_b – betonning siljishga bo‘lgan elastiklik moduli;

$$G_o = 0,42 E_o;$$

ν - Puasson koeffitsienti;¹ Beton uchun $\nu = 0,2$.

Ko‘p oraliqli plita kesimlaridagi ko‘ndalang kuch bir oraliqli to‘sin kesimidagi ko‘ndalang kuch kabi aniqlanadi, ya’ni bu erda plitaning qirqilmaganligi hisobga olinmaydi.

Doimiy yuklarni aniqlash.

Oraliq qurilma ustiga yotqiziladigan yo‘l qoplamasining konstruksiyasi 2.23-rasmda keltirilgan. Ushbu qoplama to‘g‘ridan-to‘g‘ri bosh to‘sin plitasi ustiga yotqiziladi. Qoplama qatlamlaridan plitaning 1 m² ga tushadigan normativ va hisobiy doimiy yuklarning qiymatlari 4. 3-jadvalda keltirilgan.



4.15-rasm. Yo‘l qoplamasining konstruksiyasi:

1-asfaltobeton $\delta=7$ sm; $\gamma = 2,3$ t/m³; 3 – armaturalangan betondan himoya qatlami $\delta=4$ sm; $\gamma = 2,5$ t/m³; 4 – gidroizolyasiya $\delta=1$ sm; $\gamma = 1,5$ t/m³; 5 – sementli tekislovchi qatlam $\delta=3$ sm; $\gamma = 2,1$ t/m³;

4.3-jadval

Plitaning 1 m² ga to‘g‘ri keladigan doimiy yuk

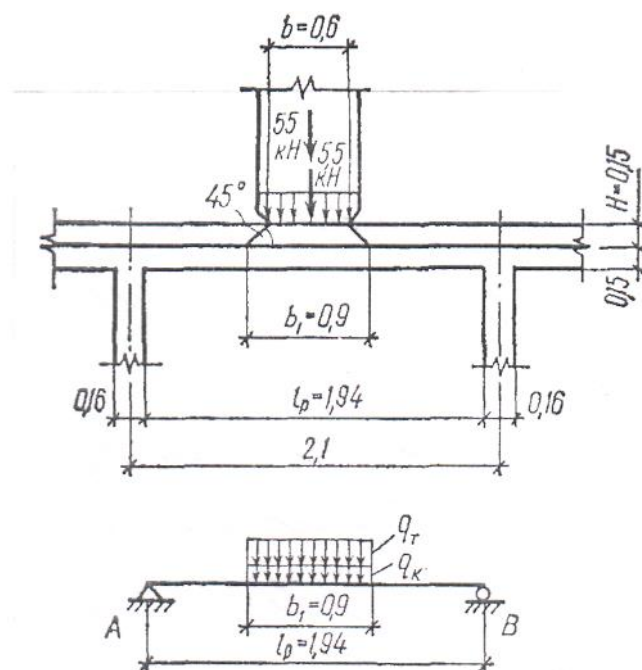
Yuk turi	Normativ yuk, kPa	Yuk bo‘yicha ishonchlilik koeffitsienti	Hisobiy yuk, kPa
Asfaltobeton (qalinligi $\delta=7$ sm; hajmiy og‘irligi $\gamma=2,3$ t/m ³)	$0,07 \cdot 2,3 \cdot 10=1,61$	1,5	2,42
Armaturalangan betondan himoya qatlami (qalinligi $\delta=4$ sm; hajmiy og‘irligi $\gamma=2,5$ t/m ³)	$0,04 \cdot 2,5 \cdot 10=1,0$	1,3	1,3

Gidroizolyasiya (qalinligi $\delta=1\text{sm}$; hajmiy og'irligi $\gamma=1,5\text{ t/m}^3$)	$0,01 \cdot 1,5 \cdot 10=0,15$	1,3	0,2
Tekislovchi qatlam (qalinligi $\delta=3\text{sm}$; hajmiy og'irligi $\gamma=2,1\text{ t/m}^3$)	$0,03 \cdot 2,1 \cdot 10=0,63$	1,3	0,82
Temirbeton plita (qalinligi $\delta=15\text{sm}$; hajmiy og'irligi $\gamma=2,5\text{ t/m}^3$)	$0,15 \cdot 2,5 \cdot 10=3,75$	1,1	4,13
Jami	$g_n=7,2$		$g=8,9$

Vaqtinchalik yuklarni aniqlash

Plita vaqtinchalik yuklar A-14 va NK-800 ga hisoblanadi. Plitaning hisobiy oralig'ini uzunligi to'sinning ikki qovurg'asi orasidagi masofaga teng qabul qilinadi (4.16-rasm). Vaqtinchalik yuklar bilan quyidagi yuklanishlarni ko'rib chiqamiz.

Plita oralig'ida A-11 yukining bir koleyasi joylashadi (4.16-rasm).



4.16-rasm. Eguvchi momentning maksimal qiymatini aniqlash uchun plitani A-11 yukining bir koleyasi bilan yuklash (o'lchamlar metrda)

Polosali yukning jadalligi $q_{pol}=14\text{ kN/m}$ bo'lganda koleyalar uzunligi bo'yicha tekis taralgan yukning qiymati

$$q_{\text{кол}} = \frac{11}{2} \kappa H / \text{м};$$

Koleyaning kengligi $b = 0,6$ metr bo'lganda va tushayotgan yuk qalinligi $H = 0,15$ metr bo'lgan yo'l qoplamasida 45° burchak ostida tarqalganda plita oralig'ining uzunligi bo'yicha tarqalish maydonchasining kengligi:

$$b_1 = b + 2H = 0,6 + 2 \cdot 0,15 = 0,9 \text{ м}.$$

Ushbu yukning 1 м^2 ga tushayotgan jadalligi

$$q = \frac{q_{\text{кол}}}{b_1} = \frac{11}{2 \cdot 0,9} = 6,11 \kappa \text{Па};$$

Aravachaning bir g'ildiragidan tushayotgan bosim koleya kengligining $0,2$ metr uzunligida ta'sir etayapti. Plita oralig'iga ko'ndalang yo'nalishda yuk taqsimlanishi maydonining kengligi quyidagicha qabul qilinadi:

$$a_1 = a + 2H + \frac{l_p}{3} = 0,2 + 2 \cdot 0,15 + \frac{1,94}{3} = 1,15 \text{ м}$$

lekin ushbu kattalik

$$\frac{2}{3} l_p = \frac{2}{3} 1,94 = 1,29 \text{ м}$$

dan katta bo'lishi kerak emas.

$$a_1 = 1,29 \text{ м}$$

deb qabul qilamiz. Aravachaning o'qiga tushayotgan bosim 110 кН bo'lganda bir g'ildirakdan tushayotgan yukning jadalligi $47,37 \text{ кПа}$ bo'lishi pastda ko'rsatilgan, ya'ni

$$P_{AT} = 110 \kappa H$$

$$q_T = \frac{P_{AT}}{2a_1 b_1} = \frac{110}{2 \cdot 1,29 \cdot 0,9} = 47,37 \kappa \text{Па}.$$

Yuklanish uzunligi $\lambda = l_p = 1,94$ metr bo'lganda dinamik koeffitsient $1 + \mu$ quyidagi qiymatga ega bo'ladi

$$1 + \mu = 1 + \frac{45 - \lambda}{135} = 1 + \frac{45 - 1,94}{135} = 1,32;$$

Plitaning kengligi 1 metr bo'lgan pososasi uchun plita oralig'ining o'rtasidagi eguvchi moment

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{gl_p^2}{8} + (1 + \mu) \times (\gamma_{fA}q_k + \gamma_{fAT}q_T)b_1 \frac{l_p - 0,5b_1}{4} = \\ &= \frac{8,9 \cdot 1,94^2}{8} + 1,32(1,2 \cdot 6,11 + 1,5 \cdot 47,37)0,9 \frac{1,94 - 0,5 \cdot 0,9}{4} = \\ &= 4,19 + 34,95 = 39,14 \kappa H \cdot m \\ M_{0n} &= \frac{g_n l_p^2}{8} + (q_k + q_T)b_1 \frac{l_p - 0,5b_1}{4} = \frac{7,2 \cdot 1,94^2}{8} + (6,11 + 47,37) \times \\ &\times 0,9 \frac{1,94 - 0,5 \cdot 0,9}{4} = 3,39 + 17,93 = 21,32 \kappa H \cdot m \end{aligned}$$

ga teng bo'ladi. Bu yerda $\gamma_{fA} = 1,2$ – polosali yuk uchun ishonchlilik koeffitsienti; $\gamma_{fAt} = 1,5$ – aravacha yuki uchun ko'prikning qatnov qismi elementlarini hisoblashda inobatga olinadigan ishonchlilik koeffitsienti.

Plita oralig'ida A-11 yukining ikki polosasidan bir-biriga maksimal darajada yaqinlashtirilgan ikki koleyasi joylashadi (2.24-rasm). Ikki koleyadan (g'ildirakdan) tushayotgan bosimning tarqalish umumiy maydonchasi kengligini $b_2 = c + b_1 = 1,1 + 0,9 = 2,0$ metr deb qabul qilamiz (ushbu kattalik plita oralig'i uzunligi $l_p = 1,94$ metrdan katta).

Tekis taralgan polosali yukning jadalligi

$$q_k = \frac{q_{nol}}{b_2} = \frac{11}{2} = 5,5 \kappa \Pi a;$$

Aravachadan tushayotgan yukning jadalligi

$$q_T = \frac{P_{AT}}{a_1 b_2} = \frac{110}{2 \cdot 1.29} = 42,64 \text{ kPa};$$

Kengligi 1 metr bo'lgan plita polosasi oralig'ining o'rtasidagi eguvchi momentning hisobiy qiymati

$$M_0 = \frac{8,9 \cdot 1,94^2}{8} + 1,32(1,2 \cdot 5,5 + 1,5 \cdot 42,64) \frac{1,94^2}{8} = 4,19 + 44,15 = 48,34 \text{ kH} \cdot \text{m}$$

Kengligi 1 metr bo'lgan plita polosasi oralig'ining o'rtasidagi eguvchi momentning normativ qiymati

$$M_{0n} = \frac{7,2 \cdot 1,94^2}{8} + (5,5 + 42,64) \frac{1,94^2}{8} = 3,39 + 22,65 = 26,04 \text{ kH} \cdot \text{m}$$

Ko'ndalang kuchni aniqlashda, tayanch yaqinidagi kesimda, plita oralig'iga ko'ndalang yo'nalishda ushbu kuchning tarqalish maydonchasining kengligini hisobga olamiz, ya'ni $a_0 = a + 2H$, lekin

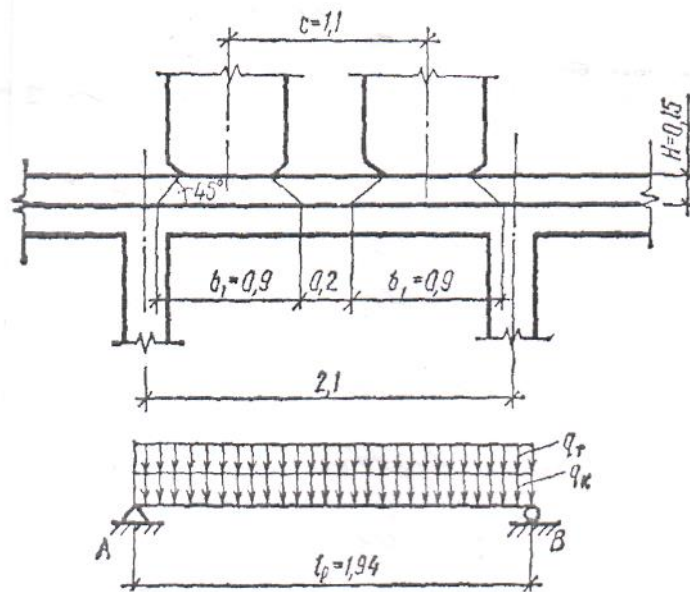
bu kattalik $\frac{l_p}{3}$ dan kichik bo'lishi kerak emas.

$$a_{0II} = 0,2 + 2 \cdot 0,15 = 0,5 \text{ m} < \frac{l_p}{3} = \frac{1,94}{3} = 0,64 \text{ m}$$

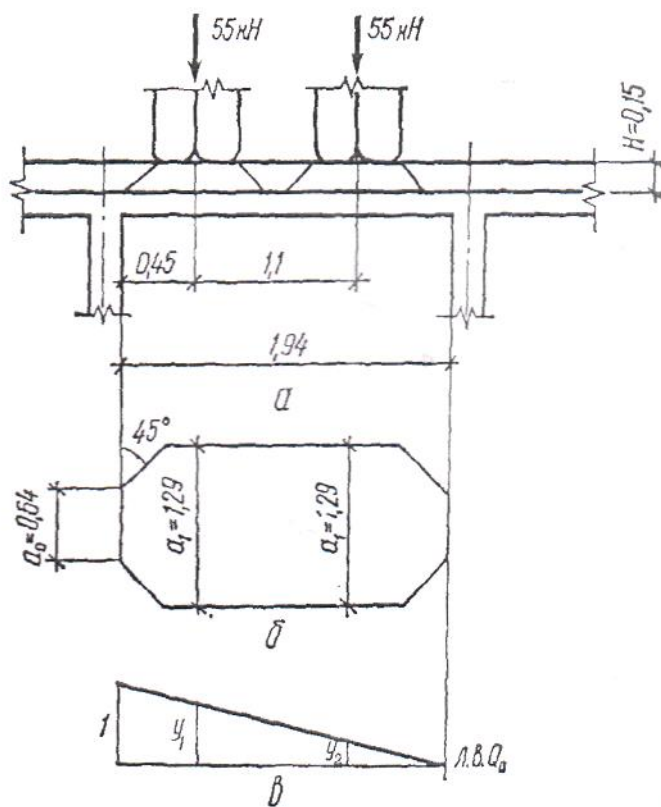
$a_0 = 0,64$ metr deb qabul qilamiz. 2.25-rasmdan ko'rinib turibdiki, har ikki koleyaning o'qlari (ya'ni har ikki aravachaning har ikki g'ildiragi o'qlari) tarqalish kengligi 1,29 metr bo'lgan uchastkalarga tushayapti. U holda yuk ostidagi ta'sir chiziqlarining ordinatalari (4.17-rasmga qarang):

$$y_1 = \frac{1(l_p - 0,45)}{l_p} = \frac{1(1,94 - 0,45)}{1,94} = 0,77;$$

$$y_2 = \frac{1(l_p - 0,45 - 1,1)}{l_p} = \frac{1(1,94 - 0,45 - 1,1)}{1,94} = 0,2$$



4.17-rasm. Maksimal eguvchi momentni aniqlash uchun plitani A-11 yukining ikki koleyasi (ikki g'ildiragi) bilan yuklash (o'lchamlar metrlarda)



4.18-rasm. A-11 yukidan plitadagi ko'ndalang kuchni aniqlash uchun sxemalar (o'lchamlar metrlarda)

Tayanch yaqinidagi hisobiy ko'ndalang kuchning qiymati:

$$\begin{aligned}
Q_0 &= \frac{gl_p}{2} + (1 + \mu)(\gamma_{fA} \frac{q_{no\lambda}}{2} \sum_{i=1}^2 y_i + \gamma_{fAT} \frac{P_{OCH}}{2} \sum_{i=1}^2 \frac{y_i}{a_i}) = \\
&= \frac{8,94 \cdot 1,94}{2} + 1,32 \left[1,2 \frac{11}{2} (0,77 + 0,2) + 1,5 \frac{110}{2} \cdot \frac{0,77 + 0,2}{1,29} \right] = \\
&= 8,63 + 91,02 = 99,65 \text{ kH}
\end{aligned}$$

Plita oralig'ida NK-800 yukining bir g'ildiragi joylashadi (4.19-rasm). Ushbu yuk g'ildiragining kengligi $b = 0,8$ metr bo'lganda va uning bosimi qalinligi $N=0,15$ metr bo'lgan yo'l qoplamasi qalinligi bo'yicha 45^0 burchak ostida tarqalganda g'ildirak yukining plita yuzasiga bo'lgan ta'sirining kengligi

$$b_s = b + 2H = 0,8 + 2 \cdot 0,15 = 0,11 \text{ m}$$

Harakat yo'nalishi bo'yicha yukning tarqalish maydonchasining kengligi A-14 aravachasi yukining tarqalish maydonchasi kengligi

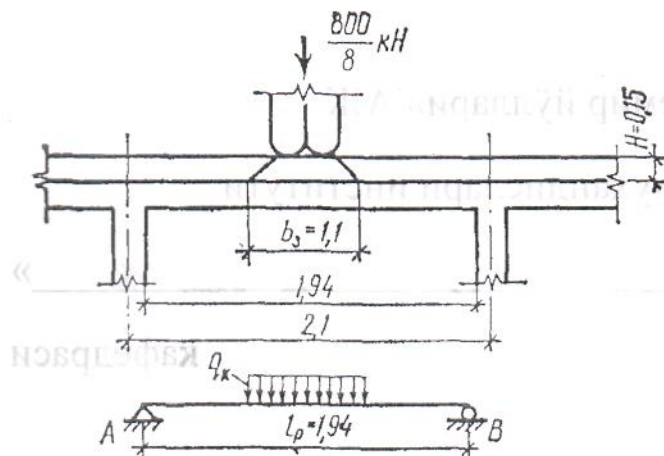
$a_1 = 1,15 \text{ m}$ bilan mos tushadi va ushbu kattalik $\frac{2}{3} l_p = 1,29 \text{ m}$ ga teng qabul qilinishi mumkin, lekin g'ildiraklar orasidagi masofa 1,2 metrdan katta bo'lishi mumkin emas.

Shundan kelib chiqib $a_1 = 1,2$ metr deb qabul qilamiz va yukning 1 m^2 ga tushayotgan jadalligini topamiz:

$$q_K = \frac{P_{HK \cdot 800}}{a_1 b_3} = \frac{800}{8 \cdot 1,2 \cdot 1,1} = 75,8 \text{ kPa}$$

NK-800 uchun yuklanish uzunligi $\lambda = 1,1$ metr (1 metrdan ortiq va 5 metrdan kichik) bo'lganda dinamik koeffitsient $1+\mu$ quyidagi qiymatga ega bo'ladi:

$$1 + \mu = 1,3 - \frac{1,3 - 1,1}{4} (\lambda - 1) = 1,3 - \frac{0,2}{4} 0,1 = 1,295$$



4.19-rasm. Eguvchi momentni aniqlash uchun plitani NK-800 yuki bilan yuklanishi (o'lchamlar metrlda)

Plita oralig'ining o'rtasidagi eguvchi momentning qiymati

$$M_0 = \frac{8,9 \cdot 1,94^2}{8} + 1,295 \cdot 75,8 \cdot 1,1 \frac{1,94 - 0,5 \cdot 1,1}{4} =$$

$$= 4,19 + 37,52 = 41,71 \kappa H \cdot m$$

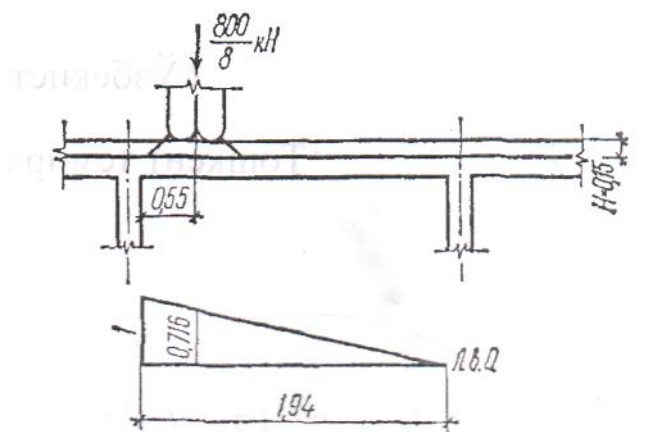
Tayanch yaqinidagi ko'ndalang kuch (4.20 – rasmga qarang)

$$Q_0 = \frac{8,9 \cdot 1,94}{2} + 1,295 \frac{800}{8 \cdot 1,2} 0,716 = 8,63 + 77,27 = 85,9 \kappa H,$$

Bu erda 0,716 — tayanch yaqinidagi ko'ndalang kuch ta'sir chizig'ining NK-800 g'ildiragi ostidagi ordinatasi.

Bir oraliqli plitani mustahkamlikka hisoblashda yuqorida aniqlangan zo'riqishlarning eng katta miqdorlarini qabul qilamiz, ya'ni plitani A-14 yukining bir-biriga yaqinlashtirilgan ikki koleyasi bilan yuklashda va aravachalarning g'ildiraklari bilan yuklashda hosil bo'lgan zo'riqishlarni qabul qilamiz:

$$M_0 = 48,34 \kappa H \cdot m; \quad Q_0 = 99,65 \kappa H.$$



4.20-rasm. Plitada NK-800 yukidan hosil bo'lgan ko'ndalang kuchni aniqlash sxemalari (o'lchamlar metrlarda)

Darzbardoshlikka bo'lgan hisoblarda A-14 yuki ta'siridan hosil bo'ladigan zo'riqishlarning normativ qiymatidan foydalanamiz

$$M_{0II} = 26,04 \kappa H \cdot m$$

Qirilmagan plitaning kesimlarida hosil bo'ladigan eguvchi moment qiymatlarini 4.3-jadvalda keltirilgan koeffitsientlardan foydalanib aniqlaymiz. Buning uchun bosh to'sinlar kesimini to'g'ri to'rtburchak shakliga keltirib olamiz (4.21-rasm).

Yuqori plitaning keltirilgan qalinligi

$$h'_f = \frac{210 \cdot 15 + 0,5 \cdot 30 \cdot 16 + (60^2 - \pi \cdot 30^2)}{210} = 18 \text{ cm};$$

Ostki plitaning kengligi 60 sm bo'lganda uning keltirilgan qalinligi

$$h_f = \frac{60 \cdot 15 + 23 \cdot 16 \cdot 0,5 + 23 \cdot 23}{60} = 26,8 \text{ cm}.$$

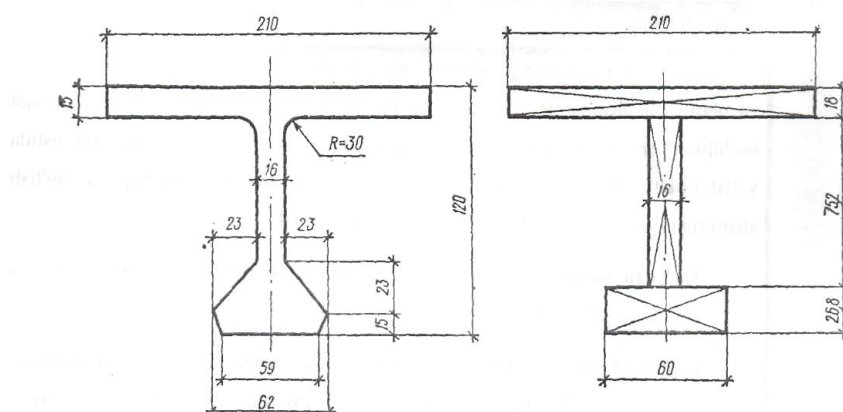
To'sin kesimining buralishga bo'lgan inersiya momenti

$$I_k = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 \left(\frac{b_i}{\delta_i} - 0,63 \right) \delta_i^4$$

Bu erda b_i va δ_i - ko'ndalang kesim tarkibiga kiruvchi i sonli to'g'ri to'rtburchakning uzunligi va kengligi;

$$I_k = \frac{1}{3} \left[\left(\frac{210}{18} - 0,63 \right) 18^4 + \left(\frac{75,2}{16} - 0,63 \right) 16^4 + \left(\frac{60}{26,8} - 0,63 \right) 26,8^4 \right] =$$

$$= 7,5 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 = 7,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$



4.21-rasm. To'sinning haqiqiy va keltirilgan ko'ndalang kesimlari (o'lchamlar sm larda)

Plitaning silindrsimon bikirligi

$$D = \frac{E_b h_f^3}{12(1 - \nu^2)} = \frac{E_b 18^3}{12(1 - 0,2^2)} = 506,25 E_b$$

$$n_1 = 0,001 \frac{D l_p^2}{G_b l_k} = 0,001 \frac{506,25 E_b 194^3}{0,42 E_b 7,5 \cdot 10^5} = 11,7$$

$$n_1 = 11,7 < 30$$

$$M_{OI} = -0,8 M_0$$

$$M_{OI} = +0,25 M_0$$

$$M_{IP} = +0,5 M_0$$

$$M_{IP} = -0,25 M_0$$

Qirilmagan plitaga ta'sir etayotgan zo'riqishlarning oxirgi qiymatlari:

Oraliq o'rtasidagi eguvchi momentlarning qiymatlari:

$$M_{\Pi P} = +0,5 \cdot 48,34 = +24,17 \kappa H \cdot m$$

$$M_{\Pi P} = -0,25 \cdot 48,34 = -12,08 \kappa H \cdot m$$

$$M_{\Pi P, n} = +0,5 \cdot 26,04 = +13,02 \kappa H \cdot m$$

$$M_{\Pi P, n} = -0,25 \cdot 26,04 = -6,51 \kappa H \cdot m$$

Tayanchlardagi (ya'ni to'sin qovurg'alari ustidagi) eguvchi momentlarning qiymatlari:

$$M_{OI} = -0,8 \cdot 48,34 = -38,67 \kappa H \cdot m;$$

$$M_{OI} = +0,25 \cdot 48,34 = +12,08 \kappa H \cdot m;$$

$$M_{OI, n} = -0,8 \cdot 26,04 = -20,83 \kappa H \cdot m;$$

$$M_{OI, n} = +0,25 \cdot 26,04 = +6,51 \kappa H \cdot m;$$

Tayanchlardagi (ya'ni to'sin qovurg'alari yonidagi) ko'ndalang kuchlar

$$Q = Q_0 = 99,65 \kappa H$$

Plitani ekspluatatsiya bosqichida eguvchi moment bo'yicha mustahkamlikka hisoblash. Plita uchun V40 sinfli beton qo'llanilgan, ushbu betonning siqilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi $R_b=20$ MPa, normativ qarshiligi $R_{bn}=29$ MPa. Armatura sifatida A-II qabul qilingan, uning hisobiy qarshiligi $R_s = 270$ MPa normativ qarshiligi $R_{sn} = 300$ MPa. Plitaning qalinligi $h_f = 15$ sm va armaturaning diametri 12 mm bo'lganda uning ishchi balandligi $h_d = 15 - 2 - \frac{1,2}{2} = 12,4$ sm.

Kesimdagi ichki kuchlar juftligining elkasini taxminan $z \approx 0,875h_d$ ga teng qabul qilamiz. Hisob-kitobni kengligi $b = 100$ sm bo'lgan kesim uchun amalga oshiramiz.

Aniqlangan eguvchi momentlarning qiymatiga binoan ushbu momentlarni o'ziga qabul qiladigan armaturaning talab etilgan soni quyidagilarni tashkil etadi:

plitaning oralig'ida uning ostki zonasida

$$(M = +24,17 \kappa H \cdot m)$$

$$A_s = \frac{M}{0,875 h_d R_s} = \frac{24,17 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 12,4 \cdot 270 \cdot 10^2} = 8,25 \text{ cm}^2;$$

plitaning oralig'ida uning ustki zonasida

$$(M = -12,08 \kappa H \cdot m)$$

$$A_s = \frac{-12,08 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 12,4 \cdot 270 \cdot 10^2} = 4,13 \text{ cm}^2;$$

plitaning tayanchida uning ustki zonasida

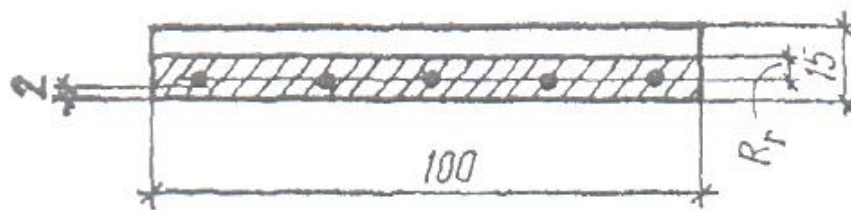
$$(M = -38,67 \kappa H \cdot m)$$

$$A_s = \frac{38,67 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 12,4 \cdot 270 \cdot 10^2} = 13,2 \text{ cm}^2$$

plitaning tayanchida uning ostki zonasida (plita oralig'i uchun armatura tanlashga qarang)

$$(M = -12,08 \kappa H \cdot m)$$

$$A_s = \frac{12,08 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 12,4 \cdot 270 \cdot 10^2} = 4,13 \text{ cm}^2$$



4.22 - rasm. O'zaro ta'sir zonasi (o'lchamlar sm larda)

Ikki taraflama armaturalashni qabul qilamiz: plitaning ostki zonasida diametri 12 mm, har bir metrga umumiy yuzasi $A_s = 9,04 \text{ sm}^2 / \text{metr} > 8,25 \text{ sm}^2 / \text{metr}$ bo'lgan armaturani 125 mm qadamda, plitaning ustki zonasida diametri 12 mm, har bir metrga umumiy yuzasi

$A_s=13,31 \text{ sm}^2 / \text{metr} > 13,2 \text{ sm}^2 / \text{metr}$ bo'lgan armaturani 85 mm qadamda joylashtiramiz.

Qabul qilingan armaturalashni musbat eguvchi momentni qabul qilish bo'yicha tekshirish ($A_s=9,04 \text{ sm}^2$).

Ostki armaturadagi kuchlanishni topamiz:

$$\begin{aligned}\sigma_a &= 15,5 \sqrt{\frac{R_{bn} b h_d}{A_s}} = 15,5 \sqrt{\frac{29 \cdot 100 \cdot 12,4}{9,04}} = \\ &= 977,5 \text{ MPa} > R_{sn} = 300 \text{ MPa}.\end{aligned}$$

Demak, birinchi hisobiy holat kuzatilayapti, chunki armaturaning hisobiy qarshiligi $\sigma_s = R_s = 270 \text{ MPa}$ ga teng.

Egilishga ishlayotgan plitada siqilgan zonaning balandligi

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{270 \cdot 9,04}{20 \cdot 100} = 1,22 < 0,7 h_d = 8,68 \text{ cm}$$

Plita kesimining yuk ko'tarish qobiliyati:

$$\begin{aligned}M_{nped} &= R_b b x (h_d - 0,5x) = 20 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 1,22 (12,4 - 0,5 \cdot 1,22) = \\ &= 28,7 \cdot 10^5 \text{ H} \cdot \text{cm} = 28,7 \text{ kH} \cdot \text{m} > M = 24,17 \text{ kH} \cdot \text{m}.\end{aligned}$$

Qabul qilingan armaturalashni manfiy eguvchi momentni qabul qilish bo'yicha tekshirish ($A_s=13,31 \text{ sm}^2$).

Ustki armaturadagi kuchlanishni topamiz:

$$\sigma_a = 15,5 \sqrt{\frac{29 \cdot 100 \cdot 12,4}{13,31}} = 805,6 \text{ MPa} > R_{sn} = 300 \text{ MPa}$$

Bu erda ham birinchi hisobiy holat kuzatilayapti, ya'ni $\sigma_s = R_s$.

Egilishga ishlayotgan plitada siqilgan zonaning balandligi

$$x = \frac{270 \cdot 13,31}{20 \cdot 100} = 1,8 \text{ cm} < 0,7 h_d$$

Plita kesimining yuk ko'tarish qobiliyati

$$M_{nped} = 20 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 1,8(12,4 - 0,5 \cdot 1,8)10^{-5} = \\ = 41,4 \cdot \kappa H \cdot m \succ 38,67 \kappa H \cdot m.$$

Plitaga ko'ndalang kuch ta'sir etganda uni mustahkamlikka hisoblash.

Avval, albatta tekshirilishi kerak bo'lgan shart bajarilishini ko'rib chiqamiz.

$$Q \leq 0,3R_b b h_d = 0,3 \cdot 17,5 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 12,4 = 651 \cdot 10^3 H; \\ Q_{\max} = 99,65 \kappa H \prec 651 \kappa H.$$

Bu erda $R_b = 17,5$ MPa V 40 beton sinfi uchun emas, balki normalar ko'rsatmasiga binoan V 35 sinfli beton uchun qabul qilingan.

Kesuvchi kuch Q bo'yicha kesimning yuk ko'tarish qobiliyatini tekshiramiz:

$$Q \leq 0,75R_{bt} b h_d = 0,75 \cdot 1,27 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 12,4 = 118,11 \cdot 10^3 H; \\ Q_{\max} = 99,65 \kappa H \prec 118,11 \kappa H.$$

Demak, qalinligi 15 sm bo'lganda, plita, hisobiy kesimga ta'sir etayotgan ko'ndalang kuchni ko'ndalang armaturalashsiz ham qabul qila oladi.

Plitani darzbardoshlikka hisoblash. Oraliq qurilmaning bosh to'sinlari sterjenli oldindan zo'riqtiriladigan armatura bilan armaturalangani uchun ushbu elementlarning darzbardoshligi III b kategoriyaga tegishlidir va ular uchun darzlarning ochilish kattaligi 0,02 sm atrofida bo'lishiga ruxsat beriladi.

Armaturaning diametri 12 mm bo'lganda uning o'zaro ta'sir radiusi

$$r = 6d = 6 \cdot 1,2 = 7,2 \text{ cm}$$

O'zaro ta'sir zonasining yuzasi A_r kesimning tashqi konturi va o'zaro ta'sir radiusi bilan chegaralangan (4.22-rasm):

$$A_r = 100 \left(2 + \frac{1,2}{2} + 7,2 \right) = 1180 \text{ cm}^2$$

Plitaning oralig'ida sterjenli armaturaning qadami 125 mm bo'lganda 1 metr kenglikda joylashgan sterjenlarning soni $n = 1000 \text{ mm} / 125 \text{ mm} = 8$ dona.

Armaturalash radiusi

$$R_r = \frac{A_r}{\beta n d} = \frac{1180}{1 \cdot 8 \cdot 1,2} = 122,9 \text{ cm}$$

Davriy profilli sterjenli armatura uchun koeffitsientning qiymatini topamiz:

$$\psi = 1,5\sqrt{R_r} = 1,5\sqrt{122,9} = 16,63$$

Armaturadagi kuchlanishning qiymatini topamiz:

$$\sigma_s = \frac{M_{np.n}}{A_s z} = \frac{13,02 \cdot 10^5}{9,04(12,4 - \frac{1,22}{2})} = 12215,99 \text{ H / cm}^2 = 122,16 \text{ MPa}$$

Ichki kuchlar juftligi elkasi z ning qiymati mustahkamlikka bo'lgan hisoblardan aniqlanadi:

$$z = h_0 - 0,5x$$

Darzlarning ochilish kengligini topamiz:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E} \psi = \frac{122,16}{2,1 \cdot 10^5} 16,63 = 0,01 \text{ cm} < 0,02 \text{ cm}$$

Plitaning tayanchida (ya'ni qovurg'alar ustida) sterjenli armaturaning qadami 85 mm bo'lganda 1 metr kenglikda joylashgan sterjenlarning soni n :

$$n = \frac{1000}{85} = 11,76 \text{ dona.}$$

Armaturalash radiusi

$$R_r = \frac{1180}{1 \cdot 11,76 \cdot 1,2} = 83,7 \text{ sm.}$$

Koeffitsientni aniqlaymiz

$$\psi = 1,5\sqrt{83,7} = 13,71$$

Armaturada kuchlanishlarning qiymatini aniqlaymiz:

$$\sigma_s = \frac{20,83 \cdot 10^5}{13,31(12,4 - 0,5 \cdot 1,8)} = 13608,6 H / cm^2 = 136,09 MPa.$$

Darzlarning ochilish kengligini topamiz:

$$a_{cr} = \frac{136,09}{2,1 \cdot 10^5} 13,71 = 0,009 cm < 0,02 cm.$$

Demak, plitaning darzbardoshligi ta'minlanadi.

Oraliq qurilma bosh to'sinini hisoblash

Ichki zo'riqlashlarni aniqlash. Qatnov qismining yo'l qoplamasining konstruksiyasi g'ovak plitalardan tashkil topgan oraliq qurilma hisobi misolidagi kabi qabul qilingan.

Doimiy yuklar. Trotuarlarning qoplamasi qalinligi 2 sm bo'lgan quyma asfaltdan iborat, yo'l qoplamasining boshqa qatlamlari qatnov qismidagi kabi qabul qilingan. Trotuarlar panjara to'sig'ining, qatnov qismining bar'er to'sig'ining va bosh to'sinning 1 metr og'irligi tipovoy loyihalardan qabul qilingan.

Oraliq qurilmaning 1 metr uzunligi uchun doimiy yuklarni yig'ishni jadval kurinishida amalga oshiramiz (4.4-jadval).

Doimiy yuk oraliq qurilmaning bosh to'sinlari bo'lgan olti dona to'sinlar orasida baravar taqsimlangan deb hisoblaymiz. U holda bir dona to'singa tushadigan yukning qiymati

$$g_n = \frac{144,04}{6} = 24 kH / m;$$

$$g = \frac{169,81}{6} = 28,3 kH / m.$$

V a q t i n c h a l i k y u k l a r . Vaqtinchalik yukni to'sinlar orasida ko'ndalang qo'yish koeffitsientlari yordamida taqsimlaymiz.

Diafragmasiz oraliq qurilmaning o'rtasi uchun ko'ndalang qo'yish koeffitsientlarining eng aniq qiymatlarini aniqlashda uning ko'ndalang kesimi konstruksiyasini elastik cho'kadigan tayanchlar (ya'ni, bu erda bosh to'sinlar) ustida joylashgan qirqilmagan to'sin sifatida qaraymiz.

To'sinlarga bo'lgan bosimning ta'sir chiziqlarini elastik tayanchlar ustida joylashgan to'sin reaksiyalarining ta'sir chiziqlari kabi quramiz. Tayanchlar (ya'ni-to'sinlar) orasidagi masofa $d = 2,1$ metr, konsollarning chiqish uzunligi $d_k = 1,04$ metr. Bosh to'sinning hisobiy oralig'i $l_p = 24 - 0,6 = 23,4$ metr.

Kengligi 1 metr bo'lgan oraliq qurilmasi plitasining inersiya momenti

$$I_{n.l} = \frac{bh_f^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,15^3}{12} = 0,281 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 (0,281 \cdot 10^5 \text{ cm}^4).$$

Bosh to'sinning inersiya momentini uning keltirilgan kesimi uchun hisoblaymiz (4.21-rasm).

To'sinning ostki qirrasiga nisbatan kesimning statik momenti:

$$S_b = 60 \frac{26,8}{2} + 16 \cdot 75,2(26,8 + \frac{75,2}{2}) + 210 \cdot 18(120 - \frac{18}{2}) = 518613,28 \text{ cm}^3.$$

4.4-jadval

Oraliq qurilmaning 1 m uzunligiga to'g'ri keladigan doimiy yuk

Yuk turi	Normativ yuk, kN/m	Yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti	Hisobiy yuk, kN/m
Qatnov qismining asfaltobetoni (qalinligi $\delta=7$ sm; hajmiy og'irligi $\gamma=2,3$ t/m ³) va trotuarlarning quyma asfalti ($\delta=2$ sm).	17,2	1,5	25,53

0,07·10·2,3·10+0,02·1,0·2,3·10·2			
Armaturalangan betondan himoya qatlami (qalinligi $\delta=4\text{sm}$; hajmiy og'irligi $\gamma=2,5\text{ t/m}^3$) $0,04(10+2\cdot0,32+2\cdot1)2,5\cdot10$	12,64	1,3	16,43
Gidroizolyasiya (qalinligi $\delta=1\text{sm}$; hajmiy og'irligi $\gamma=1,5\text{ t/m}^3$) $0,01(10+2\cdot0,32+2\cdot1)1,5\cdot10$	1,88	1,3	2,47
Tekislovchi qatlam (qalinligi $\delta=3\text{sm}$; hajmiy og'irligi $\gamma=2,1\text{ t/m}^3$) $0,03(10+2\cdot0,32+2\cdot1)2,1\cdot10$	7,93	1,3	10,35
Trotuarlarning panjara to'sig'i 2,5·2	5	1,1	5,5
Qatnov qismining barer to'sig'i 2,0·2	4	1,1	4,4
Trotuarlar ostidagi qo'shimcha betonlangan monolit temirbeton plita $\delta=15\text{sm}$; hajmiy og'irligi $\gamma=2,5\text{ t/m}^3$) $2\cdot0,15\cdot0,21\cdot2,5\cdot10$	1,57	1,1	1,73
Doimiy yukning ikkinchi qismi, ja'mi	50,04		66,41
Katalog bo'yicha har bir to'sinning og'irligi 375 kN bo'lganda 6 dona bosh to'sindan tushayotgan doimiy yuk (doimiy yukning birinchi qismi)	$376\cdot6 / 24$ $= 94$	1,1	103,4
Ja'mi	144,04		169,81

To'sin kesimining yuzasi

$$A_b = 60 \cdot 26,8 + 16 \cdot 75,2 + 210 \cdot 18 = 6591,2\text{cm}^2.$$

Kesimning ostki qirrasidan uning og'irlik markazigacha bo'lgan masofa

$$y_b^{H.I} = \frac{S_b}{A_b} = \frac{518613,28}{6591,2} = 78,7 \text{ cm}.$$

Kesimning ustki qirrasidan uning og'irlik markazigacha bo'lgan masofa

$$y_b^{6.I} = 120 - 78,7 = 41,3 \text{ cm}.$$

Kesimning egilish tekisligiga perpendikulyar bo'lgan va uning og'irlik markazidan o'tadigan o'qqa nisbatan inersiya momenti

$$\begin{aligned} I_b &= \frac{210 \cdot 18^2}{12} + 210 \cdot 18 \left(41,3 - \frac{18}{2}\right)^2 + \frac{16 \cdot 75,2^3}{12} + 16 \cdot 75,2 \times \\ &\times \left(\frac{75,2}{2} + 18 - 41,3\right)^2 + \frac{60 \cdot 26,8^3}{12} + 60 \cdot 26,8 \left(78,7 - \frac{26,8}{2}\right)^2 = \\ &= 118,12 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 = 118,12 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4. \end{aligned}$$

Kesimning bikirlik parametri (ko'rsatkichi)

$$\alpha = 12,8 \frac{d^3}{l^4} \cdot \frac{E_b I_b}{E_b I_{n.l}} = 12,8 \frac{2,1^3}{23,4^4} \cdot \frac{118,12 \cdot 10^{-3}}{0,281 \cdot 10^{-3}} = 0,166.$$

Ikki tomonida konsollari bo'lgan besh oraliqli to'sin uchun (ya'ni oraliq qurilma ko'ndalang kesimini besh oraliqli to'sin deb qabul qilamiz) uning elastik tayanchlariga bosimlari ta'sir chiziqlarining ordinatalarini V.A. Rossiyskiy, B.P. Nazarenko N.A. Slovinskiy muallifligidagi Primeri proektirovaniya sbornix jelezobetonnix mostov— M. : Vissh. shk., 1970 — 520 s. kitobida keltirilgan formulalar bo'yicha topamiz.

O tayanch (to'sin) uchun

$$B = \frac{1}{105 + 1744\alpha + 3690\alpha^2 + 1776\alpha^3 + 209\alpha^4} = \frac{1}{504,47};$$

$$R_{00} = \frac{1}{504,47} (55 + 1364\alpha + 3348\alpha^2 + 1720\alpha^3 + 209\alpha^4) = 0,7567;$$

$$R_{01} = \frac{1}{504,47} (40 + 567\alpha + 676\alpha^2 + 127\alpha^3) = 0,3039;$$

$$R_{02} = \frac{1}{504,47} (25 + 30\alpha - 283\alpha^2 - 90\alpha^3) = 0,0432;$$

$$R_{03} = \frac{1}{504,47} (10 - 172\alpha - 114\alpha^2 + 24\alpha^3) = -0,0428;$$

$$R_{04} = \frac{1}{504,47} (-5 - 114\alpha + 83\alpha^2 - 6\alpha^3) = -0,0429;$$

$$R_{05} = \frac{1}{504,47} (-20 + 69\alpha - 20\alpha^2 + \alpha^3) = -0,018;$$

$$R_{o\kappa n} = R_{00} + \frac{1,04}{504,47 \cdot 2,1} (15 + 847\alpha + 3052\alpha^2 + 1975\alpha^3 + 265\alpha^4) =$$

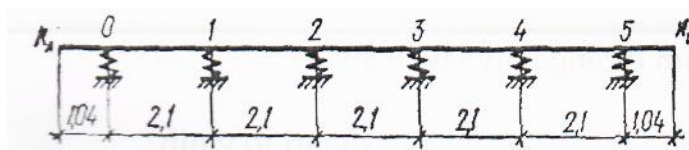
$$= 0,7567 + 0,2443 = 1,0009;$$

$$R_{o\kappa n} = R_{05} + R_{5k}^M = R_{05} + \frac{1}{504,47} \cdot \frac{1,04}{2,1} (-15 + 203\alpha - 172\alpha^2 + 27\alpha^3 - \alpha^4) =$$

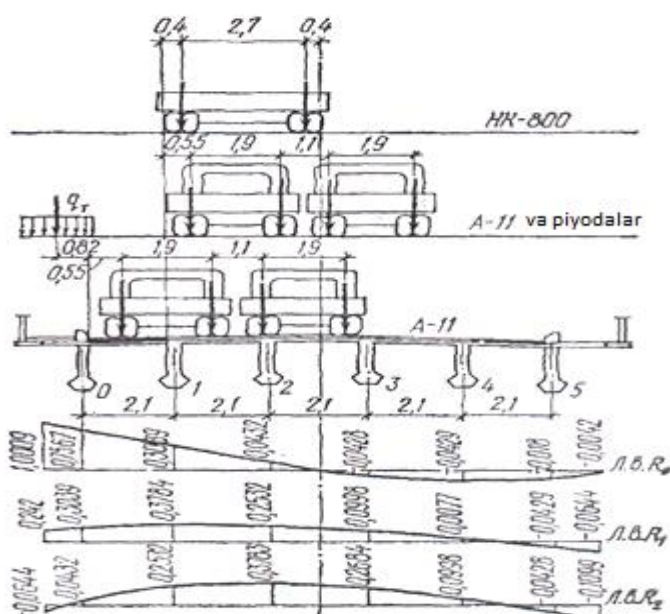
$$-0,018 + 0,0138 = -0,0042.$$

Xuddi shunday usulda 1 va 2 tayanchlarga bo'lgan bosimlar – R_1 va R_2 larning ta'sir chiziqlari ordinatalarini aniqlaymiz. Hisob-kitoblarning natijalari 4.5 – jadvalga kiritilgan. Topilgan ordinatalar bo'yicha to'sinlarga (tayanchlarga) bo'lgan bosimlarning ta'sir chiziqlarini quramiz, ularni A-14 va NK-800 yuklari bilan yuklaymiz va ko'ndalang qo'yish koeffitsientlarini aniqlaymiz.

Ta'sir chiziqlarining ordinatalari



Nuqtalar	Tayanchlarga bo'lgan bosimlar ta'sir chiziqlarining ordinatalari		
	R_0	R_1	R_2
K_1	1,0009	0,242	-0,0644
0	0,7567	0,3039	0,0432
1	0,3039	0,3784	0,2532
2	0,0432	0,2532	0,3783
3	-0,0428	0,0998	0,2684
4	-0,0429	0,0077	0,0998
5	-0,018	-0,0429	-0,0428
K_p	-0,0042	-0,0644	-0,1099



4.23-rasm. Elastik o'tiradigan tayanchlar uslubi bo'yicha hisoblangan to'sinlarga tushayotgan bosimlarning ta'sir chiziqlari va ularni yuklash sxemalari (o'lchamlar metrlarda)

A-11 yuki bilan yuklashning ikki variantini ko‘rib chiqamiz. Bundan tashqari NK-800 yuki bilan yuklaymiz. Ko‘prikning ko‘ndalang kesimi bo‘yicha A-11 va NK-800 larni qo‘yishda ularni ta’sir chiziqlarining eng katta qiymatga ega bo‘lgan ordinatalari ustiga joylashtiramiz. Eng chetki to‘singa tushadigan bosim R_0 (ya’ni chetki to‘sin reaksiyasi) uchun yuklarni joylashtirish va yuklar ostidagi ta’sir chiziqlarining ordinatalari 2.30-rasmda keltirilgan.

I-variant. A-11 yukining ikki polosasi xavfsizlik to‘sig‘iga maksimal darajada yaqinlashtirilgan.

0 - to‘sin uchun:

$$KQK_A = 0,5[0,5842 + 0,2294 + 0,6(0,0929 - 0,0182)] = 0,429;$$

$$KQK_{AT} = 0,5[0,5842 + 0,2294 + 0,0929 - 0,0182] = 0,444.$$

1 - to‘sin uchun:

$$KQK_A = 0,5[0,3323 + 0,3426 + 0,6(0,277 - 0,1436)] = 0,464;$$

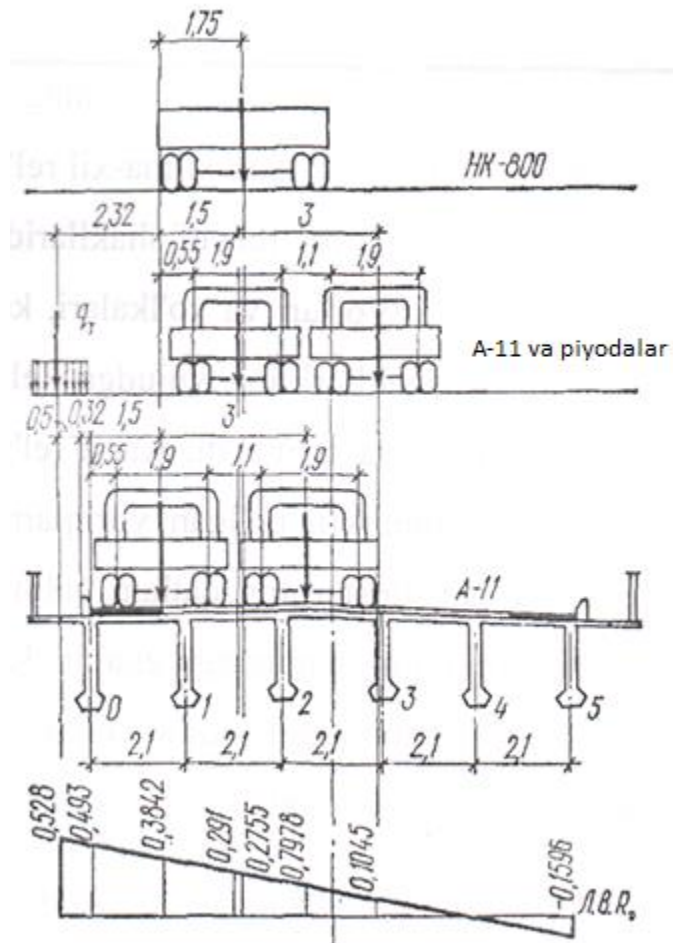
$$KQK_{AT} = 0,5[0,3323 + 0,3426 + 0,277 + 0,1436] = 0,548.$$

2 - to‘sin uchun:

$$KQK_A = 0,5[0,6(0,1232 + 0,2889) + 0,3545 + 0,2998] = 0,451;$$

$$KQK_{AT} = 0,5[0,1232 + 0,2889 + 0,3545 + 0,2998] = 0,533.$$

II-variant. A-11 yukining ikki polosasi qatnov qismining chetiga maksimal darajada yaqinlashtirilgan va ushbu yuk trotuardagi piyodalar to‘dasi bilan birgalikda ko‘riladi.



4.24-rasm. Ko'ndalang qo'yish koeffitsienti (KQK) ni umumlashtirilgan markazdan tashqari siqish uslubi bo'yicha aniqlash uchun sxemalar (o'lchovlar metr larda)

0 - to'sin uchun:

$$KQK_A = 0,5(0,2791 + 0,0432) = 0,161;$$

$$KQK_{AT} = 0,5(0,2791 + 0,0432) = 0,161;$$

$$K\Pi Y_T = 0,89.$$

1 - to'sin uchun:

$$KQK_A = 0,5[0,3665 + 0,2532 + 0,6(0,1728 + 0,0603)] = 0,38;$$

$$KQK_{AT} = 0,5[0,3665 + 0,2532 + 0,1728 + 0,0603] = 0,426;$$

$$K\Pi Y_T = 0,27.$$

2 - to'sin uchun:

$$KQK_A = 0,5[0,2651 + 0,3783 + 0,6(0,3207 + 0,1961)] = 0,477;$$

$$KQK_{AT} = 0,5[0,2651 + 0,3783 + 0,3207 + 0,1961] = 0,58;$$

$$KIIY_T = 0.$$

NK-800 yuki qatnov qismining chetiga joylashtirilgan.

$$O - \text{to'sin uchun: } KQK_K = 0,5 (0,2977 + 0,0166) = 0,157.$$

$$1 - \text{to'sin uchun: } KQK_K = 0,5(0,3754 + 0,2057) = 0,291.$$

$$2 - \text{to'sin uchun: } KQK_K = 0,5 (0,2562 + 0,3443) = 0,3.$$

Taqqoslash maqsadida ko'ndalang qo'yish ko'effitsientlarini (KQK) M.E. Gibshmanning umumlashtirilgan markazdan tashqari siqish uslubi bo'yicha aniqlaymiz. Ushbu uslub bo'yicha KQKlarning maksimal qiymati eng chetki to'sin uchun bo'ladi. Qirqilgan sistema uchun eng chetki to'sinlarning og'irlik markazlari ostidagi bosim ta'sir chiziqlari ordinatalarini aniqlaymiz.

$$y = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \sum a_l^2 + \frac{nl^2}{3} \cdot \frac{G_b I_k}{E_b I_b}},$$

yoki, $G_b = 0,42E_6$ ekanligini hisobga olganda

$$y = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \sum a_l^2 + 14nl^2 I_k / I_b}.$$

Alohida olingan to'sinning inersiya momentlari I_b va I_k ilgari hisoblab chiqarilgan edi.

$$I_b = 118,12 \cdot 10^{-3} \mathcal{M}^4;$$

$$I_k = 7,5 \cdot 10^{-3} \mathcal{M}^4.$$

Ko'prik oraliq qurilmasining ko'ndalang kesimida $n = 6$ dona to'sin joylashgan.

$$\sum a_i^2 = 2,1^2 + 6,3^2 + 10,5^2 = 154,35 \mathcal{M}^2;$$

$$y = \frac{1}{6} \pm \frac{10,5^2}{2 \cdot 154,35 + 0,14 \cdot 6 \cdot 23,4^2 \cdot 7,5 \cdot 10^{-3} / 118,2 \cdot 10^{-3}};$$

$$y_1 = \frac{1}{6} + 0,326 = 0,493;$$

$$y_1' = \frac{1}{6} - 0,3263 = -0,1596.$$

Eng chetki to'singa tushayotgan bosim ta'sir chizig'i va yukning hisobiy joylashishi 4.24-rasmda ko'rsatilgan.

A-11 yukining ikki polosasi xavfsizlik to'sig'iga maksimal darajada yaqinlashtirilgan holati uchun:

$$KQK_A = 0,3842 + 0,6 \cdot 0,1978 = 0,503;$$

$$KQK_{AT} = 0,3842 + 0,1978 = 0,582.$$

A-11 yukining ikki polosasi qatnov qismining chetiga maksimal darajada yaqinlashtirilgan va ushbu yuk trotuardagi piyodalar to'dasi bilan birgalikda ko'rilishi xolati uchun:

$$KQK_A = 0,291 + 0,6 \cdot 0,1045 = 0,354;$$

$$KQK_{AT} = 0,291 + 0,1045 = 0,395.$$

Piyodalar to'dasi uchun

$$KQK_T = 0,528.$$

NK-800 yuki qatnov qismining chetiga joylashtirilgan holati uchun

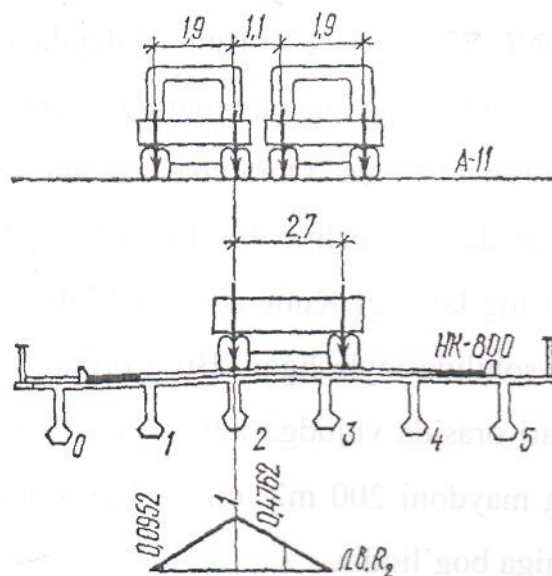
$$KQK_K = 0,276.$$

Oraliq qurilmaning tayanch yaqinidagi kesimi uchun KQK qiymatlarini richag uslubi bo'yicha aniqlaymiz (4.25-rasm).

$$KQK_A = 0,5(0,0952 + 1 + 0,6 \cdot 0,4762) = 0,691;$$

$$KQK_{AT} = 0,5(0,0952 + 1 + 0,4762) = 0,786;$$

$$KQK_K = 0,5 \cdot 1 = 0,5.$$



4.25-rasm. Ko‘ndalang qo‘yish koeffitsientini richag uslubi bilan aniqlash uchun sxemalar (o‘lchamlar metrlarda)

Ko‘ndalang qo‘yish koeffitsientining turli uslublar bo‘yicha topilgan maksimal qiymatlari 4.6-jadvalda keltirilgan.

4.6-jadval

Ko‘ndalang qo‘yish koeffitsientlari

	To‘sin raqa mi	Yuklar bilan yuklanganda KQKning qiymati					
		A-11		A-11 va trotuarda piyodalar to‘dasi			NK-800
		Aravacha uchun KQK_{At}	Polosali yuk uchun KQK_A	Aravacha uchun KQK_{At}	Polosali yuk uchun KQK_A	Piyodalar to‘dasi uchun KQK_t	KQK_k
Elastik cho‘kadigan tayanchlardagi to‘sin reaksiyalari ta‘sir chiziqlari bo‘yicha	0	0,444	0,429	0,161	0,161	0,89	0,157
	1	0,548	0,464	0,426	0,38	0,27	0,291
	2	0,533	0,451	0,58	0,477	0	0,3
M.E. Gibshmanning umumlashtirilgan markazdan	0	0,582	0,503	0,395	0,354	0,528	0,276

tashqari siqish uslubi bo'yicha							
Richag uslubi bo'yicha		0,786	0,691	0,786	0,691	-	0,5

Eguvchi momentlarni aniqlashda aniqroq uslub bo'lgan elastik cho'kadigan tayanchlardagi to'sin reaksiyalari ta'sir chiziqlari bo'yicha aniqlangan ko'ndalang qo'yish koeffitsientlaridan foydalanamiz.

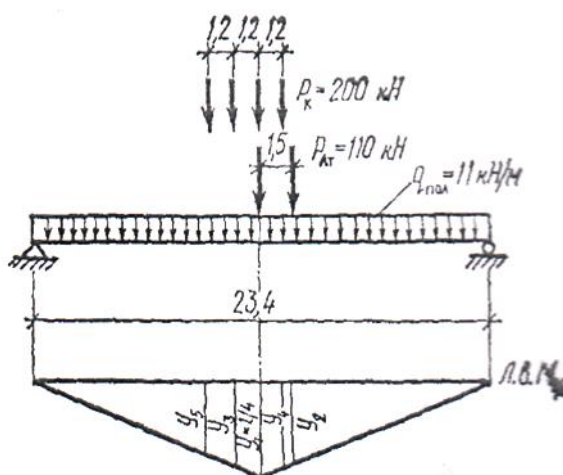
Oraliq qurilmani eng katta zo'riqish bo'yicha tanlab olingan bir hil konstruksiyali to'sinlardan loyihalaymiz.

4.26-rasmda to'sinning o'rtasi uchun qurilgan eguvchi momentning ta'sir chizig'i va eng katta eguvchi moment M_{tax} ga to'g'ri keladigan yukning joylashishi keltirilgan.

Ushbu ta'sir chizig'ining yuzasi

$$\omega_M = 0,125l^2 = 68,445 \text{ m}^2$$

Ta'sir chizig'ining A-11 yuki yuk aravachasi g'ildiraklari ostidagi ordinatalari:



4.26-rasm. To'sin oralig'i o'rtasidagi maksimal eguvchi moment M_{tax} ni aniqlash uchun sxemalar (o'lchamlar metrlarda).

$$y_1 = l / 4 = 5,85;$$

$$y_2 = y_1 \frac{0,5l - 1,5}{0,5l} = 5,85 \frac{0,5 \cdot 23,4 - 1,5}{0,5 \cdot 23,4} = 5,1.$$

NK-800 g'ildiraklari ostidagi ordinatalar

$$HK - 800 \quad y_1 = 5,85,$$

$$y_3 = y_4 = y_1 \frac{0,5l - 1,2}{0,5l} = 5,85 \frac{0,5 \cdot 23,4 - 1,2}{0,5 \cdot 23,4} = 5,25m;$$

$$y_5 = y_1 \frac{0,5l - 1,2 - 1,2}{0,5l} = 5,85 \frac{0,5 \cdot 23,4 - 1,2 - 1,2}{0,5 \cdot 23,4} = 4,65m.$$

Trotuarlarga tushayotgan normativ vaqtinchalik yuk yuklanish uzunligi λ ga bog'liq bo'ladi. Bizning holatda λ hisobiy oraliq uzunligi $l = 23,4$ metrغا teng, lekin ushbu yukning qiymati 2 kPa dan kichik olinmaydi. Bizning holatda

$$P_T = 4 - 0,02\lambda = 4 - 0,02 \cdot 23,4 = 3,532 \text{ kPa} > 2 \text{ kPa}.$$

Yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari:

A-11 yukining aravachasi uchun

$$\gamma_{fAT} = 1,5 - \frac{0,3\lambda}{30} \geq 1,2$$

$$\gamma_{fAT} = 1,5 - \frac{0,3 \cdot 23,4}{30} \geq 1,266;$$

A-11 yukining polosasi uchun $\gamma_{fA} = 1,2$;

NK-800 yuki uchun $\gamma_{fK} = 1$;

Trotuarlardagi piyodalar to'dasi uchun (A-11 yuki bilan birgalikda hisobga olinganda) $\gamma_{fT} = 1,2$.

Dinamik koeffitsientlar:

A-11 yuki uchun

$$(1 + \mu)_A = 1 + \frac{45 - \lambda}{135} = 1 + \frac{45 - 23,4}{135} = 1,16;$$

$\lambda = 23,4 > 5$ metr bo'lganda NK-800 yuki uchun $(1 + \mu)k = 1,1$.

A-11 yuki va trotuardagi piyodalar to'ldasidan (trotuar kengligi $b_T = 1$ metr) 1 – to'sin oralig'i o'rtasidagi eguvchi momentni aniqlaymiz:

$$M_1 = g\omega_M + (1 + \mu) \cdot [\gamma_{fA} q_{noil} KQK_A \omega_M + \gamma_{AT} P_{AT} \cdot KQK_{AT} (y_1 + y_2)] + \\ + \gamma_{iT} \rho_T b_T KQK_T \omega_M = 28,3 \cdot 68,445 + 1,16 [1,2 \cdot 11 \cdot 0,38 \cdot 68,445 + 1,266 \cdot 110 \cdot 0,426 (5,85 + 5,1)] + \\ + 1,2 \cdot 3,532 \cdot 1 \cdot 0,27 \cdot 68,445 = 1932,88 + 1151,794 + 78,326 = 3163 \text{ kH} \cdot \text{m}$$

$$M_{1n} = 24 \cdot 68,445 + 11 \cdot 0,38 \cdot 68,445 + 110 \cdot 0,426 \cdot 10,95 + 3,532 \cdot 0,27 \cdot 68,445 = \\ = 1636,52 + 286,1 + 513,117 + 65,272 = 2501,01 \text{ kH} \cdot \text{m}$$

A-11 yukidan 2-to'sin oralig'i o'rtasidagi eguvchi moment qiymatini aniqlaymiz:

$$M_2 = 1932,88 + 1,16 (1,2 \cdot 11 \cdot 0,477 \cdot 68,445 + 1,266 \cdot 110 \cdot 0,58 \cdot 10,95) = \\ = 1932,88 + 1525,861 = 3458,74 \text{ kH} \cdot \text{m};$$

$$M_{2n} = 1636,52 + 11 \cdot 0,477 \cdot 68,445 + 110 \cdot 0,58 \cdot 10,95 = 1636,52 + \\ + 359,131 + 698,61 = 2694,26 \text{ kH} \cdot \text{m}.$$

NK-800 yukidan 2-to'sin oralig'i o'rtasidagi eguvchi moment qiymatini aniqlaymiz:

$$M_2 = 1932,88 + 1,1 \cdot 1 \cdot 200 \cdot 0,3 (5,85 + 2 \cdot 5,25 + 4 \cdot 65) = \\ = 1932,88 + 1386 = 3188,88 \text{ kH} \cdot \text{m};$$

$$M_{2n} = 1636,52 + 200 \cdot 0,3 \cdot 21 = 1636,52 + 1260 = 2896,52 \text{ kH} \cdot \text{m}.$$

Shunday qilib, eguvchi momentning eng katta qiymati oraliq qurilmani A-11 yuki va trotuarda piyodalar to'dasi bilan yuklanganda yuzaga kelar ekan. Ushbu momentning mustahkamlikka bo'lgan hisoblarda ishlatiladigan hisobiy qiymati $M = 3458,74 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ga teng, darzbardoshlikka bo'lgan hisoblarda ishlatiladigan normativ qiymati $M_p = 2694,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ga teng, faqatgina doimiy yuklardan hosil bo'ladigan hisobiy va normativ

eguvchi momentlarning qiymatlari, tegishli, $M_g = 1932,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$ va $M_{gn} = 1636,52 \text{ kN}\cdot\text{m}$ larga tengdir.

Eng katta qiymatga ega bo'lgan ko'ndalang kuchni aniqlashda oraliqning o'rtasi uchun elastik cho'kadigan tayanchlardagi ta'sir chiziqlari bo'yicha aniqlangan ko'ndalang qo'yish koeffitsientlaridan, to'sinning tayanchga yaqin bo'lgan kesimlari uchun esa richag uslubi bo'yicha aniqlangan ko'ndalang qo'yish koeffitsientlaridan foydalanamiz (4.6-jadvalga qarang).

Uzunligi hisobiy oraliqning oltidan bir qismiga, ya'ni

$$\frac{1}{6} \cdot l_p = \frac{1}{6} \cdot 23,4 = 3,9 \text{ m}$$

ga teng bo'lgan, tayanch yaqinida joylashgan uchastkalar uchun KQK ning qiymatlari uning oraliq o'rtasi uchun topilgan qiymatlari va tayanch yaqinida richag uslubi bo'yicha topilgan qiymatlari orasida chiziqli o'zgaradi deb qabul qilinadi. 4.25-rasmda A-11 yuki A tayanch yaqinida joylashganda eng katta qiymatga ega bo'lgan ko'ndalang kuchni keltirib chiqarishi, A tayanch reaksiyasining ta'sir chizig'i Q_A va oraliq uzunligi bo'yicha ko'ndalang qo'yish koeffitsientlarining o'zgarish grafigi ko'rsatilgan. Grafikda A-11 yukining aravachasi uchun, qavs ichida esa polosali yuk uchun ko'ndalang qo'yish koeffitsientlarining qiymatlari keltirilgan. 4.26-rasmda NK-800 yuki A tayanch yaqinida joylashganda eng katta qiymatga ega bo'lgan ko'ndalang kuch $Q_{A,\max}$ ni keltirib chiqarishi, A tayanch reaksiyasining ta'sir chizig'i Q_A va NK-800 uchun oraliq uzunligi bo'yicha ko'ndalang qo'yish koeffitsientlarining o'zgarish grafigi ko'rsatilgan.

Ko'ndalang qo'yish koeffitsientlarining o'zgarish xarakteriga binoan A-11 yukining polosali yuki uchun oraliq uzunligi bo'yicha ko'ndalang kuch ta'sir chizig'ining uch uchastkasini ko'rib chiqamiz (4.27-rasmga qarang).

Birinchisi uchastkaning yuzasi

$$\omega_{QI} = \frac{1 + 0,833}{2} \cdot 3,9 = 3,574 \mathcal{M}^2$$

va uning polosali yuk uchun ko'ndalang qo'yish koeffitsienti

$$KQK_{AI} = \frac{0,691 + 0,477}{2} = 0,584;$$

Ikkinchi uchastka uchun ta'sir chizig'i yuzasi va KQK ning qiymatlari

$$\omega_{QII} = \frac{0,833 + 0,167}{2} \cdot 15,6 = 7,8 \mathcal{M}^2$$

$$KQK_{AII} = 0,477;$$

Uchinchi uchastka uchun ta'sir chizig'i yuzasi va KQK ning qiymatlari

$$\omega_{QIII} = \frac{0,167 \cdot 3,9}{2} = 0,326 \mathcal{M}^2$$

$$KQK_{AIII} = 0,584;$$

Ko'ndalang kuch ta'sir chizig'ining yuzalari yig'indisi

$$\omega_Q = \sum_{i=1}^3 \omega_{Qi} = \frac{l}{2} = 11,7 \mathcal{M}^2$$

Tayanch yonida doimiy yuklardan va A-11 yukidan hosil bo'ladigan ko'ndalang kuchning qiymatini aniqlaymiz:

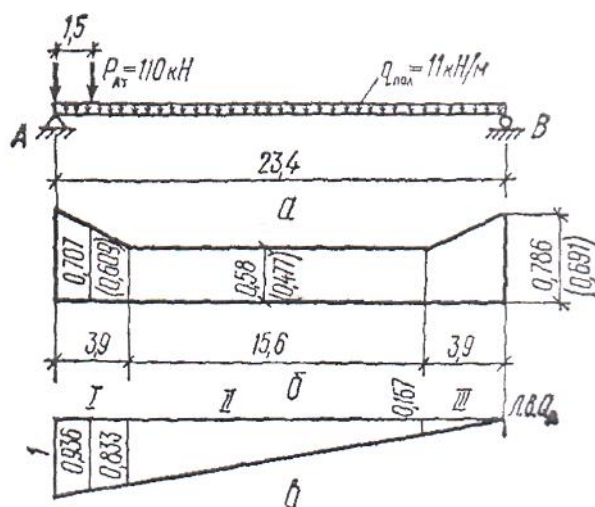
$$Q = g\omega_Q + (1 + \mu)_A \gamma_{fA} q_{\text{нол}} \cdot \sum_{i=1}^3 KQK_{Ai} \omega_{Qi} + (1 + \mu)_A \gamma_{fAT} P_{AT} \times$$

$$\times \sum_{i=1}^2 KQK_{Ai, \kappa} y_{\kappa} = 28,3 \cdot 11,7 + 1,16 \cdot 1,2 \cdot 11(0,584 \cdot 3,574 + 0,477 \times$$

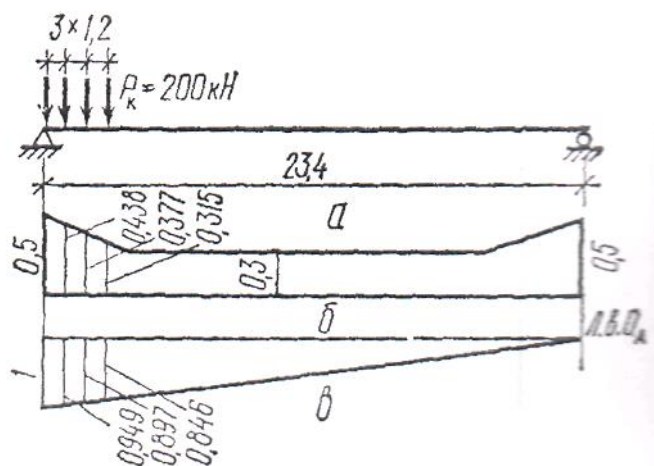
$$\times 7,8 + 0,584 \cdot 0,326) + 1,16 \cdot 1,266 \cdot 110(0,786 \cdot 1 + 0,707 \cdot 0,936) =$$

$$= 330,41 + 91,84 + 233,872 = 656,12 \kappa H;$$

$$Q_n = 24 \cdot 11,7 + 11 \cdot 5,998 + 110 \cdot 1,448 = 279,75 + 225,258 = 505,01 \kappa H.$$



4.27-rasm. To'sinning tayanch yonidagi kesimi uchun ko'ndalang kuchni aniqlash sxemasi (o'lchamlar metrlarda): a-to'sinni A-11 yuki bilan yuklash sxemasi; b-to'sin uzunligi bo'yicha A-14 yuki uchun KQKning o'zgarish grafigi; v-ko'ndalang kuchning ta'sir chizig'i



4.28-rasm. To'sinning tayanch yonidagi kesimi uchun NK-800 yukidan ko'ndalang kuchni aniqlash sxemasi (o'lchamlar metrlarda): a-to'sinni NK-800 yuki bilan yuklash sxemasi; b-to'sin uzunligi bo'yicha NK-800 yuki uchun KQKning o'zgarish grafigi; v-ko'ndalang kuchning ta'sir chizig'i

To'sin kesimida ko'ndalang kuch Q ni aniqlashda piyodalar to'dasi yuki hisobga olinmadi, chunki 2-to'sin uchun $KQK_T = 0$ (4.6-jadval).

To'sinning tayanch yonidagi kesimida doimiy yuklar va NK-800 yukidan hosil bo'ladigan ko'ndalang kuchni aniqlaymiz:

$$Q = 330,41 + 1,1 \cdot 1,2(0,5 \cdot 1 + 0,438 \cdot 0,949 + 0,377 \cdot 0,897 + 0,315 \cdot 0,846) = 330,41 + 334,471 = 664,88 \text{ kH}.$$

Hisoblar natijasida aniqlandiki, to'sinning tayanch yaqinidagi kesimida hisobiy ko'ndalang kuchning qiymati $Q = 664,88$ kNga teng, normativ ko'ndalang kuchning qiymati $Q_n = 505,01$ ga teng. Doimiy yuklardan hisobiy ko'ndalang kuch $Q_g = 330,41$ kN va normativ ko'ndalang kuch $Q_{gn} = 279,75$ kN ga teng.

To'sinni eguvchi moment bo'yicha mustahkamlikka hisoblash.

To'sinlar uchun V40 (M500) sinfli beton qabul qilingan. Ushbu betonning siqilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi $R_b = 20$ MPa, cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi $R_{bt} = 1,27$ MPa, $R_{bn} = 29$ MPa, $R_{b,ser} = 29$ MPa, $R_{b,mc1} = 21,5$ MPa, $R_{b,ms2} = 17,5$ MPa, $R_{bt,ser} = 2,1$ MPa, $R_{b,sh} = 3,6$ MPa.

Bo'ylama ishchi armatura simli, oldindan zo'riqtirilgan, V-II sinfli, diametri 5 mm, tutamli. Qarshiliklari $R_p = 1100$ MPa, $R_{pn} = 1700$ MPa, $R_{p\omega} = 770$ MPa. Ko'ndalang armatura A-II sinfli, $R_{s\omega} = 215$ MPa. Simli oldindandan zo'riqtiriladigan armaturaning elastiklik moduli $E_r = 1,8 \cdot 10^5$ MPa. Armatura elastiklik modulining V40 sinfli beton elastiklik moduliga nisbati $n_1 = 6$ qabul qilinadi.

Doimiy va vaqtinchalik yuklardan hosil bo‘ladigan eng katta eguvchi moment $M = 3458,74 \text{ kN} \cdot \text{m}$. to‘sin oralig‘ining o‘rtasida bo‘ladi. Hisoblarni keltirilgan kesim uchun amalga oshiramiz (2.28-rasm). To‘sin oralig‘ining o‘rtasidagi kesimning ishchi balandligini $h_d = 0,87 h$ kattaligida qabul qilib olib, ostki zonada joylashgan cho‘zilgan armaturaning talab etilgan taxminiy miqdorini aniqlaymiz

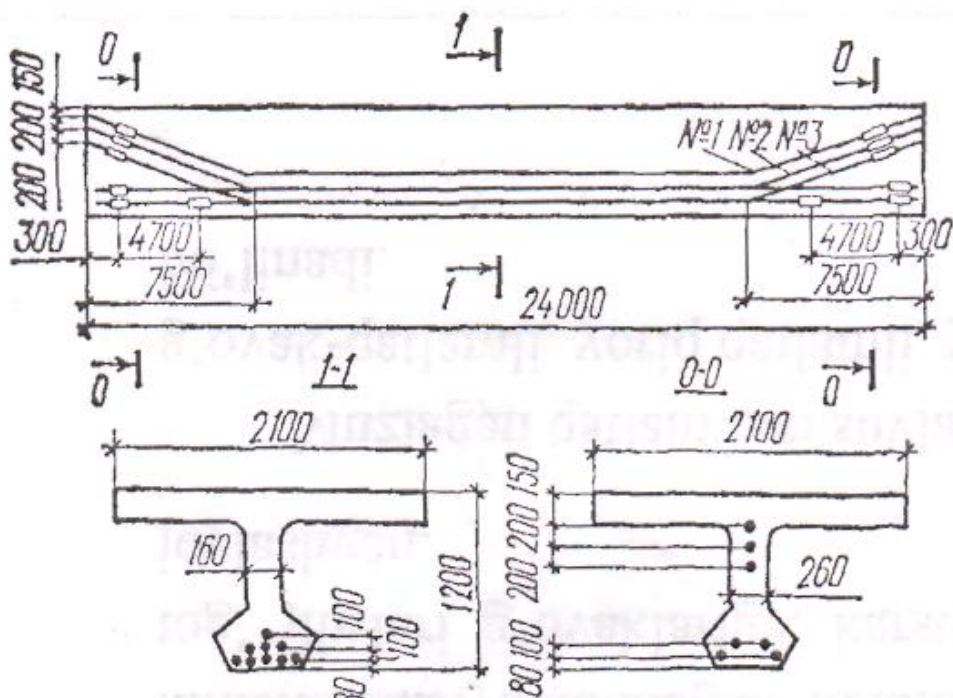
$$A_p^{Tp} = 1,1 \frac{M}{R_p (h_d - 0,5h_f')} = 1,1 \frac{3458,74 \cdot 10^5}{1100 \cdot 10^2 (0,87 \cdot 120 - 0,5 \cdot 18)} = 36,26 \text{ cm}^2.$$

Har biri 24 ta diametri 5 mm li simdan iborat bo‘lgan 9 dona tutam qabul qilamiz. Bir tutamdagi armaturaning yuzasi

$$\frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} 24 = 4,71 \text{ cm}^2$$

9 dona tutamdagi armaturaning yuzasi $A_r = 9 \cdot 4,71 = 42,39 \text{ sm}^2 > A_r^{\text{tr}} = 36,26 \text{ sm}^2$.

Tayanchlar yonida ko‘ndalang kuchni kamaytirish va tayanch uchastkalarining darzbardoshligini oshirish maqsadida tayanchdan 7,5 metr masofada 3 dona tutamni ustki zonaga qarab bukamiz. Bunda birinchi, ikkinchi va uchinchi qatordan bittadan tutam yuqoriga qarab bukiladi. To‘sin kesimida armaturaning joylashishi 2.36-rasmda ko‘rsatilgan.



4.29-rasm. To'sinda oldindan zo'riqtirilgan armaturani joylashtirish sxemasi

Tutamlarning to'sin o'qiga nisbatan bukilish burchaklarini aniqlaymiz:

uchinchi qator

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{120 - 15 - 28}{750} = 0,1027; \alpha = 5,86^{\circ}$$

ikkinchi qator

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{120 - 35 - 18}{750} = 0,0893; \alpha = 5,1^{\circ}$$

birinchi qator

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{120 - 55 - 8}{750} = 0,076; \alpha = 4,34^{\circ}$$

Tutamlar bukilishining o'rtacha burchagi

$$\alpha_{cp} = \frac{5,86 + 5,1 + 4,34}{3} = 5,1^{\circ} = 0,089 \text{ rad.}$$

To'sinning hisoblarini uning ikki kesimi – oraliqning o'rtasidagi (1-1 kesim) va tayanch ustidagi (0-0 kesim) uchun amalga oshiramiz. Ushbu ikki kesim bir-biridan devorining qalinligi, armatura tutamlarining soni va ularning joylashishi bilan farq qiladi (4.29-rasm). Kesimlarning geometrik xarakteristikalarini aniqlashda faqatgina oldindan zo'riqtirilgan armaturani hisobga olamiz (taxminiy ravishda).

To'sin oralig'ining o'rtasidagi keltirilgan kesimning geometrik xarakteristikalari. Geometrik xarakteristikalarni hisoblashda beton kesimining yuqorida topilgan xarakteristikalaridan foydalanamiz.

Keltirilgan kesimning yuzasi

$$A_{red} = A_b + n_1 A_p = 6591,2 + 6 \cdot 42,39 = 6845,54 \text{ cm}^2.$$

To'sin ostki zonasida joylashgan armatura tutamlari og'irlik markazining to'sin ostki qirrasiga nisbatan holatini aniqlaymiz. Bunda qabul qilingan 9 armatura tutamining 5 tasi birinchi qatorda (ostki qirradan 8 sm masofada), uch tutam ikkinchi qatorda (ostki qirradan 18 sm masofada), bir tutam -uchinchi qatorda (ostki qirradan 28 sm masofada) joylashganligini inobatga olamiz.

$$a_p = \frac{5 \cdot 8 + 3 \cdot 18 + 1 \cdot 28}{9} = 13,55 \text{ cm}.$$

Keltirilgan kesimning ostki qirraga nisbatan statik momenti

$$S_{red} = S_b + n_1 A_p a_p = 518613,28 + \\ + 6 \cdot 42,39 \cdot 13,55 = 522059 \text{ cm}^3.$$

Keltirilgan kesim og'irlik markazining ostki va ustki qirralarga nisbatan holatini aniqlaymiz:

ostki qirraga nisbatan holati

$$y_{red}^{HF} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{522059,59}{6845,54} = 76,26 \text{ cm}.$$

ustki qirraga nisbatan holati

$$y_{red}^{BF} = h - y_{red}^{HF} = 120 - 76,26 = 43,74 \text{ cm}.$$

Keltirilgan kesimning uning og'irlik markazidan o'tgan va egilish tekisligiga perpendikulyar bo'lgan o'qqa nisbatan inersiya momentini aniqlaymiz:

$$\begin{aligned} I_{red} &= I_b + A_b (y_{red}^{HF} - y_{red}^{BF})^2 + n_1 A_p (y_{red}^{HF} - a_p)^2 = \\ &= 118,12 \cdot 10^5 + 6591,2(76,26 - 78,7)^2 + \\ &+ 6 \cdot 42,39(76,26 - 13,55)^2 = 128,51 \cdot 10^5 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Keltirilgan kesimning tayanch ustidagi geometrik xarakteristikalar.

To'sin qovurg'asining pastki zonasida joylashgan 6 dona to'g'ri chiziqli armatura tutamlarining 4 tasini inobatga olamiz, chunki ushbu tutamlarning 2 tasi to'sin oxiridan 5 metr masofada ankerlangan (4.29-rasm). Ushbu tutamlarning og'irlik markazi to'sinning ostki qirrasidan $a_{rpr}=13\text{sm}$ masofada joylashgan.

Hisobiy kesim to'sinning tayanish o'qi bo'yicha olingan bo'lib, ushbu kesim to'sin oxiridan 30 sm masofada joylashgan. Bukilgan tutamlar to'sinning ustki qirrasidan quyidagi masofalarda joylashadi:

$$\begin{aligned} 15 + 30 \text{tg} \alpha &= 15 + 30 \cdot 0,1027 = 18,08 \text{ cm}; \\ 35 + 30 \text{tg} \alpha &= 35 + 30 \cdot 0,0893 = 37,68 \text{ cm}; \\ 55 + 30 \text{tg} \alpha &= 55 + 30 \cdot 0,076 = 57,28 \text{ cm}. \end{aligned}$$

Poligonal tutamlarning og'irlik markazi o'rtadagi tutamlarning markazida joylashadi va ostki qirradan 82,32 sm uzoqlikda bo'ladi, ya'ni

$$a_{p\Pi P} = 120 - 37,68 = 82,32 \text{ cm}$$

Keltirilgan kesimning yuzasi

$$A_{red} = 60 \cdot 26,8 + 26 \cdot 75,2 + 210 \cdot 18 + 6 \cdot 7 \cdot 4,71 = 7541,02 \text{ cm}^2.$$

Keltirilgan kesimning to'sin ostki qirrasiga nisbatan statik momenti

$$S_{red} = \frac{60 \cdot 26,8^2}{2} + 26 \cdot 75,2(26,8 + \frac{75,2}{2}) + 210 \cdot 18(120 - \frac{18}{2}) + 6 \cdot 4 \cdot 4,71 \cdot 13 + 6 \cdot 3 \cdot 4,71 \cdot 82,32 = 574021,17 \text{ cm}^3.$$

Keltirilgan kesim og'irlik markazining ostki va ustki qirralarga nisbatan joylashishini topamiz:

$$y_{red}^{HF} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{574021,17}{7541,02} = 76,12 \text{ cm}.$$

$$y_{red}^{BF} = h - y_{red}^{HF} = 120 - 76,12 = 43,88 \text{ cm}.$$

Keltirilgan kesimning inersiya momentini topamiz:

$$I_{red} = \frac{210 \cdot 18^3}{12} + 210 \cdot 18(43,88 - \frac{18}{2})^2 + \frac{26 \cdot 75,2^3}{12} + 26 \cdot 75,2(43,88 - 18 - \frac{75,2}{2})^2 + \frac{60 \cdot 26,8^3}{12} + 60 \cdot 26,8 \cdot (76,12 - \frac{26,8}{2})^2 + 6 \cdot 4 \cdot 4,71(76,12 - 13)^2 + 6 \cdot 1 \cdot 4,71[(43,88 - 57,28)^2 + 43,88 - 37,68)^2 + (43,88 - 18,08)^2] = 127,88 \cdot 10^5 \text{ cm}^4.$$

Oldindan zo'riqtirish kuchlanishlarining yo'qotilishi. Simli armatura uchun armaturani tortish oxiridagi nazorat qilinadigan kuchlanish

$$\sigma_{p, \max} = R_p = 1100 \text{ MPa ga teng qabul qilinadi.}$$

Armaturasi tirgakka tortiladigan konstruksiyalar uchun betonni siqilishining oxiriga kelib tortilgan armaturada quyidagi birinchi guruh yo'qotishlar ro'y beradi:

- simli armatura mexanik usulda tortilganda kuchlanishlarning relaksatsiyasidan bo'lgan yo'qotishlar

$$\sigma_3 = (0,27 \frac{\sigma_{p,\max}}{R_{pn}} - 0,1) \sigma_{p,\max} = (0,27 \frac{1100}{1700} - 0,1) 1100 = 82,12 \text{ MPa};$$

- simli armatura ikki tomondan tortilganda tirgaklardagi ankerlarning deformatsiyasidan kelib chiqadigan yo‘qotishlar

$$\sigma_4 = 2 \cdot \frac{0,2}{l} \cdot E_\rho = 2 \frac{0,2}{2400} \cdot 1,8 \cdot 10^5 = 30 \text{ MPa};$$

- armaturaning tortuvchi jihozlarga bo‘lgan ishqalanishi sababli yo‘qotishlar (faqat poligonal tutamlar uchun, bunda $\mu=0,25$; $\theta=0,089$ rad)

$$\sigma_5 = \sigma_{p,\max} (1 - e^{-\mu\theta}) = 1100(1 - e^{-0,25 \cdot 0,089}) = 24,2 \text{ MPa};$$

- betonni bug‘lash paytida tortilgan armaturaning va tortilish kuchlanishlarini qabul qiluvchi jihozlarning haroratlari orasidagi farqdan kelib chiqadigan yo‘qotishlar ($\Delta t = 65^\circ\text{C}$ bo‘lganda)

$$\sigma_6 = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ MPa}.$$

Shunday qilib birinchi guruh yo‘qotishlarining yig‘indisi quyidagi qiymatlarni tashkil qiladi:

- to‘g‘ri chiziqli tutamlardagi yo‘qotishlar

$$\sigma_{II1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_6 = 82,18 + 30 + 81,25 = 193,43 \text{ MPa};$$

- oraliq o‘rtasida poligonal tutamlardagi yo‘qotishlar

$$\sigma_{II1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 82,18 + 30 + 24,2 + 81,25 = 217,63 \text{ MPa};$$

tayanch yaqinida to‘g‘ri chiziqli va poligonal tutamlardagi yo‘qotishlar $\sigma_{II1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_6 = 193,43 \text{ MPa}.$

Birinchi guruh yo‘qotishlarini ayirib tashlaganda oraliq o‘rtasida joylashgan oldindan zo‘riqtirilgan tutamlardagi kuchlanishlarning qiymati:

- to‘g‘ri chiziqli tutamlardagi yo‘qotishlar $1100 - 193,43 = 906,57$ MPa;

- poligonal tutamlardagi yo‘qotishlar $1100 - 217,63 = 882,37$ MPa;

- tayanch yaqinida to‘g‘ri chiziqli va poligonal tutamlardagi yo‘qotishlar $1100 - 193,43 = 906,57$ MPa.

Oldindan zo‘riqtirilgan armaturadagi ikkinchi guruh yo‘qotishlari – beton kirishishi (usadka) va oquvchanligi (polzuchest) dan kelib chiqadigan yo‘qotishlarni taqribiy formulalar yordamida aniqlaymiz. Issiqlik bilan ishlov berilgan V40 sinfli beton uchun usadka tufayli yo‘qotishlarning qiymati $\sigma_1=40$ MPa miqdorida qabul qilinadi. Uzoq ta’sirga ega yuklardan (oldindan zo‘riqtirish kuchlari, hususiy og‘irlik) betonda yuzaga keladigan polzuchest tufayli armaturadagi kuchlanishlar yo‘qotishlarining qiymati armatura og‘irlik markazi sathida betondagi kuchlanishlarning miqdoriga bog‘liq bo‘ladi. Buning uchun oldindan zo‘riqtirish kuchlarining teng ta’sir etuvchisini aniqlash va shu sathda betondagi kuchlanishlar miqdorini topish lozim bo‘ladi.

Oraliq o‘rtasidagi kesim uchun birinchi guruh yo‘qotishlari inobatga olinganda zo‘riqtirilgan armaturadagi oldindan zo‘riqtirish kuchlarining teng ta’sir etuvchisining qiymati:

$$N_0 = (906,57 \cdot 6 \cdot 4,71 + 882,37 \cdot 3 \cdot 4,71)10^{-1} = 3808,75 \kappa H.$$

Keltirilgan kesimning og‘irlik markazi ushbu kesimning ostki qirrasidan $u_{red}^{n.g.} = 76,26$ sm masofada joylashgan bo‘lganda to‘g‘ri chiziqli armatura tutamlarining og‘irlik markazidan ostki qirragacha bo‘lgan masofa

$$a_{\rho np} = \frac{4 \cdot 8 + 2 \cdot 18}{6} = 11,33 \text{ sm ni tashkil etadi.}$$

Poligonal armatura tutamlarining og‘irlik markazidan esa ushbu masofa

$$a_{\rho\kappa p} = \frac{1 \cdot 8 + 1 \cdot 18 + 1 \cdot 28}{3} = 18 \text{ cm} \text{ ni tashkil etadi.}$$

Oldindan zo'riqtirish kuchlari teng ta'sir etuvchisining kesim og'irlik markaziga nisbatan holatini (ya'ni ikki nuqta orasidagi masofani) topamiz:

$$e_0 = 10^{-1} \frac{906,57 \cdot 6 \cdot 4,71(76,26 - 11,33) + 882,37 \cdot 3 \cdot 4,71(76,26 - 18)}{3808,75} = 62,75 \text{ cm.}$$

Kuchlanishlar yo'qotishlari aniqlangan armatura og'irlik markazi sathida to'sin betonidagi oldindan zo'riqtirish kuchlaridan va konstruksiyaning xususiy og'irligidan (M_{gn}) yuzaga keladigan kuchlanishlarni quyidagi formula orqali aniqlaymiz:

$$\sigma_{bp} = \frac{N_0}{A_{red}} \pm \frac{N_0 e_0 y}{I_{red}} \mp \frac{M_{gn} y}{I_{red}}$$

bu yerda u — keltirilgan kesimning og'irlik markazidan armatura og'irlik markazigacha bo'lgan masofa.

to'g'ri chiziqli armatura tutamlari uchun

$$u = 76,26 - 11,33 = 64,93 \text{ sm}$$

va

$$\sigma_{bp} = \frac{3808,75 \cdot 10^3}{6845,54} + \frac{3808,75 \cdot 10^3 \cdot 62,75}{128,51 \cdot 10^5} \cdot 64,93 - \frac{1636,52 \cdot 10^5}{128,51 \cdot 10^5} \times \\ \times 64,93 = 937,07 \text{ H / cm}^2 = 9,37 \text{ MPa};$$

poligonal armatura tutamlari uchun

$$u = 76,26 - 18 = 58,26 \text{ sm}$$

va

$$\sigma_{bp} = \frac{3808,75 \cdot 10^3}{6845,54} + \frac{3808,75 \cdot 10^3 \cdot 62,75}{128,51 \cdot 10^5} \cdot 58,26 - \frac{1636,52 \cdot 10^5}{128,51 \cdot 10^5} \times \\ \times 58,26 = 813,03 H / cM^2 = 8,13 MPa.$$

Betonning uzatish mustahkamligi $R_0 = 0,7V = 0,7 \cdot 40 = 28 \text{ MPa} > 20 \text{ MPa}$ bo'lganda beton oquvchanligi (polzuchest)dan yuzaga keladigan yo'qotishlar:

- to'g'ri chiziqli armatura tutamlari uchun

$$\sigma_2 = 170 \frac{\sigma_{bp}}{R_0} = 170 \frac{9,37}{28} = 56,89 MPa.$$

- poligonal armatura tutamlari uchun

$$\sigma_2 = 170 \frac{8,13}{28} = 49,36 MPa.$$

Shunday qilib, to'g'ri chiziqli armatura tutamlaridagi ikkinchi guruh yo'qotishlar $\sigma_{n2} = 56,89 + 40 = 96,89 \text{ MPa}$, poligonal armatura tutamlarda esa $\sigma_{n2} = 49,36 + 40 = 89,36 \text{ MPa}$ miqdorida bo'ladi.

To'g'ri chiziqli armatura tutamlaridagi to'la yo'qotishlar $\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2} = 193,43 + 96,89 = 290,32 \text{ MPa}$ ni, poligonal armatura tutamlarida esa $\sigma_n = 217,63 + 89,36 = 306,99 \text{ MPa}$ ni tashkil etadi.

Ekspluatatsiya bosqichida to'sin oralig'ining o'rtasidagi kesimdagi oldindan zo'riqtirish kuchlanishlarini topamiz:

to'g'ri chiziqli armatura tutamlarida

$$\sigma_0 = \sigma_{r,tax} - \sigma_p = 1100 - 290,32 = 809,68 \text{ MPa};$$

poligonal armatura tutamlarida

$$\sigma_0 = 1100 - 306,99 = 793,01 \text{ MPa}.$$

Tayanch ustidagi kesim uchun to'rt dona to'g'ri chiziqli tutamlardagi va uch dona poligonal tutamlardagi oldindan zo'riqtirish kuchlanishlarining

teng ta'sir etuvchisining qiymati birinchi guruh yo'qotishlar inobatga olinganda quyidagi miqdorni tashkil etadi:

$$N_0 = 906,57 \cdot 10^{-1} (4 \cdot 4,71 + 3 \cdot 4,71 \cdot 0,996) = 2983,84 \kappa H.$$

Bu erda uch dona bukilgan tutamlardagi zo'riqishlar to'sinning bo'ylama o'qiga proeksiya qilinadi ($\cos \alpha_{cp} = 0,996$). Keltirilgan kesimning og'irlik markazi ushbu kesimning ostki qirrasidan $u_{red}^{n.g.} = 76,26$ sm masofada joylashgan bo'lganda zo'riqishlar teng ta'sir etuvchisi va keltirilgan kesim og'irlik markazi orasidagi masofa quyidagi miqdorni tashkil etadi:

$$e_0 = \frac{906,57 \cdot 10^{-1} \cdot 4,71 [4(76,12 - 13) + 3 \cdot 0,996(76,12 - 82,32)]}{906,57 \cdot 10^{-1} \cdot 4,71(4 + 3 \cdot 0,996)} = 33,48 \text{ cm}.$$

To'g'ri chiziqli tutamlarning og'irlik markazi sathida ($u = 76,12 - 13 = 63,12$ sm) betondagi kuchlanishlarning qiymati:

$$\sigma_{bnn} = \frac{2983,84 \cdot 10^3}{7541,02} + \frac{2983,84 \cdot 10^3 \cdot 33,48}{127,88 \cdot 10^5} \cdot 63,12 = 888,77 \frac{H}{\text{cm}^2} = 8,89 \text{ MPa}.$$

To'g'ri chiziqli armatura tutamlaridagi beton oquvchanligidan kelib chiqadigan yo'qotishlar quyidagi miqdorni tashkil etadi:

$$\sigma_2 = 170 \frac{8,89}{28} = 53,96 \text{ MPa}.$$

Poligonal tutamlarning og'irlik markazi sathida ($u = 37,68 - 43,88 = -6,2$ sm) betondagi kuchlanishlarning qiymati:

$$\begin{aligned} \sigma_{bkk} &= \frac{2983,84 \cdot 10^3}{7541,02} + \frac{2983,84 \cdot 10^3 \cdot 33,48}{127,88 \cdot 10^5} (-6,2) = \\ &= 347,25 \frac{H}{\text{cm}^2} = 3,47 \text{ MPa}. \end{aligned}$$

Poligonal tutamlarda beton oquvchanligidan kelib chiqadigan yo'qotishlar:

$$\sigma_2 = 170 \frac{3,47}{28} = 21,08 \text{ MPa ga teng.}$$

Ekspluatatsiya bosqichida to'sinning tayanch ustidagi kesimda joylashgan armaturalardagi to'la yo'qotishlar:

- to'g'ri chiziqli armatura tutamlarida

$$\sigma_{II} = 193,43 + 40 + 53,96 = 287,39 \text{ MPa.}$$

- poligonal armatura tutamlarida

$$\sigma_{II} = 193,43 + 40 + 21,08 = 254,51 \text{ MPa.}$$

Ekspluatatsiya bosqichida tayanch ustidagi kesimda joylashgan armaturalardagi oldindan zo'riqtirish kuchlanishlari:

- to'g'ri chiziqli armatura tutamlarida

$$\sigma_0 = 1100 - 287,39 = 812,61 \text{ MPa;}$$

- poligonal armatura tutamlarida

$$\sigma_0 = 1100 - 254,51 = 845,49 \text{ MPa.}$$

Qabul qilingan armaturalashni tekshirish. Hisobiy kesimda doimiy va vaqtinchalik yuklardan hosil bo'ladigan zo'riqishlarni aniqladik, ushbu zo'riqishlarni qabul qilish uchun talab etilgan armatura miqdorini topdik va ushbu armaturani (ya'ni armatura tutamlarini) kesim yuzasi bo'yicha eng qulay ravishda (ya'ni zo'riqishlarni eng ko'p qabul qiladigan vaziyatda) joylashtirdik. Endi esa armatura shu holatda to'sin kesimining ishchi balandligini aniqlaymiz:

$$h_d = h - a_p = 120 - 13,55 = 106,45 \text{ cm.}$$

Tashqi yukdan cho‘zilgan armaturada hosil bo‘ladigan kuchlanishni aniqlaymiz:

$$\begin{aligned}\sigma_a &= 15,5 \sqrt{\frac{R_{bn}[(b'_f - b)h'_f + bh_d]}{A_p}} = \\ &= 15,5 \sqrt{\frac{29[(210 - 16)18 + 16 \cdot 106,451]}{42,39}} = 924,06 \text{ MPa}.\end{aligned}$$

Yuqorida aniqlanganidek, armatura tutamlaridagi oldindan zo‘riqtirish kuchlanishlari, yo‘qotishlarni olib tashlaganda, poligonal tutamlarda $\sigma_0 = 793,01$ MPa ga va to‘g‘ri chiziqli tutamlarda $\sigma_0 = 809,68$ MPa ga teng.

Poligonal tutamlardagi kuchlanishlarning yig‘indisi $\sigma_a + \sigma_0 = 924,06 + 793,01 = 1717,07$ MPa ga, to‘g‘ri chiziqli tutamlardagi kuchlanishlarning yig‘indisi esa $\sigma_a + \sigma_0 = 924,06 + 809,68 = 1733,74$ MPa ga teng. Kuchlanishlarning ushbu miqdorlari $0,8 R_{pn} = 0,8 \cdot 1700 = 1360$ MPa dan kattadir. Bu esa barcha cho‘zilgan armatura o‘zining chegaraviy xarakteristikalarini bilan ishlayotganini ko‘rsatadi (birinchi hisobiy holat). SHuning uchun Bunday hollarda hisob-kitoblarga armaturaning hisobiy qarshiligiga teng bo‘lgan kuchlanish miqdori, ya’ni $R_p = 1100$ MPa, kiritiladi.

To‘sin hisobiy kesimining siqilgan zonasi balandligini aniqlaymiz. Bunda neytral o‘q to‘sin qovurg‘asidan o‘tadi deb taxmin qilamiz.

$$x = \frac{R_p A_p - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b} = \frac{1100 \cdot 42,39 - 20(210 - 16)18}{20 \cdot 16} < 0$$

Siqilgan zona balandligining qiymati manfiy chiqqanligi neytral o‘qning to‘sin plitasidan o‘tishligini bildiradi. Unda plitaning siqilgan zonasi balandligining qiymati quyidagiga teng bo‘ladi:

$$x = \frac{R_p A_p}{R_b b_f'} = \frac{1100 \cdot 42,39}{20 \cdot 210} = 11,1 < h_f' = 18 \text{ cm}$$

Kesimning ko'tarish qobiliyatini (ya'ni hisobiy kesim ko'tara olishi mumkin bo'lgan chegaraviy eguvchi moment kattaligini) aniqlaymiz va topilgan kattalikni hisobiy kesimda doimiy va vaqtinchalik yuklardan hosil bo'lgan eng katta hisobiy eguvchi moment kattaligi bilan taqqoslaymiz:

$$\begin{aligned} M_{npeo} &= R_b b_f' x (h_d - 0,5x) = 20 \cdot 10^2 \cdot 210 \cdot 11 \cdot 1(106,45 - 0,5 \cdot 11,1) = \\ &= 4703,958 \cdot 10^5 \text{ H} \cdot \text{cm} = 4703,958 \text{ kH} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

Ko'rinib turibdiki, kesimning ko'tarish qobiliyati kesimdagi eng katta hisobiy moment $M = 3458,74 \text{ kN} \cdot \text{m}$. dan kattadir, demak eguvchi moment bo'yicha kesimning mustahkamligi ta'milanadi.

To'sinni ko'ndalang kuch bo'yicha mustahkamlikka hisoblash. Tayanch yaqinidagi kesimda eng katta ko'ndalang kuchning qiymati $Q = 664,88 \text{ kN}$ ga teng. Ushbu kesimda to'sin qovurg'asining kengligi $b = 26 \text{ sm}$ teng.

Qiya kesimga ta'sir etayotgan hisobiy ko'ndalang kuchning qiymati, yuqorida aniqlanganidek, $664,88 \text{ kN}$ ga teng. Qiya darzlar orasidagi siqilgan betonning mustahkamligini tekshirib ko'ramiz:

$$\begin{aligned} Q &= 664,88 \text{ kH} < 0,3 R_b b h_d = 0,3 \cdot 20 \cdot 10^2 \cdot 26 \cdot 106,45 = \\ &= 1660,62 \cdot 10^3 \text{ H} = 1660,62 \text{ kH}. \end{aligned}$$

Qiya darzlar orasidagi betonning kesuvchi kuch bo'yicha ko'tarish qobiliyati $1660,62 \text{ kN}$ ga teng, bu esa kesimga ta'sir etayotgan kesuvchi kuch qiymatidan ancha kattadir. Demak shart bajrilgan hisoblanadi.

Endi qiya kesimga hisobiy ko'ndalang armatura qo'yishning kerak yoki kerak emasligini $Q \leq 0,6 R_{bt} b h_d$ sharti bo'yicha tekshirib ko'ramiz.

$$Q = 664,88 \kappa H > 0,6 R_b b h_d = 0,6 \cdot 1,27 \cdot 10^2 \cdot 26 \cdot 106,45 = \\ = 210,9 \cdot 10^3 H = 210,9 \kappa H$$

664,88 kN > 210,9 kN bo'lganligi, ya'ni yuqoridagi shart bajarilmayotgan bo'lganligi uchun, qiya kesimning ko'ndalang armaturasi hisob-kitob natijasida tanlab olinadi.

Ko'ndalang sterjenlarni ikki tekislikda, ya'ni to'sin ko'ndalang kesimining ikki tarafiga joylashtiramiz. Armatura sifatida A-II sinfli, diametri 12 mm sterjenlarni $u_w = 20$ sm qadam (ya'ni ikki sterjen orasidagi masofa 20 sm) bilan joylashtiramiz. Bir sterjen ko'ndalang qesimining yuzasi 1,13 sm² bo'lganda ikki sterjenniki $A_{sw} = 1,13 \text{ sm}^2 \cdot 2 = 2,26 \text{ sm}^2$ bo'ladi.

Bir uzunlik birligi uchun ko'ndalang sterjenlardagi zo'riqishni aniqlaymiz:

$$q_\omega = \frac{R_{s\omega} A_{s\omega}}{u_\omega} = \frac{215 \cdot 10^2 \cdot 2 \cdot 1,13}{20} = 24,295 \cdot 10^2 H / \text{cm}.$$

Havfli qiya kesimning to'sin o'qiga bo'lgan proeksiyasi uzunligini topamiz:

$$c = \sqrt{\frac{2 R_{bt} b h_d^2}{q_\omega}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,27 \cdot 10^2 \cdot 26 \cdot 106,45^2}{24,295 \cdot 10^2}} = 175,5 \text{ cm}$$

Uch dona bukilgan armatura tutamlarini inobatga olib qiya kesimning ko'tarish qobiliyati aniqlaymiz. Uch dona tutamlarning bukilish burchaklari $\alpha_1 = 5,86^\circ$; $\alpha_2 = 5,1^\circ$; va $\alpha_3 = 4,34^\circ$ ga teng.

$$\begin{aligned}
Q &= q_{\varpi} c \frac{2R_{bt}bh_d^2}{c} + \sum A_{po}R_{p\varpi} \sin \alpha = \\
&= 2\sqrt{2R_{bt}bh_d^2}q_{\varpi} + \sum A_{po}R_{p\varpi} \sin \alpha = \\
&= 2\sqrt{2 \cdot 1,27 \cdot 10^2 \cdot 26 \cdot 106,45^2 \cdot 2429,5} + \\
&+ 4,71 \cdot 770 \cdot 10^2 (0,1021 + 0,0889 + 0,0757) = \\
&= 852,781 \cdot 10^3 + 96,724 \cdot 10^3 = 949,505 \cdot 10^3 H = \\
&= 949,505 \kappa H.
\end{aligned}$$

Qiya kesim ko'tarish qobiliyatining aniqlangan qiymati shu kesimga ta'sir etayotgan eng katta ko'ndalang kuch $Q = 664,88$ kN qiymatidan anchagina katta bo'lganligi uchun ayta olamizki, ushbu kesimning mustahkamligi ko'ndalang kuch bo'yicha ta'minlanadi.

To'sinni darzbardoshlik bo'yicha hisoblash. Hisoblar konstruksiya ishlashining ikki bosqichi, ya'ni to'sinni tayyorlash va ekspluatatsiya bosqichlari bo'yicha amalga oshiriladi.

To'sinni tayyorlash bosqichida uning armaturasini hisobiy qarshiligidan 10% ortiq kattalikda qisqa muddatga texnologik tortilishini inobatga olib darzbardoshlik bo'yicha quyidagilar tekshiriladi:

- to'sinning ustki qirrasida normal darzlarning hosil bo'lishiga quyidagi shart bo'yicha tekshiriladi:

$$\sigma_{bt}^{BF} \leq 0,8R_{bt,ser} = 0,8 \cdot 2,1 = 1,68 MPa;$$

- kerak bo'lgan taqdirda normal darzlarning chegaralanishiga, ya'ni $a_{cr} \leq 0,01$ sm shart bajarilishiga tekshiriladi.

mikrodarzlarning paydo bo'lishiga quyidagi shart bo'yicha tekshiriladi:

- $\sigma_{bc}^{HF} \leq R_{b,mc1} = 21,5 MPa;$

Ekspluatatsiya bosqichida to'singa avtomobil yo'llaridagi oldindan zo'riqtirilgan, diametri 5 mm bo'lgan simli armatura bilan armaturalangan ko'priklarning konstruksiyasiga darzbardoshlik bo'yicha qo'yiladigan IIb kategoriyali talablar qo'yiladi. Ushbu talablarga ko'ra quyidagilar tekshirib ko'rilishi kerak bo'ladi.

- vaqtinchalik yuk ostida normal darzlarning paydo bo'lishi:

$$\sigma_{bt}^{H,2} \leq 1,4R_{bt,ser} = 1,4 \cdot 2,1 = 2,94 MPa;$$

- doimiy yuk ostida normal darzlarning yopilishi:

$$\sigma_{bc}^{HI} \geq 0,1R_b = 0,1 \cdot 2,1 = 2 MPa;$$

- doimiy va vaqtinchalik yuklar ta'siri ostida bo'ylama darzlarning paydo bo'lishi:

$$\sigma_{bt}^{BF} \leq R_{b,mc2} = 17,5 MPa;$$

- qiya darzlarning paydo bo'lishi:

$$\sigma_{bmt} \leq 1,1(1,26 - \frac{\sigma_{bmc}}{R_{b,mc2}})R_{bt,ser};$$

- kerak bo'lgan hollarda normal va qiya darzlarning ochilishi: $a_{cr} \leq 0,015$ sm.

To'sin oralig'ining o'rtasidagi kesimni (1—1) ko'rib chiqamiz.

To'sinni tayyorlash bosqichida hisoblash. To'sinni tayyorlash bosqichida uning armaturasini hisobiy qarshiligidan 10% ortiq kattalikda qisqa muddatga texnologik tortilishini (formuladagi 1,1 ga teng koeffitsient) inobatga olib va tutamlardagi kuchlanishlarning birinchi guruh yo'qotishlarini olib tashlaganimizdan so'ng oldindan zo'riqtirilgan armaturadagi kuchlanishlarning qiymatini aniqlaymiz:

- to'g'ri chiziqli tutamlardagi kuchlanishlar

$$\sigma_p = 1,1 \cdot 1100 - 193,43 = 1016,57 \text{ MPa};$$

- egri chiziqli tutamlardagi kuchlanishlar

$$\sigma_p = 1,1 \cdot 1100 - 217,63 = 992,37 \text{ MPa}.$$

Oldindan zo'riqtirish kuchlanishlarining teng ta'sir etuvchisi keltirilgan kesimning og'irlik markazidan 62,75 sm masofaga qo'yilgan (oldindan zo'riqtirish kuchlanishlarining yo'qotishlarini aniqlash qismiga qarang). Ushbu teng ta'sir etuvchi kuchni aniqlaymiz:

$$\begin{aligned} N_0 &= 1016,57 \cdot 10^{-1} \cdot 6 \cdot 4,71 + 992,37 \cdot 10^{-1} \cdot 3 \cdot 4,71 = \\ &= 2872,83 + 1403,63 = 4276,46 \text{ kH}. \end{aligned}$$

To'sinning o'z og'irligi 376 kN bo'lganda uning xususiy yukidan to'sin oralig'ining o'rtasida hosil bo'ladigan eguvchi momentning qiymatini aniqlaymiz:

$$M_{c,e} = \frac{376 \cdot 23,4^2}{24 \cdot 8} = 1072,3 \text{ kH} \cdot \text{m}.$$

To'sin kesimining ustki qirrasida hosil bo'ladigan kuchlanishlarni (ustki qirradan keltirilgan kesimning og'irlik markazigacha bo'lgan masofa $u = 43,74$ sm ga teng) aniqlaymiz:

$$\begin{aligned} \sigma_{bt}^{BF} &= -\frac{4276,46 \cdot 10^3}{6845,54} + \frac{4276,46 \cdot 10^3 \cdot 62,75}{128,51 \cdot 10^5} \cdot 43,74 - \\ &- \frac{1072,3 \cdot 10^5}{128,51 \cdot 10^5} \cdot 43,74 = -624,71 + 913,35 - 364,97 = \\ &= -76,33 \text{ H / cm}^2 = -0,76 \text{ MPa} < 0 \end{aligned}$$

Aniqlangan kuchlanishlarning ishorasi manfiy, demak to'sinning ustki qirrasi siqilishga ishlayapti va darzlar hosil bo'lmaydi.

To'sin kesimining ostki qirrasida hosil bo'ladigan kuchlanishlarni (ostki qirradan keltirilgan kesimning og'irlik markazigacha bo'lgan masofa $u = 76,26$ sm ga teng) aniqlaymiz:

$$\begin{aligned}\sigma_{bt}^{HF} &= -\frac{4276,46 \cdot 10^3}{6845,54} + \frac{4276,46 \cdot 10^3 \cdot 62,75}{128,51 \cdot 10^5} \cdot 76,26 - \\ &- \frac{1072,3 \cdot 10^5}{128,51 \cdot 10^5} \cdot 76,26 = -624,71 + 1592,42 - 636,32 = \\ &= 1580,81 \text{ H / cm}^2 = 15,8 \text{ MPa} < R_{b,mc1} = 21,5 \text{ MPa}.\end{aligned}$$

To'sinning ostki qirrasida oldindan zo'riqtirish kuchlaridan hosil bo'ladigan kuchlanishlarning aniqlangan qiymati betonning qarshiligidan kichik bo'lganligi uchun bo'ylama darzbardoshlik ta'minlanadi deya olamiz.

To'sinni ekspluatatsiya bosqichida hisoblash.

1. Vaqtinchalik yuk ostida normal darzlarning paydo bo'lishi bo'yicha:

Armaturadagi kuchlanishlarning barcha yo'qotishlarini inobatga olib oldindan zo'riqtirish kuchlanishlarining teng ta'sir etuvchisining qiymatini aniqlaymiz (to'g'ri va egri chiziqli tutamlar hisobga olinadi)

$$\begin{aligned}N_0 &= N_0^{np} + N_0^{kp} = 809,68 \cdot 10^{-1} \cdot 6 \cdot 4,71 + 793,01 \cdot 10^{-1} \cdot 3 \cdot 4,71 = \\ &= 2288,15 + 1120,52 = 3408,67 \text{ kH} \cdot \text{m}.\end{aligned}$$

Ushbu teng ta'sir etuvchi kuch qo'yilgan nuqtaning keltirilgan kesim og'irlik markaziga nisbatan holati, ya'ni ular orasidagi masofa quyidagiga teng bo'ladi

$$e_{0_9} = \frac{2288,15(76,26 - 11,33) + 1120,52(76,26 - 18)}{3408,67} = 62,74 \text{ cm}.$$

To'g'ri va egri chiziqli armatura tutamlaridagi kuchlanishlar yo'qotishlarining farqi kichik bo'lganligi uchun $\epsilon_{09} \approx \epsilon_0$ deb qabul qila olamiz.

To'sin kesimining ostki qirrasida hosil bo'ladigan kuchlanishlarni aniqlaymiz:

$$\begin{aligned}\sigma_{bt}^{H.I} &= -\frac{3408,67 \cdot 10^3}{6845,54} - \frac{3408,67 \cdot 10^3 \cdot 62,75}{128,51 \cdot 10^5} \cdot 76,26 + \\ &+ \frac{2896,52 \cdot 10^5}{128,51 \cdot 10^5} \cdot 76,26 = -497,94 - 1269,08 + 1718,84 = \\ &= -48,18 H / cm^2 = -0,48 MPa < 0\end{aligned}$$

To'sinning ostki qirrasidagi kuchlanishlarning ishorasi manfiy, ya'ni ostki qirra siqilishga ishlaydi. Aytib o'tish kerakki, ostki qirra betoni uchun kattaligi $1,4R_{bt,ser}=1,4 \cdot 2,1=2,94$ MPa ga teng bo'lgan cho'zilish kuchlanishlari ruxsat etiladi.

3. *Doimiy yuk ostida to'sinning ostki qirrasidagi normal darzlarning yopilishi bo'yicha:*

$$\begin{aligned}\sigma_{bt}^{H.I} &= 497,94 + 1269,08 - \frac{1636,52 \cdot 10^5}{128,51 \cdot 10^5} \cdot 76,26 = \\ &= 795,88 H / cm^2 = 7,95 MPa\end{aligned}$$

Aniqlangan kuchlanishlarning qiymati ruxsat etilgan eng kichik kuchlanishlar, ya'ni $0,1R_b = 0,1 \cdot 20 = 2 MPa$ dan ham kattadir. Demak vaqtinchalik yuklar o'tib ketgandan so'ng to'sin ostki qirrasida 7,95 MPa ga teng siquvchi kuchlanishlar bo'ladi, darzlar bo'lmaydi.

3. *Doimiy va vaqtinchalik yuklar ostida bo'ylama darzlarning paydo bo'lishini tekshirish* (kesimning ustki qirrasida uchun amalga oshiriladi)

$$\begin{aligned}\sigma_{bt}^{B.I} &= \frac{3408,67 \cdot 10^3}{6845,54} - \frac{3408,67 \cdot 10^3 \cdot 62,75}{128,51 \cdot 10^5} \cdot 43,74 + \\ &+ \frac{2896,52 \cdot 10^5}{128,51 \cdot 10^5} \cdot 43,74 = 497,94 - 727,89 + 985,87 = \\ &= 755,91 H / cm^2 = 7,6 MIIa < R_{b,mc2} = 17,5 MIIa.\end{aligned}$$

To'sin kesimining ostki qirrasidagi kuchlanishlar siquvchi bo'lganligi uchun normal darzlarning ochilish kengligini tekshirish kerak emas.

To'sin oralig'ining o'rtasida qiya darzlarning paydo bo'lishi va ularning ochilishi bo'yicha hisob-kitoblar amalga oshirilmaydi.

To'sinning tayanch ustidagi kesimining hisobi.

To'sinni tayyorlash bosqichida hisoblash. To'sinni tayyorlash bosqichida uning armaturasini hisobiy qarshiligidan 10% ortiq kattalikda qisqa muddatga texnologik tortilishi va birinchi guruh yo'qotishlari inobatga olinganda armaturadagi kuchlanishlarning qiymatini aniqlaymiz:

$$\sigma_p = 1,1 \cdot 1100 - 193,43 = 1016,57 MIIa;$$

Oldindan zo'riqtirish kuchlarining teng ta'sir etuvchisining qiymatini aniqlaymiz:

$$N_0 = 1016,57 \cdot 10^{-1} \cdot 4,71(4 + 3 \cdot 0,996) = 3345,88 kH.$$

Tayanch ustidagi kesimda normal darzlarning paydo bo'lishi extimolini tekshirib ko'ramiz. Buning uchun kesimning ustki qirrasidagi kuchlanishlarni aniqlaymiz (kesim ustki qirrasidan keltirilgan kesimning og'irlik markazigacha bo'lgan masofa $u = 43,88$ sm):

$$\sigma_{bt}^{BF} = -\frac{3345,88 \cdot 10^3}{7541,02} + \frac{3345,88 \cdot 10^3 \cdot 33,48}{127,88 \cdot 10^5} \cdot 43,88 =$$

$$= -59,31 H / cM^2 = -0,59 MIIa < 0.$$

Aniqlangan kuchlanishlarning ishorasidan ko‘rinib turibdiki, kesimning ustki qirrasida cho‘zuvchi kuchlanishlar yo‘q, ya’ni ustki qirra siqilishga ishlayapti.

To‘sinning oldindan zo‘riqtirilgan armatura joylashtirilgan joylarida bo‘ylama mikrodarzlarning paydo bo‘lish extimolini tekshirib ko‘ramiz.

Buning uchun kesimning ostki qirrasidagi kuchlanishlarni aniqlaymiz (kesim ostki qirrasidan keltirilgan kesimning og‘irlik markazigacha bo‘lgan masofa $u = 76,12$ sm):

$$\sigma_{bt}^{HF} = \frac{3345,88 \cdot 10^3}{7541,02} + \frac{3345,88 \cdot 10^3 \cdot 33,48}{127,88 \cdot 10^5} \cdot 76,12 =$$

$$= 1110,48 H / cM^2 = 11,11 MIIa.$$

Aniqlangan kuchlanishlarning qiymati 11,11 MPa ruxsat etilgan $R_{b,mc1} = 21,5$ MPa dan katta emas, demak ushbu kesimning bo‘ylama darzbardoshligi ta‘minlanadi.

Ekspluatatsiya bosqichida vaqtinchalik yuk ta’siri ostida qiya darzlarning paydo bo‘lishi extimoliga tekshirish. Tayanch ustidagi kesimda qtinchalik yuklardan hosil bo‘ladigan eguvchi momentning qiymati nolga teng, ko‘ndalang kuchning qiymati esa $Q_n = 505,01$ kN ga teng.

Zo‘riqtirilgan armaturadagi zo‘riqishlarning teng ta’sir etuvchisi qiymatini aniqlaymiz:

$$N_0 = 812,61 \cdot 10^{-1} \cdot 4 \cdot 4,71 + 0,996 \cdot 845,49 \cdot 10^{-1} \cdot 3 \cdot 4,71 = 2725,63 kH.$$

Ushbu teng ta’sir etuvchining keltirilgan kesim og‘irlik markaziga nisbatan holatini (2.36 - rasm) aniqlaymiz:

$$e_0 = \frac{812,61 \cdot 10^{-1} \cdot 4 \cdot 4,71(76,12 - 13) + 0,996 \cdot 845,49 \cdot 10^{-1} \cdot 3 \cdot 4,71(76,12 - 82,32)}{2725,63} =$$

$$= 32,8 \text{ см.}$$

Tekshirishni keltirilgan kesimning og'irlik markazi sathida amalga oshiramiz (kesim og'irlik markazidan ko'rilayotgan sathgacha bo'lgan masofa $u = 0$).

To'sin bo'ylama o'qi bo'yicha betondagi normal kuchlanishlar qiymatini aniqlaymiz:

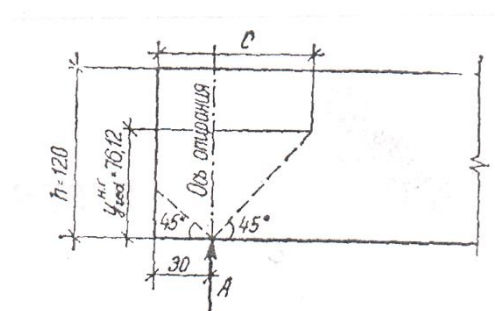
$$\sigma_x = \frac{N_0}{A_{red}} + \frac{N_0 e_0}{I_{red}} y = \frac{2725,63 \cdot 10^3}{7541,02} = 361,44 \text{ H / cm}^2 = 3,62 \text{ МПа.}$$

Bukilgan armaturadagi oldindan zo'riqtirish kuchlari va tayanch reaksiyasi $A = Q_n$ dan to'sin bo'ylama o'qiga perpendikulyar yo'nalishda betonda hosil bo'ladigan normal kuchlanishlarning qiymati quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$\sigma_y = \frac{\sigma_{po} A_{po} \sin \alpha}{\mu_0 b} + \frac{A}{bc}.$$

Tayanch reaksiyasidan hosil bo'ladigan kuchlanishlar 45° burchak ostida tarqaladi deb qabul qilamiz (4.30-rasm). U holda $s = 30 + 76,12 = 106,12$ sm. Kuchlanishlarning qiymatini aniqlaymiz:

$$\sigma_y = \frac{845,49 \cdot 10^2 \cdot 3 \cdot 4,71 \cdot 0,0889}{0,5 \cdot 120 \cdot 26} + \frac{505,01 \cdot 10^3}{26 \cdot 106,12} = 68,08 + 183,03 = 251,11 \text{ H / cm}^2 = 2,51 \text{ МПа.}$$



4.30- rasm. Tayanch reaksiyasidan hosil bo'lgan kuchlanishlarning to'sin kesimida taqsimlanishi (o'lchamlar sm larda)

Keltirilgan kesim og'irlik markazi yuqorisida joylashgan qismining statik momentini aniqlaymiz:

$$S_{red} = 210 \cdot 18(43,88 - \frac{18}{2}) + 26 \frac{(43,88 - 18)^2}{2} + 6 \cdot 4,71(43,88 - 18,08) + 6 \cdot 4,71(43,88 - 37,68) = 141457,79 \text{ cm}^3.$$

Bukilgan tutamlardagi oldindan zo'riqtirish kuchlarining vertikal tashkil etuvchilarini olib tashlab tayanch usti kesimidagi ko'ndalang kuchning qiymatini aniqlaymiz:

$$Q_1 = Q_n - \sigma_{po} A_{po} \sin \alpha = 505,01 - 845,49 \cdot 10^{-1} \cdot 3 \cdot 4,71 \cdot 0,0889 = 505,01 - 106,21 = 398,8 \text{ kH}.$$

Keltirilgan kesimning og'irlik markazi sathidagi urinma kuchlanishlarning qiymatini aniqlaymiz ($k_{b,sh} = 1$ deb qabul qilamiz)

$$\tau = \frac{Q_1 S_{red}}{I_{red} b} = \frac{398,8 \cdot 10^3 \cdot 141457,79}{127,88 \cdot 10^5 \cdot 26} = 169,67 \text{ H / cm}^2 = 1,7 \text{ MPa} < k_{b,sh} R_{b,sh} = 1 \cdot 3,6 \text{ MPa}.$$

Tayanch usti kesimidagi bosh siquvchi kuchlanishlarni aniqlaymiz:

$$\sigma_{bmc} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2})^2 + \tau^2} = \frac{361,44 + 251,11}{2} + \sqrt{(\frac{361,44 - 251,11}{2})^2 + 169,67^2} = 306,28 + 178,41 = 484,69 \text{ H / cm}^2 = 4,85 \text{ MPa} < R_{b,mc2} = 17,5 \text{ MPa}.$$

Tayanch usti kesimidagi bosh cho'zuvchi kuchlanishlarni aniqlaymiz:

$$\sigma_{bmt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2})^2 + \tau^2} = 306,28 - 178,41 = 127,88 \text{ H / cm}^2 = 1,28 \text{ MPa}.$$

Ushbu aniqlangan kuchlanishlar ham siquvchi bo'lganligi uchun ayta olamizki, tayanch ustidagi kesimda qiya darzlar hosil bo'lmaydi.

To'sin oraliq uzunligining choragidagi kesim uchun amalga oshiriladigan tekshirishlar ham yuqorida keltirilgan ketma-ketlikda olib boriladi.

5-bob. Temiryo‘l ko‘priklari tayanchlaridagi zo‘riqlashlarni aniqlash

5.1. Ko‘prik tayanchlariga tushadigan yuklar va ularning birikmalari

Yuklar va ularning birikmalari. ShNQ 2.05.03-12 ga binoan ko‘priklarning tayanchlari chegaraviy holatlarning ikki guruhi bo‘yicha hisoblanadi.

Birinchi guruh bo‘yicha hisoblar inshootning ko‘tarish qobiliyatini ta‘minlash maqsadida amalga oshiriladi va ular quyidagi tekshirishlarni o‘z ichiga oladi:

- a) tayanchlar elementlarining mustahkamligini material bo‘yicha tekshirish;
- b) tayanchlarning markaziy va markazdan tashqari siqilgan elementlarini turg‘unligini tekshirish;
- v) temiryo‘l ko‘priklar tayanchlarining shaparak temirbeton va metall konstruksiyalarini chidamlilikka tekshirish;
- e) tayanchning gruntli zaminini uning ko‘tarish qobiliyati bo‘yicha tekshirish.

Ikkinchi guruh bo‘yicha hisoblar tayanch konstruksiyasi elementlarining talab etilgan bikirligi va darzbardoshligini ta‘minlash uchun amalga oshiriladi. Ushbu hisoblarga quyidagilar kiradi:

- a) tayanch zamini va poydevorining deformatsiyalarini hisoblash (cho‘kish, qiyshayish, gorizontal ko‘chishlar);

b) temiryo'l ko'priklari tayanchlari yuqori qismining gorizontal yuklar ta'siri ostida yo'l o'qiga nisbatan bo'ylama va ko'ndalang siljishini aniqlash;

v) tayanch poydevori va tanasi temirbeton konstruksiyalarining darzbardoshligini aniqlash.

Hisoblar quyidagi ketma-ketlikda olib boriladi:

1) tayanchning hisobiy sxemasi tanlab olinadi;

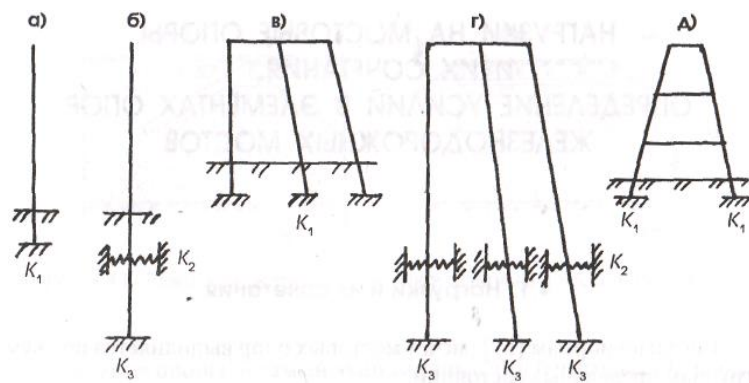
2) tayanch konstruksiyasi elementlari ko'ndalang kesimlarining o'lchamlari belgilab olinadi;

3) tayanchga ta'sir etuvchi yuklar (shu jumladan doimiy yuklar ham) yig'ib (ya'ni aniqlab) olinadi;

4) tayanch kesimlarida normativ va hisobiy zo'riqishlar (eguvchi momentlar, bo'ylama va ko'ndalang kuchlar) aniqlanadi;

5) chegaraviy holatlar guruhlari bo'yicha tekshirishlar (kesimlarning qabul qilingan o'lchamlarini, armaturalashni va boshq. etarliligini aniqlash) amalga oshiriladi.

Tayanch kesimlarining oldindan belgilangan o'lchamlari amalga oshirilgan loyihalar, tipovoy loyihalar bo'yicha qabul qilinadi. Ushbu o'lchamlar bo'yicha tayanchga ta'sir etayotgan yuklar, kesimlar bikirligining xarakteristikolari va ulardan foydalanilib zo'riqishlar, deformatsiyalarning dastlabki qiymatlari aniqlanadi.



5.1-rasm. Tayanchlarning hisobiy sxemalari

a) massiv va bir qator ustunli tayanchlar uchun; b) bir qator qoziqli va ustunli tayanchlar uchun; v) ustunli qirg'oq tayanchlari uchun; g) qoziqli qirg'oq tayanchlari uchun; d) romli qirg'oq tayanchlari uchun; K_1 — tayanchning poydevor usti sathidagi bikirligi; K_2 — tayanch qoziqlarining (ustunlarining) gruntga elastik qistirilgan joyi ustidagi bikirligi; K_3 — tayanch qoziqlarining (ustunlarining) uchi sathidagi bikirligi

Tayanchning hisobiy sxemasi ko'prikning sistemasi, tayanch elementlari uchlarining mahkamlanishi va tayanchning konstruktiv shakllanishi bo'yicha belgilanadi. Agar ko'prik to'sinli qirqilgan sistemaga ega bo'lib, oraliq qurilmalar tayanchga qo'zg'aluvchan va qo'zg'almas tayanch qismlar orqali tayangan bo'lsa, tayanch tanasi poydevorga turli darajada qistirilgan, poydevor esa gruntga qistirilgan konsol sxemaga ega deb qabul qilinadi (5.1-rasmga qarang).

Agar tayanch konstruktiv jihatdan fazoviy sistema shakliga ega bo'lsa, uning hisobiy sxemasi ustunlari poydevorga yoki gruntga bikir yoki elastik qistirilgan tekis elastik rom sifatida ko'riladi (5.1 v,g,d – rasm). Bunda temirbeton fazoviy tayanchlar tugunlari bikir bo'lgan romlar sifatida, metall tayanchlar esa elementlari sharnirlar bilan bog'langan romlar sifatida hisoblanadi.

To'sinli-qirqilmagan va haroratga qirqilmagan sistemali ko'priklarda, shuningdek ko'prikning ishini uning o'qi bo'yicha bir sistema kabi ishlashini ta'minlaydigan tadbirlar qo'llanilgan taqdirda,

tayanchlar ustunlari ustki va ostki tugunlari ma'lum bir shartlarda mahkamlangan romlar kabi hisoblanadi.

Ko'priklarning konstruksiyasi ShNQ 2.05.03-12 ga binoan doimiy va vaqtinchalik (harakatchan tarkib va boshq.) yuklar va ta'sirlarga hisoblanadi. ShNQ 2.05.03-12 ning 5-jadvalida tayanchlarni hisoblashda inobatga olinishi kerak bo'lgan barcha yuklar ko'rsatilgan. Chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblashda ushbu yuklar o'zlariga tegishli bo'lgan yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari bilan birga inobatga olinishi ko'zda tutilgan. Hisoblarda qiymatlari 1 dan katta yoki kichik bo'lgan, yuklarning hisobiy ta'sirini oshiradigan, yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari kirgiziladi.

Tayanchlarning eskiz hisoblarida doimiy va vaqtinchalik yuklar bilan birgalikda kirgiziladigan, tavsiya etilgan, yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari 5.1 va 5.2-jadvallarda keltirilgan.

5.1-jadval

Ko'priklar tayanchlarini eskiz loyihalashda hisobga olinishi tavsiya etilgan yuklar va yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari

Yuk raqami	Yuk nomi	Yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsientlari		Eslat malar
		$\gamma_f > 1$	$\gamma_f < 1$	
1	2	3	4	5
1a	Oraliq qurilmalarning og'irligi	1,1	0,9	
1b	Qatnov ballast ustida bo'lganda temiryo'l ko'prik polotnosining og'irligi	1,3	0,9	
1v	Avtoyo'l ko'priklarida tekislovchi, izolyasion va himoya qatlamlarining og'irligi	1,3	0,9	
1g	Avtoyo'l ko'priklarida yo'l qoplamasi va trotuarlarning og'irligi	1,5	0,9	

1d	Tayanch elementlarining (poydevorlar bilan birga) og'irligi	1,1	0,9	
3	Yo'l ko'tarmasi og'irligidan gruntning bosimi (vertikal va gorizontal)	1,4	0,7	
4	Suvning gidrostatik (muallaqlash- tiruvchi) ta'siri	SPS vaqtida	SYUS vaqtida	ShNQ 2,05.03-12 ning 7 bo'limiga qarang
<i>Vaqtinchalik (transportdan) va piyodalardan tushayotgan yuk</i>				
	Vertikal yuklar:			
7a	temiryo'l yuki SK va ϵ SK	Yuqoridagi tegishli jadvaldan qabul qilinadi		
7b	avtoyo'l yuki AK va NK-80			
7v	trotuarlardagi piyodalardan tushgan yuk			
7g	yuksiz harakatchan tarkibdan tushgan yuk	1,0		
8	Nurash prizmasi ustida turgan harakatchan tarkibdan gruntida hosil bo'ladigan bosim	1,2		
9	Markazdan qochma kuchdan yuzaga keladigan gorizontal ko'ndalang yuk	Yuqoridagi tegishli jadvaldan qabul qilinadi		egrilikda joylashgan temiryo'l ko'prigi uchun
11	Tormozlanishdan yoki teplovoz (elektrovoz) ning tortish kuchidan yuzaga keladigan gorizontal bo'ylama yuk			
12	Shamol ta'siridan yuzaga keladigan yuk	1,5		
13	Muz ta'siridan yuzaga keladigan yuk	1,2		
14	Kemalar urilishidan yuzaga keladigan yuk	1,2		
15	Harorat ta'siridan yuzaga keladigan yuk	1,2		
16	Muzlashda ko'pchish ta'siridan yuzaga keladigan yuk	1,3		
18	Seysmik yuk	1,0		

**Harakatchan tarkibning vaqtinchalik yuklari uchun yuk bo'yicha ishonchlilik
koeffitsientlari γ_f^***

Yuk turi	γ_f
Temiryo'l yuklari SK va ϵ SK	$\lambda^{**} = 0$ bo'lganda 1,30 (1,20) $\lambda = 50$ m bo'lganda 1,15 (1,10) $\lambda \geq 150$ m bo'lganda 1,10 (1,10)
Avtoyo'l yuklari AK:	
aravacha	$\lambda^{***} = 0$ bo'lganda 1,50 $\lambda \geq 30$ m bo'lganda 1,2
tekis taqsimlangan (taralgan) yuk	1,2
g'ildirakli yuk	1,0
Trotuardagi taralgan yuk (piyodalardan)	1,2

Eslatmalar: * Qavs ichidagi qiymatlar 9 va 11 yuklari uchun keltirilgan.

** Bu erda λ – yuklanmagan (ya'ni bo'sh) tarkib bilan yuklangan uchastkalar uzunliklari ayirib tashlanganda ta'sir chiziqlarining yuklanish uzunligi; λ ning oraliq qiymatlari uchun γ_f ning qiymati interpolyasiya bo'yicha qabul qilinadi.

*** Bu erda λ - bir ishorali ta'sir chizig'i uchastkasining uzunligi.

Ikkinchi guruh chegaraviy holatlar bo'yicha amalga oshiriladigan hisoblarda $\gamma_f = 1$ qabul qilinadi.

5.1 - jadvalda keltirilgan yuklar normalarga binoan quyidagicha belgilanadi:

Yuk №1a – ko'prik polotnosi og'irligidan tushadigan normativ yuk. Ko'prik polotnosi ko'ndalang yog'och to'sinlardan iborat bo'lganda va trotuarlar bo'lmaganda yo'lining har bir metri uchun 6,9 kN/m (0,7 tonna

kuch / metr) qabul qilinadi; ikki trotuar bo'lganda, metall konsollar qo'llanilganda va nastil temirbeton plitalardan iborat bo'lganda yo'lning har bir metri uchun 12,7 kN/m (1,3 tonna kuch / metr) qabul qilinadi; ko'priklarning polotnosi ballastsiz plitali bo'lganda ushbu ko'rsatkich 16,0 kN/m qabul qilinadi.

Yuk №1b – Ko'priklarning polotnosi ballasti og'irligidan har bir metr uzunlikka tushayotgan normativ yuk. Bir izli temiryo'l ko'prigi uchun 36 kN/m (3,6 tonna kuch / metr) kattaligida qabul qilinadi.

Yuk №1v (avtoyo'l ko'prigi uchun) – qatnov polotnosining qoplamasi og'irligidan tushayotgan normativ yuk. Qatnov qismi kengligini hisobga olgan holda yuklarni tashkil etuvchilar yig'indisidan iborat bo'ladi. Qatnov polotnosi qoplamasi quyidagilardan iborat bo'ladi: tekislovchi qatlam (qalinligi 3 sm dan kam emas); gidroizolyasiya; gidroizolyasiyani himoya qiluvchi qatlam (qalinligi 4 sm dan kam emas) va ikki qatlamdan iborat bo'lgan asfaltobeton (umumiy qalinligi 7 sm dan kam emas).

Yuk №1g – trotuarlar, panjaralar va himoya to'siqlarining og'irligidan har bir metrqa tushadigan normativ yuk. Ushbu elementlarning konstruktiv echimiga bog'liq ravishda qabul qilinadi.

Yuk №1d – oraliq qurilmalar to'sinlarining hususiy og'irligidan tushadigan normativ yuk. Tipovoy loyihalar yoki o'xshash konstruksiyalar ma'lumotlari bo'yicha qabul qilinadi.

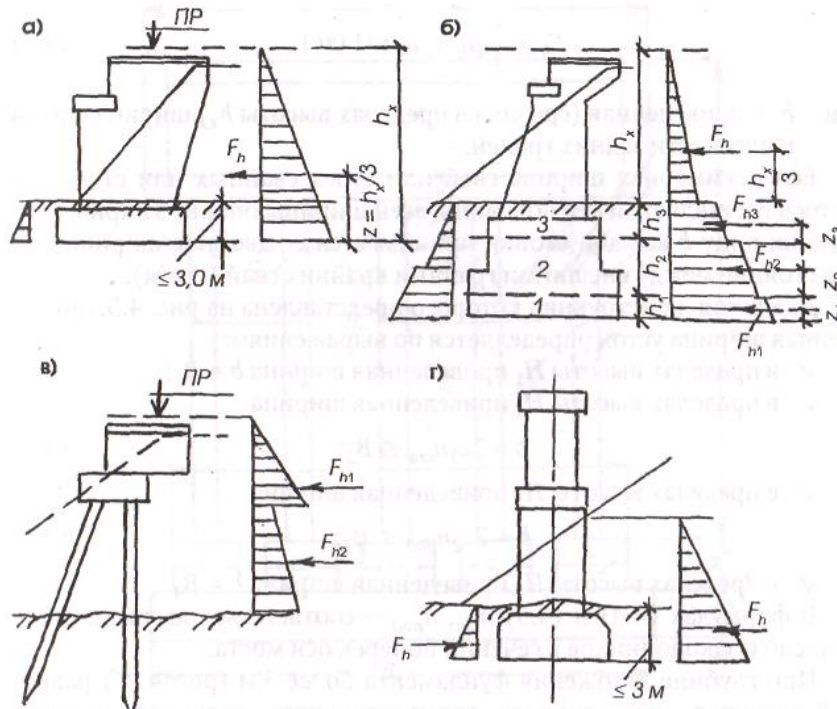
Yuk №1e – tayanch hususiy og'irligidan tushayotgan yuk. Tayanchlar elementlarining ma'lum bo'lgan echimlar asosida, variant loyihalash asosida oldindan belgilab olingan o'lchamlari bo'yicha aniqlab olinadi.

Yuk №3 – gruntning tayanchga bo'lgan normativ gorizonta bosimi (ko'rilaotgan grunt qatlamining ostki yuzasi sathida). Ushbu bosim qiymati quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$p_h = \gamma_n h_x \tau_n \quad (5.1)$$

bu yerda γ_n – to‘kilgan gruntning normativ solishtirma og‘irligi, 17,7 kN/m³ (1,8 ts/m³) ga teng qabul qilinadi;

h_x — gruntning to‘kilish balandligi (rels ostidan yoki yo‘l polotnosi ustidan ko‘rilayotgan grunt qatlamigacha bo‘lgan masofa), metrlarda;



5.2-rasm. Gruntning gorizontaal bosimi epyuralari

a) poydevorning joylashish chuqurligi 3 metrgacha bo‘lgan chetki tayanchlar uchun; b) poydevorning joylashish chuqurligi 3 metrdan katta bo‘lgan chetki tayanchlar uchun; v) qoziqli chetki tayanchlar uchun; g) oraliq tayanch uchun; 1,2,3 – grunt qatlamlari

τ_n – chetki tayanchga to‘kilgan gruntning normativ yon bosimi koeffitsienti, quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$\tau_n = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}\right) \quad (5.2)$$

bu yerda φ_n – suv o‘tkazuvchi gruntning normativ ichki ishqalanish burchagi, 35⁰ ga teng qabul qilinadi.

Poydevorning joylashish chuqurligi 3 metrgacha bo'lganda gruntning gorizonta bosimi teng ta'sir etuvchisining qiymati quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$F_h = \frac{1}{2} p_h h_x b, \kappa H(Tc), \quad (5.3)$$

bu erda b — tayanchning orqa qirralari tekisligidagi keltirilgan kengligi (h_x balandligi chegarasidagi o'rtacha qiymati).

Agar qoziqli yoki ustunli chetki tayanchlarning qoziqlari yoki ustunlari kengligining umumiy yig'indisi tayanchning to'la kengligining yarmidan kam miqdorni tashkil etsa, har bir ustunning (qoziqning) keltirilgan kengligi b sifatida uning kengligining ikki miqdori yoki eng chetda joylashgan qoziqlar (ustunlar) tashqi qirralari orasidagi masofa qabul qilinadi.

Konstruksiya 5.3-rasmda keltirilgan chetki tayanch uchun ushbu tayanchning keltirilgan kengligi quyidagi ifodalar bo'yicha aniqlanadi:

N_1 balandlik chegarasida uning keltirilgan kengligi $b = B_1$;

N_2 balandlik chegarasida uning keltirilgan kengligi

$$b = 2c_1 n_{cm} \leq B_2; \quad (5.4)$$

N_3 balandlik chegarasida uning keltirilgan kengligi

$$b = 2c_2 n_{nod} \leq B_3; \quad (5.5)$$

N_4 balandlik chegarasida uning keltirilgan kengligi $b = B_4$.

(4.4) va (4.5) formulalarda p_{st} , p_{pod} — ko'prik o'qiga ko'ndalang kesimda, tegishli, ustunlar soni va ustunlar osti elementlari (podkolenniki) soni.

Poydevorning joylashish chuqurligi 3 metrdan katta bo'lganda (4.2b-rasm) tabiiy yuzadan pastda joylashgan har bir i — grunt qatlamining

(pastdan tepaga qarab sanalganda) normativ gorizontal bosimi teng ta'sir etuvchisining qiymati quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$F_{hi} = \frac{1}{2} \gamma_i h_i \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_i)(h_i + 2h_{0i})b, \kappa H(Tc), \quad (5.6)$$

bu yerda γ_i , h_i – har bir i – grunt qatlamining, tegishlicha, solishtirma og'irligi va qalinligi;

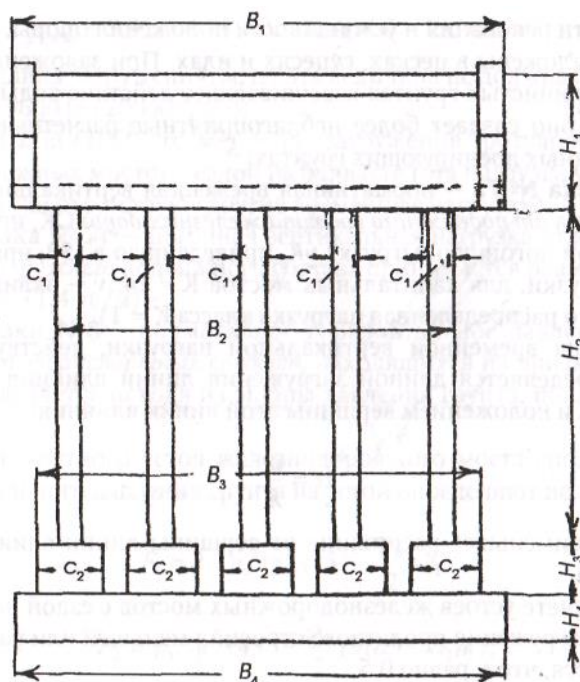
φ_i - har bir i – grunt qatlamining ichki ishqalanish koeffitsienti;

b – chetki tayanchning keltirilgan kengligi;

h_{0i} – to'kilgan grunt (grunt zasyipki) solishtirma og'irligiga keltirilgan, ko'rilayotgan grunt qatlamining ustki yuzasidan balandda yotgan grunt qatlamlarining umumiy qalinligi, metrlarda.

Masalan, gruntning ostki ($i = 1$) qatlami uchun (5.2b-rasmga qarang) keltirilgan qalinlik quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$h_{0i} = \frac{\gamma_x h_x + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3}{\gamma_x}; \quad (5.7)$$



5.3-rasm. Qoziqli (ustunli) chetki tayanchning keltirilgan kengligini aniqlash uchun sxema

Teng ta'sir etuvchi bosimlar F_i larning ko'rilayotgan qatlamning ostki yuzasigacha bo'lgan elkalari z_i lar quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$z_i = \frac{h_i}{3} \times \frac{h_i + 3h_{0i}}{h_0 + 2h_{0i}}. \quad (5.8)$$

Tabiiy gruntga yoki ilgari insho qilingan ko'tarmaga qoqilgan qoziqlar uchun gruntning gorizonta (yon) bosimi hisobga olinaydi. Masalan, 5.2v-rasmda ko'rsatilgan qoziqlar ilgari kallak ostigacha to'kilgan gruntga kirgizilganda F_{h2} kuchi nolga teng qabul qilinadi.

Yuk №4 – suvning normativ gidrostatik (muallaqlashtiruvchi) ta'siri. Tayanchning yuzadagi yoki er osti suvlari satxidan pastda joylashgan qismlariga ta'sir etadi. Tayanchlarning poydevorlari qumlarda, supeslarda va botqoqliklarda joylashgan taqdirda tayanch zaminining ko'tarish qobiliyati va tayanch holatining turg'unligi bo'yicha amalga oshiriladigan hisoblarda inobatga olinadi. Tayanchlarning poydevorlari gilli (loyli) gruntlarda joylashgan bo'lsa, u holda suvning muallaqlashtiruvchi ushbu ta'siri poydevor qumli suv o'tkazuvchi gruntlarda joylashgandagiga qaraganda yanada noqulayroq hisobiy shartlarni keltirib chiqargan taqdirda inobatga olinadi.

Yuk №7a – temir yo'llari harakatchan tarkibi SK dan har bir metr ga tushayotgan normativ vaqtinchalik vertikal yuk. ShNQ 2.05.03-12 ning 5-ilovasida har bir metr ga to'g'ri keladigan vK keltirilgan (K – yuk sinfi, kapital ko'priklar uchun $K = 14$; v - tekis taqsimlangan ekvivalent yuk ($K = 1$ sinfli yuk uchun)).

Tayanchga ta'sir etayotgan vaqtinchalik vartikal yukning qiymati tayanch bosimi (reaksiyasi) ta'sir chizig'ining yuklanish uzunligi λ ga va ushbu ta'sir chizig'i cho'qqisining joylashgan eri bo'yicha aniqlanadi:

$$\alpha = \frac{a}{\lambda}, \quad (5.9)$$

bu yerda a – ta'sir chizig'i cho'qqisidan uning oxirigacha bo'lgan eng qisqa masofa.

Qatnovi ballast ustida bo'lgan temiryo'l ko'priklarining chetki tayanchlarini hisoblashda va oraliq qurilmaning yuklanish uzunligi 25 metrga teng yoki undan kichik bo'lgan hollarda $a = 0,5$ qabul qilinadi.

Temirbeton yoki metal konstruksiyali tayanchlarni chidamlilikka va seysmik ta'sirlarga hisoblashda, shuningdek tayanchlarning siljish qiymatlarini va ularning temirbeton elementlaridagi darzlar ochilishini aniqlashda SK yuki og'ir transporterlarning yo'qligini inobatga oladigan $\varepsilon \leq 1$ koeffitsienti bilan birga kirgiziladi. Yuklanish uzunligi $\lambda \leq 5$ metr bo'lganda $\varepsilon = 1$ ga, $10 < \lambda \leq 25$ metr bo'lganda $\varepsilon = 0,85$ ga, $\lambda > 50$ metr bo'lganda $\varepsilon = 1$ ga teng qabul qilinadi. Yuklanish uzunligi λ ning oraliq qiymatlari uchun ε ning qiymatlari interpolyasiya bo'yicha aniqlanadi.

Yuk №7b – avtomobil yo'llaridagi normativ vaqtinchalik vertikal yuk. Ushbu yuk quyidagicha qabul qilinadi:

a) avtotransport vositalaridan – ikki AK polosalari ko'rinishida ($K = 11$) bo'lib, har bir polosa har bir o'qiga $R = K$ ts yuk tushadigan bir dona ikki o'qli aravacha va har bir metrga $v = 0,1 K$ (1,1 t kuch / m) tushadigan yukdan iborat.

b) – bir dona g'ildirakli, to'rt o'qli, umumiy og'irligi 80 t kuch, har bir ko'prikkaga bir dona o'rnatiladigan NK-80 yukidan iborat.

Yuk №7v – ko'prik trotuarlarlari yuklanadigan normativ piyodalar yuki. Har bir metrga quyidagi jadallik bilan qabul qilinadi:

a) avtoyo‘l va shahar ko‘priklari trotuarlarini yuklash uchun quyidagi miqdorda olinadi

$$p_{new} = 3,92 - 0,0196 \lambda, \kappa \Pi a (400 - 2\lambda, \kappa m c / m^2), \quad (5.10)$$

bu yerda λ – yuklanish uzunligi, metrlarda; Lekin r_{pesh} ning qiymati 1,96 kPa (200 kgs/m²) dan kichik bo‘lishi mumkin emas;

b) qatnovi ballast ustida bo‘lgan temiryo‘l ko‘priklari trotuarlarini yuklash uchun 9,81 kPa (1000 kgs/m²) qabul qilinadi (ushbu yuk ko‘prik ustida boshqa vaqtinchalik yuklar bo‘lmaganda inobatga olinadi).

Yuk №7g – yuklanmagan (bo‘sh) harakatchan tarkibdan har bir metr ga tushadigan vertikal yukning qiymati 13,7 kN/m (1,4 ts/m) ga teng qabul qilinadi.

Yuk №8 – nurash prizmasi ustida joylashgan transport vositalari yuki ta’sirida gruntning chetki tayanchga tushadigan normativ gorizontal bosimi (5.4-rasmga qarang).

Temiryo‘l ko‘prigining bir izli chetki tayanchiga tushadigan gruntning gorizontal bosimi tashkil etuvchilari quyidagi formulalar bo‘yicha aniqlanadi:

$$F_1 = 2,7 p_v t g^2 (45^0 - \frac{\varphi_n}{2}) h_1 \quad (5.11)$$

$$F_2 = p_v t g^2 (45^0 - \frac{\varphi_n}{2}) b (\alpha h - \alpha_1 h_1) \quad (5.12)$$

bu yerda p_v — shpala uzunligi (2,7 metr) bo‘yicha taqsimlangan vaqtinchalik vertikal yuk v ning jadalligi quyidagicha aniqlanadi:

$$p_v = \frac{v}{2,7}; \quad (5.13)$$

h_1 — grunt qatlamining balandligi (ushbu balandlik chegarasida gruntning tayanchga bo‘lgan bosimi o‘zgaruvchan kenglikka ega)

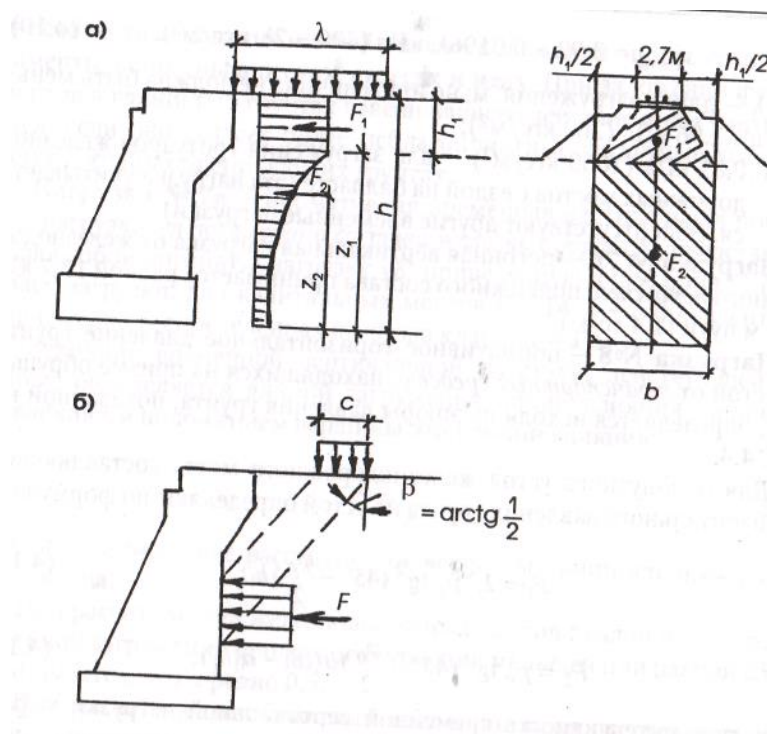
$$h_1 = b - 2,7m; \quad (5.14)$$

h — to‘kilgan grunt qatlamining balandligi (rels ostidan / yo‘l qoplamasi ustidan chetki tayanchning ko‘rilayotgan kesimigacha bo‘lgan masofa); b — bir izli chetki tayanchning kengligi, metrlarda;

F_1 va F_2 kuchlarning elkalari z_1 va z_2 (tayanchning ko‘rilayotgan kesimiga nisbatan) quyidagi formulalar bo‘yicha hisoblab topiladi:

$$z_1 = h - \frac{h_1}{2}; \quad (5.15)$$

$$z_2 = \frac{h^2 \alpha \xi - h_1 \alpha_1 (h_1 \xi_1 + h - h_1)}{h \alpha - h_1 \alpha_1}. \quad (5.16)$$



5.4-rasm. Vaqtinchalik harakatchan yuk ta'sirida chetki tayanchga tushayotgan gorizontaal bosim epyuralari

a) nurash prizmasida temiryo'l harakatchan tarkibi joylashganda; b) nurash prizmasida avtomobil, g'ildirakli va gusenitsali yuklar joylashganda (AK yuki uchun $S = 0,2$ m; NK-80 yuki uchun $S = 3,6$ m; NG-60 yuki uchun $S = 5.0$ m); λ – nurash prizmasining yuklash uzunligi (shpallar ostidan chetki tayanchning ko'rilayotgan kesimigacha bo'lgan balandlikning yarmi miqdorida qabul qilinadi)

Koeffitsient α , α_1 , ξ , ξ_1 lar ShNQ 2.03.05-12 ning 8 –ilovasi, 1-jadval bo'yicha h , h_1 qiymatlariga bog'liq holda aniqlanadi. Ko'pchilik hollarda, ya'ni to'kilgan grunt qatlamining balandligi $h = 4$ —10 metr bo'lganda, bu koeffitsientlar qiymatini 5.3-jadval bo'yicha qabul qilish mumkin.

5.3-jadval

Chetki tayanchlarni hisoblashda aniqlanadigan koeffitsientlarning qiymatlari

h, h_1 , metrlarda	α	α_1	ξ	ξ_1
4	0,61	0,61	0,58	0,58
5	0,57	0,57	0,58	0,58
6	0,53	0,53	0,60	0,60
7	0,49	0,49	0,60	0,60
8	0,46	0,46	0,61	0,61
9	0,44	0,44	0,62	0,62
10	0,42	0,42	0,62	0,62

Nurash prizmasida joylashgan avtoyo'l yuklari transport birliklari ta'siridan yuzaga keladigan gruntning gorizontaal bosimi 5.4-rasm bo'yicha aniqlanadi.

Nurash prizmasi asosining uzunligi quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$L_{np} = Htg(45^0 - \frac{\varphi_n}{2}), \quad (5.17)$$

bu yerda N - chetki tayanch balandligi.

Ushbu uchastkada A_k ning aravachasi va uning tekis taralgan yuki berilgan harakat polosasi bo'yicha joylashadi. Ularning ta'sirini balandligi h_0 bo'lgan gruntning ekvivalent qatlami bilan almashtirish qabul qilingan. U holda gruntning ekvivalent qatlami balandligini quyidagi formula bo'yicha aniqlash mumkin:

$$h_0 = \frac{2P}{SB\gamma_{zp}}, \quad (5.18)$$

bu yerda R — bir aravachaning o'qiga tushadigan bosimi (107,9 kN);

S, B — grunt ekvivalent qatlamining bosimi tarqaladigan maydonchani o'lchamlari, tegishli S — ko'prik o'qiga ko'ndalang yo'nalishda, V — ko'prik o'qi bo'yicha yo'nalishda; γ_{gr} — gruntning solishtirma og'irligi.

Yuk №9 — egrilikda joylashgan temiryo'l ko'priklari uchun markazdan qochma kuchdan yuzaga keladigan gorizonttal ko'ndalang yuk har bir yo'ldagi (jadalligi) intensivligi quyidagi formula bo'yicha aniqlanadigan tekis taralgan yuk ko'rinishida qabul qilinadi:

$$v_h = \frac{180}{R} vK \leq 0,15vK, \quad (5.19)$$

bu yerda v — har bir metr ga to'g'ri keladigan (pogonnaya) vertikal ekvivalent yuk, kN/m larda ($K = 1$ sinfli yuk uchun ShNQ 2.05.03-12 ning 5-ilovasi bo'yicha qabul qilinadi).

R — egrilikning plandagi radiusi, metrlarda;

K — CK temiryo'l yukining sinfi.

Egrilik radiuslari 250 metrdan kichik bo'lgan ko'priklarda AK avtomobil yukidan yuzaga keladigan har bir metrga ta'sir etuvchi ko'ndalang yukning qiymati quyidagicha aniqlanadi:

$$v_h = \frac{P}{\lambda} K, \quad (5.20)$$

Egrilik radiuslari $250 < R < 600$ metr bo'lganda esa quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$v_h = \frac{M}{R\lambda} K. \quad (5.21)$$

(5.20), (5.21) formulalarda R — qiymati 4,4 kN (0,45 ts) ga teng bo'lgan kuch;

M — qiymati 1079 kNm (110 ts·m) ga teng bo'lgan kuch momenti;

K — AK avtomobil yukining sinfi;

λ — tayanch bosimi ta'sir chizig'ining yuklanish uzunligi.

Barcha hollarda

$$v_h \geq \frac{12,7}{R} K, \kappa H / m \quad (5.22)$$

va

$$v_h \geq 0,49 K, \kappa H / m \quad (5.23)$$

Ko'p izli (ko'p polosali) harakatda v_h yuk ShNQ 2.05.03-12 ning 2.14-bandi bo'yicha qabul qilinadi. Bir nechta polosalar tekis taralgan avtomobil yuki AK bilan yuklanganda (ikkinchi polosadan boshlab) $C = 0,6$ koeffitsienti bilan, aravachalar uchun esa $C = 1$ koeffitsienti bilan kirgiziladi. Temiryo'l yuki SK, ikkinchi yo'ldan boshlab, $C = 0,7$ koeffitsienti bilan hisobga olinadi (yuklanish uzunligi 15 metrdan katta bo'lganda).

Yuk №10 — harakat tarkibi g'ildiraklarining zarblaridan yuzaga keladigan normativ gorizontal ko'ndalang yuk temir yo'llaridagi

poezdlar uchun rels boshchasining ustiga qo'yilgan, qiymati $0,59K$ kN/m ($0,06 K$ ts/m) ga teng bo'lgan polosalar ko'rinishida qabul qilinadi. Avtomobil yuki AK uchun esa qatnov qismi qoplamasi uski sathiga qo'yilgan, qiymati $0,39K$ kN/m ($0,04K$ ts/m) ga teng bo'lgan polosa yoki qiymati $5,95K$ kN ($0,6K$ ts) ga teng bo'lgan to'plangan kuch qabul qilinadi.

Yuk №11 – tormozlanishdan yoki lokomotivning (avtomobilnin) tortish kuchidan hosil bo'ladigan normativ gorizontal bo'ylama yuk quyidagicha qabul qilinadi:

- temiryo'l ko'priklari uchun – bir tayanchga to'g'ri keladigan normativ vaqtinchalik vertikal poezd yukining 10% miqdorida qabul qilinadi (ShNQ 2.05.03-12 ning 5-ilovasi);

- avtoyo'l ko'priklari uchun - AK yukining tekis taralgan qismi (ya'ni faqat polosa qismi, aravacha og'irligi inobatga olinmaydi) og'irligining 50% i qabul qilinadi (ammo ushbu yukning qiymati $7,87K$ kN ($0,8K$ ts) dan kichik va $24,5K$ kN ($2,5K$ ts) dan katta bo'lishi kerak emas).

Tayanchlarning hisobida bo'ylama yuk quyidagicha qabul qilinadi:

- ikki izli temiryo'l ko'priklari uchun – bir izdan;
- avtoyo'l ko'priklari uchun – bir yo'nalishdagi barcha polosalardan (bunda AK yukining tekis taralgan qismi barcha polosalari uchun, ikkinchi polosadan boshlab $C = 0,6$ koeffitsienti inobatga olinishi kerak).

Egiluvchan (gibkiy) tayanchlar uchun temiryo'l ko'priklarida vaqtinchalik vertikal yukning jadalligini $9,81K$ kN/m (K ts/m) miqdorida qabul qilishga ruxsat etiladi, bo'ylama yukning qiymati esa ushbu yukning 10% miqdorini tashkil etadi.

Agar temiryo‘l ko‘priklarida bo‘ylama yuklarni qabul qilishga mo‘ljallangan jihozlar loyihalangan bo‘lsa, u holda to‘la tortish kuchi tekis taralgan yuk ko‘rinishida inobatga olinadi va uning qiymati poezd yukining quyidagi foizlarini tashkil etadi:

- ta’sir chiziqlarining yuklanish uzunligi 25 metrdan kichik bo‘lganda -25%;
- ta’sir chiziqlarining yuklanish uzunligi 100 metr va undan katta bo‘lganda -10%;
- yuklanish uzunligining oraliq qiymatlari uchun – interpolyasiya bo‘yicha.

To‘sinli avtoyo‘l ko‘priklarida bo‘ylama yuk quyidagi sathlarga qo‘yiladi:

- qatnov qismi sathiga – chetki tayanchlar hisobida;
- tayanch qismlarining markaziga – oraliq tayanchlarning hisobida.

Chetki tayanchlar oldidagi nurash prizmasi ustida turgan transport vositalaridan yuzaga keladigan bo‘ylama yuk hisobga olinmaydi.

Qirqilmagan yoki harorat-qirqilmagan (temperaturno-nerazrezných) oraliq qurilmalarning tayanchlari hisoblarida qo‘zg‘almas tayanch qismlardan tayanchga uzatiladigan yuk oraliq qurilmadan uzatiladigan to‘la bo‘ylama yukka teng qabul qilinadi. Bunda ushbu yuk to‘la bo‘ylama yukning barcha oraliq tayanchlarning o‘z bikirliklariga proporsional ravishda taqsimlanishi natijasida hisoblanayotgan tayanchga to‘g‘ri keladigan qiymatidan kichik miqdorda qabul qilinishi kerak emas.

Yuk №12 – normativ shamol yuki. O‘rtacha shamol yuki ω_m va pulsatsion yuk ω_p larning yig‘indisi sifatida aniqlanadi:

$$\omega_n = \omega_m + \omega_p \quad (5.24)$$

bu yerda

$$\omega_m = \omega_0 K C_\omega \quad (5.25)$$

$$\omega_p = \omega_m \xi L v \quad (5.26)$$

(5.24) va (5.25) formulalarda ω_0 – O‘zbekiston Respublikasining shamol kuchi bo‘yicha belgilangan hududiga bog‘liq holda olinadigan normativ shamol bosimi;

K —shamol bosimining balandligi bo‘yicha o‘zgarishini inobatga oladigan koeffitsient;

S_ω — ko‘priklar va harakatchan tarkibning shamolga to‘g‘ridan bo‘ladigan qarshiligi aerodinamik koeffitsienti (ShNQ 2.05.03-12 dan qabul qilinadi);

ξ — dinamiklik koeffitsienti;

L — shamol bosimining er yoki suv yuzasidan z balandlikdagi pulsatsiyasi koeffitsienti;

v — shamol bosimi pulsatsiyasining fazoviy korrelyatsiyasi koeffitsienti.

Shamol bosimining pulsatsiyasi quyidagicha qabul qilinadi:

$$Lv = 0,55 - 0,15 \frac{\lambda}{100} \geq 0,30 \quad (5.27)$$

bu yerda λ – oraliq uzunligi yoki tayanchning balandligi.

Oraliq qurilmalar va tayanchlarning tipovoy bo‘lmagan konstruksiyalarini loyihalashda shamolning ko‘ndalang gorizontal yuki to‘la normativ jadalligi qiymati ω_n ko‘prik 0,59 kPa (60 kgs/m²) dan kichik bo‘lmagan yuk bilan yuklangan paytda ShNQ 2.05.03-12 dan

qabul qilinadi. Agar ko‘prik ko‘rsatilgan yuk bilan yuklanmagan bo‘lsa $\omega_n \geq 0,98 \text{ kPa (100 kgs/m}^2\text{)}$ ga teng qabul qilinadi.

Shamolning ko‘prik o‘qiga ko‘ndalang yo‘nalishdagi ta’siri faqatgina temiryo‘l harakatchan tarkibiga nisbatan inobatga olinadi. Ko‘priklar (temiryo‘l va avtoyo‘l) ustidagi transport vositalariga bo‘lgan shamolning bo‘ylama ta’siri hisobga olinmaydi.

Shamolning ko‘prik konstruksiyasiga, shuningdek temiryo‘l ko‘prigi ustida turgan poezdga ta’sir etadigan gorizonttal ko‘ndalang yuki shamol yuki jadalligini shamol ta’sir qiladigan ishchi yuzaga ko‘paytmasi ko‘rinishida qabul qilinadi. Oraliq qurilmaga ta’sir qiladigan, ω_n yukidan hosil bo‘ladigan bo‘ylama kuchlar tayanchlarga tayanch qismlarining markazlari sathi bo‘yicha uzatiladi, tayanchlarga esa – tayanchning shamol tomonga qaragan yuzasining markazi bo‘yicha ta’sir qiladi.

Yuk №13 — ko‘prik tayanchiga ta’sir etayotgan normativ muz yuki quyidagi shartlar bo‘yicha hisoblab topilgan qiymatlarning eng kichigi bo‘yicha aniqlanadi:

a) tayanchni muz ta’sirida kesilishi sharti bo‘yicha

$$F_{1,n} = \psi_1 R_{zn} b t \quad (5.28)$$

b) muz maydonini tayanch tarafidan to‘xtatib qolinishi sharti bo‘yicha

$$F_{2,n} = 1,253 v t \sqrt{\psi_2 A R_{zn}} \quad (5.29)$$

(5.28), (5.29) – formulalarda ψ_1 , ψ_2 – tayanch ko‘ndalag kesimi shaklining koeffitsientlari. Ularning qiymatlari ShNQ 2.05.03-12 dan aniqlanadi. Tayanchning burun qismining (ya’ni muz oqishi yo‘nalishiga qarshi tarafining) shakli uchburchak bo‘lsa va uning plandagi (ya’ni tepadan qaragandagi) o‘tkirligi 45° bo‘lsa, $\psi_1 = 0,54$, $\psi_2 = 0,2$; kesimning shakli oval bo‘lganda esa $\psi_1 = 0,90$, $\psi_2 = 2,4$ ga teng.

b — tayanchning qalinligi, metrlarda;

t — muzning qalinligi, metrlarda;

v — muz maydonining harakat tezligi, metr/sekundlarda;

A — muz maydonining yuzasi, quyidagi formula bo'yicha hisoblanadi:

$$A = 1,75L^2, \text{ m}^2 \quad (5.30)$$

bu yerda L — ko'prik oralig'ining uzunligi.

Muzning maydalanishga bo'lgan mustahkamlik chegarasi quyidagi formula bo'yicha hisoblanadi:

$$R_{zn} = R_{z1}K_n \quad (5.31)$$

bu yerda gde R_{z1} — muzning maydalanishga bo'lgan qarshiligi. Muz oqishining boshida (ya'ni muzning birinchi qo'zg'alishida) 735 kPa (75 ts/m²) ga teng qabul qilinadi, muz oqishining eng baland sathida (UVL) esa 441 kPa (45 ts/m²) ga teng qabul qilinadi; K_p — klimatik (iqlimiy) koeffitsient, ShNQ 2.05.03-12 dan aniqlanadi. O'zbekiston Respublikasi sharoitlarida 1 ga teng qabul qilinadi.

Muz maydoni harakati ko'prik o'qiga nisbatan bir burchak φ ostida bo'lib, uning qiymati 80° dan kichik bo'lsa, yuqorida keltirilgan formulalar orqali aniqlangan muz yuki qiymatini $\sin \varphi$ ga ko'paytirib qabul qilish kerak bo'ladi (ya'ni muz yuki qiymati kichraytiriladi).

Muz yukining teng ta'sir etuvchisi suvning hisobiy sathidan Δ qiymatiga teng bo'lgan masofada pastga qo'yiladi

$$\Delta = 0,3t \quad (5.32)$$

bu yerda t — muzning hisobiy qalinligi; muzning maksimal qalinligining 80 % ga teng miqdorda qabul qilinadi.

Yuk №14 — tayanchga kemalar urilishidan yuzaga keladigan normativ yuk; ichki suv yo‘llarining sinfiga bog‘liq holda bo‘ylama yoki ko‘ndalang kuch ko‘rinishida qabul qilinadi (5.4-jadvalga qarang).

5.4-jadval

Kemalar urilishidan tayanchlarga tushadigan kuchlar

Ichki suv yo‘llarining sinfi	Kemalar urilishidan tayanchlarga tushadigan yuk, kN (tonna kuch)	
	kemalar qatnaydigan oraliq tarafidan ko‘prik o‘qi bo‘yicha	tapa tarafidan ko‘prik o‘qiga ko‘ndalang
I	1570 (160)	1960 (200)
II	1130 (115)	1420 (145)
III	1030 (105)	1245 (130)
IV	880 (90)	1130 (115)
V	390 (40)	490 (50)
VI	245 (25)	295 (30)
VII	147 (15)	245 (30)

Kemalar urilishidan to‘plangan kuch tayanchga hisobiy kemalar qatnovi sathidan 2 metr yuqoriga qo‘yiladi.

VI va VII sinfli ichki suv yo‘llarida joylashgan avtoyo‘l ko‘priklarining bir qatorli temirbeton qoziqli tayanchlari uchun hisobiy yukni maksimal yukning 50% miqdorida qabul qilishga ruxsat beriladi.

Yuk №16 — tayanchga gruntning muzlab ko‘pchishining ta’siri; agar ko‘pchiydigan gruntlar mavsumiy muzlash – erish zonasida joylashgan bo‘lsa hisob-kitoblar bilan baholanadi.

Ko‘pchiydigan gruntlarga quyidagilar kiritiladi:

- gilli (loyli) gruntlar (qattiq va yarim qattiqlaridan tashqari);
- mayda va changsimon qumlar (ho‘l va suvga to‘yingan);
- 10% dan ortiq gilli, changsimon va mayda qumli to‘ldiruvchilari bo‘lgan yirik sinadigan gruntlar.

Hisob-kitoblar SNIIP 2.02.04-88 bo‘yicha amalga oshiriladi. Hisoblarda muzlab ko‘pchishdan hosil bo‘lgan vertikal urinma kuchlarning ta‘siridan tayanchning turg‘unligi va poydevor elementlarining mustahkamligi, ya‘ni quyidagilar tekshirib ko‘riladi:

- ustunlarning o‘q bo‘yicha cho‘zilishi va ularning poydevorga qistirilishi:

- poydevorning gorizontaal o‘q bo‘yicha yorilishi;
- qoziqlarning o‘q bo‘yicha cho‘zilishi;
- qoziqlarni o‘z joylariga mahkamlash (qistirish);
- poydevor konsollarining tayanch tanasiga nisbatan egilishi.

Yuk № 18 — seysmik yuk, SNIIP 11-7-81* [28] bo‘yicha aniqlanadi.

Bir nuqtaga qo‘yilgan va inshoot erkin tebranishlarining i -toniga to‘g‘ri keladigan hisobiy seysmik yukning qiymati quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$S_{ik} = k_1 k_2 A Q_k \beta_i k_\psi \eta_{ik} \quad (5.33)$$

bu yerda k_1 , k_2 , A , k_ψ — o‘lchov birligi bo‘lmagan koeffitsientlar; tegishli inshootlarning ruxsat etilgan shikastlanishlarini, ularning konstruksiyalarini, zamin tebranishlarining tezlanishini (og‘irlik kuchi tezlanishining qismlari sifatida) va amaldagi normalar bo‘yicha aniqlanadigan deformatsiyalanishini hisobga oladi.

Q_k — k nuqtaga nisbatan inshootning og‘irligi;

β_i — tebranishlarining i -toniga to‘g‘ri keladigan dinamiklik koeffitsienti;

η_{ik} — i -toni bo‘yicha inshoot hususiy tebranishlarining shakliga va yukning joylashgan eriga bog‘liq bo‘lgan koeffitsient.

Qo‘zg‘aluvchan tayanch qismlaridagi ishqalanishdan hosil bo‘ladigan normativ qarshilik quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$S_f = \mu_n F_v \quad (5.34)$$

bu yerda μ_n — qo‘zg‘aluvchan tayanch qismlardagi ishqalanish koeffitsientining normativ qiymati. Ushbu qiymat bo‘lishi mumkin bo‘lgan eng katta (ekstremal) qiymatlarning o‘rtacha qiymati miqdorida qabul qilinadi va quyidagicha hisoblab topiladi:

$$\mu_m = \frac{\mu_{\max} + \mu_{\min}}{2} \quad (5.35)$$

F_v — ko‘rilayotgan yuklar $\gamma_f = 1$ koeffitsient bilan tayanchga ta’sir etgan paytda tayanch reaksiyasining vertikal tashkil etuvchisi.

Tayanchlar (shu jumladan poydevorlar ham) doimiy yuklar ostida oraliq qurilmalarning temperatura (harorat) deformatsiyalaridan yuzaga keladigan ishqalanish hisobiy kuchlari ta’siriga tekshiriladi.

Tayanch qismlarini va tayanchlarning ularga bog‘langan qismlarini doimiy va vaqtinchalik yuklardan (bunda dinamik koeffitsientning qiymati 1 ga teng qabul qilinadi) yuzaga keladigan ishqalanish hisobiy kuchlari ta’siriga tekshirib ko‘rish talab etiladi.

To‘sinli oraliq qurilmalarning qo‘zg‘aluvchan tayanch qismlaridagi ishqalanish kuchlaridan yuzaga keladigan hisobiy zo‘riqish quyidagi ifodalar bo‘yicha qabul qilinishi mumkin:

- agar yuklarning ko‘rilayotgan birikmasida ishqalanish kuchi tayanchga bo‘lgan umumiy ta’sirini orttirs

$$S_{f,\max} = \mu_{\max} F_v \quad (5.36)$$

• agar yuklarning ko‘rilayotgan birikmasida ishqalanish kuchi tayanchga bo‘lgan umumiy ta’sirini kamaytirsan

$$S_{f,\min} = \mu_{\min} \quad (5.37)$$

Katokli, sektorli, valkovyy turdagi tayanch qismlari uchun $\mu_{\min} = 0,01$; $\mu_{\max} = 0,04$ ga teng qabul qilinadi, tangensial va tekis tayanch qismlari uchun $\mu_{\min} = 0,1$; $\mu_{\max} = 0,4$.

Agar rezinali tayanch qismlar qo‘llanilayotgan bo‘lsa tayanch qismidan tayanchga uzatiladigan bo‘ylama zo‘riqishning qiymati quyidagi ifoda bo‘yicha aniqlanadi:

$$S_n = \frac{\delta}{a} AG; \quad (5.38)$$

bu yerda δ — tayanch qismidagi ko‘chish (qo‘zg‘alish) qiymati;

A — tayanch qismining yuzasi;

a — rezina qatlamlarining qalinligi;

G — rezinaning siljish moduli; atrof havosining normativ haroratiga bog‘liq ravishda qabul qilinadi (masalan, atrof havo harorati $t = -40^\circ\text{S}$ va rezinaning markasi NO-69 bo‘lganda $G = 1,43 \text{ MPa}$).

Harakat tarkibi dinamikasini inobatga olish normativ vertikal harakatchan yukka $1 + \mu$ dinamik koeffitsientini kirgizish orqali amalga oshiriladi. Qoziqli, ustunli, romli va ichi bo‘sh temirbeton konstruksiyali tayanchlarni hisoblashda vaqtinchalik yuk №7 ga dinamik koeffitsient qiymati kirgiziladi. Dinamik koeffitsientning qiymatlari quyidagicha aniqlanadi:

temiryo‘l ko‘priklari uchun

$$1 + \mu = 1 + \frac{10}{20 + \lambda} \geq 1,15 \quad (5.39)$$

avtoyo‘l ko‘priklari uchun

$$1 + \mu = 1 + \frac{45 - \lambda}{135} \geq 1,0 \quad (5.40)$$

bu yerda λ — tayanch bosimining ta'sir chizig'ini yuklash uzunligi; yuklangan uchastkalar uzunliklarining yig'indisi ko'rinishida qabul qilinadi (ularni ajratib turgan uchastkalar bilan birga).

Massiv tayanchlar uchun vaqtinchalik vertikal yukka $1 + \mu = 1$ bo'lgan dinamik koeffitsient kirgiziladi.

Vaqtinchalik gorizontaal yuklarga (tormoz yuki, markazdan qochma yuk, harakatchan tarkib g'ildiraklarining zarblari), shuningdek gruntning tayanchlarga bo'lgan bosimiga (temir va avtomobil yo'llaridagi transport vositalaridan) ham $1 + \mu = 1$ bo'lgan dinamik koeffitsient kirgiziladi.

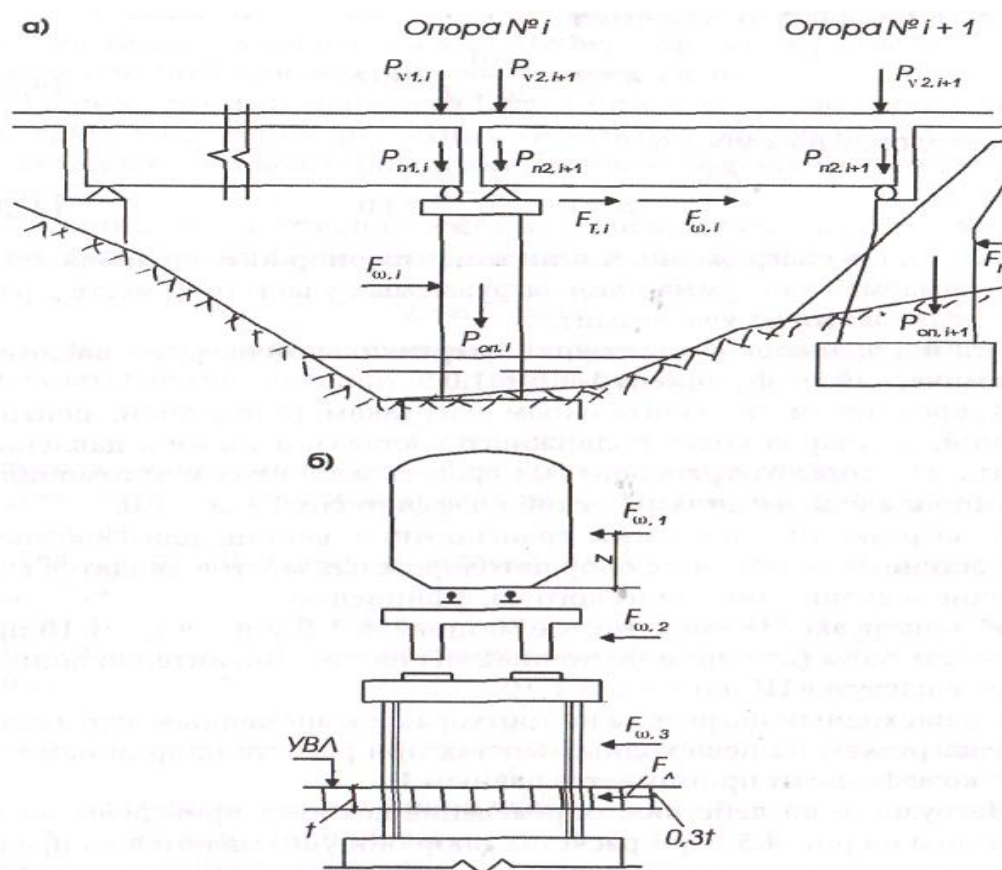
Yakka transport birliklaridan (ya'ni NK-800, NG-60 va boshq.) tushayotgan yukka avtoyo'l ko'priklaridagi shaparak, yupqa devorli va ustunli tayanchlar uchun dinamik koeffitsientning quyidagi qiymatlari kirgiziladi:

NK-800 yuki uchun $\lambda \leq 1$ metr bo'lganda $1 + \mu = 1,30$; $\lambda \geq 5$ metr bo'lganda $1 + \mu = 1,10$ qabul qilinadi (oraliq qiymatlar uchun interpolyasiya bo'yicha);

NG-600 yuki uchun $1 + \mu = 1,10$ qabul qilinadi.

Tayanchlarni hisoblashda ko'prik trotuarlaridagi piyodalar yuki va piyodalar ko'priklaridagi vaqtinchalik vertikal yuklar uchun dinamik koeffitsient qiymati 1 ga teng qabul qilinadi.

Qiymatlarini qanday aniqlash usullari yuqorida keltirilgan, tayanchlarning hisob-kitoblarida inobatga olinadigan yuklar va ta'sirlar 5.5- rasmda ko'rsatilgan.



5.5-rasm. Tayanchga ta'sir etuvchi kuchlar
a) ko'prik tekisligi (fasadi) bo'yicha; b) ko'priikka ko'ndalang yo'nalishda

Tayanchlarning hisoblarida ushbu yuklar va ta'sirlarning barchasi bir paytda tayanchga ta'sir ko'rsatmaydi deb qabul qilingan. Hisoblarda yuklar va ta'sirlarning ma'lum bir birikmasi (kombinatsiyasi) ning tayanchga ta'siri inobatga olinadi. Yuklar va ta'sirlarning birikmalari ShNQ 2.05.03-12 tarafidan reglamentatsiya qilinadi. Barcha hisobiy yuklarning bir paytda tayanchga ta'sir etishi ehtimolining kamligini inobatga oladigan birikmalar koeffitsientlari η tayinlanadi.

Doimiy yuklar № 1- 4 va yuklanmagan (bo'sh) harakat tarkibining og'irligiga $\eta = 1$ ga teng bo'lgan birikma koeffitsienti kirgiziladi. Vaqtinchalik yuklarning faqat bittasi inobatga olinsa yoki № 7 – 9 vaqtinchalik yuklar (boshqalarisiz) bir yo'nalishda bo'lsa ham $\eta = 1$. Ikki yoki undan ko'p vaqtinchalik yuklarning (№ 7 – 9 vaqtinchalik yuklarni bir guruh deb olib va

ularni shartli ravishda bitta yuk deb hisoblab) bir vaqtdagi ta'siri inobatga olinganda bitta vaqtinchalik yukka $\eta = 0,8$, boshqalari uchun esa $\eta = 0,7$ birlikma koeffitsientlari kirgiziladi.

Yuk №12 – shamol yuki vaqtinchalik vertikal yuk №7 bilan birikmada, temiryo'l ko'priklari uchun $\eta = 0,5$ bilan, avtoyo'l ko'priklari uchun $\eta = 0,25$ bilan inobatga olinadi. Agar avtoyo'l ko'prigi avtotransport vositalari bilan emas, balki boshqa yuklar bilan yuklangan bo'lsa, ko'priikka ta'sir etayotgan shamol yuki $\eta = 0,5$ bilan inobatga olinadi.

Vaqtinchalik yuklarning eng ko'p ishlatiladigan birikmalari sxemalari 3-ilovalada keltirilgan.

4-ilovada esa temiryo'l ko'prigini birikmalar koeffitsienti η ni inobatga olib hisoblash uchun vaqtinchalik yuklarning birikmalari misollari keltirilgan.

5.2. Temiryo'l ko'prigi oraliq tayanchining ko'ndalang kesimlaridagi zo'riqishlarni aniqlash

Normativ yuklarni aniqlab bo'lganimizdan so'ng tayanchning ko'ndalang kesimidagi hisobiy zo'riqishlarni, ya'ni tayanch balandligi bo'yicha kesimlarga ta'sir etuvchi vertikal yuklar N , gorizonta1 yuklar G va eguvchi momentlar M ni hisoblab topish mumkin bo'ladi.

Odatda hisoblash uchun tayanchning ko'ndalang kesimi o'lchamlari o'zgargan joylari tanlab olinadi, ya'ni:

- tayanch poydevorining ustki sathi;
- tayanch sokol qismining usti;
- qoziqli rostverk plitasining osti.

Har bir kesimda vaqtinchalik yuklarning qabul qilingan birikmalariga binoan hisobiy zo'riqishlar aniqlanadi.

Masalan, ko‘prikning har ikki oralig‘i (ulardan ikkinchisining uzunligi birinchisidan katta) poezd yuki bilan yuklanganda va ko‘prik bo‘ylamasiga ta’sir etayotgan shamol yuki bo‘lganda, 1-1 kesimdagi (hisoblanayotgan tayanch №2 poydevori ustki sathida, 5.6-rasmga qarang) hisobiy zo‘riqishlar quyidagi ifodalar bilan aniqlanadi (5.41, 5.42 va 5.43 – formulalar):

$$N = N_{p_1} + N_{p_2} + N_{on} + 0,8(N_{v_1} + N_{v_2})$$

$$M = (N_{p_2} e_2 - N_{p_1} e_1) + 0,8(N_{v_2} e_2 - N_{v_1} e_{v_1}) + 0,7 F_T h_T + 0,5 \sum F_{oni} z_i$$

$$G = 0 N_{p_1} 7 F_T + 0,5 \sum F_{oni}$$

(5.41), (5.42) va (5.43)- formulalarda N_{r1} , N_{p2} , N_{on} — tegishli ravishda birinchi va ikkinchi oraliqlardan, shuningdek tayanch og‘irligidan tayanch kesimiga tushayotgan hisobiy vertikal zo‘riqish;

N_{r1} , N_{r2} — tegishli, birinchi va ikkinchi oraliqlarda joylashgan vaqtinchalik vertikal harakatchan yukdan tayanch kesimiga tushayotgan hisobiy vertikal zo‘riqish;

e_1 , e_2 - tegishli, birinchi va ikkinchi oraliqlardan tushayotgan vertikal kuchlarni tayanch vertikal o‘qiga nisbatan qo‘yilish eksentrisiteti;

F_T — tormozlanish kuchi;

F_{oni} — ko‘prikning i - sonli elementiga tushayotgan bo‘ylama (ya’ni ko‘prik o‘qi bo‘yicha) shamol yuki;

z_i — shamol yuki F_{oni} ning tayanchning ko‘rilayotgan kesimiga nisbatan ta’sir elkasi;

h_T — tormozlanish kuchining ta’sir elkasi;

$\eta = 1; 0,8; 0,7; 0,5$ — yuklar birikmalarining koeffitsientlari.

N_{r1} ning qiymati quyidagi ifodadan aniqlanadi

$$N_{p1} = \frac{\gamma_f p_1}{2} l_1 \quad (5.44)$$

bu yerda γ_f —to‘sinlarning har bir metr og‘irligini (ves pogonnogo metra) va ko‘prik polotnosining trotuarlar bilan birgalikdagi og‘irligini o‘z ichiga oladigan oraliq qurilmaning doimiy yuki uchun tegishli ishonchlilik koeffitsienti; l_1 — birinchi oraliq qurilma to‘sinining to‘la uzunligi.

N_{r2} ning qiymati ham o‘xshash ravishda aniqlanadi.

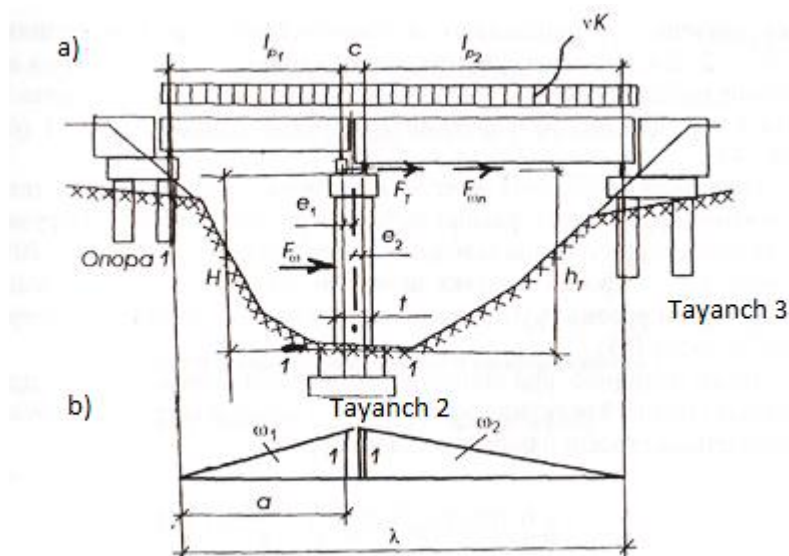
N_{v1} ning qiymatini quyidagi formula orqali aniqlash mumkin:

$$N_{v_1} = \gamma_f (1 + \mu) v K \omega_1 \quad (5.45)$$

bu yerda γ_f — vaqtinchalik harakatchan yuk uchun ishonchlilik koeffitsienti; ta’sir chiziqlarining yuklanish uzunligi tayanchga tayangan oraliq qurilmalar hisobiy uzunliklarining va qo‘shni to‘sinlarning osilib turgan qismlari (ularning uchlari orasidagi zazorlar - tirqishlarni ham hisobga olganda) yig‘indisiga teng bo‘lgan holatda aniqlanadi.

$1 + \mu$ — harakatchan tarkibdan tushadigan yuklar uchun dinamik koeffitsient; massiv tayanchlar uchun 1,0 ga teng; K — CK ning yuk sinfi ($K = 14$);

ω_1 — chap oraliq uchun tayanch reaksiyasining ta’sir chizig‘i yuzasi (5.6-rasmga qarang);



5.6 –rasm. Qirqilgan sistemali to'sinli temiryo'l ko'prigining oraliq tayanchini yuklash sxemasi

a) tayanchga tushadigan yuklar; b) tayanch reaksiyasining ta'sir chizig'i

v — sinfi $K = 1$ bo'lgan temiryo'l harakatchan tarkib CK dan tushayotgan normativ vaqtinchalik vertikal yuk. Ushbu yuk qiymati ShNQ 2.05.03-12 dan quyidagi nisbat (5.9) ga bog'liq holda aniqlanadi:

$$\alpha = \frac{a}{\lambda} \quad (5.46)$$

bu yerda a — eng kichik ordinata;

λ — tayanch reaksiyasi ta'sir chizig'ining yuklanish uzunligi (4.6-rasmga qarang).

N_{v2} ning qiymati ham xudi shunday aniqlanadi.

Tayanch ustiga qo'zg'aluvchan va qo'zg'almas tayanch qismlari o'rnatilgan bo'lsa tormozlanishdan yoki temir yo'llar harakatchan tarkibining o'rnidan qo'zg'alishidan yuzaga keladigan hisobiy bo'ylama gorizonta kuch tayanchga bir oraliqdan ta'sir qiladi. Uning qiymati quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi

$$F_T = 0,1\gamma_f vK(l_{p_2} + \frac{c}{2}) \quad (5.46)$$

bu yerda γ_f ning qiymati ta'sir chizig'ining yuklanish uzunligi $\lambda = l_{p1} + c + l_{p1}$ uchun 5.2-jadvalda keltirilgan tavsiyalarga binoan aniqlanadi, harakatchan yukning jadallik qiymati v esa ShNQ 2.05.03-12 dan $K = 1$ va λ ning oldingi qiymati bo'yicha (5.9) nisbatini inobatga olgan holda aniqlanadi (5.6-rasmga qarang).

Agar oraliq qurilmalar shaparak (skvoznoy) bo'lsa oraliq qurilmalardan tayanchga tushadigan hisobiy bo'ylama shamol yukining qiymati ko'ndalang shamol yukining 60% miqdorida qabul qilinadi, agar oraliq qurilmalar yaxlit devorli bo'lsa ushbu miqdor 20% ga teng olinadi. Tayanchning SPS sathi yoki grunt sathi yuqorisida joylashgan bir uchastkasiga ta'sir etadigan bo'ylama shamol yukining qiymati ko'ndalang shamol yukiga teng miqdorda qabul qilinadi (ShNQ 2.05.03-12).

Unda, masalan, tayanchga yaxlit devorli oraliq qurilmalar tayangan bo'lsa oraliq qurilmalardan tayanchga tushadigan hisobiy bo'ylama shamol yukining qiymati quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$F_{\omega_{t_1}} = \gamma_f 0,5 \left[0,2(\omega_m + \omega_p) h_b \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right) \right], \kappa H \quad (5.47)$$

Tayanchning SPS yoki grunt sathidan yuqorida joylashgan uchastkasiga tushadigan esa hisobiy bo'ylama shamol yukining qiymati quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$F_{\omega_{n_2}} = \gamma_f [(\omega_m + \omega_p) H t], \kappa H \quad (5.48)$$

(5.47) va (5.48) formulalarda $\gamma_f = 1,4$;

h_b — oraliq qurilmaning qurilish balandligi, metrlarda;

l_1 , l_2 - tegishlicha, birinchi va ikkinchi oraliqlar to'sinlarining uzunligi;

H, t — tegishlicha, tayanchning balandligi va qalinligi (5.6-rasmga qarang);

ω_m, ω_p — (5.25) va (5.26) formulalar orqali aniqlanadigan, shamol yukining, tegishlicha, oʻrtacha va pulsatsiyalangan tashkil etuvchilarining normativ qiymatlari.

Ushbu formulalarga kirgan kattaliklarning qiymatlari ShNQ 2.05.03-12 va SNiP 2.01.07-85 larda keltirilgan. Masalan, Rossiya Federatsiyasining shamol boʻyicha ikkinchi va uchinchi xududlari uchun normativ shamol yuki, tegishlicha, $\omega_0 = 0,30 \text{ kPa}$ (30 kgs/m^2) va $\omega_0 = 0,38 \text{ kPa}$ (38 kgs/m^2) ni tashkil etadi.

Koeffitsient K ning ochiq erlar uchun qiymati 5.5-jadvaldan yoki ShNQ 2.05.03-12 dan aniqlanadi.

5.5-jadval

Koeffitsient K ning qiymatlari

Tayanchning er sathidan balandligi z	Koeffitsient K
5 metrgacha	0,75
10	1,0
20	1,25
40	1,5

5.6-jadval

Aerodinamik koeffitsient S_ω ning qiymatlari

Oraliq qurilmalar va tayanchlar qismlari yoki elementlari	Koeffitsient S_ω
Koʻpriklarning beton tayanchlari: kesimi toʻgʻri toʻrtburchak boʻlganda	2,10

ko'prikka ko'ndalang yo'nalishda	1,75
• xuddi shunday, oldi va orqa qismlari suyri (obtekaemiy) bo'lganda	1,80
• xuddi shunday, ikki dumaloq ustunli bo'lganda	2,10
• kesimi to'g'ri to'rtburchak bo'lganda ko'prikka bo'ylama yo'nalishda	
Yaxlit to'sinli oraliq qurilmalar:	
• temiryo'l ko'prigi, qatnovi ustidan, bir izli	1,90
• xuddi shunday, yopiq qutisimon to'sin ko'rinishida	1,50
• avtomobil ko'prigi, qatnovi ustidan, tekis bosh to'sinlardan iborat	1,70
• xuddi shunday, bir dona yopiq qutisimon to'sindan iborat	1,50

Aerodinamik koeffitsient S_w ning qiymatlari tayanch konstruksiyasining turiga bog'liq holda 5.6- jadvaldan yoki ShNQ 2.05.03-12 dan aniqlanadi.

Dinamiklik koeffitsienti ξ ning qiymati SNiP 2.01.07-85 da keltirilgan grafikdan parametr ε ga bog'liq holda aniqlanadi, ε parametri esa quyidagi formula orqali hisoblab topiladi:

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{\gamma_f \omega_0}}{940 f_1} \quad (5.49)$$

bu yerda γ_f – ishonchlilik koeffitsienti;

ω_0 — shamol bosimining normativ qiymati, Pa;

f_1 — erkin tebranishlar chastotasining chegaraviy qiymati(Gs);

bunda temirbeton va tosh inshootlar uchun, II va III shamol hududlari

bo'yicha, tegishli, 1,1 va 1,2 Gs ga teng qabul qilinadigan inersiya kuchlari;

Masalan, II shamol xududi uchun (agar $\omega_0 = 300 \text{ Pa}$, 30 kgs/m^2 bo'lsa) (4.49) formula bo'yicha ε parametrining qiymati quyidagiga teng bo'ladi:

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{1,4 \cdot 300}}{1,1 \cdot 940} = 0,02$$

SNiP 2.01.07-85 da keltirilgan grafik bo'yicha dinamiklik koeffitsienti ξ ning qiymati $\xi = 1,3$. Demak, (5.25) va (5.26) formulalar orqali hisoblab, ko'priknining ma'lum bir aniq shartlari uchun, masalan, balandligi 20 metr bo'lgan ko'priknin tayanchiga ta'sir etadigan shamol yukining jadalligini (intensivnost) aniqlashimiz mumkin bo'ladi, ya'ni:

$$\omega_m = 30 \cdot 1,25 \cdot 1,75 = 66 \text{ kZC} / \text{M}^2$$

$$\omega_p = 66 \cdot 1,3(0,5 - 0,15 \frac{20}{100}) = 40 \text{ kZC} / \text{M}^2$$

Hisoblarning ko'rsatishicha shamol yukining o'rtacha jadalligi ω_m ning qiymati 66 kgs/m^2 ga (ya'ni tayanchning har bir kv.metriga 66 kgs kuch bilan bosim beradi), pulsatsiyalangan qismi ω_p ning qiymati esa 40 kgs/m^2 ga tengdir.

(5.48) – formula orqali hisoblab topamizki, tayanchning balandligi 20 metr va qalinligi 2,6 metr bo'lgan uchastkasiga tushadigan shamol yukining hisobiy qiymati quyidagiga teng bo'ladi:

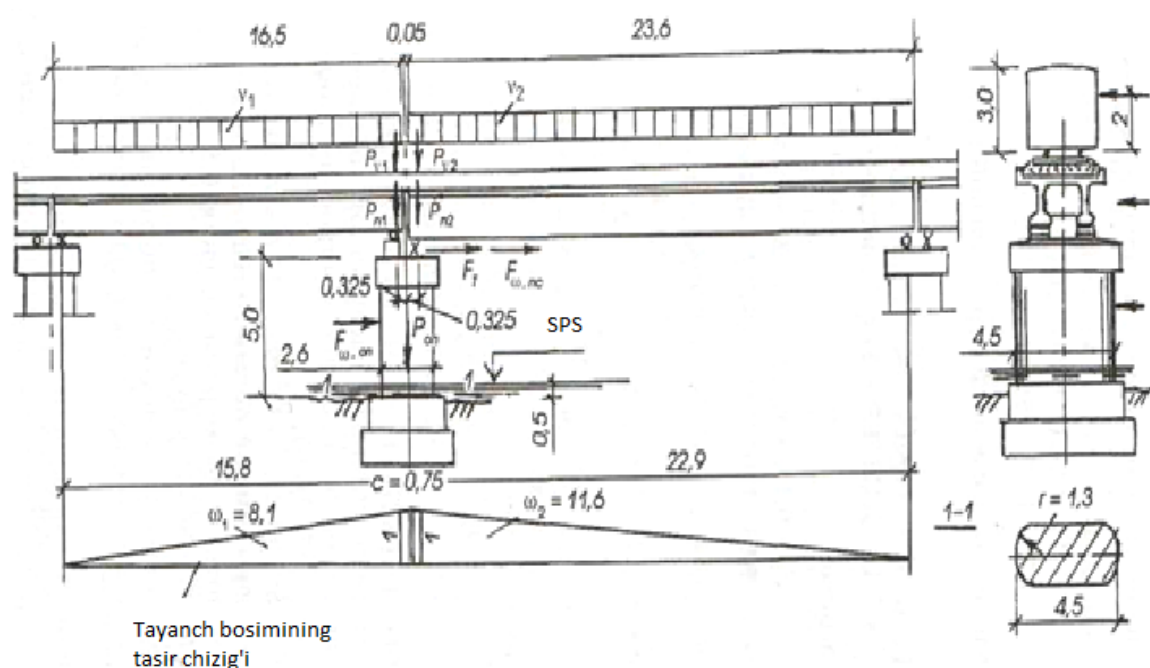
$$F_{\omega_2} = 1,4[(66 + 40) \cdot 20 \cdot 2,6] = 7720 \text{ kZC} / \text{M}^2.$$

5.1- Misol. To'sinli-qirqilgan sistemali temiryo'l ko'prigi oraliq tayanchining hisobi

Bu misolda vaqtinchalik harakatchan C14 sinfli yuk ko'priknining oraliq tayanchiga tayangan ikki oraliq'iga joylashgan. Ushbu oraliqlarning yuklanish sxemasi 5.7-rasmda keltirilgan. Faraz qilinadiki, poezd ko'prikn ustida tormozlanadi va tayanchga ko'prikn bo'ylamasi yo'nalishida shamol yuki ta'sir etadi. Yuklarning ushbu birikmasi vaqtinchalik yuklarning eng ko'p ishlatiladigan birikmalari sxemalarining 4 ojd holatiga to'g'ri keladi (ilovaga qarang).

Bu misolda tayanchga ta'sir etayotgan hisobiy yuklarni va 1-1 kesim uchun

Hisobiy zo'riqishlarni aniqlashimiz kerak bo'ladi (5.7-rasmga qarang).



5.7-rasm. Temiryo'l ko'prigining oraliq tayanchi

Hisobiy yuklar. Chap oraliqning oraliq qurilmalari va ko'prikn polotnosi og'irligidan yuzaga keladigan tayanch bosimi (reaksiyasi)

$$P_{II_1} = (\gamma_{f_1} p_{1, \text{нес}} + \gamma_{f_2} p_{2, \text{нес}}) \omega_1 = (1,1 \cdot 57 + 1,3 \cdot 36) \cdot 8,1 = 887 \text{ кН} \quad (5.50)$$

O'ng oraliqning oraliq qurilmalari va ko'prik polotnosi og'irligidan yuzaga keladigan tayanch bosimi (reaksiyasi)

$$P_{II_2} = (\gamma_{f_1} p_{1, \text{прав}} + \gamma_{f_2} p_{2, \text{прав}}) \omega_1 = (1,1 \cdot 70 + 1,3 \cdot 36) \cdot 11,6 = 1436 \text{ кН} \quad (5.51)$$

Tayanchning hususiy (o'z) og'irligi

$$P_{OI} = \gamma_{f_1} V_{OI} \gamma_B = 1,1(1,9 \cdot 2,6 + 3,4 \cdot 1,3^2) \cdot 5 \cdot 23 = 12956 \text{ кН} \quad (5.52)$$

Chap oraliqda joylashgan vaqtinchalik vertikal yukdan yuzaga keladigan tayanch bosimi

$$P_{v_1} = \gamma_{f_v} (1 + \mu) v_{\alpha, \lambda} \omega_1 = 1,18 \cdot 1,17 \cdot 155 \cdot 8,1 = 1733 \text{ кН} \quad (5.53)$$

O'ng oraliqda joylashgan vaqtinchalik vertikal yukdan yuzaga keladigan tayanch bosimi

$$P_{v_2} = \gamma_{f_v} (1 + \mu) v_{\alpha, \lambda} \omega_2 = 1,18 \cdot 1,17 \cdot 155 \cdot 11,6 = 2482 \text{ кН} \quad (5.54)$$

Tormozlanish yuki

$$F_T = 0,1 \gamma_{f_v} \times v_{\alpha, \lambda} (l_{p_2} + C / 2) = 0,1 \cdot 1,18 \cdot 155 \cdot (22,9 + 0,375) = 425 \text{ кН} \quad (5.55)$$

Oraliq qurilmaga ta'sir etadigan shamol yuki

$$F_{\omega, nc} = \gamma_f \cdot 0,2 \cdot \omega_n \left(\frac{l_{n_1} \cdot h_1}{2} + \frac{l_{n_2} \cdot h_2}{2} \right) = 1,5 \cdot 0,2 \cdot 1,8 \left(\frac{16,5}{2} \cdot 1,9 + \frac{23,6}{2} \cdot 2,35 \right) = 23,5 \text{ кН} \quad (5.56)$$

Tayanchga ta'sir etadigan shamol yuki

$$F_{\omega, on} = \gamma_f \omega_n h_{on} b_{on} = 1,5 \cdot 1,8 \cdot 5 \cdot 4,5 \approx 60,8 \text{ кН} \quad (5.57)$$

(5.50)-(5.57) – formulalarda:

$P_{1, \text{лев}}$ – chap oraliq qurilmaning uzunligi 16,5 metr bo'lgan ikki temirbeton to'sinlarining o'z og'irligidan har bir metrga tushgan normativ yuk ($P_{1, \text{лев}} = 469 \cdot 2 / 16,5 = 57 \text{ кН/м}$);

$P_{1, \text{прав}}$ – o'ng oraliq qurilmaning uzunligi 23,6 metr bo'lgan ikki temirbeton to'sinlarining o'z og'irligidan har bir metrga tushgan normativ yuk ($P_{1, \text{прав}} = 829 \cdot 2 / 23,6 = 70 \text{ кН/м}$);

$R_{2,lev}$, $R_{2,prav}$ – o'lchamlari $0,5 \cdot 3,6$ metr bo'lgan ballastli ko'priklarning polotnosining og'irligidan yo'lning har bir metriga tushgan normativ yuk ($R_{2,lev} = R_{2,prav} = 0,5 \cdot 3,6 \cdot 20 = 36 \text{ kN/m}$);

γ_{f1} , γ_{f2} — doimiy yuklar, tegishlicha, temirbeton to'sinlar (1,1) va yo'l qismlari bilan birga ballast uchun (1,3) ishonchlilik koeffitsienti;

γ_{fv} —vaqtinchalik harakatchan yuk uchun ishonchlilik koeffitsienti (ShNQ 2.05.03-12 dan aniqlanadi), bizning misolimiz uchun 1,18 ga teng;

V_{on} — tayanchning hajmi;

$1 + \mu$ — (4.39) – formula orqali aniqlanadigan dinamik koeffitsient:

$$1 + \mu = 1 + \frac{10}{20 + \lambda} = 1,17$$

($\lambda \approx 16,5 + 0,05 + 23,6 = 40,15 \text{ m}$);

$v_{\alpha, \lambda}$ -vaqtinchalik ekvivalent yuk; $\alpha = 16,5/40,15 = 0,4$ va $\lambda = 40,15$ metr bo'lganda ShNQ 2.05.03-12 bo'yicha 155 N/m ga teng;

l_{p2} — 2 - oraliqning hisobiy uzunligi;

h_{str1} , h_{str2} — tegishlicha, birinchi va ikkinchi oraliq qurilmaning qurilish balandligi;

l_{n1} , l_{n2} - tegishlicha, birinchi va ikkinchi oraliqlarning to'la uzunligi;

h_{on} , b_{op} — tegishlicha, tayanchning balandligi va kengligi;

γ_B – betonning solishtirma og'irligi;

ω_1 , ω_2 —tayanch reaksiyasi ta'sir chizig'ining yuzasi, tegishlicha, chap va o'ng oraliq uchun.

Tayanchning 1—1 kesimidagi N , M , G hisobiy zo'riqlarini aniqlash. Tayanchning 1—1 kesimidagi vertikal zo'riqlar N , gorizontal zo'riqlar G va eguvchi momentlar M yuklarning birikmalar koeffitsientlari η larni hisobga olganda quyidagi qiymatlarga teng bo'ladi:

$$\begin{aligned}
N &= 887 + 1436 + 1295 + 1733 + 2482 = 7833 \kappa H \\
M &= (1436 - 887) \cdot 0,375 + 0,8(2482 - 1733) \cdot 0,375 + \\
&+ 0,8 \cdot 425 \cdot 5,2 + 0,5 \cdot 23,5 \cdot 5,2 + 0,5 \cdot 60,8 \cdot 2,5 \approx \\
&\approx 206 + 225 + 1768 + 61 + 76 = 2336 \kappa H M \\
G &= 0,7 \cdot 425 + 0,5(23,5 + 60,8) = 340 \kappa H
\end{aligned}$$

Hisoblar natijalaridan ko‘rinib turibdiki, hatto unchalik baland bo‘lmagan tayanchda ham qiymati bo‘yicha eng kata eguvchi moment tormoz yukiga bog‘liqdir. Shamol yukining ta’siri unchalik katta emas. To‘sinlarning tayanishi markaziy bo‘lmaganligi tayanchga tutashgan oraliqlarning kattarog‘ining qiymati bilan aniqlanadi.

Temiryo‘l ko‘prigining oraliq tayanchlari uning o‘qiga ko‘ndalang yo‘nalishda vaqtinchalik yuklarning 6 ojd i 7 ojd birikmalari holatiga hisoblanadi (ilovalarga va yuqoridagi jadvalga qarang). Ushbu vertikal yuklar yuqorida keltirilgan tavsiyalar bo‘yicha aniqlanadi.

Ko‘priknining tayanchiga vertikal yuklar bilan birgalikda ko‘priknin o‘qiga ko‘ndalang yo‘nalishda shamol yuki va muz bosimi ham ta’sir etadi. Ko‘ndalang shamol yuki oraliq qurilmalar va tayanchlarning fasad tekisliklariga, shuningdek ko‘prikdagi harakatchan tarkibga ham ta’sir etadi (avtoyo‘l ko‘priklarida shamolning transport vositalariga bo‘lgan bosimi hisobga olinmaydi). Shamol yukining va muz bosimining tayanchga ta’siri sxemasi 5.8-rasmda keltirilgan.

Shamol bosimi teng ta’sir etuvchisining qiymati quyidagi formulalar bo‘yicha aniqlanadi:

- harakatchan tarkibga

$$F_{\omega_1} = \gamma_f \omega_n h_{II} \frac{l_{II_1} + l_{II_2}}{2} \quad (5.58)$$

- oraliq qurilmalarga

$$F_{\omega_2} = \gamma_f \omega_n h_{cmp} \frac{l_{II_1} + l_{II_2}}{2} \quad (5.59)$$

- tayanchga

$$F_{\omega_3} = \gamma_f \omega_n h_1 b \quad (5.60)$$

(5.58)-(5.60)- formulalarda:

h_P - temiryo‘l harakatchan tarkibining balandligi, 3 metrga teng qabul qilinadi;

l_{P1} , l_{P2} - tegishli, tayanchga tayangan birinchi va ikkinchi oraliq qurilmalarning to‘la uzunligi;

h_{str} - tegishli oraliq qurilmaning qurilish balandligi;

h_1 - muz oqishining yuqori sathidan (UVL) tayanch tepasigacha bo‘lgan masofa;

b - tayanchning qalinligi.

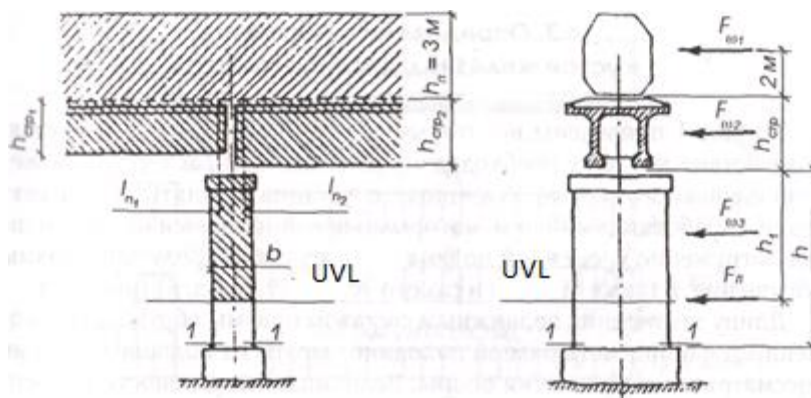
Shamol yukining jadalligi eskiz loyihalash uchun quyidagi qiymatlarga teng qabul qilinishi mumkin:

- ko‘prik ustida vaqtinchalik vertikal harakatchan yuk bo‘lmaganda $\omega_n = 100 \text{ kgs/m}^2$;

- ko‘prik ustida vaqtinchalik vertikal harakatchan yuk bo‘lganda $\omega_n = 60 \text{ kgs/m}^2$;

Yuk bo‘yicha ishonchlilik koeffitsienti qiymati 5.1-jadval tavsiyalari bo‘yicha qabul qilinadi.

Muzning tayanchga bo‘lgan bosimi F_L (5.28) yoki (5.29) formulalar bo‘yicha aniqlanadi.



5.8-rasm.. Shamol yuki va muz bosimining tayanchga ta'sir qilish sxemasi

Shamol va muz yuklarining birgalikdagi ta'siri birikmalar koeffitsientlari orqali inobatga olinadi (2-ilogaga, shuningdek ShNQ 2.05.03-12 qarang).

Temiryo'l ko'priklari ustida vaqtinchalik vertikal harakatchan yuk bo'lmaganda va avtoyo'l ko'priklari uchun barcha hollarda $F_{\omega 1} = 0$ qabul qilinadi.

Tayanchga ko'priknining o'qiga ko'ndalang yo'nalishda ta'sir etayotgan shamol va muz yuklaridan yuzaga keladigan eguvchi moment M ning qiymati tayanch kesimlarini mustahkamlikka tekshirishda quyidagi ifoda bo'yicha aniqlanadi:

$$M = F_{\omega_1} (h + h_{cmp} + 2,0) + F_{\omega_2} (h + \frac{h_{cmp}}{2} + 2,0) + F_{\omega_3} (h - \frac{h_1}{2}) + H_n (h - h_1), \quad (5.61)$$

gorizontal siljituvchi kuch esa quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$G = F_{\omega_1} + F_{\omega_2} + F_{\omega_3} + F_n \quad (5.62)$$

Ushbu zo'riqishlarga, birinchi navbatda, tayanch poydevorining ustki sathi bo'yicha o'tgan kesimni (4.8 – rasmda 1—1 kesim) va tayanch balandligi bo'yicha o'lchamlarning keskin o'zgargan joylaridan o'tgan kesimlarni tekshirish kerak bo'ladi.

Sayoz joylashgan poydevorda joylashgan tayanch, shuningdek, agʻdarilib tushishga qarshi va tekis siljishga ham tekshirib koʻrilishi kerak.

5.3. Temiryoʻl koʻprigining chetki tayanchi kesimlaridagi zoʻriqlashlarni aniqlash.

1 - ilovada temiryoʻl koʻprigining chetki tayanchini hisoblashda inobatga olinadigan vaqtinchalik yuklarning baʼzi birikmalari keltirilgan. Koʻrsatilgan yuk birikmalari amalda boʻlgan normalar talablariga binoan qabul qilingan. Ushbu talablarga binoan chetki tayanch bir vaqtning oʻzida vaqtinchalik harakatchan yuk bilan oraliq va nurash prizmasi, shuningdek, oraliq va chetki tayanchning oʻzi yuklanadi (5.9-rasm).

Harakatchan tarkib bilan nurash prizmasini yuklash uzunligini shpal ostidan tayanchning koʻrilayotgan kesimigacha boʻlgan balandlikning yarmiga teng miqdorda qabul qilish tavsiya etiladi. Vaqtinchalik harakatchan yukning chetki tayanch orqasida va uning chegarasidagi jadallik qiymati $\alpha = 0,5$ boʻlganda aniqlanadi.

Yoʻl izlari ballast ustida oʻrnatilganda va chetki tayanchga ulanadigan oraliq qurilmaning uzunligi 25 metrdan kichik boʻlganda chetki tayanch hisoblarida $\alpha = 0,5$, boshqa hollarda esa $\alpha = 0$ qabul qilinadi.

Hisob-kitoblarning bosqichlarini tabiiy zaminda joylashgan ustunli temiryoʻl chetki tayanchi misolida koʻrib chiqamiz. Ushbu chetki tayanchga qatnovi ballast ustida boʻlgan qirqilgan oraliq qurilma tayanadi. Qabul qilmamizki, vaqtinchalik harakatchan yuk CK bilan faqatgina oraliq qurilma yuklangan (chetki tayanch ham, nurash prizmasi ham yuklanmagan). Gruntning poydevor osti va chetki tayanch konstruksiyasi kesimlari boʻyicha mustahkamligini tekshirish quyidagi formula orqali amalga oshiriladi:

$$\sigma = \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M}{W} \leq R \quad (5.63)$$

bu yerda $\sum N$ - chetki tayanchning tekshirilayotgan kesimiga, shuningdek poydevor osti [yoki usti (ya'ni obrezi)] bo'yicha ta'sir etayotgan, doimiy va vaqtinchalik yuklardan hosil bo'ladigan vertikal kuchlar;

$\sum M$ - shu kesimlardagi doimiy va vaqtinchalik yuklardan hosil bo'ladigan eguvchi moment;

A, W - chetki tayanch tekshirilayotgan kesimining, tegishlicha, yuzasi va qarshilik momenti;

R – poydevor ostidagi gruntning hisobiy qarshiligi.

Faraz qilamizki, poydevor osti bo'yicha grunt (ya'ni poydevor ostidagi grunt) hosil bo'ladigan kuchlanishlarni aniqlash kerak.

Chetki tayanchga ta'sir etayotgan doimiy vertikal yuk chetki tayanchga tayangan oraliq qurilma (ya'ni to'sinlar, ko'prik polotnosi va boshq. bilan birga), tayanchning poydevor usti qismi va uning poydevori og'irligi yig'indisidan tashkil topadi, ya'ni:

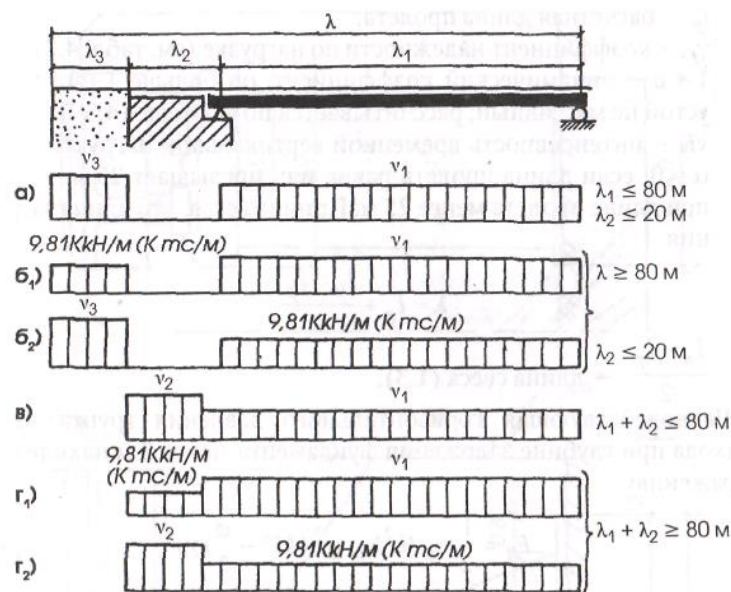
$$P_{nc} = \frac{\gamma_f P l_n}{2} + \frac{\gamma_f l_n P_{mn}}{2} + \gamma_f Q_g + \gamma_f Q_N + Q_f \quad (5.64)$$

bu yerda γ_f - tegishli ishonchlilik koeffitsientlari (5.2-jadvalga qarang);

p, p_{mp} - oraliq qurilma to'sinlaridan va ko'prik polotnosidan har bir metrqa tushayotgan yuk;

Q_g, Q_N, Q_f - tegishlicha, tayanch ustunlari orasidagi, poydevor usti qismi konstruksiyalari orasidagi va poydevor orasidagi grunt og'irligi;

l_n - oraliqning to'la uzunligi.



5.9-rasm. Qirqilgan sistemali temiryo‘l ko‘prigi chetki tayanchini yuklash sxemalari
a) - g) – vaqtinchalik yuklarning birikmalari

Chetki tayanchga oraliq qurilma ustiga o‘rnatilgan vaqtinchalik yukdan yuzaga keladigan bosim quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$P_v = 0,5 l_p v K \gamma_{f(1+\mu)} \quad (5.65)$$

bu yerda l_r — oraliq qurilmaning hisobiy uzunligi;

γ_f - yuk bo‘yicha ishonchlilik koeffitsienti (5.2-jadvalga qarang);

$1 + \mu$ — dinamik koeffitsient, uning qiymati 1 dan katta, chunki chetki tayanch massivli emas, (4.39) – formula bo‘yicha hisoblanadi;

vK — vaqtinchalik vertikal yuk SK ning jadalligi (intensivnost); agar oraliq uzunligi 25 metrga teng yoki undan katta bo‘lsa $\alpha = 0$, agar oraliq uzunligi 25 metrdan kichik bo‘lsa $\alpha = 0,5$ qabul qilinadi.

Yuklanish uzunligini quyidagicha qabul qilamiz

$$\lambda = l_p + \frac{l_n - l_p}{2} \quad (5.66)$$

bu yerda $\frac{l_n - l_p}{2}$ - osilib turgan qismi uzunligi (1.3).

Poydevorning joylashish chuqurligi 3 metrdan kichik bo'lganda yaqinlashuv ko'tarmasi grundi gorizonta bosimining teng ta'sir etuvchisi qiymatini quyidagi ifoda orqali aniqlaymiz:

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma_{cp} H^2 b_{np} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \gamma_f \quad (5.67)$$

bu yerda γ_{gr} — ko'tarma gruntining solishtirma og'irligi;

N — ko'tarmaning shpala ostidan tayanchning ko'rilayotgan kesimigacha bo'lgan balandligi (bizning misolda poydevor ostigacha);

b_{pr} — tayanchning keltirilgan kengligi;

γ_f - yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti (5.1-jadvalga qarang);

Oraliq qurilmaning og'irligidan tushadigan vertikal bosim tayanch qismlarining o'qlari bo'yicha qo'yilgan. Boshqa vertikal yuklar – chetki tayanch tegishli xajmlarining og'irlik markaziga qo'yilgan. To'kilgan grunt dan kelib chiqadigan gorizonta bosim poydevor zamini balandligining 1/3 qismi sathiga qo'yilgan. Chetki tayanchning hisoblarida bo'ylama tormoz kuchini qatnov qismi sathida qo'yishga ruxsat beriladi (normalar talablari bo'yicha). Ushbu kuchlarning momentlari poydevor osti kesimining og'irlik markaziga nisbatan aniqlanadi.

5.2- Misol. Temiryo'l ko'prigining ko'miladigan chetki tayanchi hisobi

Temiryo'l ko'prigining massiv chetki tayanchiga hisobiy uzunligi 15,8 metr bo'lgan tipovoy oraliq qurilma tayanadi (5.10 - rasm).

Vaqtinchalik vertikal yuk — C14. Ushbu yuk chetki tayanch va oraliq qurilma ustida joylashadi va shu paytda poezdning tormozlanishi kuzatiladi (3-ilova, 4ujd birikmaga qarang).

Poydevor osti bo'yicha kuchlanishlarni aniqlash talab etiladi.

Chetki tayanchga doimiy va vaqtinchalik yuklar ta'sir etadi. Doimiy yuklarga chetki tayanchning o'z og'irligi, ko'prik polotnosi bilan birgalikda oraliq qurilmadan tushayotgan vertikal yuklar va yaqinlashuv ko'tarmalari gruntining gorizonta bosimi kiradi. Vaqtinchalik yuklarga esa oraliq qurilma ustiga joylashtirilgan vertikal poezd yuki va tormoz yuklari, shuningdek chetki tayanch ustiga joylashgan harakatchan tarkibdan tushayotgan vertikal yuk kiradi.

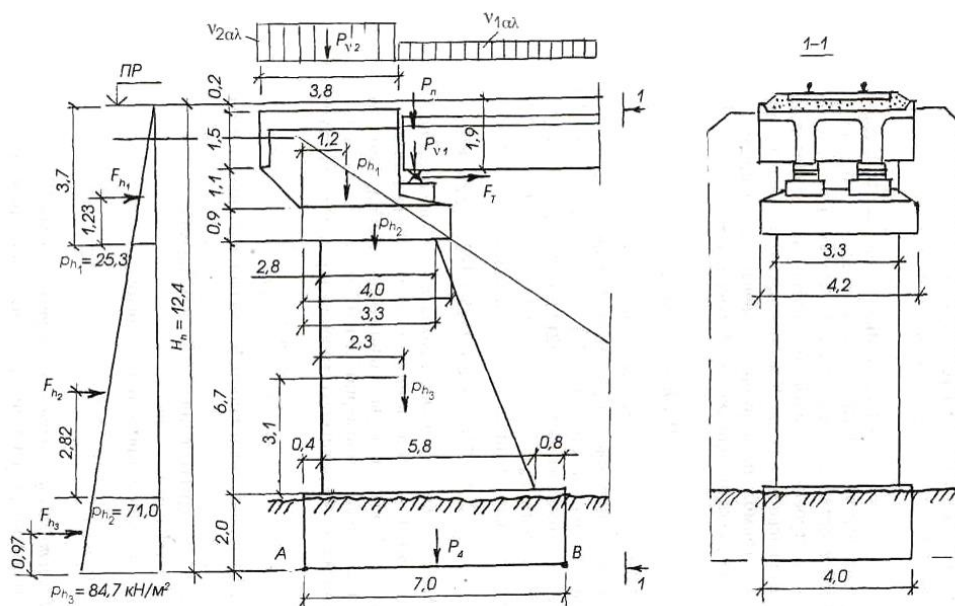
Doimiy yuklar

1. Chetki tayanchning o'z og'irligi quyidagilardan iborat bo'ladi:

- shkaf bloking og'irligi $R_1 = 716 \text{ kN}$ (tipovoy loyiha bo'yicha);
- ferma osti plitasining og'irligi $R_2 = 1,1 \cdot 1,3 \cdot 4,2 \cdot 4 \cdot 23 \approx 552 \text{ kN}$;
- chetki tayanch tana qismining og'irligi $R_3 = ((3,3 + 5,8)/2) \cdot 6,7 \cdot 3,3 \cdot 23 \cdot 1,1 \approx 2545 \text{ kN}$;
- poydevorning og'irligi $R_4 = 4 \cdot 7 \cdot 2 \cdot 23 \cdot 1,1 \approx 1417 \text{ kN}$.

Chetki tayanchning umumiy hisobiy og'irligi quyidagi qiymatni tashkil etadi:

$$P_y = \sum P_i = 716 + 552 + 2545 + 1417 = 5230 \text{ kH}$$



5.10-rasm. Bir izli temiryo'l ko'prigining ko'miladigan chetki tayanchi

2. Ko'prik polotnosi bilan birgalikda oraliq qurilmaning og'irligi.

Tipovoy loyiha bo'yicha oraliq qurilmaning ikki temirbeton bloki (ya'ni bosh to'sinlari) og'irligi 940 kN ni tashkil etadi. To'sinlar ustida joylashgan ballast prizmasi kesimining o'lchamlari taxminan 3,6 metr va 0,5 metr. Chetki tayanchga oraliq qurilmadan tushadigan hisobiy doimiy yuk quyidagi ifoda orqali aniqlanadi:

$$P_n = \gamma_f \frac{ab\gamma_{nec}l}{2} + \gamma_f \frac{P_5}{2} \quad (5.68)$$

bu yerda yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti γ_f to'sinlar uchun 1,1 ga, ballast uchun 1,3 ga teng;

a, b — ballast prizmasi kesimining o'lchamlari;

γ_{pes} - qumning solishtirma og'irligi;

R_5 — oraliq qurilma bloklarining (to'sinlarining) og'irligi.

$$P_n = 1,3 \frac{0,5 \cdot 3,6 \cdot 18 \cdot 16,5}{2} + 1,1 \frac{940}{2} \approx 347 + 517 = 864 \text{ kH}$$

3. Grunt bosimidan yuzaga keladigan hisobiy gorizontal yuklar. Gruntning chetki tayanchga bo'lgan bosimi epyurasining ordinatalari quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$p_h = \gamma_f \gamma_{ep} \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5.69)$$

bu yerda gde $\gamma_f = 1,4$ – yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti;

$\gamma_{gr} = 18 \text{ kN/m}^3$ — to'kilgan gruntning solishtirma og'irligi;

$\operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$ to'kilgan grunt yon bosimining normativ koeffitsienti

(5.2-bo'yicha 0,271 ga teng).

Gruntning chetki tayanchga bo'lgan bosimi epyurasining ordinatalari (5.10-rasmga qarang):

$$p_{h_1} = 1,4 \cdot 18 \cdot 3,7 \cdot 0,271 \approx 25,27 \text{ kPa}$$

$$p_{h_2} = 1,4 \cdot 18 \cdot 10,4 \cdot 0,271 \approx 71,0 \text{ kPa}$$

$$p_{h_3} = 1,4 \cdot 18 \cdot 12,4 \cdot 0,271 \approx 84,7 \text{ kPa}$$

Epyuraning trapetsiya shaklidagi uchastkasi ostidan uning og'irlik markazigacha bo'lgan masofa quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$H_h = \frac{h}{3} \cdot \frac{2c + d}{c + d}$$

bu erda s, d — trapetsiyaning, tegishlicha, ustki va ostki asoslari;

h – trapetsiyaning balandligi.

Kuchlar qo'yilishining elkalarini aniqlaymiz:

$$H_{h_2} = \frac{6,7}{3} \cdot \frac{2 \cdot 25,27 + 71,0}{25,27 + 71,0} \approx 2,81 \text{ m};$$

$$H_{h_3} = \frac{2}{3} \cdot \frac{2 \cdot 71,0 \cdot 84,7}{71,0 \cdot 84,7} \approx 0,97 \text{ m}.$$

Grunt bosimidan yuzaga keladigan gorizontal kuchlar epyura uchastkalarining yuzalari kabi aniqlanadi:

$$F_{h_1} = \frac{25,27 + 0}{2} \cdot 3,47 \cdot 4,2 \approx 196,3 \text{ kH};$$

$$F_{h_2} = \frac{71,0 + 25,27}{2} \cdot 6,7 \cdot 3,3 \approx 1064,2 \text{ kH};$$

$$F_{h_3} = \frac{84,7 + 71,0}{2} \cdot 2 \cdot 4 \approx 622,8 \text{ kH}.$$

Vaqtinchalik yuklar

Chetki tayanchga ta'sir etayotgan hisobiy vaqtinchalik vertikal yuklar quyidagilarni tashkil etadi:

1. *Oraliq qurilmani yuklaydigan harakatchan tarkibdan chetki tayanchga tushadigan vertikal bosim quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:*

$$P_{v_1} = 0,5 l_p v_{\alpha, \lambda} \gamma_f \quad (5.71)$$

bu yerda $\alpha = 0,5$ va $\lambda = l_p = 15,8$ metr bo'lganda vaqtinchalik ekvivalent yuk $v_{\alpha, \lambda}$ ning qiymati 192,7 kN/m ga teng bo'ladi;

γ_f - yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti; ShNQ 2.05.03-12 ga ko'ra 1,25 ga teng.

U holda

$$P_{v_1} = 0,5 \cdot 15,8 \cdot 192,7 \cdot 1,25 \approx 1902,9 \text{ kH}.$$

2. *Bevosita chetki tayanchni yuklaydigan harakatchan tarkibdan chetki tayanchga tushadigan vertikal bosim quyidagi ifoda bo'yicha aniqlanadi:*

$$P_{v_2} = 19,62 K L_y \gamma_f \quad (5.72)$$

bu erda $K = 14$ – yuk sinfi; $L_y = 3,8$ m – chetki tayanchning uzunligi;

$\gamma_f = 1,3$ - yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti.

Qiymatlarni (5.72) – formulaga qo'yib vertikal bosim qiymatini aniqlaymiz:

$$P_{v_3} = 19,62 \cdot 14 \cdot 3,8 \cdot 1,3 \approx 1356,9 \text{ kH}$$

3. *Oraliq qurilma ustidagi vaqtinchalik yukdan yuzaga kelishi mumkin bo'lgan hisobiy tormoz kuchi quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:*

$$F_T = 0,1 \cdot v_{\alpha,\lambda} l_p \gamma_f \quad (5.73)$$

bu yerda

$$\gamma_f = 1,17$$

$$v_{\alpha,\lambda} = 192,7 \kappa H / M(\alpha = 0,5, \lambda = l_p) K = 14 \text{ bo'lg anda}$$

$$l_p = 15,8 M$$

Demak,

$$F_T = 0,1 \cdot 192,7 \cdot 15,8 \cdot 1,17 \approx 356,2 \kappa H.$$

Ilgari aniqlangan yuklar asosida poydevor osti sathidagi zo‘riqishlar qiymatlarini aniqlaymiz. Buning uchun birinchi navbatda *birikmalar koefitsientlari η larni inobatga olib vertikal zo‘riqishlarning yig‘indisini topamiz:*

$$\begin{aligned} N &= P_y + P_n + 0,8P_{v_1} + 0,8P_{v_2} = \\ &= 5230 + 864 + 0,8 \cdot 1902,9 + 0,8 \cdot 1356,9 \approx 8702 \kappa H; \end{aligned} \quad (5.74)$$

Huddi shunday, gorizontal zo‘riqishlar yig‘indisini topamiz:

$$G = \sum F_h + F_T \eta = 196,3 + 1064,2 + 622,8 + 356,2 \cdot 0,7 = 2239 \kappa H. \quad (5.75)$$

Poydevor osti kesimining og‘irlik markaziga nisbatan kuchlarning teng ta’sir etuvchisi holatini topamiz. Buning uchun, oldindan, kesim og‘irlik markazining A nuqtaga nisbatan abssissalari x_i va y_i ordinatalarini aniqlaymiz (5.10-rasmga qarang). Birikmalar koefitsientlari inobatga olib, kuchlarning A nuqtaga nisbatan momenti qiymatini quyidagicha aniqlashimiz mumkin:

$$\begin{aligned} M_A &= \sum P_i \cdot x_i + P_n x_1 + \sum F_{h_i} \cdot y_i + P_{v_1} \cdot z_2 \cdot 0,8 + P_{v_2} \cdot z_3 \cdot 0,8 + \\ &+ F_T \cdot z_4 \cdot 0,7 = 716 \cdot 1,2 + 552 \cdot 2 + 2545 \cdot 2,7 + 1417 \cdot 3,5 + 864 \cdot 3,2 + \\ &+ 196,3 \cdot 9,93 + 1064,2 \cdot 4,82 + 622,8 \cdot 0,97 + 1902,9 \cdot 3,2 \cdot 0,8 + \\ &+ 1356,9 \cdot 0,8 \cdot 0,8 + 356,2 \cdot 10,2 \cdot 0,7 = 32525 \kappa H M \end{aligned} \quad (5.76)$$

(5.76) formulada z_1 va z_2 — tegishli, doimiy va vaqtinchalik yuklarning qo‘yilish elkalari;

z_3 - chetki tayanchga to'g'ridan – to'g'ri ta'sir etadigan harakatchan tarkib yukining qo'yilish elkasi;

z_4 – tormoz kuchining qo'yilish elkasi.

Tormoz kuchidan yuzaga keladigan bo'ylama yukni ShNQ 2.05.03-12 ga binoan qatnov qismi sathi bo'yicha qo'yishga ruxsat beriladi.

Ushbu misolda tormoz kuchidan yuzaga keladigan bo'ylama yukni tayanch qismlarining markazi sathida qo'yishga kelishib olamiz.

Poydevor osti kesimining og'irlik markazi holatini aniqlaymiz:

$$X = \frac{M}{N} = 32525 / 8207 \approx 3,74_m \quad (5.77)$$

Poydevor osti kesimining og'irlik markaziga nisbatan qo'yilgan kuchlarning eksentrisiteti:

$$e = X - \frac{b}{2} \quad (5.78)$$

bu yerda b – poydevorning ko'prikk bo'ylama o'qi bo'yicha o'lchami.

$$e = 3,79 - \frac{7,0}{2} = 0,29$$

Poydevor osti kesimining og'irlik markaziga nisbatan eguvchi momentning qiymatini aniqlaymiz:

$$M = Ne = 8451,5 \cdot 0,29 \approx 2451 kHm \quad (5.79)$$

Poydevor ostidagi gruntda yuzaga keladigan kuchlanishlarning maksimal qiymatini (5.63) formulasi bo'yicha aniqlaymiz:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{8451,5}{4 \cdot 7} + \frac{8451,5 \cdot 0,29}{4 \cdot 7^2} \cdot 6 = \\ &= 302 + 43 = 345 kPa \approx 3,5 kGc / cm^2 \end{aligned}$$

6- bob. Avtoyo‘l ko‘priklari tayanchlaridagi zo‘riqishlarni aniqlash

6.1. Avtoyo‘l ko‘prigining oraliq tayanchi kesimlaridagi zo‘riqishlarni aniqlash

Hisobiy zo‘riqishlar vertikal kuchlar N , eguvchi moment M va gorizonta yuk G lardan normalar bo‘yicha vaqtincha yuklarning bo‘lishi mumkin bo‘lgan birikmalari uchun aniqlanadi (yuklar birikmalarining bir qismi 1-ilovada ko‘rsatilgan). Avtoyo‘l ko‘prigini harakatchan yuk bilan yuklash 4-bobning 4.2-punktida keltirilgan uslub bo‘yicha olib boriladi. Lekin, hisoblarda harakatning ko‘p polosaliligi va AK yukining spetsifikasi (o‘ziga hos xususiyatlari), ya’ni AK yukida teng taralgan yukdan tashqari ikki o‘qli aravachalarning borligi ham inobatga olinadi.

6.1-rasmda qirqilmagan oraliq qurilmasi uchun tayanch bosimi (reaksiyasi) ta’sir chiziqlarini AK yukki bilan yuklash ko‘rsatilgan. Oraliq qurilma ikki polosali harakat uchun loyihalangan deb qabul qilamiz. 1- tayanch sokol qismi yuqorisida yupqa devorli konstruksiyadan iborat.

Oraliq qurilmani vaqtinchalik yuklar bilan yuklashda ularning birikmalari ShNQ 2.05.03-12 bo‘yicha quyidagi birikmalar koeffitsientlari η bilan birgalikda inobatga olinadi:

- vertikal yuk AK $\eta = 0,7$ bilan;
- ko‘ndalang ravishda ta’sir etayotgan shamoldan $\eta = 0,25$ bilan;
- qo‘zg‘aluvchan tayanch qismlaridagi ishqalanishdan $\eta = 0,7$ bilan;

Tayanchning A—A kesimida tayanchga ta’sir etayotgan vertikal yukdan hosil bo‘ladigan hisobiy zo‘riqishni aniqlaymiz:

$$N = N_p + N_g + N_{on} \quad (6.1)$$

a)

b)

N ning ta'sir chizig'i

N_p – shu bilan bir qatorda, doimiy vertikal yukdan kesimda hosil bo‘ladigan zo‘riqish quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

bu formulada N_{np} — oraliq qurilmaning o'z og'irligidan hosil bo'ladigan zo'riqish;

N_{mn} — ko‘prik polotnosi va asfaltobeton qoplamadan hosil bo‘ladigan zo‘riqish;

N_{mp} — trotuarlar, panjara va himoya to'siqlaridan hosil bo'ladigan zo'riqish;

$$\text{Bizning holatda} \quad N_{np} = \gamma_1 p_1 (\omega_1 - \omega_2) \quad (6.3)$$

289

$$N_{mp} = \gamma_3 p_3 (\omega_1 - \omega_2) \quad (6.5)$$

(6.3), (6.4) va (6.5) larda r_1, r_2, r_3 — o‘z og‘irligidan ko‘prikning har bir metr uzunligiga tushayotgan yuk, tegishli, oraliq qurilma konstruksiyalaridan; qatnov polotnosi va yo‘l qoplamasidan; trotuarlar va to‘siqlardan.

$\gamma_{f1}, \gamma_{f2}, \gamma_{f3}$ — tegishli ishonchlilik koeffitsientlari;

ω_1, ω_2 — tayanch reaksiyasi ta‘sir chizig‘i uchastkalarining yuzalari.

N_g — tayanchda AK yukining teng taralgan qismidan, AK aravachalari yukidan va trotuarlardagi vaqtinchalik yukdan hosil bo‘ladigan hisobiy zo‘riqish quyidagi ifoda yordamida aniqlanadi:

$$N_g = \gamma_{fv} \eta (1 + \mu) v_a (1 + 0,6) \omega_1 + \gamma_{fp} \eta (1 + \mu) P n_K (y_1 + y_2) + \gamma_{fTP} \eta p_{neu} b_{TP} n_{TP} \omega_1 \quad (6.6)$$

bu yerda η — vaqtinchalik yuklar birikmalari koeffitsienti, bizning holatimizda 0,7 ga teng;

dinamik koeffitsient $1 + \mu$ (4.40) formula bo‘yicha hisoblanadi;

v_a — AK yukining bir polosali harakat uchun teng taralgan qismi;

R — qiymati 9,81 K kN (K ts) ga teng bo‘lgan, aravacha o‘qidan tushayotgan yuk;

R_{pesh} — trotuarning 1 m² ga tushayotgan normativ piyodalar yuki;

yuklarga tegishli ishonchlilik koeffitsientlari $\gamma_{fv}, \gamma_{fp}, \gamma_{fTR}$; ta‘sir chiziqlarini yuklashda $\lambda > 30$ bo‘lganda 1,2 ga teng;

p_k — harakat polosalari soni (6.1-rasmda 2 ga teng);

b_{TR} — trotuar kengligi;

p_{TR} — hisoblarda inobatga olinadigan trotuarlar soni;

u_1, u_2 — tayanch reaksiyasi N ning ta‘sir chiziqlarida AK yuki aravachalari g‘ildiraklari o‘qlari ostidagi ordinatalari.

Shamol yukidan bo'lgan ko'ndalang zo'riqishni 4-bobda keltirilgan usulda aniqlaymiz. A-A kesimiga muz yukining ta'siri bo'lmaydi, chunki ushbu yuk tayanchning sokol qismiga qo'yilgan.

Tekshirilayotgan tayanchda qo'zg'aluvchan tayanch qismlari o'rnatilgan. Shuning uchun tayanchga ta'sir etayotgan, to'sinli qirqilmagan oraliq qurilmaning tayanch qismlaridagi hisobiy gorizontal ishqalanish kuchini quyidagi formula orqali aniqlaymiz:

$$S_f P = \eta \gamma_f N_p^n \mu_n \quad (6.7)$$

bu yerda birikmalar koeffitsienti $\eta = 0,7$ ga, ishonchlilik koeffitsienti esa $\gamma_f = 1,0$ ga teng;

N_p^n - doimiy yuklardan hosil bo'ladigan tayanch bosimining (reaksiyasining) normativ qiymati;

μ_p - qo'zg'aluvchan tayanch qismlaridagi ishqalanishning normativ koeffitsienti; (4.35) formula bo'yicha aniqlanadi:

$$\mu_n = \frac{\mu_{\max} + \mu_{\min}}{2}$$

Minimal va maksimal ishqalanish koeffitsientlarining qiymatlari quyidagi formulalar bo'yicha aniqlanadi: koeffitsient treniya rasschityvayut po formulam:

$$\mu_{\max} = 0,5 \left[\mu_{\max} + \mu_{\min} + \frac{1}{\sqrt{z}} (\mu_{\max} - \mu_{\min}) \right] \quad (6.8)$$

$$\mu_{\min} = 0,5 \left[\mu_{\max} + \mu_{\min} - \frac{1}{\sqrt{z}} (\mu_{\max} - \mu_{\min}) \right] \quad (6.9)$$

bu yerda z - qirqilmagan oraliq qurilmalarda bir ishorali bo'ylama zo'riqishlarni qabul qiluvchi guruhdagi tayanchlar soni.

Agar hisoblanayotgan tayanchda qo'zg'almas tayanch qismlar o'rnatilgan bo'lsa, hisobiy gorizontal zo'riqish S_f^R quyidagicha aniqlanadi:

$$S_f^p = \eta(\mu_{\max} - \mu_{\min}) \quad (6.10)$$

Shunday qilib, A-A kesimda hisobiy gorizonta1 zo‘riqish G va eguvchi moment M ni aniqlashimiz mumkin:

$$G = F_{\omega, np} + S_f^p \quad (6.11)$$

$$M = \sum F_{\omega, on} h_i + S_f^p H_1 \quad (6.12)$$

bu yerda $F_{\omega, op}$ - tayanchga shamol ta’siridan ko‘prikn1ng bo‘ylama yo‘nalishida tushadigan yuk;

h_i – shamol kuchlarining A-A kesimiga nisbatan qo‘yilish elkalari;

H_1 — tayanch qismining markazidan A—A kesimigacha bo‘lgan masofa.

Zo‘riqishlarning topilgan qiymatlarini jadval ko‘rinishida ko‘rsatish tavsiya etiladi (6.1-jadvalga qarang).

6.1-jadval

Tayanch kesimlaridagi hisobiy zo‘riqishlar

Hisobiy kesimning joylashishi yoki uning tayanch sxemasidagi raqami (nomeri)	Yuklarning birikmalari		
	I	II	III
	N, M, G	N, M, G	N, M, G
Tayanch qismlari osti sathi			
Poydevor obrezi (ustki sathi)			

6.1- Misol. To‘sinli-qirqilgan sistemali avtoyo‘l ko‘priqi oraliq tayanchining hisobi

Ushbu oraliq tayanchga uzunligi 18 va 24 metr bo‘lgan tipovoy temirbeton to‘sinlar tayanadi (6.2-rasmga qarang). Trotuarlar panjaralari orasidagi ko‘prikn1ng kengligi – 12 metr. Harakatchan yuk AK oraliq qurilmaga tayangan qo‘shni oraliq qurilmalarning har ikki polosasida joylashgan holdagi vaqtinchalik yuklarning birikmasi ko‘rib chiqiladi. Tayanchga tormozlanish

kuchi va ko‘prikning bo‘ylamasiga shamol yuki ta’sir etadi (ilova 1, 4 oad birikmasiga qarang). Doimiy yuklar $\gamma_f \geq 1$ ga teng bo‘lgan ishonchlilik koefitsientlari bilan inobatga olinadi.

Poydevor obrezi bo‘yicha o‘tgan kesimdagi hisobiy zo‘riqlashlarni aniqlash talab etiladi.

Tayanchga tushayotgan gorizontal hisobiy yukni quyidagi formula bo‘yicha topamiz:

$$G = 0,7F_T + 0,25F_{\omega} \quad (6.13)$$

bu yerda F_T va F_{ω} — tayanchga tushadigan tormoz va shamol yuklari (tegishli, birikmalar koefitsientlari $\eta = 0,7$ va $\eta = 0,25$ bilan olinadi).

Tayanchning 1-1 kesimiga tushadigan vertikal hisobiy yukni (birikmalar koefitsienti $\eta = 0,7$ bilan) quyidagi ifoda orqali aniqlaymiz:

$$N = P_{II,LEB} + P_{II,PPAB} + Q_{on} + 0,8(N_{v,lev} + N_{v,prav}) \quad (6.14)$$

bu yerda Q_{on} - tayanch poydevor usti qismining og‘irligi;

$N_{v,lev}$, $N_{v,prav}$ - chap va o‘ng oraliqlar ustida joylashtirilgan vaqtinchalik yuklardan tayanchga tushadigan vertikal bosim;

$R_{P,LEV}$, $R_{P,PRAV}$ - chap va o‘ng oraliqlarning doimiy yuklaridan tayanchga tushadigan vertikal bosim; quyidagi formulalar orqali aniqlanadi:

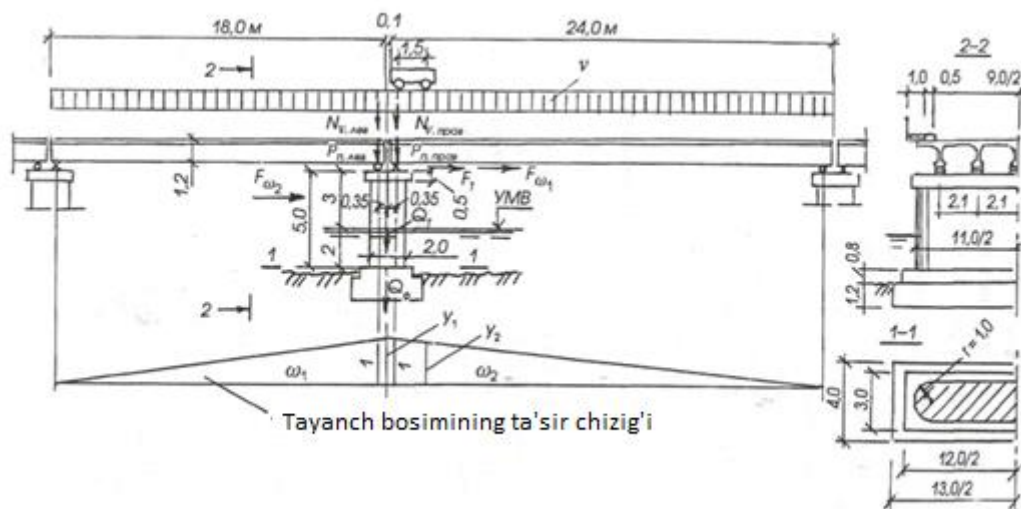
$$P_{II,LEB} = (\gamma_{f_1} p_{bal,lev} + \gamma_{f_2} p_{pokr,lev} + \gamma_{f_3} p_{tr,lev}) \omega_1 \quad (6.15)$$

$$P_{II,PPAB} = (\gamma_{f_1} p_{bal,prav} + \gamma_{f_2} p_{pokr,prav} + \gamma_{f_3} p_{tr,prav}) \omega_2 \quad (6.16)$$

(6.15), (6.16) - formulalarda $R_{bal,lev}$, $R_{pokr,lev}$, $R_{tr,lev}$ — birinchi oraliqning (tayanchning chap tarafidagi), tegishli, oraliq qurilma to‘sinlari, yo‘l qoplamasi va trotuarlari og‘irligidan har bir metrga tushadigan yuk;

$R_{bal, lev}$, $R_{pokr, lev}$, $R_{tr,lev}$ - ikkinchi oraliqning (tayanchning o'ng tarafidagi), tegishli, oraliq qurilma to'sinlari, yo'l qoplamasi va trotuarlari og'irligidan har bir metrga tushadigan yuk;

γ_{f1} , γ_{f2} , γ_{f3} – ishonchlilik koeffitsientlari;



6.2-rasm. To'sinli-qirqilgan sistemali avtoyo'l ko'prigi oraliq tayanchini yuklash sxemasi: Q_f – tayanch poydevorining og'irligi; ω_1 , ω_2 – tayanch bosimi ta'sir chiziqlari uchastkalarining yuzalari.

Bizning misolimizda, tayanchdan chap tarafda joylashgan, uzunligi 18 metr bo'lgan 5 ta tipovoy to'sinlar uchun, polkalarni monolitlash betonini hisobga olganda (kengligi 0,5 metr, qalinligi 0,2 metr bo'lgan 4 ta polka, betonning solishtirma og'irligi $\gamma_B = 25 \text{ kN/m}^3$) har bir metrga tushadigan normativ yukning qiymati:

$$p_{\text{оа,л,лев}} = \frac{275 \cdot 5}{18} + 4 \cdot 0,3 \cdot 0,2 \cdot 25 = 76,4 + 6 = 82,4 \text{ kH / m}$$

Qolgan normativ doimiy yuk quyidagicha qabul qilinadi:

- kengligi 9 metr bo'lgan, quyidagi qatlamlardan tashkil topgan qatnov qismi qoplamasi og'irligidan:

- qalinligi 0,07 metr bo'lgan asfaltobeton qatlamidan;
- qalinligi 0,04 metr bo'lgan himoya qatlamidan;
- qalinligi 0,01 metr bo'lgan gidroizolyasiyadan;

- oʻrtacha qalinligi 0,08 metr boʻlgan tekislovchi qatlamidan;
- kengligi 1 metr boʻlgan trotuarlardan (trotuar bloklarining balandligi 0,6 metr, ularning konstruksiyasi, panjaralarni hisobga olganda, yaxlitlik koeffitsienti qiymatini 0,5 ga teng qabul qishga imkon beradi).

Kengligi 9 metr boʻlgan qatnov qismi qoplamasi ogʻirligidan har bir metrga tushayotgan hisobiy yuk (qoplamani tashkil etgan materiallarning oʻrtacha solishtirma ogʻirligi 23 kN/m^3 ga teng boʻlganda) quyidagi qiymatni tashkil etadi:

$$P_p = \gamma_f P_{noxp} = 1,3 \cdot 23(0,04 + 0,01 + 0,08) \cdot 9 + 1,5 \cdot 23 \cdot 0,07 \cdot 9 = 34,98 + 21,73 = 56,71 \text{ kH} / \text{m}$$

(6.17)

Kengligi 1 metr boʻlgan ikki trotuarning va panjaralarning ogʻirligidan har bir metrga tushadigan normativ yukning qiymatini esa quyidagiga teng qabul qilish mumkin:

$$P_{n,mp} = 1 \cdot 0,62 \cdot 25 \cdot 2 \cdot 0,5 = 15 \text{ kH} / \text{m}.$$

Topilgan qiymatlarni (6.15) – formulaga qoʻyib chap tarafdagi oraliqdan tayanchga tushayotgan vertikal bosimning qiymatini aniqlaymiz:

$$P_{II,IEB} = 1,1(82,4 + 15) \cdot \frac{18}{2} + 56,71 \cdot \frac{18}{2} = 1474 \text{ kH}.$$

Bu yerda koʻramizki, yoʻl qoplamasi va trotuarlarning ogʻirligidan tayanchga tushadigan bosim qiymati jihatidan kattagina boʻlib, doimiy yukdan tushadigan umumiy bosimning 47% ni tashkil qiladi.

Oʻng tarafdagi oraliqdagi uzunligi 24 metr boʻlgan 5 dona toʻsinning har birining ogʻirligi 365 kN boʻlganda va ularni plitasi boʻyicha monolitlash betoni inobatga olinganda, har bir metrga tushadigan normativ yuk quyidagi qiymatni tashkil etadi:

$$P_{oa,ne} = \frac{365 \cdot 5}{24} + 4 \cdot 0,3 \cdot 0,2 \cdot 25 = 76 + 6 = 82 \text{ kH} / \text{m}.$$

Bu holda o'ng tarafdagi oraliqning doimiy hisobiy yukidan tayanchga tushayotgan bosim quyidagiga teng bo'ladi:

$$P_{\Pi, \Pi PAB} = 1,1(82 + 15) \cdot \frac{24}{2} + 56,71 \cdot \frac{24}{2} \approx 1280 + 680 = 1960 \text{ kH}.$$

O'ng tarafdagi (katta) oraliq qurilmadan tayanchga tushayotgan hisobiy vaqtinchalik vertikal yuk kattaligini quyidagi formula orqali aniqlaymiz:

$$N_{v, n pas} = \gamma_{fv}(1 + \mu)v_a s_1 \omega_2 + \gamma_{fmp} b_{mp} p_{neu} \omega_2 + \gamma_{fp}(1 + \mu) P s_1 (y_1 + y_2) \quad (6.18)$$

Chap tarafdagi oraliq qurilmadan tayanchga tushayotgan hisobiy vaqtinchalik vertikal yukni esa quyidagi ifoda bo'yicha aniqlaymiz:

$$N_{v, n es} = \gamma_{fv}(1 + \mu)v_a s_1 \omega_1 + \gamma_{fmp} b_{mp} p_{neu} \quad (6.19)$$

bu yerda γ_{fv} , γ_{ftr} , γ_{fr} — ishonchlilik ko'effitsientlari, tegishlicha, teng taralgan yuk uchun ($\gamma_{fv} = 1,2$), trotuardagi vaqtinchalik yuk uchun ($\gamma_{ftr} = 1,2$), AK yukining aravachasi uchun ($\gamma_{fr} = 1,2$);

$1 + \mu$ — dinamik ko'effitsient, (4.40) - formula bo'yicha aniqlanadi, bizning holatda 1,02 ga teng;

R_{pesh} — tegishlicha, teng taralgan vaqtinchalik yuk AK ning (bir polosaga 0,98 K kN/m) va piyodalar yukining (bir trotuarga, kPa) jadalligi;

S_1 — polosalik ko'effitsienti (ikki polosa aravachalar bilan yuklanganda $S_1 = 2$, ikki polosa teng taralgan yuk bilan yuklanganda $S_1 = 1,6$);

ω_1 , ω_2 — tayanch bosimining ta'sir chizig'i uchastkasining, tegishlicha, o'ng va chap oraliqlari uchun yuzasi;

u_1 , u_2 - tayanch bosimi ta'sir chizig'ining aravacha o'qlari ostidagi ordinatalari ($u_1 = 1$, $u_2 = 0,93$);

R – ikki o‘qli aravachaning o‘qiga tushadigan yuk, 9.81K kN (K ts) ga teng;

b_{tr} — trotuarning kengligi.

Trotuarlardagi piyodalar yuki r_{pesh} ni (4.10) – ifoda bo‘yicha qabul qilamiz, bizning holda $\lambda = 23,7 + 0,1 + 17,7$ metr bo‘lganda uning qiymati quyidagini tashkil etadi:

$$p_{neu} = 3,92 - 0,0196(23,7 + 0,1 + 17,7) = 3,92 - 0,81 = 3,11 \text{ kPa}$$

Topilgan qiymatlarni (5.18) va (5.19) – formulalarga qo‘yib o‘ng va chap tarafdagi oraliqlardan tayanchga tushayotgan hisobiy vertikal yuklarni aniqlaymiz:

$$N_{v,napa} = 1,2 \cdot 1,02 \cdot 0,98 \cdot 11 \cdot 1,6 \left(\frac{23,7}{2} \right) + 1,2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 3,11 \left(\frac{23,7}{2} \right) + 1,2 \cdot 1,02 \cdot 9,81 \cdot 11 \cdot 2 \times \\ \times (1 + 0,93) = 250,17 + 88,4 + 509,8 \approx 848,4 \text{ kH}.$$

$$N_{v,ies} = 1,2 \cdot 1,02 \cdot 0,98 \cdot 11 \cdot 1,6 \left(\frac{17,7}{2} \right) + 1,2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 3,11 \left(\frac{17,7}{2} \right) = 186,8 + 66 \approx 252,8 \text{ kH}.$$

Tayanchga tushayotgan vaqtinchalik yukning yig‘indisi $848,4 + 252,8 = 1101,2$ kN ni tashkil etadi.

Tormoz kuchlaridan hosil bo‘ladigan normativ gorizontal yuk SHNQ 2.05.03-12 bo‘yicha teng taralgan vertikal yukning 50% ni tashkil etadi, ya’ni

$$\tau = 0,5(v_a \cdot K) \quad (6.20)$$

Bu yerda K — avtoyo‘l yukining sinfi (11 ga teng). U holda

$$\tau = 0,5 \cdot 0,98 \cdot 11 = 5,4 \text{ kH} / \text{m}$$

Tayanchga AK yukining bir polosasidan ta’sir etadigan hisobiy tormoz yukini, dinamik koeffitsient $1 + \mu = 1$ bo‘lganda, quyidagi formuladan aniqlaymiz:

$$F_T = \gamma_f d \quad (6.21)$$

Ushbu yukning qiymati $1,2 \cdot 5,4 \cdot 24 = 155,5$ kN ga teng bo‘ladi.

ShNQ 2.05.03-12 bo'yicha F_T yukining qiymati 7,8K kN dan kichik va 24.5K kN dan katta bo'lmasligi kerak ($K = 11$), ya'ni uning qiymati 85,8 kN dan 270 kN gacha bo'lgan chegarada bo'lishi kerak. Demak, biz hisoblarda 155,5 kN ga teng bo'lgan yukni qabul qilishimiz mumkin.

Ko'priikka uning uzunligi bo'yicha ta'sir etayotgan hisobiy shamol yukini quyidagi formula bo'yicha aniqlaymiz:

$$F_{\omega n} = \gamma_f (F_{\omega 1} + F_{\omega 2}) \quad (6.22)$$

bu erda $F_{\omega 1}$ i $F_{\omega 2}$ — tegishlicha, oraliq qurilmaga va tayanch tanasiga ta'sir etayotgan bo'ylama shamol yuki; ShNQ 2.05.03-12 bo'yicha bo'ylama shamol yukining transport vositalariga ta'siri inobatga olinmaydi;

γ_f — yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti, 1,4 ga teng qabul qilinadi.

Oraliq tayanchlarni hisoblaganda $F_{\omega 1}$ yuki tayanch qismlarning markazi sathida qo'yiladi.

Ko'priikka ta'sir etayotgan bo'ylama shamol yukining qiymati shu ko'priikka ko'ndalang yo'nalishda ta'sir etayotgan shamol bosimiga bog'liq holda aniqlanadi. Qabul qilinganki, oraliq qurilmaga ta'sir etadigan bo'ylama shamol kuchining qiymati shu ko'priikka ko'ndalang yo'nalishda ta'sir etayotgan shamol kuchining 20% ga tengdir, tayanchga ta'sir etayotgan shamol kuchining qiymati esa ko'ndalang yo'nalishda ta'sir etayotgan shamol kuchining qiymatiga tengdir. ShNQ 2.05.03-12 bo'yicha normativ shamol yuki ω_n ni 0,59 kPa ga teng qabul qilamiz. U holda oraliq qurilmaga va tayanch tanasiga ta'sir etayotgan bo'ylama shamol yuklarining qiymatlari quyidagilarni tashkil etadi:

$$F_{\omega 1} = 1,4 \cdot 0,2 \cdot 0,59 \left[\left(\frac{18}{2} \right) \cdot 1,4 + \left(\frac{24}{2} \right) \cdot 1,4 \right] \approx 4,9 \kappa H$$

$$F_{\omega 2} = 1,4 \cdot 0,59 \cdot 3 \cdot 2 \approx 5 \kappa H.$$

Shunday qilib, ko‘prik uzunligi bo‘yicha tayanchga ta’sir etayotgan hisobiy shamol yuki quyidagi qiymatga teng bo‘ladi:

$$4,6 + 5,0 = 9,6 \kappa H$$

Tayanchning poydevor usti qismining og‘irligini uning geometrik o‘lchamlaridan kelib chiqib aniqlaymiz:

$$Q_{on} = 1,1(0,5 \cdot 2,2 \cdot 11,4 + 2 \cdot 3,14 \cdot 1^2 \cdot 5,0 + 2 \cdot 9 \cdot 5)23 \approx 3390 \kappa H.$$

Topilgan qiymatlarni (6.14)-formulaga qo‘yib aniqlaymizki, tayanchning 1-1 kesimiga doimiy va vaqtinchalik yuklardan tushayotgan hisobiy vertikal yuk quyidagi qiymatni tashkil etadi:

$$N = 1474 + 1960 + 3390 + 0,8(252,8 + 848,4) = 6824 + 881 = 7705 \kappa H.$$

Ko‘prikning bo‘ylama o‘qi bo‘yicha harakatchan yukning tormozlanishidan va bo‘ylama shamol yukidan yuzaga keladigan gorizonta hisobiy yuk (vaqtinchalik yuklarning birikmalari koefitsientlari inobatga olinganda) quyidagi qiymatni tashkil etadi (6.13 formulasidan):

$$G = 0,7 \cdot 155,5 + 0,25 \cdot 9,9 \approx 108,9 + 2,5 \approx 111,4 \kappa H.$$

Tayanchning 1-1 kesimidagi eguvchi momentni quyidagi ifoda orqali aniqlaymiz:

$$M = P_{\Pi, \Pi PAB} \cdot e_{npa\theta} - P_{\Pi, \Pi EB} \cdot e_{\lambda e\theta} + 0,8 P_{v, \Pi PAB} \cdot e_{npa\theta} - 0,8 P_{v, \Pi EB} \cdot e_{\lambda e\theta} + \\ + 0,7 F_T \cdot h_{on} + 0,25 \cdot 5,3 F_{\omega 1} + 0,25 \cdot 3,5 F_{\omega 2}. \quad (6.23)$$

bu yerda e_{prav} va e_{lev} — tegishli, o‘ng va chap oraliqlardan yuzaga keladigan vertikal kuchlarning (tayanch reaksiyalarining) tayanch o‘qiga nisbatan qo‘yilishining eksentrisitetlari (bizning holatda 0,35 metrga teng);

h_{on} — tayanch qismining sharniri markazidan 1-1 kesimgacha bo‘lgan tayanchning balandligi. Topilgan kattaliklarning qiymatlarini (6.23)- ifodaga qo‘yib tayanchning 1-1 kesimidagi eguvchi momentni aniqlaymiz:

$$M = (1960 - 1474) \cdot 0,35 + 0,8(848,4 - 252,4) \cdot 0,35 + 0,7 \cdot 155,5 \cdot 5,3 + 0,25 \cdot 5,3 \cdot 4,9 + 0,25 \cdot 3,5 \cdot 5,0 = 170,1 + 166,8 + 576,9 + 10,9 = 924,7 \kappa H_m.$$

Shunday qilib, tayanchning 1-1 kesimidagi hisobiy zo‘riqishlar quyidagi qiymatlarni tashkil etadi:

$$N = 7705 \kappa H$$

$$M = 924,7 \kappa H_m$$

$$G = 111,4 \kappa H$$

6.2 - Misol. To‘sinli – qirqilmagan sistemali avtoyo‘l ko‘prigining oraliq tayanchi hisobi

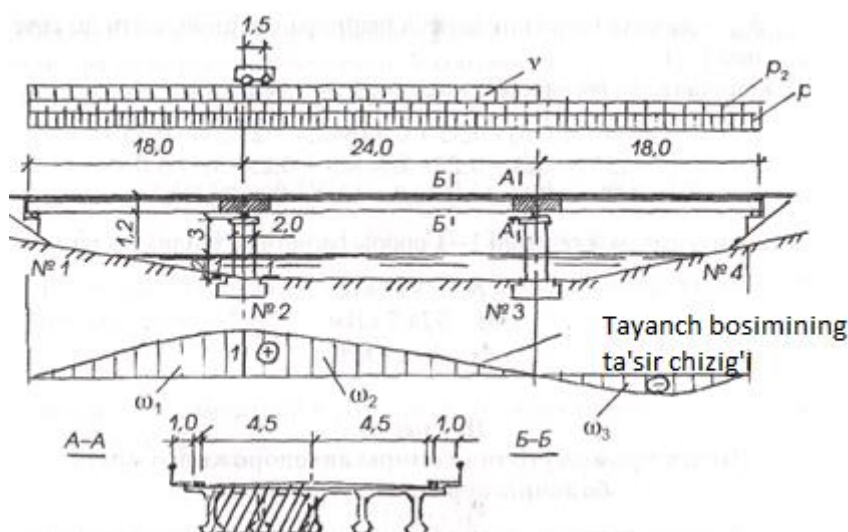
Avtoyo‘l ko‘prigining beton tayanchini hisoblash talab etiladi. Ushbu ko‘priknining xarakteristikalarini bundan oldingi misoldagi ko‘priknining parametrlariga o‘xshash, faqat 18 va 24 metr uzunlikdagi temirbeton qirqilgan to‘sinlar ko‘priknining uzunligi bo‘yicha yagona qirqilmagan sistemaga birlashtiriladi. Buning uchun to‘sinni ko‘priksimon temirbeton konstruksiyalari zavodida tayyorlash paytida uning uchlarida armatura chiqiqlarini qoldirishadi. To‘sinlar tayanchlarga o‘rnatilgandan so‘ng ushbu chiqiqlar biriga qo‘shimcha armatura sterjenlari yoki tutamlari bilan birlashtirilib orasi betonlanadi (6.3-rasm).

Hisobiy zo‘riqishlarni №2 oraliq tayanchning poydevori usti sathi bo‘yicha (poydevor obrezi) aniqlaymiz. Bunda №2 tayanchda qo‘zg‘almas metall tayanch qismlar, №3 – tayanchda esa qo‘zg‘aluvchan metall tayanch qismlar o‘rnatilgan deb hisoblaymiz.

Tayanchga ta'sir etayotgan yuklar o'zlarining qiymatlari bo'yicha 6.1-misolda topilgan yuklardan biroz farq qiladi, chunki tayanch doimiy yuklarning bir qismiga (ya'ni qatnov qismi va trotuarlarning og'irligiga) va vaqtinchalik yukka huddi qirqilmagan sistemali ko'priki elementi kabi reaksiya beradi. Shunga binoan №2 tayanchning 1-1 kesimidagi vertikal zo'riqish N quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$N(P'_{\Pi, \text{ЛЕВ}} + P'_{\Pi, \text{ПРАВ}}) + (P''_{\Pi, \text{ЛЕВ}} + P''_{\Pi, \text{ПРАВ}}) + 0,8N_v + Q_{on}. \quad (6.24)$$

bu yerda $R'_{\Pi, \text{ЛЕВ}}$, $R'_{\Pi, \text{ПРАВ}}$ — №2 tayanchga, tegishlicha, chap va o'ng oraliqlar to'sinlarining og'irliklaridan, tushayotgan vertikal yuk;



6.3-rasm. Qirrilgan to'sinlari qirqilmagan sistemaga birlashtiriladigan avtoyo'l ko'prigining oraliq tayanchini hisoblash uchun sxemalar

$R''_{\Pi, \text{ЛЕВ}}$, $R''_{\Pi, \text{ПРАВ}}$ — №2 tayanchga, tegishlicha, trotuarlar va qoplama og'irliklaridan, tushayotgan vertikal yuk;

N_v — tayanchga vaqtinchalik yuklardan (harakatchan yuk va trotuarlardagi piyodalardan) tushayotgan zo'riqishlar;

Q_{op} - tayanchning 1-1 kesim yuqorisidagi qismi og'irligi.

6.1 — misoldagi ma'lumotlar bo'yicha ikki oraliq to'sinlarining og'irlikidan hosil bo'ladigan vertikal yukni hisoblab chiqarish mumkin:

$$(P'_{\Pi, \text{JEB}} + P'_{\Pi, \text{II}PAB}) = \gamma_f (p_{\delta a, \text{JEB}} + p_{\delta a, \text{II}PAB}) = 1,1(82,4 \cdot \frac{18}{2} + 82 \cdot \frac{24}{2}) = 1898 \text{ kH} \quad (6.25)$$

Qatnov polotnosi va trotuarlarning og'irligidan hosil bo'ladigan doimiy yukning qismi qirilmagan sistemali oraliq qurilmaga ta'sir qiladi. Bunda, ushbu og'irliklardan hosil bo'ladigan vertikal yukni quyidagicha hisoblab chiqarish mumkin:

$$\begin{aligned} (P''_{\Pi, \text{JEB}} + P''_{\Pi, \text{II}PAB}) &= \gamma_f \cdot p_{n, mp} (\omega_1 + \omega_2 - \omega_3) + p_p (\omega_1 + \omega_2 - \omega_3) = \\ &= (1,1 \times 15 + 56,71) \times (0,6 + 0,6 - 0,1) \cdot 18 = 1450 \text{ kH} \end{aligned} \quad (6.26)$$

bu erda $\omega_1, \omega_2, \omega_3$ — tayanch bosimi ta'sir chiziqlari uchastkalarining yuzalari (jadvallar bo'yicha aniqlanadi, masalan [25, 3-jadval]);

$r_{n, tr}$ va r_r larning qiymatlari 6.1-misoldan olingan.

Vaqtinchalik yuklardan tayanchga tushadigan vertikal yukni (zo'riqishni) quyidagi formula orqali aniqlasa bo'ladi:

$$N_v = \gamma_{fv} \cdot v_a \cdot (\omega_1 + \omega_2) + \gamma_{fmp} \cdot b_{mp} \cdot 2 \cdot p_{neu} (\omega_1 + \omega_2) + \gamma_{fp} \cdot (1 + \mu) s_1 \cdot P(y_1 + y_2) \quad (6.27)$$

bu yerda $\gamma_{fv}, \gamma_{ftr}, \gamma_{fr}$ — tegishlicha, vaqtinchalik yuk AK ning har bir metrga to'g'ri keladigan qismi uchun, trotuarlardagi piyodalar yuki uchun va yuk aravachalari og'irligidan tushayotgan vaqtinchalik yuk uchun ishonchlilik koeffitsientlari;

$(1 + \mu)$ — dinamik koeffitsient, 1,02 ga teng (6.1- misolga qarang);

v_a — vaqtinchalik yuk AK ning bir polosasidan har bir metrga tushadigan yuk jadalligi;

s_1 — polosalik koeffitsienti, aravachalar bilan ikki polosa yuklanganda 2,0 ga, ikki polosada teng taralgan yuk bo'lganda 1,6 ga teng;

b_{tr} — trotuar kengligi, metrlarda;

r_{pesh} — piyodalardan trotuarga tushayotgan yuk, kPa;

R — ikki o‘qli aravachaning o‘qiga tushadigan yuk, 9,81 kN (Kts) ga teng;

u_1 va u_2 – tayanch bosimi ta’sir chizig‘ining AK yuki aravachalari g‘ildiraklari o‘qlarining ostidagi ordinatalari.

Shunday qilib, vaqtinchalik yuklardan tayanchga tushadigan vertikal yukni aniqlaymiz:

$$N_H = 1,2 \cdot 1,02 \cdot 0,98 \cdot 11 \cdot 1,6(0,6 + 0,6) \cdot 18 + 1,2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 3,11(0,6 + 0,6) \cdot 18 + \\ + 1,2 \cdot 1,02 \cdot 9,81 \cdot 11 \cdot 2(1 + 0,92) = 1124 \kappa H$$

Tayanch poydevor usti qismining og‘irligi 3390 kN ni tashkil etadi. 1-1 kesimdagi vertikal hisobiy zo‘riqishlar (bosimlar) yig‘indisining qiymatini aniqlaymiz:

$$N = 1898 + 1450 + 3390 + 0,8 \cdot 1124 = 7637 \kappa H$$

ShNQ 2.05.03-12 ga binoan hisobiy tormoz yuki F_T qo‘zg‘almas tayanch qismlar o‘rnatilgan tayanchga to‘laligicha uzatiladi va uning qiymati quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$F_T = \gamma_f \tau (l_1 + l_2 + l_3) \quad (6.28)$$

bu yerda l_1 , l_2 , l_3 - 1,2 va 3- oraliqlarning uzunligi.

$$F_T = 1,2 \cdot 5,5(18 + 24 + 1,8) = 396 \kappa H$$

Normalar tomonidan qirilmagan oraliq qurilmalarning qo‘zg‘almas tayanch qismlaridan tayanchga uzatiladigan zo‘riqishlarini kamaytirishga ruxsat beriladi. Buning uchun qo‘zg‘aluvchan tayanch qismlaridagi ishqalanish kuchlari (ularning eng kichik ishqalanish koeffitsientlari bilan hisoblagandagi qiymatlari) qo‘zg‘almas tayanch qismlaridan tayanchga uzatiladigan zo‘riqishlar qiymatidan ayirib tashlanadi. Bu holda, gorizonta1 yuk kamayishining qiymati quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$\Delta F_T = P_1 \cdot \mu_{\min} + P_3 \cdot \mu_{\min} + P_4 \cdot \mu_{\min} \quad (6.29)$$

bu yerda R_1, R_3, R_4 — qo‘zg‘aluvchan tayanch qismlar o‘rnatilgan 1,3,4 –tayanchlarda doimiy yuklardan hosil bo‘ladigan vertikal tayanch reaksiyalari;

Katokli tayanch qismlar uchun $\mu_{mjn} = 0,01$ ga teng qabul qilinadi.

Bizning misolda (6.1-misoli ma‘lumotlari bo‘yicha):

$$\begin{aligned} P_1 = P_4 &= 1474 \text{ kH} \\ P_3 &= 1474 + 1960 = 3434 \text{ kH} \end{aligned}$$

U holda, gorizonta! yuk kamayishining qiymati quyidagiga teng bo‘ladi:

$$\Delta F_T = 1474 \cdot 0,01 + 3434 \cdot 0,01 + 1474 \cdot 0,01 = 63,8 \text{ kH}$$

Qirqilmagan oraliq qurilmalarning qo‘zg‘almas tayanch qismlaridan tayanchga uzatiladigan gorizonta! yukning qiymati esa quyidagiga teng bo‘ladi:

$$396 - 63,8 = 332,2 \text{ kH}$$

Lekin, ShNQ 2.05.03-12 ga binoan gorizonta! bo‘ylama yukning qiymati 24,5K dan (bu erda K — AK yuki sinfi), ya’ni 270 kN dan ortib ketishi kerak emas, shuning uchun $F_T = 270 \text{ kN}$ ga teng qabul qilinadi.

№2 – tayanchga tushadigan bo‘ylama shamol yuki 6.1-misolda keltirilgan ma‘lumotlar bo‘yicha qabul qilinadi va uning qiymati 9,9 kN ni tashkil etadi.

Shunday qilib, (6.13) – formula bo‘yicha tormozlanish va shamol yuklaridan №2 - tayanchning 1-1 kesimida hosil bo‘ladigan gorizonta! hisobiy zo‘riqishlar quyidagi qiymatni tashkil etadi:

$$G = 0,7 \cdot 270 + 0,25 \cdot 9,9 \approx 189 + 2,5 \approx 191,5 \text{ kH}$$

№2 - tayanchning poydevor usti kesimidagi eguvchi momentning qiymatini (birikmalar koefitsientlari 0,7 va 0,25 larni inobatga olgan holda) quyidagicha aniqlashimiz mumkin:

$$M = 0,7 F_T \cdot h_{on} + 0,25 \cdot 5,3 F_{\omega 1} + 0,25 \cdot 3,5 F_{\omega 2} \quad (6.30)$$

Bu erda 5,3 va 3,5 – zo‘riqlarning qo‘yilish elkalari, metrlarda.

U holda eguvchi momentning qiymati:

$$M = 0,7 \times 270 \times 5,3 + 0,25 \times 5,3 \times 4,9 + 0,25 \times 3,5 \times 5,0 = 1013 \text{ kNm.}$$

Shunday qilib, №2 - tayanchning poydevor usti kesimidagi (poydevor obrezidagi) zo‘riqlarning hisobiy qiymatlari quyidagilarga teng bo‘ladi:

$$N = 7637 \text{ kH}$$

$$M = 1013 \text{ kHm}$$

$$G = 191,5 \text{ kH}$$

Misol 6.3. To‘sinli – qirilmagan sistemali avtoyo‘l ko‘prigining qo‘zg‘aluvchan tayanch qismi o‘rnatilgan oraliq tayanchi hisobi

Bundan avvalgi misolning ma’lumotlaridan foydalanib, qo‘zg‘aluvchan tayanch qismlari o‘rnatilgan №3 – beton tayanchni (6.3-rasmga qarang) hisoblash talab etiladi.

Bu holda, ShNQ 2.05.03-12 ga binoan, qo‘zg‘aluvchan tayanch qismlaridagi ishqalanishdan yuzaga keladigan normativ qarshilikni gorizontal bo‘ylama reaktiv zo‘riqlar S_f ko‘rinishida qabul qilish kerak bo‘ladi:

$$S_f = \mu_n F_v \quad (6.34)$$

bu erda F_v — ko‘rilayotgan yuklarning ta’siri 1 ga teng bo‘lgan yuk bo‘yicha ishonchlilik koeffitsienti bilan inobatga olinganda ularning vertikal tashkil etuvchisining qiymati;

μ_n — qo‘zg‘aluvchan tayanch qismlarining ko‘chishida ishqalanish koeffitsientining normativ qiymati (bo‘lishi mumkin ekstremal

qiymatlarning o'rtacha qiymatiga teng qabul qilinadi va (6.35) – formula bo'yicha hisoblab topiladi).

Katokli tayanch qismlari uchun ekstremal qiymatlar $\mu_{\max} = 0,04$, $\mu_{\min} = 0,01$.

Bizning misoldagi shartlarda (6.35) - formula quyidagicha hisoblanadi:

$$\mu_n = \frac{0,04 + 0,01}{2} = 0,025$$

Normalarning talablariga binoan ko'priklarning tayanchlari (poydevorlar bilan birga) faqatgina doimiy yuklarni inobatga olgan holda harorat deformatsiyalaridan hosil bo'ladigan hisobiy ishqalanish kuchlari ta'siriga tekshiriladi.

Qirilmagan oraliq qurilmalar uchun, bir ishorali zo'riqlashlarni qabul qiladigan tayanchlar guruhi bor bo'lganda, ishqalanish koeffitsientlarining maksimal va minimal qiymatlari (6.8) va (6.9) – formulalar orqali aniqlanadi.

Bizning holda guruhdagi tayanchlar soni $z = 4$ ga teng va unda ishqalanish koeffitsientlarining maksimal va minimal qiymatlari quyidagilarga teng bo'ladi:

$$\begin{aligned}\mu_{\max} &= 0,025 + \frac{1}{\sqrt{4}}(0,04 - 0,01) = 0,04 \\ \mu_{\min} &= 0,025 - \frac{1}{\sqrt{4}}(0,04 - 0,01) = 0,01\end{aligned}$$

To'sinli oraliq qurilmalarning qo'zg'aluvchan tayanch qismlaridagi ishqalanishdan hosil bo'ladigan hisobiy zo'riqlash quyidagi formula orqali ifodalanadi (agar ko'rilayotgan yuklar birikmasida ishqalanish kuchlari tayanchga tushayotgan umumiy ta'sirni orttirs; ishonchlilik koeffitsienti γ_f ning qiymati 1 ga teng qabul qilinadi):

$$S_{f,\max} = \mu_{\max} \cdot F_v \quad (6.36)$$

Demak, qo'zg'aluvchan tayanch qismlaridagi ishqalanish kuchlaridan №3 – tayanchga maksimal gorizontal hisobiy yuk ta'sir etishi mumkin va ushbu yukning taxminiy qiymati quyidagiga teng bo'ladi:

$$S_{f,\max} = 0,04 \cdot \left(\frac{1898}{1,1} + \frac{1450}{1,1} \right) = 121,7 \text{ kH}$$

Qo'zg'aluvchan tayanch qismlaridagi ishqalanish kuchlari qatnashgan yuklarda birikmalar koefitsientlarining qiymatlari quyidagilarga teng qabul qilinadi:

- doimiy yuklar uchun $\eta = 1$;
- bo'ylama shamol yuki uchun $\eta = 0,25$;
- tayanch qismlaridagi ishqalanish uchun $\eta = 0,7$.

Shartlar bo'yicha vaqtinchalik vertikal yuk yo'q. Buni inobatga olganda №3-tayanchning poydevori usti sathida ko'priklar uzunligi yo'nalishida siljitish zo'riqlashining qiymati (bu erda tormoz yukining qiymati 107,4 kN ga, shamol yukining qiymati esa 0,96 kN ga teng qabul qilinadi) quyidagi miqdorni tashkil etadi:

$$G = 0,7 \cdot 107,4 + 0,25 \cdot 0,96 \text{ kH}$$

Ushbu kesimdagi eguvchi momentning qiymati quyidagiga teng bo'ladi:

$$M = 0,7 \cdot 107,4 \cdot 5,3 + 0,25 \cdot 5,3 \cdot 4,9 + 0,25 \cdot 5 = 409 \text{ kHm}$$

№3 – tayanchning 1-1 kesimida vertikal yukning qiymati (agar vaqtinchalik harakatchan yuk inobatga olinmasa) quyidagiga teng bo'ladi:

$$N = 1898 + 1450 + 3390 = 6738 \text{ kH}$$

Vaqtinchalik harakatchan yuk inobatga olinganda esa quyidagiga teng bo'ladi:

$$N = 1898 + 1450 + 3390 + 0,8 \cdot 1124 = 7637 \text{ kN}$$

Shunday qilib, №3 – tayanchning 1-1 kesimida zo'riqlarning qiymati quyidagilarni tashkil etadi:

- vaqtinchalik harakatchan yuk inobatga olinmaganda $N=6738 \text{ kN}$;
- vaqtinchalik harakatchan yuk inobatga olinganda, lekin tormozlanish

bo'lmaganda $N=7637 \text{ kN}$;

- $M = 409 \text{ kNm}$;
- $G = 75,4 \text{ kN}$.

6.1, 6.2, 6.3 – misollardagi tayanchlar hisobining natijalarini 6.2 – jadvalga kiritamiz.

6.2 – jadval

Misol	Sxemasi 18,0+24,0+18,0 metr bo'lgan avtoyo'l ko'prigining oraliq tayanchi hisobi	Poydevor usti sathi (obrezi) bo'yicha hisobiy zo'riqlar		
		N, kN	G, kN	M, kNm
6.1	Qirqilgan sistemali ko'pri tayanchi	7705	114,4	924,7
6.2	Qirqilmagan sistemali ko'pri tayanch qismi o'rnatilgan oraliq tayanchi	7637	191,5	1013
6.3	Qirqilmagan sistemali ko'pri tayanch qismi o'rnatilgan oraliq tayanchi	7637 6738*	75,4	409

*I l o v a : * — vaqtinchalik harakatchan yuk inobatga olinmaganda.*

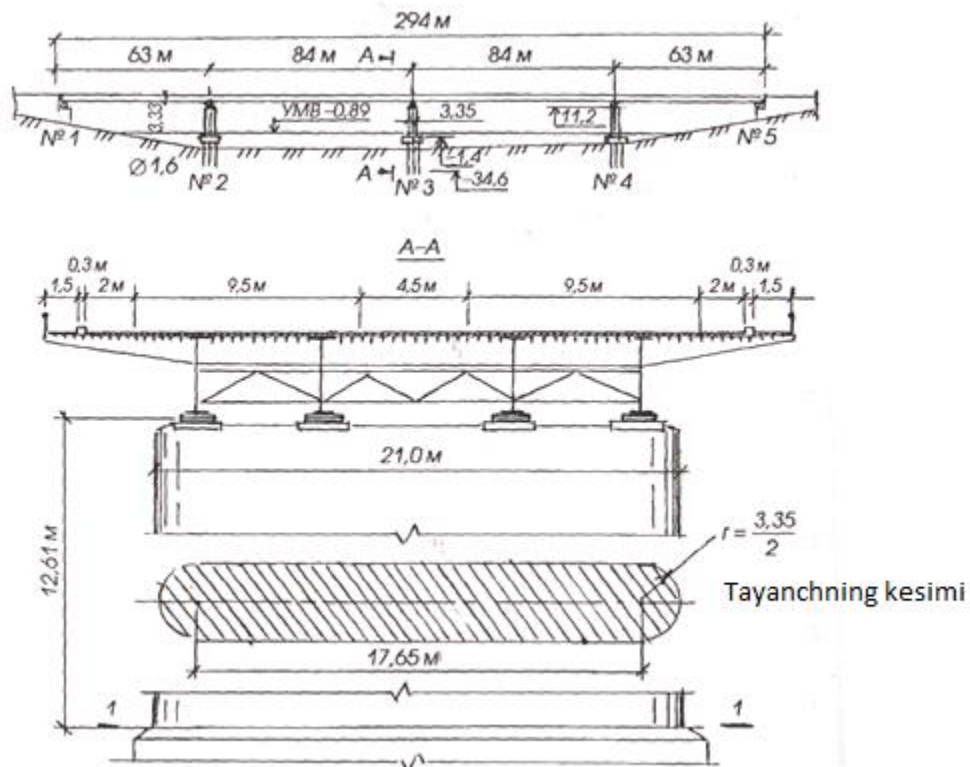
6.2-jadvaldan ko‘rib turibmizki, to‘sinli-qirqilmagan sistemali ko‘prikning oraliq tayanchiga qo‘zg‘aluvchan tayanch qismlaridagi ishqalanish kuchlari sababli ta‘sir etadigan bo‘ylama yuk o‘zining qiymati bo‘yicha qirqilgan to‘sinli ko‘prikda hosil bo‘ladigan shunday yuklarga yaqindir.

6.4 - Misol. Shaharda joylashgan avtoyo‘l ko‘prigi oraliq tayanchining hisobi

6.4-rasmda shaharda joylashgan avtoyo‘l metall ko‘prigining umumiy ko‘rinishi keltirilgan. Ko‘prikning sxemasi $63 + 2 \times 84 + 63$ metr, gabariti $G = (9,5 + S + 9,5)$ va u to‘rt harakat polosasiga mo‘ljallangan. Bo‘luvchi polosaning kengligi $S = 4,5$ metr, trotuarlar kengligi — 1,5 metrdan, qatnov qismi kengligi — $2 \times 7,5$ metr. Ko‘prikning 1 m^2 yuzasi uchun metall sarfi 300 kg ni tashkil etadi. Qatnov qismining qoplamasi – ortotrop plita listi ustiga epoksid surtilib yotqizilgan asfaltobeton; 1 m^2 qoplamaning og‘irligi – 200 kg. Ko‘prikning tayanchi qoziqli poydevor ustiga joylashgan, rostverk plitasining qalinligi 3,2 metr, rostverkning plandagi o‘lchamlari $24,0 \times 4,6$ metr.

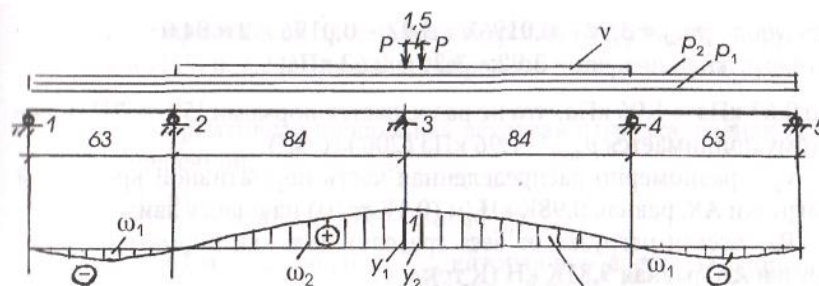
Oraliq tayanch №3 ning poydevor usti (poydevor obrezi sathi) kesimidagi hisobiy zo‘riqishlarning qiymatlarini aniqlash talab etiladi. Bunda vaqtinchalik yuklarning quyidagi birikmalari ta‘siri inobatga olinadi:

- vertikal yuk AK ($K = 11$);
- harakatchan AK yukining tormozlanishi;
- ko‘prik uzunligi bo‘yicha ta‘sir etayotgan shamol yuki.



Oraliq tayanch №3 ga ta'sir etayotgan vertikal yukni tayanch bosimining (reaksiyasi) ta'sir chiziqlaridan foydalanib aniqlaymiz (6.5-rasm).

$$N = (\gamma_{f_1} p_1 + \gamma_{f_2} p_2) \cdot \sum_{i=1}^3 \omega_i + \eta_i \gamma_{f_3} v_a \cdot (1 + \mu) s_1 \omega_2 + \eta_i \mathcal{N}_3 \cdot (1 + \mu) P \times (y_1 + y_2) s_1 + \eta_i \gamma_{f_4} p_{new} s_1 \omega_2 + \gamma_{f_1} Q_{on} \quad (6.31)$$



6.5-rasm. Shaharda joylashgan ko'prikning № 3 – tayanchini yuklash sxemasi

Vaqtinchalik yukning tormozlanishidan va bo‘ylama shamoldan yuzaga keladigan eguvchi moment va ko‘ndalang kuchni quyidagi formulalar orqali aniqlaymiz:

$$M = \eta_2 \gamma_{f_3} \cdot (1 + \mu) F_T \cdot s_1 \cdot h_2 + \eta_3 \gamma_{f_4} F_{\omega 1} h_1 + \eta_3 \gamma_{f_4} F_{\omega 2} h_2 \quad (6.32)$$

$$G = \eta_2 \gamma_{f_3} \cdot (1 + \mu) F_T s_1 + \eta_3 \gamma_{f_4} F_{\omega 1} + \eta_3 \gamma_{f_4} F_{\omega 2} \quad (6.33)$$

(6.31) - (6.33) – formulalarda η_1 , η_2 , η_3 – vaqtinchalik yuklar va ta’sirlarning birikmalar koeffitsientlari: $\eta_1 = 0,8$; $\eta_2 = 0,7$; $\eta_3 = 0,25$;

γ_f - yuk bo‘yicha ishonchlilik koeffitsientlari: $\gamma_{f1} = 1,1(0,9)$; $\gamma_{f2} = 2,0(0,9)$; $\gamma_{f3} = 1,4$; $\gamma_{f4} = 1,4$;

r_1 - 1 m² yuza uchun metall sarfi 300 kg (3 kN/m²) va qatnov qismining kengligi 26,9 metr bo‘lganda metall oraliq qurilmaning og‘irligidan uning har bir metriga to‘g‘ri keladigan yukning qiymati; quyidagicha aniqlanadi:

$$p_1 = 3 \cdot 26,9 = 80,7 \text{ kH} / \text{m}$$

r_2 - yo‘l qoplamasi, trotuarlar va panjaralar og‘irligidan har bir metrغا to‘g‘ri keladigan yuk (qoplamaning og‘irligi $2 \cdot 31,1 = 62,2$ kN/m, trotuarlarning panjaralar bilan birga og‘irligi taxminan $3 \cdot 1,8 \cdot 2 = 10,8$ kN/m).

$$p_2 = 62,2 + 10,8 = 73 \text{ kH} / \text{m}$$

s_1 - polosalik koeffitsienti; AK yuki ikki va undan ortiq polosalarda joylashganda uning tekis taralgan qismi uchun 0,6 ga teng, aravachalar uchun 1,0 ga teng; AK yuki bir polosada joylashganda $s_1 = 1$;

p_{pesh} – ko‘prik trotuarlariga tushadigan normativ vaqtinchalik yuk; quyidagi (4.10) ifoda bo‘yicha aniqlanadi:

$$p_{neu} = 3,92 - 0,0196 \lambda = 3,92 - 0,0196 \cdot 2 \cdot 84 = 3,92 - 3,29 = 0,63 \text{ kH},$$

lekin topilgan qiymat $0,63 \text{ kPa} < 1,96 \text{ kPa}$ bo'lganligi va bu normalarda ruxsat etilmaganligi uchun $p_{pesh} = 1,96 \text{ kPa}$ (200 kgs/m^2) qabul qilamiz;

v_a — normativ vaqtinchalik yuk AK ning tekis taralgan qismi, har bir polosa uchun $0,98K \text{ kN/m}$ ($0,1K \text{ ts/m}$) ga teng;

R - normativ vaqtinchalik yuk AK ning yuk aravachasi og'irligidan o'qqa tushadigan yuk, $9.81K \text{ kN}$ ($K \text{ ts}$) ga teng;

ω_1, ω_2 – tayanch bosimi ta'sir chizig'ining uchastkalari yuzalari (6.5 – rasmga qarang); quyidagi formulalar bo'yicha taxminan aniqlanadi:

$$\omega_1 = 0,1l_1 \quad (6.34)$$

$$\omega_2 = 0,6 \cdot 2 \cdot l_2 \quad (6.35)$$

u_1, u_2 - tayanch bosimi ta'sir chizig'ida AK yukining yuk aravachalari g'ildiraklari ostidagi ordinatalari;

F_T – ikki yuklangan polosadan olinadigan normativ tormoz yuki; AK yuki teng taralgan qismining 50% ga teng, lekin har bir polosa uchun $7,8 \text{ kN}$ ($0,8K \text{ ts}$) dan kichik bo'lmagan va $24.5K \text{ kN}$ ($2,5K \text{ ts}$) dan katta bo'lmagan miqdorda qabul qilinadi;

$(1 + \mu)$ – harakatchan yuk uchun dinamik koeffitsient; avtoyo'l va shahar ko'priklari uchun quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37,5 + \lambda} \quad (6.36)$$

bu erda λ - tayanch bosimi ta'sir chizig'ini vaqtinchalik yuk bilan yuklash uzunligi (vaqtinchalik gorizontalar uchun $1 + \lambda = 1,0$);

Q_{op} - tayanch og'irligidan 1-1 kesimdagi normativ vertikal yuk, tayanchning geometrik o'lchamlari va materiallarining solishtirma og'irligidan kelib chiqib hisoblanadi; bizning holda ushbu yukning qiymati quyidagiga teng bo'ladi (6.4-rasmga qarang):

$$Q_{on} = \left[(21 - 3,35) \cdot 3,35 + 3,14 \cdot \left(\frac{3,35}{2} \right)^2 \right] \cdot 12,61 \cdot 23 = 19700 \text{ kH}$$

$F_{\omega 1}$ - tayanchga tushadigan bo'ylama shamol yukining normativ qiymati; ShNQ 2.05.03-12 ga binoan tayanchga tushadigan ko'ndalang shamol yukiga teng qabul qilinadi;

$F_{\omega 2}$ - tayanchga tushadigan bo'ylama normativ shamol yuki, ko'ndalang shamol yukining 20% ga teng qabul qilinadi;

$$h_1 = \frac{12,61}{2} = 6,30 \text{ m}$$

$h_1 = 6,30$ metr - $F_{\omega 1}$ kuchining elkasi;

$h_2 = 12,61$ metr - $F_{\omega 2}$ kuchining elkasi; $F_{\omega 2}$ kuchi tayanchga tayanch qismlarining markazi sathi bo'yicha uzatiladi (ShNQ 2.05.03-12 ga qarang).

Ko'priknin o'qiga ko'ndalang yo'nalishda tayanchga ta'sir etayotgan normativ shamol yuki quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$F_{\omega 1} = b \cdot h_0 \cdot \omega_0 \quad (6.37)$$

bu erda b va h_0 - tegishli, tayanchning qalinligi va uning SPS dan balandligi;

$\omega_0 = 0,59$ kPa – tipovoy bo'lmagan konstruksiyalarni loyihalashda to'la shamol yukining normativ jadalligi (ShNQ 2.05.03-12 ga qarang).

Bizning holatda tayanchga ko'priknin o'qiga ko'ndalang yo'nalishda ta'sir etayotgan normativ shamol yukining qiymati quyidagini tashkil etadi:

$$F_{\omega 1} = 3,35 \cdot 12 \cdot 0,59 = 23,7 \text{ kH}$$

Xuddi shunday yuk tayanchga ko'priknin uzunligi bo'yicha ham ta'sir etadi (ShNQ 2.05.03-12 ga qarang).

Ko'priknin o'qi bo'ylamasi bo'yicha oraliq qurilmaga ta'sir etadigan normativ shamol yukining qiymatini quyidagi ifoda orqali aniqlaymiz:

$$F_{\omega 2} = 0,2 \cdot \left(\frac{l_2}{2} + \frac{l_3}{2} \right) \cdot \omega_0 \cdot h_{cmp} \quad (6.38)$$

bu erda l_2 , l_3 - ikkinchi va uchinchi oraliqlarning uzunligi;

h_{cmp} - oraliq qurilmaning qurilish balandligi, 3,33 metrga teng;

0,2 – oraliq qurilmaga ko‘prik bo‘ylamasini bo‘yicha ta’sir etayotgan ko‘ndalang shamol yukining qismi. U holda bo‘ylama shamol yukining qiymati quyidagiga teng bo‘ladi:

$$F_{\omega 2} = 0,2 \cdot \left(\frac{84}{2} + \frac{84}{2} \right) \cdot 0,59 \cdot 3,33 = 33 \kappa H$$

Natijada, (6.31), (6.32) va (6.33) – formulalar bo‘yicha hisoblab, biz tayanchning 1-1 kesimi uchun (ya’ni poydevorning obrezi bo‘yicha) hisobiy zo‘riqlarning qiymatlarini topamiz:

$$\begin{aligned} N_{1-1} &= (1,1 \cdot 80,7 + 2 \cdot 73) \cdot 0,6 \cdot 83 \cdot 2 - (0,9 \cdot 80,7 + 0,9 \cdot 73) \cdot 0,1 \cdot 62 \cdot 2 + \\ &+ 0,8 \cdot 1,2 \left(1 + \frac{15}{37,5 + 168} \right) \cdot 0,98 \cdot 11 \cdot (1 + 0,6 \cdot 3) \cdot 0,6 \cdot 84 \cdot 2 + 0,8 \cdot 1,2 \cdot \left(1 + \frac{15}{37,5 + 168} \right) \times \\ &\times 9,81 \cdot 11 \cdot (1 + 0,97) \cdot (1 + 1 + 1 + 1) + 0,8 \cdot 1,4 \cdot 1,96 \cdot (1 + 1) \cdot 0,6 \cdot 84 \cdot 2 + 1,1 \cdot 19700 = \\ &= 236712 - 1715 + 3134 + 876 + 442,6 + 21670 = 51509 \kappa H; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{1-1} &= 0,7 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 24,5 \cdot 11 \cdot (1 + 0,6) \cdot 12,61 + 0,25 \cdot 1,4 \cdot 23,8 \cdot 6,3 + 0,25 \cdot 1,4 \cdot 33 \cdot 12,61 = \\ &= 362,2 \cdot 12,61 + 8,33 \cdot 6,3 + 11,55 \cdot 12,61 = 4567,3 + 52,3 + 145,6 = 4765,2 \kappa Hm; \end{aligned}$$

$$G_{1-1} = 0,7 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 24,5 \cdot 11 \cdot (1 + 0,6) + 0,25 \cdot 1,4 \cdot 23,7 + 0,25 \cdot 1,4 \cdot 33 = 362,2 + 8,33 + 11,55 = 382 \kappa H.$$

Topilgan qiymatlardan ko‘rinib turibdiki, eguvchi momentning eng katta qismi transport vositasining tormozlanishidan kelib chiqayapti.

Poydevorni hisoblash uchun barcha yuklarni qoziqli rostverkning ostiga olib kelishimiz kerak. Bu holda rostverkning og‘irligini (rostverkning faskalari yuqori qirralari bo‘yicha 0,3 x 0,3 metrli o‘lchamlarga ega) va uning balandligini (3,2 metr) hisobga olib oraliq tayanch №3 ning poydevor osti kesimidagi hisobiy zo‘riqlarning qiymatlarini topamiz:

$$N = 51509 + [3,2 \cdot 23 \cdot 7,4 - 0,3 \cdot 0,3(23 + 7,4)] \cdot 25 = 59269 \text{ kH};$$

$$M = 362,2(12,61 + 3,2) + 8,3(6,3 + 3,2) + 11,55(12,61 + 3,2) = 5988 \text{ kHM};$$

$$G = 382 \text{ kH}.$$

6.5- Misol . Muz oqadigan daryo ustidan o'tgan shahar ko'pri tayanchining hisobi

6.4 – misol uchun keltirilgan shartlardan kelib chiqib (6.4- rasmga qarang), oraliq tayanchning poydevorini hisoblash uchun hisobiy zo'riqlar M , G , N ning qiymatlarini aniqlash talab etiladi. Bunda vaqtinchalik yuklarning quyidagi birikmalari ta'siri inobatga olinadi:

- vaqtinchalik vertikal harakatchan yuk AK ($K = 11$);
- ko'pri o'qiga ko'ndalang yo'nalishda ta'sir etayotgan muz yuki;
- shamol yuki.

Bu holda :

$$N = (\gamma_{f_1} p_1 + \gamma_{f_2} p_2) \cdot \sum_{i=1}^3 \omega_i + \eta_1 \gamma_{f_3} v_a (1 + \mu) \cdot s_1 \cdot \omega_2 + \eta_1 \gamma_{f_3} (1 + \mu) P (1 + \mu) s_1 + \quad (6.39)$$

$$+ \eta_1 \gamma_{f_{mp}} v_{mp} s_1 \omega_2 + \gamma_{f_1} Q_{on} + \gamma_{f_1} Q_{\phi};$$

$$M = \eta_3 \gamma_{f_4} F_{\omega_2} \cdot (h_1 + h_{\phi}) + \eta_3 \gamma_{f_4} F_{\omega_2} (h_{on} + h_{\phi} + \frac{h_{cmp}}{2}) + \eta_4 \gamma_{f_4} F_1 \cdot (h_1 + h_{\phi}); \quad (6.40)$$

$$G = \eta_3 \gamma_{f_4} F_{\omega_2} + \eta_3 \gamma_{f_4} F_{\omega_2, prol} + \eta_3 \gamma_{f_4} F_{h_1}, \quad (6.41)$$

bu yerda $F_{\omega 1}$, $F_{\omega 1, prol}$ – ko'pri o'qiga ko'ndalang yo'nalishda ta'sir etayotgan shamol kuchlari, tegishli, tayanch tanasiga va oraliq qurilmaga ($F_{\omega 1} = 23,7 \text{ kN}$; $F_{\omega 1, prol} = 33/2 \text{ kN}$);

h_1 - $F_{\omega 1}$ kuchining rostverk ustiga nisbatan elkasi;

h_{op} , h_f - tegishli, tayanch tanasining va poydevor plitasining balandligi;

h_{cmp} – oraliq qurilmaning qurilish balandligi;

η_4 – muz yuklari ta'sir etganda birikmalar koeffitsienti, 0,4 ga teng;

Q_f – qoziqli rostverkning og'irligi;

$\gamma_{f\ tr}$ – trotuarga tushayotgan yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti; muz yuki uchun $\gamma_{fs} = 1,2$ ga teng.

Muz yuki teng ta'sir etuvchisining qo'yilish elkasi suvning hisobiy sathidan quyidagi qiymatga teng bo'lgan nuqtadan boshlab hisoblanadi:

$$\Delta = 0,3t, m \quad (6.42)$$

Bu yerda t — muzning hisobiy qalinligi; uning qiymati muzning maksimal qalinligining 0,8 qismiga teng qabul qilinadi;

F_{l1} – muz ko'prik tayanchini kesganda tayanchga tushayotgan gorizontal yuk quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$F_{\mathcal{H}_1} = \psi_1 \cdot R_{zn} \cdot b \cdot t, kH \quad (6.43)$$

Bu yerda $\psi_1 = 0,9$ — tayanch kesimi shaklining koeffitsienti;

R_{zn} – muzning parchalanib ketishga qarshi qarshiligi; muz oqimining boshlang'ich bosqichida 735 kPa ga, muz oqishining yuqori sathi (MOYUS) uchun esa 441 kPa ga teng qabul qilinadi;

b – tayanchning muz ta'sir etadigan sathdagi qalinligi (bizning holatda 3,35 ga teng);

t – muzning qalinligi ($t = 0,6$ metr ga teng qabul qilamiz).

Demak, tayanchga ta'sir etayotgan gorizontal yukning qiymati quyidagiga teng bo'ladi:

$$F_{\mathcal{H}_1} = 0,9 \cdot 441 \cdot 3,35 \cdot 0,6 = 798 kH$$

F_{l1} yukining rostverk ustiga nisbatan qo'yilish elkasi 3,4 metrni tashkil etadi deb qabul qilamiz.

6.4 – misol natijalari bo'yicha, rostverk og'irligini hisobga olganda, $N = 64760$ kN ga teng.

Ko‘prik o‘qiga ko‘ndalang yo‘nalishda ta’sir etayotgan shamol va muz yuklari kuchlaridan rostverk osti sathi bo‘yicha hosil bo‘ladigan momentning qiymatini aniqlaymiz:

$$M = 0,25 \cdot 1,4 \cdot 23,8(6,3 + 3,2) + 0,25 \cdot 1,4 \cdot \frac{33}{0,2} \cdot (12,61 + 3,2 + 3,33) + 0,7 \cdot 1,2 \cdot 798(3,4 + 3,2) = 5510 \kappa H$$

Tayanchga xudi shunday ta’sir etayotgan shamol va muz yuklari kuchlaridan rostverk osti sathi bo‘yicha hosil bo‘ladigan ko‘ndalang kuchning qiymatini aniqlaymiz:

$$G = 0,25 \cdot 1,4 \cdot 23,8 + 0,25 \cdot 1,4 \cdot \frac{33}{0,2} + 0,7 \cdot 1,2 \cdot 798 = 736 \kappa H$$

ShNQ 2.05.03-12 bo‘yicha F_{12} kuchini (ya’ni muz maydoni tayanch tomonidan to‘xtatib qolinganda tayanchga ta’sir etuvchi kuchni), ham aniqlash talab etiladi. Ushbu kuch (4.29) formula bo‘yicha aniqlanadi. Bunda F_{11} va F_{12} zo‘riqishlarining eng kichigi hisobiy kuch sifatida qabul qilinadi.

6.2. Avtoyo‘l ko‘prigi chetki tayanchining kesimlaridagi zo‘riqishlarni aniqlash

Ko‘prik chetki tayanchining kesimlaridagi zo‘riqishlarning qiymati ko‘prikka yaqinlashuv erida o‘tish plitalarining borligi yoki yo‘qligiga bog‘liq ravishda turlicha bo‘ladi. O‘tish plitalari bir uchi bilan tayanchning shkaf devoriga, ikkinchi uchi bilan temirbeton lejenga tayanadi. Lejen kesimining o‘lchamlari, masalan, 0,5 x 0,8 metr, uzunligi esa $G + 2b_T$ (bu erda G — ko‘prikning gabariti, b_T — trotuarning kengligi) bo‘lishi mumkin. Lejen chaqiqtoş va shag‘aldan iborat to‘shama ustiga joylashtiriladi.

O'tish plitalari bo'lgan chetki tayanchning hisobi

O'tish plitalarining uzunligi yaqinlashuv ko'tarmalarining balandligiga (N) bog'liq ravishda qabul qilinadi. bo'lganda o'tish plitasining uzunligi 6 metrni tashkil etadi.

Ushbu hisoblarda quyidagi yuklar birikmasi qabul qilinadi:

- doimiy vertikal yuklar:

- trotuarlar va panjaralar og'irligining teng yarmi;
- oraliq qurilmaning yo'l to'shamasi va asfaltobeton qoplamasi bilan birgalikdagi og'irligi;

- chetki tayanchning o'z og'irligi;
- poydevor obrezi ustidagi grunt og'irligi;

- vaqtinchalik yuklar:

- oraliq qurilma ustiga joylashtirilgan vaqtinchalik avtoyo'l yuki AK (uning teng taralgan qismi) ;

- oraliq qurilma ustiga joylashtirilgan vaqtinchalik avtoyo'l yuki AK ning oraliq tarafga tormozlanishi;

- oraliq qurilmaga bo'ylama yo'nalishda ta'sir etadigan shamol bosimi;

- vaqtinchalik vertikal yuk AK (teng taralgan va aravacha og'irligi) va o'tish plitalari ustidagi (nurash prizmasi ustidagi) piyodalar yuki. Harakat polosalari soni 2 ga teng.

Avtomobil yuki AK ning tormozlanishidan hosil bo'lgan zo'riqish va oraliq qurilmaga ta'sir etadigan shamol yukini 6.1-bo'limda keltirilgan uslub bo'yicha aniqlaymiz.

Ustki qismida qalinligi $h_{asf} = 0,07$ metr (6.6-rasmga qarang) asfaltobeton qoplamasi, o'zining qalinligi $h_n = 0,3—0,4$ metr bo'lgan o'tish plitalaridan chetki tayanchning shkaf devoriga uzatiladigan

vertikal doimiy va vaqtinchalik yuklar, odatda, quyidagi og'irliklarni hisobga olib aniqlanadi:

- o'tish plitalarining og'irligidan

$$P_1 = 0,5l_n(\Gamma + 2b_T)h_n\gamma_B\gamma_f \quad (6.44)$$

bu erda γ_B – betonning solishtirma og'irligi;

- o'tish plitalari ustidagi qum og'irligidan

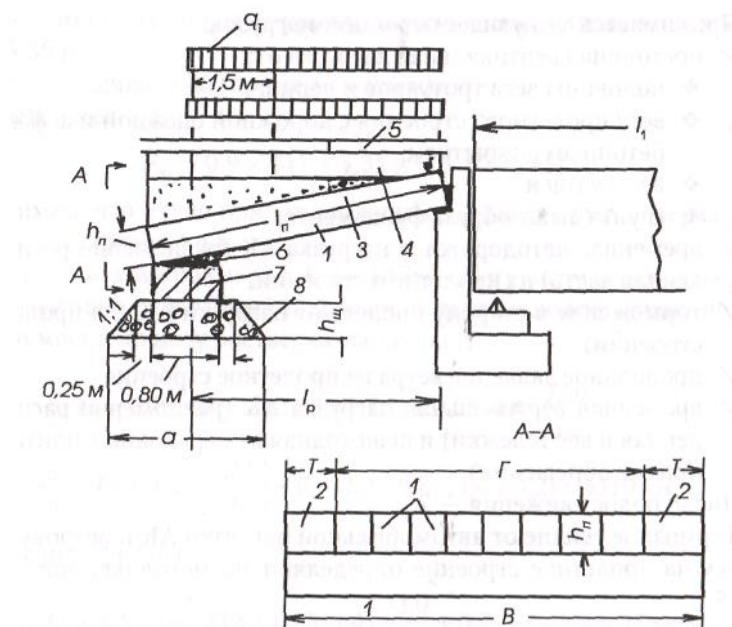
$$P_2 = \frac{1}{6}l_n(\Gamma + 2b_T)h_{nec}\gamma_{nec}\gamma_f \quad (6.45)$$

bu yerda h_{nec} – qum qatlaminin balandligi, γ_{pes} - qumning solishtirma og'irligi;

- asfaltobeton ostidagi to'shamalarning og'irligidan

$$P_3 = 0,5l_n(\Gamma + 2b_T)h_{oc}\gamma_{oc}\gamma_f \quad (6.46)$$

bu yerda h_{oc} va γ_{os} - asfaltobeton ostidagi to'shamalarning, tegishlicha, balandligi va solishtirma og'irligi;



6.6-rasm. Avtoyo'l ko'prigining o'tish plitalaridan tushadigan yuklarni aniqlash uchun sxema: 1 – temirbeton o'tish plitalari; 2 – temirbeton trotuarosti o'tish plitalari; 3 - qum; 4 — asfaltobeton ostidagi to'shamalar (ko'priikka yaqinlashuv eridagi bilan bir hil bo'ladi); 5 — umumiy qalinligi 7 sm bo'lgan ikki qatlam asfaltobeton; 6 — sement qorishmasi qatlami; 7 — temirbeton lejenli brus; 8 — chaqiqtosh – shag'al to'shamasi

- asfaltobeton og'irligidan

$$P_1 = 0,5l_n(\Gamma + 2b_T)h_{ac\phi}\gamma_{ac\phi} \quad (6.47)$$

- tekis taralgan AK yukining ikki polosasi og'irligidan

$$P_g = 0,5l_n v_a (1 + 0,6)\gamma_f \eta \quad (6.48)$$

- AK yukining o'qiga tushadigan yuki R bo'lgan ikki aravachasi og'irligidan

$$P_A = 2P \left[1 + \left(1 + \frac{1,5}{l_n} \right) \right] \gamma_f \eta \quad (6.49)$$

- ikki trotuarga tushadigan piyodalar yukidan

$$P_{neu} = l_n P_{neu} b_T \gamma_f \eta. \quad (6.50)$$

O'tish plitalaridan chaqiqto'sh-shag'al to'shamasi ostidagi ko'tarma gruntiga uzatiladigan vertikal doimiy va vaqtinchalik yuklar, odatda, quyidagi og'irliklarni hisobga olib aniqlanadi:

- o'tish plitalari R_1 ning og'irligi;
- plitalar ustidagi qum og'irligidan $2R_2$;
- asfaltobeton ostidagi to'shamalar og'irligi R_3 ;
- asfaltobeton og'irligi R_4 ;
- teng taralgan yuk AK ning og'irligi AK P_g ;
- AK yukining ikki aravachasi og'irligi

$$P_A = P \left[1 + \frac{l_n - 1,5}{l_n} \right] n_n \gamma_f \eta; \quad (6.51)$$

- ikki trotuarga tushayotgan piyodalar yukki R_{pesh} ;
- kesim o'lchamlari $0,5 \times 0,8$ metr bo'lgan temirbeton lejen og'irligi

$$P_5 = 0,5 \cdot 0,8(\Gamma + 2b_T)\gamma_B \gamma_f; \quad (6.52)$$

- balandligi $h_{uy} = 0,5$ metr va trapetsiyasimon asoslari kesimi o'lchamlari 1,3 metr va 2,3 metr bo'lgan to'shamaning og'irligi

$$P_6 = \frac{1,3 + 2,3}{2} \cdot h_{uy} (\Gamma + 2b_T) \gamma_{uy} \eta_f, \quad (6.53)$$

bu yerda γ_{uy} — chaqiqtooshning solishtirma og'irligi.

Ushbu yuk shartli ravishda grunt yuzasiga chiqariladi va u o'zining ekvivalent qatlami bilan almashtiriladi (6.7-rasm). Ushbu qatlam balandligining taxminiy qiymatini quyidagi formula orqali aniqlash mumkin:

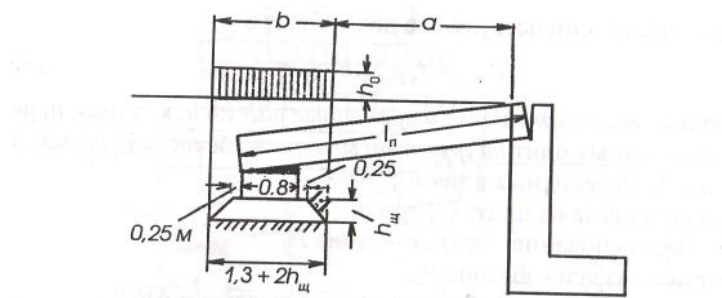
$$h_{\text{эКВ}} = \frac{\alpha \gamma_f^{\text{cp}}}{\gamma_{\text{ГТ}} \gamma_{\text{ГР}} S b} \sum P_v, \quad (6.54)$$

bu yerda γ_f^{sr} — yuklar birikmalari koeffitsientlari inobatga olinganda ishonchlilik koeffitsientining o'rtacha qiymati;

$\gamma_{fGR} = 1,2$ — ko'tarma grunti uchun ishonchlilik koeffitsienti;

γ_{GR} — ko'tarma gruntining solishtirma og'irligi;

Sb — bosimning chaqiqtoosh to'shamasi bo'yicha tarqalish yuzasi (b — osti bo'yicha chaqiqtoosh to'shamasining kengligi, S — to'shamaning uzunligi);



6.7-rasm. O'tish plitalari bo'lganda vaqtinchalik yukning nurash prizmasi ustida joylashishi

$\sum P_v$ — vaqtinchalik yuklarning yig'indisi;

α — ΣP_V yukining ko‘prik o‘qiga ko‘ndalang yo‘nalishda taqsimlanish koeffitsienti; 6.3-jadvaldan S ning H ga nisbatiga bog‘liq ravishda qabul qilinadi; bu erda H – chetki tayanchning hisoblanayotgan kesimgacha bo‘lgan balandligi.

6.3-jadval

α koeffitsientining qiymatlari

$\frac{S}{H}$	α	$\frac{S}{H}$	α
0,1	0,327	0,60	0,681
0,12	0,360	0,70	0,710
0,14	0,389	0,80	0,736
0,16	0,414	0,90	0,754
0,18	0,437	1,00	0,762
0,20	0,459	1,20	0,810
0,25	0,505	1,50	0,840
0,30	0,554	2,00	0,875
0,35	0,576	3,00	0,900
0,40	0,602	4,00	0,920
0,50	0,663	4,00 dan katta	1,00

O‘tish plitalari mavjud bo‘lganda, ko‘prik yaqinlashuvi ko‘tarmasi tarafidagi gruntning aktiv bosimi tufayli yuzaga keladigan gorizontall yuklarning qiymati ΣP_V yuklarining nurash prizmasiga nisbatan joylashishiga bog‘liq ravishda aniqlanadi (6.8-rasm).

Nurash prizmasi uzunligi quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$L_0 = H \operatorname{tg} \omega_0, \quad (6.55)$$

Bu yerda $\omega_0 = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ (φ – to‘kilgan qumli gruntning ichki ishqalanish ko‘effitsienti);

I – Variant. Agar $L_0 \leq a$ bo‘lsa, unda nurash tekisligi *I* – holatni egallaydi (6.8a- rasmga qarang).

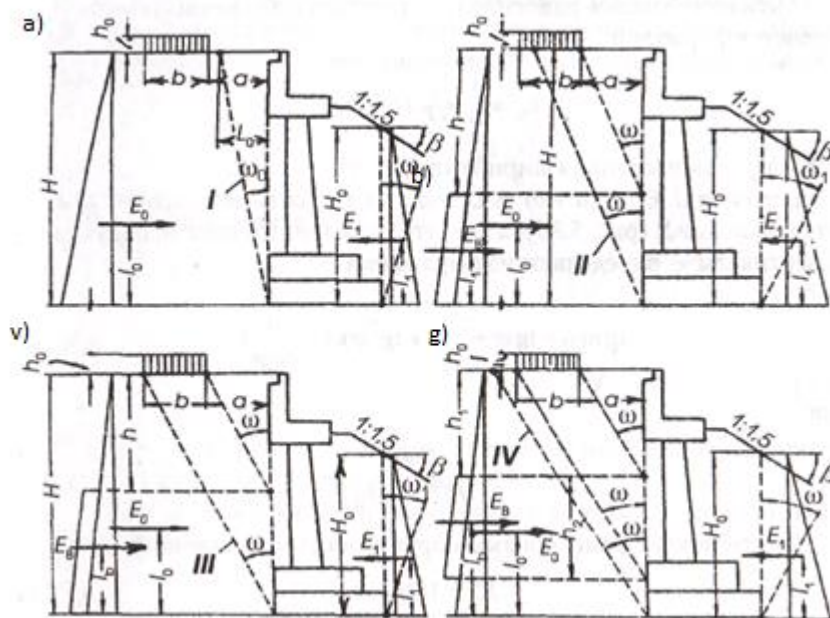
Bunday holatda, gruntning yon bosimi ko‘effitsienti quyidagi formula orqali aniqlanadi:

$$\mu = \operatorname{tg}^2 \omega_0. \quad (6.56)$$

Gruntning o‘z og‘irligidan uning aktiv yon bosimi quyidagi formula orqali aniqlanadi:

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma_{rp} H \mu b_{np}, \quad (6.57)$$

Bu yerda b_{pr} — chetki tayanchning keltirilgan kengligi.



6.8-rasm. O‘tish plitalari mavjud bo‘lganda chetki tayanchni vaqtinchalik yuk bilan yuklashning hisobiy sxemalari: 1 — IV — bo‘lishi mumkin bo‘lgan nurash tekisliklari

II - Variant. Agar $(a+b) \geq L_0 > a$ bo‘lsa, unda nurash tekisligi *II* – holatni egallaydi (6.8b- rasmga qarang). Bunda ω , ya’ni nurash

tekisligining vertikalga bo'lgan qiyalik burchagi quyidagi ifoda bo'yicha aniqlanadi:

$$\operatorname{tg} \omega = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 + \frac{A}{\operatorname{tg} \varphi}\right)}, \quad (6.58)$$

bu yerda

$$A = \frac{2ah_0}{H(H + 2h_0)}. \quad (6.59)$$

Nurash prizmasining haqiqiy uzunligi quyidagi formula bo'yicha

$$L_0^\phi = H \operatorname{tg} \omega, \quad (6.60)$$

yon bosimi koefitsientining qiymati esa quyidagi ifoda bo'yicha aniqlanadi:

$$\mu' = \frac{\operatorname{tg} \omega}{\operatorname{tg}(\omega + \varphi)}. \quad (6.61)$$

Nurash prizmasi balandligi h_0 bo'lgan ekvivalent grunt qatlami bilan qo'shimcha yuklanganda yuzaga keladigan grunt aktiv yon bosimining qiymati quyidagicha bo'ladi:

$$E_s = \lambda_{rp} h_0 (H - h) \mu' b_{np} \kappa H, \quad (6.62)$$

bu yerda

$$h = \frac{a}{\operatorname{tg} \varphi}. \quad (6.63)$$

III - Variant. $\operatorname{tg} \omega \leq 0$ bo'lganda nurash tekisligi *III* holatni egallaydi (6.8v- rasmga qarang).

Bu holda ω burchakni quyidagi ifoda orqali aniqlasa bo'ladi:

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{a + b}{H}, \quad (6.64)$$

Shunday qilib, grunt yon bosimi koefitsientining qiymati (6.61) formula orqali, grunt qatlami bilan qo'shimcha yuklanganda yuzaga

keladigan grunt aktiv yon bosimining qiymati (6.62) formula orqali, gruntning o'z og'irligidan yuzaga keladigan uning aktiv yon bosimi esa quyidagi formula orqali aniqlanadi:

$$E_0 = \frac{1}{2} \lambda_{TP} H^2 \mu' b_{np}. \quad (6.65)$$

Bu variantda

$$t_0 = \frac{H}{3}; \quad (6.66)$$

$$t_0 = \frac{H-h}{2} \quad (6.67)$$

IV - Variant. Agar $L_0 = H \operatorname{tg} \omega_0 > (a+b)$ bo'lganda nurash tekisligi *IV* holatni egallaydi (6.8g - rasmga qarang).

Bunda nurash tekisligining vertikalga bo'lgan qiyalik burchagi quyidagi ifoda bo'yicha aniqlanadi:

$$\operatorname{tg} \omega = -\operatorname{tg} \omega + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 - \frac{A}{\operatorname{tg} \varphi}\right)}, \quad (6.68)$$

bu yerda

$$A = \frac{2h_0 b}{H^2}. \quad (6.69)$$

Bu holatda nurash prizmasining haqiqiy uzunligi (6.60) formula bo'yicha, yon bosimi koeffitsientining qiymati (6.61) formula bo'yicha, gruntning o'z og'irligidan yuzaga keladigan uning aktiv yon bosimi esa (6.65) formulasi orqali aniqlanadi.

Ushbu variantda

$$l_0 = \frac{H}{2}. \quad (6.70)$$

Balandligi h_0 bo'lgan grunt qatlamidan yuzaga keladigan grunt aktiv yon bosimining qiymati quyidagi ifodadan aniqlanadi:

$$E_s = \lambda_{TP} h_0 h_2 \mu' b_{np}, kH \quad (6.71)$$

bu yerda

$$h_2 = \frac{b}{tg \omega}. \quad (6.72)$$

Gruntning oraliq qurilma tarafdin tushadigan aktiv yon bosimi (6.8-rasmga qarang) chetki tayanch konusining yuzasi va uning ostki qismi ekspluatatsiya davrida yuvilishdan va buzilishdan ishonchli ravishda mahkamlangan bo‘lgan taqdirdagina inobatga olinadi.

Konus yuzasining gorizontga nisbatan qiyalik burchagi β ga teng bo‘lganda nurash tekisligining vertikalga bo‘lgan qiyalik burchagi ω_1 ning qiymatini quyidagi ifoda orqali aniqlashimiz mumkin:

$$tg \omega_1 = \frac{-tg \omega + \sqrt{(1 + tg^2 \varphi)(1 + \frac{tg \beta}{tg \varphi})}}{1 + (1 + tg^2 \varphi) \frac{tg \beta}{tg \varphi}}. \quad (6.73)$$

Yon bosim koeffitsienti quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$\mu' = \frac{tg \omega_1}{tg(\omega_1 + \varphi)(1 + tg \beta tg \varphi)}, \quad (6.74)$$

Oraliq qurilma tarafidagi gruntning aktiv yon bosimi esa quyidagi ifoda bo‘yicha aniqlanadi:

$$E_1 = \frac{1}{2} \lambda_{TP} H_0^2 \mu' b_{np} \kappa H. \quad (6.75)$$

O‘tish plitalari bo‘lmagan chetki tayanchlarning hisobi

Chetki tayanchning o‘tish plitalari bo‘lmaganda, vaqtinchalik harakatchan yuk tayanchning shundoqqina orqasida, nurash prizmasining ustida joylashishi mumkin. Bunda ushbu vaqtinchalik yuk grunt orqali tayanchga katta gorizonta ta’sir o‘tkazadi.

Bunday hollarda gruntning aktiv yon bosimi qiymatini aniqlash uslubi quyidagichadir.

Avtoyo‘l AK yuki teng taralgan qismining ta’siri gruntning balandligi h'_0 bo‘lgan ekvivalent qatlami bilan almashtiriladi va ushbu balandlik quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$h'_0 = \frac{\gamma_f \alpha v_a (1 + 0,6) \eta}{\lambda_{TP} \lambda_{PT} S}, m, \quad (6.76)$$

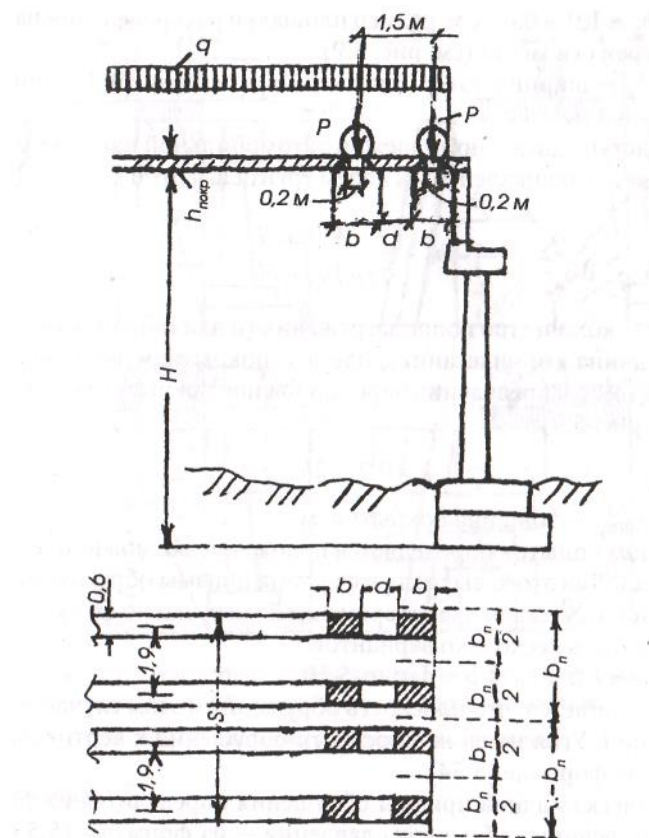
Bu yerda α — vaqtinchalik yukning ko‘prikkaga ko‘ndalang yo‘nalishda taqsimlanish koeffitsienti; 6.3-jadval bo‘yicha qabul qilinadi (qanotlari bor chetki tayanchlar uchun $\alpha = 1$);

v_a — tekis taralgan AK yukining bir polosadan tushayotgan jadalligi;

γ_f , γ_{fGR} — ishonchlilik koeffitsientlari, tegishlicha, tekis taralgan AK yuk uchun va ko‘tarma gruntning solishtirma og‘irligi;

γ_{GR} — ko‘tarma gruntning solishtirma og‘irligi;

η — vaqtinchalik yuklarning birikma koeffitsienti;



6.9-rasm. Harakatchan yuk AK uchun bosim yuzalarini aniqlash uchun sxemalar

$S = b_r + 1,9 + 0,6 \text{ m}$ — yukning ko‘prik o‘qiga ko‘ndalang yo‘nalishda taqsimlanish yuzasi (6.9-rasmga qarang).

Bu yerda b_r — harakat polosasining kengligi; G-8 gabaritida 3 metrga teng qabul qilinadi.

Avtomobil yuki AK ning ikki o‘qli aravachasi ta’siri ham balandligi h_0 bo‘lgan ekvivalent grunt qatlami bilan almashtiriladi va ushbu balandlik quyidagicha aniqlanadi:

$$h_0 = \frac{\gamma_f \alpha P n_{nox} \eta}{\lambda_{TP} \lambda_{FT} S b}, \quad (6.77)$$

Bu yerda p_{pol} — yuklanayotgan polosalari soni (G-8 gabariti uchun 2 ta);

b — aravacha g‘ildiragining qatnov qismi qoplamasi bilan tutashish uzunligi (uning bosimi yo‘l qoplamasidan 45° burchak ostida taqsimlanishi inobatga olinganda); Ushbu uzunlik quyidagicha aniqlanadi: (6.9-rasmga qarang):

$$b = 0,2 + 2h_{nox},$$

Bu yerda h_{nox} — qoplamaning qalinligi, metrlarda.

Urinishlar uslubi (metod popitok) orqali bo‘lishi mumkin bo‘lgan nurash tekisliklari holati aniqlanadi. Buning uchun nurash prizmasining ustida vaqtinchalik yuk yo‘q deb hisoblab (6.60) formula bo‘yicha nurash prizmasining uzunligi aniqlanadi.

Bu yerda bir qancha variantlar bo‘lishi mumkin.

I – Variant. $b < L_o \leq b + d$ (6.10a- rasmga qarang).

Bu holatda nurash prizmasi *I* – holatni egallaydi deb taxmin qilinadi. Nurash prizmasining vertikalga bo‘lgan qiyalik burchagi (6.58) formula bo‘yicha aniqlanadi.

Nurash prizmasining haqiqiy uzunligi (6.60) formula bo'yicha, yon bosimi koefitsienti (6.61) formula bo'yicha, gruntning o'z og'irligidan hosil bo'ladigan aktiv yon bosimi esa (6.62) formula bo'yicha aniqlanadi.

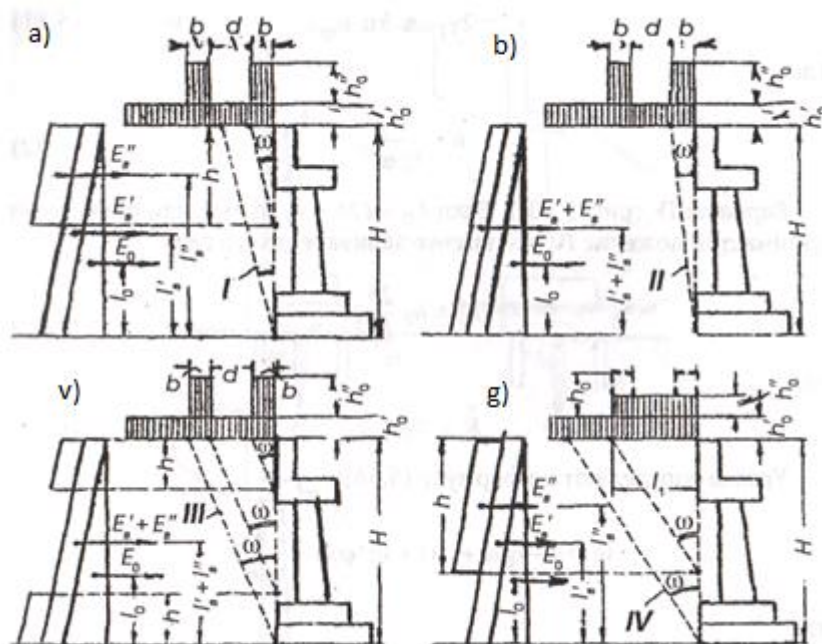
Nurash prizmasi vaqtinchalik yuk AK bilan yuklanganda hosil bo'ladigan gruntning aktiv bosimi quyidagi formulalar bo'yicha aniqlanadi:

$$E'_e = \lambda_{TP} h'_0 H \mu' b_{np}, \kappa H, \quad (6.78)$$

$$E''_e = \lambda_{TP} h \mu' b_{np}, \kappa H, \quad (6.79)$$

bunda E'_v kuchi elkasining qiymati quyidagicha topiladi:

$$e'_B = \frac{H}{2}, \quad (6.80)$$



6.10-rasm. O'tish plitalari bo'lmaganda chetki tayanchni vaqtinchalik yuk AK bilan yuklashning hisobiy sxemalari: I—IV — bo'lishi mumkin bo'lgan nurash tekisliklari

E''_v kuchi elkasining qiymati esa quyidagicha topiladi:

$$e''_B = H - \frac{h}{2}. \quad (6.81)$$

II - Variant (6.10b ga qarang). Agar oldingi variant shartlari bo'yicha $\text{tg } \omega \leq 0$ bo'lsa, nurash prizmasi *II* – holatni egallaydi, lekin bu holda $\text{tg } \omega$, μ' , E_o , E'_v va E''_v larning qiymatlari *I* – variant hisoblarida keltirilgan formulalar bo'yicha aniqlanadi.

III - Variant (6.10v – rasmga qarang). Nurash tekisligi *III* – holatni egallaydi deb taxmin qilamiz. Unda nurash prizmasining vertikalga bo'lgan qiyalik burchagi quyidagicha aniqlanadi.

$$\text{tg } \omega = \frac{2b + d}{H}; \quad (6.82)$$

μ' ni (6.61) formula orqali; E_o ni (6.65) formula orqali; E'_e ni esa (6.78) formula orqali aniqlaymiz.

E''_e ning qiymatini quyidagi formula bo'yicha aniqlash kerak bo'ladi:

$$E''_e = 2\lambda_{TP} h'_0 h \mu' b_{np}, \quad (6.83)$$

bu yerda

$$h = \frac{b}{\text{tg } \omega}. \quad (6.84)$$

IV - Variant (6.10g ga qarang). Agar $L_o > (2b + d)$ bo'lsa nurash tekisligi *IV*- holatni egallaydi. Bunda grunt ekvivalent qatlamining balandligi quyidagicha aniqlanadi:

$$h''_0 = h_0 \frac{2b}{b_1}, \quad (6.85)$$

bu yerda

$$b_1 = 2b + d. \quad (6.86)$$

ω burchagi quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$\text{tg } \omega = -\text{tg } \varphi + \sqrt{(1 + \text{tg}^2 \varphi) \left(1 - \frac{A}{\text{tg } \varphi}\right)},$$

bu yerda

$$A = \frac{2b_1 h_0''}{H^2}. \quad (6.87)$$

Agar nurash prizmasining haqiqiy uzunligi $(2b + d)$ dan katta bo'lsa, unda $\text{tg } \omega$ ning hisoblab chiqarilgan qiymati bo'yicha gruntning nurash tekisligi haqiqatan *IV* – holatni egallaydi va unda μ' ni (6.61) formula orqali; E_o ni (6.65) formula orqali; E'_v ni esa (6.78) formula orqali aniqlaymiz.

E''_v ning qiymatini quyidagi formula bo'yicha aniqlash kerak bo'ladi:

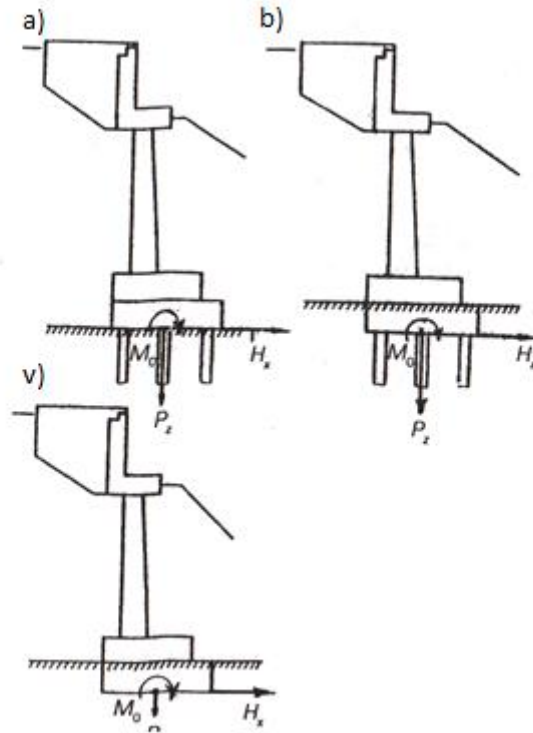
$$E''_s = \lambda_{TP} h \mu' b_{np}, \kappa H, \quad (6.88)$$

bunda

$$h = \frac{b_1}{\text{tg } \omega}; \quad (6.89)$$

$$l''_B = H - \frac{h}{2}; \quad (6.90)$$

$$l'_B = \frac{H}{2}. \quad (6.91)$$

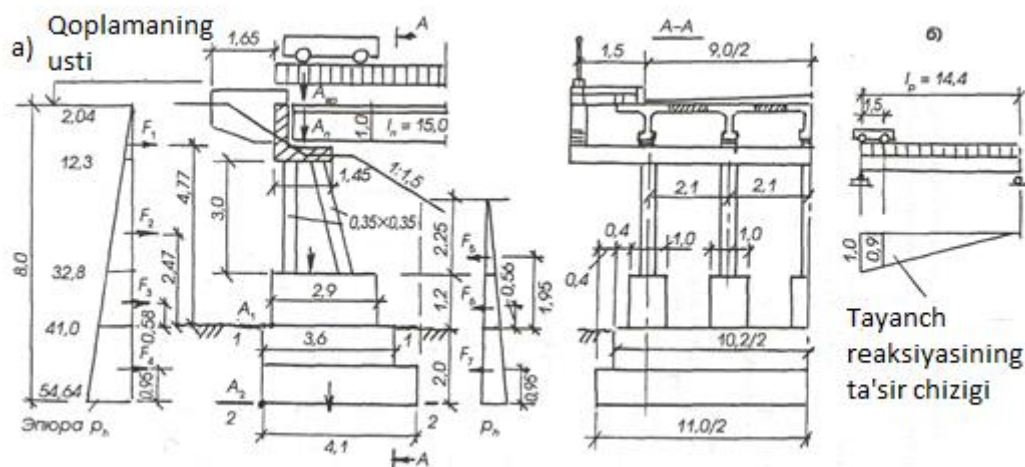


6.11-rasm. Chetki tayanch poydevori osti kesimi bo'yicha zo'riqlashlarni aniqlash uchun sxemalar: a) – baland joylashgan qoziqli rostverk uchun; b) - past joylashgan qoziqli rostverk uchun; v) – tabiiy zaminda joylashgan poydevor uchun; M_0 ; N_x ; P_z – tegishli, eguvchi moment, gorizontal va vertikal kuchlar

Ta'sir etayotgan yuklar aniqlangandan so'ng tayanch kesimlaridagi va poydevor osti bo'yicha kesimdagi hisobiy zo'riqlashlar hisoblab topiladi. So'ngra yuqori yoki past joylashgan rostverk ustidagi, yoki tabiiy zamindagi tayanchning hisoblari amalga oshiriladi (6.11- rasm).

6.6-misol. Avtoyo'l ko'prigining ko'miladigan chetki tayanchi hisobi

Chetki tayanchning konstruksiyasi 6.12-rasmda ko'rsatilgan. Chetki tayanchga ko'ndalang kesimida 5 ta, uzunligi 15 metr, har birining og'irligi 202 kN bo'lgan temirbeton yig'ma to'sinlardan iborat bo'lgan to'sinli oraliq qurilma tayanadi. Ko'prikkonstruksiyasining yaqinlashuv gabariti — G-9, ikki tomonlama trotuarlarining kengligi 1,5 metrdan.



6.12-rasm. To 'sinli-qirqilgan sistemali avtoyo'l ko 'prigining chetki tayanchini hisoblash uchun sxema

Vaqtinchalik yuklar ta'sirining quyidagi ikki birikmasi ko'rib chiqiladi.

1. Vaqtinchalik yuk chetki tayanchning va oraliq qurilmaning ustida, tormozlanish kuchi daryo tarafga yoʻnalgan va chetki tayanch koʻmilgan gruntning bosimi (1-ilovaga qarang, yuklarning 1 uad birikmasi).

2. Vaqtinchalik vertikal yuk nurash prizmasining ustida va chetki tayanch ko‘milgan gruntning bosimi (3-iloraga qarang, yuklarning 2 uad birikmasi).

Yuklarning 1 – birikmasi

Ushbu birikmada harakatchan yuk oraliq qurilma ustiga ikki polosa bo'yicha joylashadi, tormozlanish faqat bir polosa bo'yicha amalga oshiriladi. Chetki tayanchning 1-1 va 2-2 kesimlarida (poydevor plitasi obrezi va uning ostidan o'tgan kesimlarda) doimiy va vaqtinchalik yuklardan hosil bo'ladigan M , N , G zo'riqishlarni aniqlash talab etiladi.

Doimiy yuklarga quyidagilar kiradi:

- chetki tayanchning o'z og'irligi;
- oraliq qurilma, trotuarlar va panjaralar yuki;
- poydevor plitasini bosib turgan gruntning og'irligi;
- ko'mish uchun tashlangan gruntning ko'prik yaqinlashuvi

tarafidan, shuningdek daryo tarafidan tushadigan gorizontaal bosimi.

Avtotransport vaqtinchalik harakatchan yuki sifatida ikki polosa ko'rinishidagi AK yuki qabul qilingan. Ikki polosaning har biri og'irligi 220 kN bo'lgan bir dona ikki o'qli aravachani va jadalligi 11 kN/m bo'lgan teng taralgan yukni o'z ichiga oladi. Yuklarning bu birikmasi, shuningdek, bir polosadan tushadigan, daryo tarafga yo'nalgan tormozlanish kuchi ta'sirini ham inobatga oladi.

Chetki tayanch og'irligidan tushadigan yuk. Tayanch konstruksiyasining barcha elementlari og'irliklarining yig'indisi sifatida aniqlanadi. Buning uchun oldindan chetki tayanch qismlarining hajmlari topiladi va ularning har biri tegishli ishonchlilik ko'effitsientlarini inobatga olib temirbetonning solishtirma og'irligiga (25 kN/m³ ga teng) ko'paytiriladi. 6.4-jadvalda chetki tayanch elementlarining og'irligi va vertikal kuchlarning 1-1 va 2-2 kesimlari og'irlik markazlariga nisbatan teng ta'sir etuvchisi holati aniqlangan. Buning uchun avval ta'sir etuvchi kuchlarning A_1 va A_2 nuqtalarga nisbatan momenti topilgan (6.12-rasmga qarang), undan keyin esa teng ta'sir etuvchi kuch holatining shu nuqtalarga nisbatan absissasi X aniqlangan.

Oraliq qurilma og'irligidan chetki tayanchga tushadigan hisobiy doimiy yuk quyidagi elementlarning har bir metriga tushadigan yuk og'irliklaridan iborat bo'ladi:

- tayanchga tayangan uzunligi 15 metrdan bo'lgan 5 dona temirbeton to'sinlarning og'irligidan

$$1,1 \cdot 202 \cdot 5 / 15 = 74 \text{ kH} / \text{m};$$

- to'sinlar orasidagi choklarni monolitlash betoni og'irligidan

$$1,1 \cdot 4 \cdot 0,3 \cdot 0,2 \cdot 25 = 6,6 \text{ kH} / \text{m};$$

- qatnov qismi plitasining qoplamasi og'irligidan (qoplama materiallarining o'rtacha solishtirma og'irligi 23 kN/m^3 bo'lganda)

$$1,5 \cdot 0,07 \cdot 9 \cdot 23 + 1,3 \cdot (0,04 + 0,01 + 0,08) \cdot 9 \cdot 23 = 24 + 35 = 59 \text{ kH} / \text{m};$$

- kengligi 1,5 metr va blokining balandligi 0,6 metr bo'lgan ikki
- trotuar og'irligidan

$$1,1 \cdot 1,5 \cdot 0,6 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 25 = 25 \text{ kH} / \text{m}.$$

Demak oraliq qurilmadan chetki tayanchga tushayotgan hisobiy doimiy yukning qiymati quyidagicha bo'ladi:

$$0,5 \cdot 15 \cdot (74 + 6,6 + 59 + 25) = 1235 \text{ kH}.$$

Chetki tayanch AK yukining ikki polosasi bilan yuklanganda unga ta'sir etadigan hisobiy vaqtinchalik vertikal yuk quyidagilardan iborat bo'ladi:

- quyidagi qiymatga ega bo'lgan teng taralgan yuk

$$1,2 \cdot 10,78 \cdot (1 + 0,6) = 20,7 \text{ kH} / \text{m};$$

6.4-jadval

Chetki tayanch elementlarining og'irligini va vertikal kuchlarning teng ta'sir etuvchisi holatini aniqlash

Belgilar	Element	Chetki tayanch elementi og'irligini aniqlash	Elementning og'irligi, kN	Teng ta'sir etuvchi elkasi, metrlarda	Moment, kNm
1	2	3	4	5	6

1-1 KESIM					
Q_1	Qanotlar	$2 \cdot 0,85 \cdot 1,95 \cdot 0,35 \cdot 25$	16,6	- 0,47	- 7,8
Q_2	Qanotlar	$2 \cdot 0,5 \cdot (1,95 + 0,85) \cdot 0,2 \cdot 25$	14,4	0	0
Q_3	Shkaf devori	$0,3 \cdot 1,0 \cdot 11,0 \cdot 25$	82,5	0,5	41,2
Q_4	Ferma osti plitasi	$0,5 \cdot 1,45 \cdot 11,4 \cdot 25$	206,0	0,92	190,0
Q_5	Vertikal ustun	$5 \cdot 0,35 \cdot 0,35 \cdot 3 \cdot 25$	46,0	0,52	23,9
Q_6	Qiya ustun	$5 \cdot 0,35 \cdot 0,35 \cdot 5,2 \cdot 25$	49,0	1,80	88,2
Q_7	Ustun osti elementi	$5 \cdot 2,9 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 25$	435,0	1,80	783
1-1 KESIM bo'yicha barchasi: $X_1 = M / N = 1119 / 849 = 1,32$ metr			$N = 849$		$M = 1119$
2 - 2 KESIM					
$Q_1 - Q_7$	Chetki tayanchning poydevor usti qismi	Yuqoriga qarang	849	1,32	1119
Q_8	Poydevor	$3,6 \cdot 10,2 \cdot 1,0 \cdot 25$	918	1,8	1652
Q_9	Poydevor	$4,1 \cdot 11,0 \cdot 1,0 \cdot 25$	1130	2,05	2320
2-2 KESIM bo'yicha barchasi: $X_2 = M / N = 5091 / 2897 = 1,75$ metr			$N = 2897$		$M = 5091$

demak chetki tayanchga 149 kN ga teng bo'lgan vertikal kuch ta'sir etayapti, ya'ni

$$0,5 \cdot 20,7 \cdot 14,4 = 149 \text{ kN};$$

- ikki aravacha og'irligidan tushayotgan vertikal yuk

$$1,36 \cdot 2 \cdot 107,9 \cdot \left(1 + \frac{14,4 - 1,5}{14,4}\right) = 557 \text{ kH}.$$

Bulardan tashqari ko'priknining kengligi 1,5 metr bo'lgan trotuarlari ustida vaqtinchalik teng taralgan yuk ham bor. (6.10) formula bo'yicha

ushbu yukning qiymati $3,92 - 0,0196 \cdot 14,4 = 3,64$ kPa ga teng. Chetki tayanchga uzatiladigan piyodalardan tushayotgan yukni topamiz:

$$1,2 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 14,4 \cdot 3,64 \cdot 0,5 = 94,34 \text{ kH}.$$

Teng taralgan piyodalar yuki va AK yuki uchun ishonchlilik koefitsienti qiymatini 1,36 ga, aravachalardan tushayotgan yuk uchun esa 1,2 ga teng qabul qilamiz.

(5.40) formula orqali aniqlanadigan dinamik koefitsientni inobatga olib (bizning holatda ushbu koefitsient 1,22 ga teng), chetki tayanchga tushayotgan umumiy hisobiy vaqtinchalik yuk qiymatini aniqlaymiz:

$$1,22 \cdot (149 + 557) + 94,35 = 930 \text{ kH}.$$

Chetki tayanchga faqat bir harakat polosasidan $1 + \mu = 1,0$ ga teng dinamik koefitsienti bilan va aravachalarni inobatga olmagan holda ta'sir etadigan hisobiy vaqtinchalik gorizontaal yuk F_T ning (ya'ni tormozlanishdan yuzaga keladigan yukning) qiymati quyidagi (5.20) formula bo'yicha hisoblab topilgan teng taralgan yukning 50% ga teng miqdorda qabul qilinadi (ShNQ 2.05.03-12 ga qarang):

$$v = 0,5 \cdot 0,98 \cdot 11 \text{ kH} / \text{M}.$$

U holda $F_T = 15 \cdot 0,5 \cdot 0,98 \cdot 11 = 82,5$ kN. Lekin, boshqa tarafdin, tormoz yuki 7,8 K ($F_T = 7,8 \cdot 11 = 85,8$ kN) dan kichik bo'lishi kerak emas.

Qiymati 1,2 ga teng bo'lgan ishonchlilik koefitsienti inobatga olinganda chetki tayanchga qo'zg'almas tayanch qismlari orqali ta'sir etayotgan tormoz kuchi quyidagicha bo'ladi:

$$F_T = 1,2 \cdot 85,8 = 103 \text{ kH}.$$

ShNQ 2.05.03-12 ga binoan chetki tayanchlar hisoblarida bo'ylama yukni qatnov qismi sathi bo'yicha qo'yishga ruxsat etiladi.

Grunt og'irligidan chetki tayanchga tushayotgan gorizontaal bosim kuchlari quyidagilardan kelib chiqib aniqlanadi:

1. Tayanchning poydevori ochiq usulda quriladi. Tayanchni ko'mish ishlari kotlovan qazib bo'linib poydevor qurib bo'lingandan so'ng amalga oshiriladi, demak gruntning gorizontaal bosimi tayanchning butun balandligi bo'yicha poydevor ostigacha ta'sir ko'rsatadi;

2. Konusni tashkil etgan grunt chetki tayanchning orqa tarafida ham old tarafida ham bir darajada zichlangan va bu holat ekspluatatsiya davrida ham o'zgarmaydi.

Gruntning ko'priikka yaqinlashuv tarafidan tushayotgan gorizontaal bosimi hisobiy jadalligini (aktiv bosim) ishonchlilik koeffitsienti $\gamma_f = 1.4$ bo'lganda quyidagi formula orqali aniqlaymiz:

$$p_h = \gamma_f \gamma \lambda_a h, \quad (6.92)$$

bu yerda gruntning aktiv bosimi koeffitsienti quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45 - \frac{\varphi}{2}), \quad (6.93)$$

φ — to'kilgan gruntning ichki ishqalanish burchagi, 34—35° ga teng qabul qilinadi;

h — to'kilgan grunt balandligi, yo'l qoplamasi ustidan boshlab hisoblanadi;

γ_{gr} — to'kilgan gruntning solishtirma og'irligi (18 kN/m³ ga teng qabul qilingan). Bizning holatda gruntning ko'priikka yaqinlashuv tarafidan tushayotgan gorizontaal bosimi hisobiy jadalligi quyidagiga teng bo'ladi:

$$p_h = 1,4 \cdot 18 \cdot h \lambda_a = 1,4 \cdot 18 \cdot h \cdot 0,271 = 6,83 \kappa H / m^2.$$

6.12-rasmda p_h ning epyurasi olingan shu natijadan kelib chiqib qurilgan. Oraliq qurilma tarafidan, chetki tayanchga tushayotgan, konus gruntning bosimi koeffitsientini «Stroitelstvo mostov i trub: Spravochnik inzhenera / Pod red. V.S. Kirillova, M.: Transport, 1975.- 600 s.» ning V.7-jadvalidan aniqlaymiz.

Ko'tarma konusi yonbag'irining qiyalik burchagi $\alpha = \arctg 1 : 1,5 = 33,5^\circ$ ga teng, gruntning ichki ishqalanish burchagi $\varphi = 34—35^\circ$, shuning uchun $\lambda_a = 0,219$ ga teng ekanligini topamiz.

Grunt gorizontal bosimining daryo tarafidan bo'lgan hisobiy jadalligi quyidagi qiymatga teng bo'ladi:

$$p_h = 1,4 \cdot 18 \cdot 0,219 \cdot h = 5,5h.$$

6.12-rasmda p_h ning to'kilgan grunt qatlami balandligiga bog'liq holda qurilgan epyuralari keltirilgan. Grunt bosimining teng ta'sir etuvchilari ($F_1 - F_7$) epyuraning tegishli uchastkalari og'irlik markazlariga qo'yilgan. Ma'lumki, uchburchak shakldagi uchastkaning og'irlik markazi uning asosidan boshlab balandligining $1/3$ qismida bo'ladi, trapetsiyaning og'irlik markazi esa uning asosidan qanday masofada joylashishi quyidagicha hisoblab topiladi:

$$h = \frac{H_{mp}}{3} \cdot \frac{2a+b}{a+b}, \quad (6.94)$$

Bu yerda a, b —trapetsiyaning, tegishlicha, ustki va ostki asosi;

N_{tr} — p_h epyurasidagi trapetsiyasimon uchastkasining balandligi.

ShNQ 2.05.03-12 ga binoan tayanchning har bir ustuniga gruntndan tushadigan gorizontal bosim ustun kengligining ikki barobar kengligiga ta'sir qiladi deb qabul qilinadi.

Chetki tayanchning 1—1 va 2—2 kesimlari bo'yicha uning elementlaridagi zo'riqishlarni hisoblash jadvallar ko'rinishida amalga

oshiriladi (6.5, 6.6 – jadvallarga qarang). Hisoblarda yuklarning birikma koefitsientlari inobatga olinadi (vaqtinchalik vertikal yuklar uchun $\eta = 0,8$, bo‘ylama gorizontal yuklar uchun $\eta = 0,7$).

Vertikal kuchlar teng ta’sir etuvchisining A_1 nuqtaga nisbatan holatini aniqlaymiz:

$$X_1 = \frac{M}{N} \quad (5.95)$$

$$X_1 = 11003 / 6288 = 1,75 \text{ m.}$$

Hisobiy kuchlar teng ta’sir etuvchisining 1—1 kesim og‘irlik markaziga nisbatan eksentrisiteti qiymati quyidagicha aniqlanadi:

$$e_1 = X_1 - \frac{b_1}{2},$$

Bu yerda b_1 — ustun osti elementi (podkolonnik) ning ko‘prik uzunligi bo‘yicha o‘lchami (2,9 metr, 6.12-rasmga qarang).

$$e_1 = 1,75 - \frac{2,90}{2} = 0,30 \text{ m.}$$

Vertikal yuklar ta’siridan 1—1 kesim og‘irlik markaziga nisbatan hisobiy momentning qiymati quyidagiga teng bo‘ladi:

$$M_{pacu} = 6288 \cdot 0,30 = 1886 \text{ kHM.}$$

Ustundagi maksimal zo‘riqishning qiymatini quyidagi formula bo‘yicha aniqlash mumkin:

$$N_{cm} = \frac{N}{n_{cm}} + \frac{M_{pacu}}{n_{cm} \cdot b_c^2} \cdot b_{\max}, \quad (6.96)$$

Bu yerda p_{st} — ustunlar soni;

b_i — bosh o‘q bo‘yicha, ustunlar joylashgan maydonning markazidan i – sonli ustungacha bo‘lgan masofa;

b_{tax} — bosh o‘q bo‘yicha, ustunlar joylashgan maydonning markazidan eng uzoq joylashgan ustungacha bo‘lgan masofa.

Ustun qatorlari orasidagi masofa 2,3 metr bo'lganda, ustundagi maksimal zo'riqish quyidagi qiymatni tashkil etadi:

$$N_{cm} = \frac{6288}{10} + \frac{1886 \cdot 1,15}{10 \cdot 1,15^2} = 628,8 + 164 = 792,8 \text{ kHM.}$$

$$X_2 = \frac{M}{N}. \quad (6.97)$$

$$X_2 = 20631 / 9535 = 2,17 \text{ m.}$$

Vertikal kuchlar teng ta'sir etuvchisining A_2 nuqtaga nisbatan holatini aniqlaymiz:

$$e_2 = X_2 - \frac{b_2}{2}, \quad (6.98)$$

bu yerda b_2 — poydevorning ko'priklar uzunligi bo'yicha o'lchami.

$$e_2 = 2,17 - 4,01 / 2 = 0,12 \text{ m.}$$

6.5- jadval

Chetki tayanch elementlaridagi zo'riqishlarni 1—1 kesim bo'yicha hisoblash

Kuchning belgilari	Kuchning nomi	Kuchni aniqlash	Kuchlar, kN		Teng ta'sir etuvchi elkasi, metrda	Moment, kNm
			vertikal	gorizont al		
1	2	3	4	5	6	7
1-1 KESIM						
Q_{1-7}	Chetki tayanch og'irligi	5.4-jadval bo'yicha	$1,1 \cdot 849 = 934,0$	-	1,32	1233
N_{vr}	Vaqtinchalik vertikal yuk	Hisobni matndan qarang	$930 \cdot 0,8 = 765,0$	-	1,0	765
R_{pr}	Oraliq qurilmadan doimiy yuk	Hisobni matndan qarang	1235	-	1,0	1235
F_T	Tormoz kuchi	Hisobni matndan qarang	-	$103 \cdot 0,7 = 72,1$	5,7	411
F_{gr1}	Poydevorning	$1,4(3,6 \cdot 10,2 \cdot 4,2)$	3354	-	1,8	6037

	ustidagi grunt	- 0,35·10·3- 5·2,9·1,0·1,2)18				
R_1	Gorizontal bosim	$((12,04+12,3) / 2) \cdot 1,5 \cdot 11,4$	-	122,6	4,77	582
R_2	Gorizontal bosim	$((12,3+32,8) / 2) \cdot 3 \cdot 2 \cdot 0,35 \cdot 5$	-	236,6	2,47	584
R_3	Gorizontal bosim	$((32,8+40,98) / 2) \cdot 1,2 \cdot 9,4$	-	415,4	0,58	240
R_5	Gorizontal bosim	$(6,21 / 2) \cdot 2,25 \cdot 0,35 \cdot 5 \cdot 2$	-	- 49	1,95	- 95,4
R_6	Gorizontal bosim	$(6,21+9,52) / 2 \cdot 1,2 \cdot 9,4$	-	- 88,7	0,56	- 98,0
1-1 KESIM bo'yicha barchasi:			N = 6288	G = 709		M = 11003

6.6 - jadval

Chetki tayanch elementlaridagi zo'riqlashlarni 2 - 2 kesim bo'yicha hisoblash

Kuchning belgilari	Kuchning nomi	Kuchni aniqlash	Kuchlar, kN		Teng ta'sir etuvchi elkasi, metrлар da	Moment , kNm
			vertikal	gorizont al		
1	2	3	4	5	6	7
2-2 KESIM						
Q_{1-7}	Chetki tayanch og'irligi	5.4-jadval bo'yicha 2897·1,1	3187	-	1,75	5577
F_{vr}	Vaqtinchalik vertikal yuk	Hisobni matndan qarang 930·0,8=765	-	-	1,0	765
R_{pr}	Oraliq qurilmadan doimiy yuk	Hisobni matndan qarang	1235	-	1,0	1235
F_T	Tormoz kuchi	Hisobni matndan qarang	-	103·0,7=72,1	7,7	555,2
F_{gr1}	Poydevorni ng ustidagi grunt	Yuqoridagi 6.5-jadvalga qarang	3354	-	1,8	6037
F_{gr2}	Poydevorni	0,5·4,45·11·18·	617	-	3,85	2375

	ng ustidagi grunt	1,4				
F_{gr3}	Poydevorni ng ustidagi grunt	$0,4 \cdot 5,2 \cdot 3,6 \cdot 2 \cdot 18$ $\cdot 1,4$	377	-	2,05	773
F_1	Gruntning gorizontal bosimi	Yuqoridagi 6.5-jadvalga qarang	-	122,6	6,77	830
F_2	Gruntning gorizontal bosimi	YUqoridagi 6.5-jadvalga qarang	-	236,6	4,47	1058
F_3	Gruntning gorizontal bosimi	Yuqoridagi 6.5-jadvalga qarang	-	415,4	2,58	1072
F_4	Gruntning gorizontal bosimi	$((40,98+54,64) /$ $2) \cdot 2 \cdot 11$	-	1052	0,95	999,4
F_5	Gruntning gorizontal bosimi	Yuqoridagi 6.5-jadvalga qarang	-	- 49	3,95	- 190
F_6	Gruntning gorizontal bosimi	Yuqoridagi 6.5-jadvalga qarang	-	- 88,7	2.56	- 225
F_7	Gruntning gorizontal bosimi	$((9,52+12,7) /$ $2) \cdot 2 \cdot 11$	-	- 244	0,95	- 231
2-2	KESIM bo'yicha barchasi:		-	G =1517		M = 20631

Poydevor ostining (podoshvasining) markaziga nisbatan hisobiy momentning qiymati:

$$M = 9535 - 0,12 = 1144 \text{ kHm.}$$

Poydevor osti gruntidagi maksimal kuchlanish (5.63) formula bo'yicha aniqlanadi

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W},$$

bu yerda A va W —poydevor osti kesimi bo'yicha, tegishlicha, yuza va qarshilik momenti.

$$\sigma = \frac{9535}{11 \cdot 4,1} + \frac{6 \cdot 1144}{11,0 \cdot 4,1^2} = 211 + 37 = 248 \text{ kPa} = 2,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Yuklarning 2 - birikmasi

Ushbu birikmada vaqtinchalik yuk nurash prizmasi ustiga joylashadi, oraliq qurilma vaqtinchalik yuk bilan yuklanmaydi.

Nurash prizmasi asosining uzunligini quyidagi (6.99) formula bo'yicha aniqlaymiz:

$$L_0 = Htg(45 - \frac{\varphi}{2}) = 8 \cdot 0,5206 = 4,16 \text{ m}.$$

bu yerda $\varphi = 35^\circ$;

N — konusning balandligi (bizning holatda $N = 8 \text{ m}$).

Ushbu uchastkada ikki aravacha va ikki harakat polosasidan teng taralgan A 11 yuki joylashadi. Teng taralgan 2 polosa yuki balandligi h_0 bo'lgan ekvivalent grunt qatlami bilan almashtiriladi.

Aravachalar uchun h_0 qiymatini quyidagi formula bo'yicha aniqlaymiz:

$$h_0 = \frac{2P}{SB\gamma_{ep}}, \quad (6.100)$$

Bu yerda R — bir aravachaning o'qiga tushadigan bosim (107,9 kN);

γ_{gr} — grunt ekvivalent qatlamining solishtirma og'irligi (18 kN/m³);

S, V — grunt ekvivalent qatlamining bosimi tarqaladigan yuzaning o'lchamlari (S — ko'priikka ko'ndalang yo'nalishda, V — bo'ylama yo'nalishda).

Yo'l qoplamasining qalinligi 0,12 metr bo'lganda va g'ildirakdan tushayotgan bosim 45° burchak ostida tarqalayotganda (6.13 – rasmga

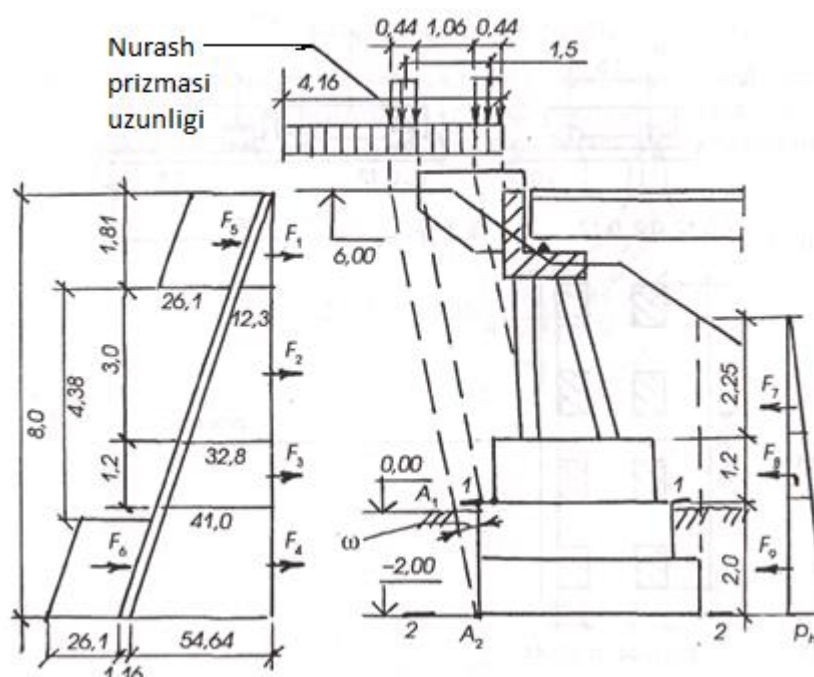
qarang) bosim tarqaladigan yuzaning o'lchamlarini quyidagicha qabul qilish mumkin:

$$S = 21,9 + 1,1 + 0,32 + 0,12 \cdot 2 = 5,74$$

$$B = 0,2 \cdot 0,12 = 0,44 \text{ m.}$$

Demak, aravachalar uchun ekvivalent grunt qalamining balandligi quyidagicha bo'ladi:

$$h_0 = \frac{2 \cdot 107,9}{5,74 \cdot 0,44 \cdot 18} = 4,75 \text{ m.}$$



6.13- rasm. Vaqtinchalik harakatchan yukning chetki tayanch orqasida joylashishi

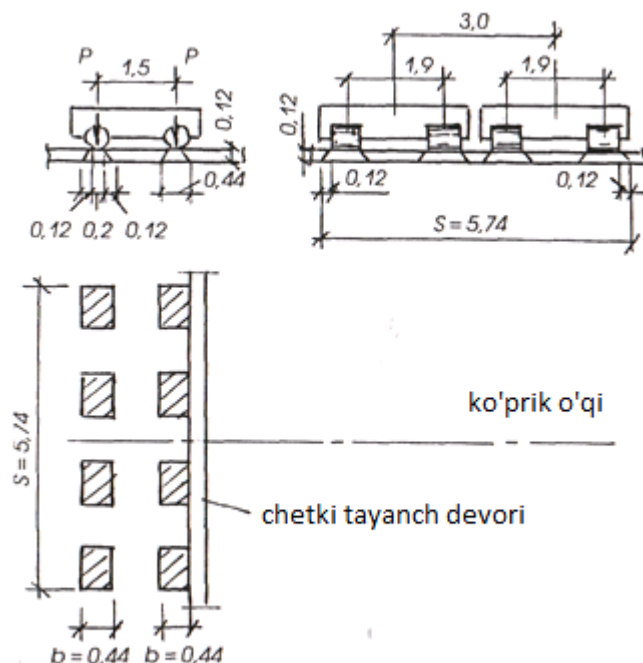
AK yukining teng taralgan qismi uchun (bir harakat polosasidan $v_a = 10,8 \text{ kN/m}$) ikki polosa yuklangan holatda (ushbu holat 1,6 ga teng bo'lgan koeffitsientni kirgizish bilan hisobga olinadi) ekvivalent grunt qalamining balandligi quyidagicha bo'ladi:

$$h_0 = \frac{11 \cdot 1,6}{5,74 \cdot 18} = 0,17 \text{ m.}$$

To'kilgan gruntdan chetki tayanchga ta'sir etadigan doimiy gorizontaal bosimning hisobiy jadalligi quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$p_{h,n} = \gamma_f \gamma_{ep} h \lambda_a, \quad (6.101)$$

Bu yerda $\gamma_f = 1.4$; $\gamma_{gr} = 18 \text{ kN/m}^3$;



6.14- rasm. A11 yukining chetki tayanch orqasida joylashishi

Gruntning aktiv bosimi koeffitsienti γ_a ni esa quyidagi (6.102) formula bo'yicha aniqlaymiz:

$$\gamma_a = \text{tg}^2 (45 - \varphi / 2) = 0,271.$$

bu yerda $p_{h,n} = 1,4 \cdot 18 \cdot 0,271 \cdot h = 6,83 h$.

6.13 – rasmda to'kilgan grunt gorizontaal bosimining epyurasi ko'rsatilgan.

Epyuraning tayanch elementlari sathlari bo'yicha ordinatalari:

- shkaf devorining usti bo'yicha $6,83 \cdot 0,3 = 2,04 \text{ kPa}$;
- rigel osti bo'yicha $6,83 \cdot 1,8 = 12,3 \text{ kPa}$;
- podkolonnik usti bo'yicha $6,83 \cdot 4,8 = 32,8 \text{ kPa}$;
- poydevor obrezi bo'yicha $6,83 \cdot 6,0 = 41,0 \text{ kPa}$;

- poydevor osti bo'yicha $6,83 \cdot 8,0 = 54,64$ kPa.

Balandligi 0,17 metr bo'lgan ekvivalent grunt qatlamidan (A11 yukining teng taralgan qismiga to'g'ri keladigan) chetki tayanchga ta'sir etadigan gorizonta bosimning hisobiy jadalligi quyidagi qiymatni tashkil etadi (6.14-rasmga qarang):

$$p_v = 1,4 \cdot 18 \cdot 0,17 \cdot 0,271 = 1,16 \text{ kPa.}$$

Balandligi 4,75 metr bo'lgan ekvivalent grunt qatlamidan (A11 yukining aravachalari ta'siriga to'g'ri keladigan) chetki tayanchga ta'sir etadigan gorizonta bosimning hisobiy jadalligini quyidagi formulalar orqali aniqlaymiz:

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{2b + d}{H}, \quad (6.103)$$

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{2 \cdot 0,441 + 1,06}{8} = 0,2425,$$

$$\omega = 13,5^\circ, d = 1,6,$$

$$h_2 = \frac{b}{\operatorname{tg} \omega}, \quad (6.104)$$

$$h_2 = \frac{0,44}{0,2425} = 1,81,$$

$$\lambda_a = \frac{\operatorname{tg} \omega}{\operatorname{tg}(\omega + \varphi)}, \quad (6.105)$$

$$\lambda_a = \frac{0,2425}{\operatorname{tg}(13,5 + 35)} = 0,218,$$

$$p_{\text{mel}} = \gamma_f \gamma_{ep} \lambda_a h_0, \quad (6.106)$$

$$p_{\text{mel}} = 1,4 \cdot 18 \cdot 0,218 \cdot 4,75 = 26,1 \text{ kPa},$$

$$h_3 = \frac{d}{\operatorname{tg} \omega}, \quad (6.107)$$

$$h_3 = \frac{1,06}{0,2425} = 4,38 \text{ m.}$$

6.13-rasmda hisoblab chiqarilgan ma'lumotlar bo'yicha ko'priikka yaqinlashuv tarafidan tushayotgan grunt bosimi epyurasi qurilgan. Chetki tayanchga daryo tarafidan tushayotgan grunt bosimi bundan ilgari ko'rib chiqilgan yuklar birikmasidagi kabi aniqlanadi (6.12-rasmga qarang).

1 - 1 va 2-2 kesimlarda hosil bo'ladigan N , G , M zo'riqlashlar hisobini 6.7 – jadvalga kiritamiz.

6.7-jadval

Chetki tayanch elementlaridagi zo'riqlashlarni 1-1 va 2-2 kesimlar bo'yicha hisoblash

Kuchning belgilari	Kuchning nomi	Kuchni aniqlash	Kuchlar, kN		Teng ta'sir etuvchi elkasi, metrlar da	Moment , kNm
			vertikal	gorizont al		
1	2	3	4	5	6	7
<i>1-1 KESIM</i>						
Q_{1-7}	Chetki tayanch og'irligi	6.4-jadval bo'yicha	$1,1 \cdot 849 = 934,0$	-	1,32	1233
R_{pr}	Oraliq qurilmadan doimiy yuk	6.4-jadval bo'yicha	1235	-	1,0	1235
F_{gr1}	Poydevor obrezi ustidagi grunt	$1,4(3,6 \cdot 10,2 \cdot 4,2 - 0,35 \cdot 10 \cdot 3 - 5 \cdot 2,9 \cdot 1,0 \cdot 1,2)18$	3354	-	1,8	6037
F_1	Gruntning gorizont al bosimi	$((12,04+1,16) + (12,3+1,16) / 2) \cdot 1,51 \cdot 11,4$	-	143	4,77	257,4
F_2	Gruntning gorizont al bosimi	$((12,3+1,16) + (32,8+1,16) / 2) \cdot 3 \cdot 2 \cdot 0,35 \cdot 5$	-	250	2,47	617,5
F_3	Gruntning gorizont al bosimi	$((32,8+1,16) + (41+1,16) / 2) \cdot 1,2 \cdot 9,4$	-	429	0,58	249
F_5	Gruntning gorizont al bosimi	$26,1 \cdot 1,81 \cdot 11,04$	-	538	4,87	2620
F_7	Gruntning	$(6,21/2) \cdot 2,25 \cdot$	-	- 24,5	1,95	- 47,8

	gorizontal bosimi	$\cdot 0,35 \cdot 2 \cdot 5$				
F_8	Gruntning gorizontal bosimi	$((6,21+9,52) / 2) \cdot 1,2 \cdot 9,4$		- 55	0,56	-30,7
1-1 KESIM bo'yicha barchasi:			$N = 5523$	$G = 1281$		$M = 12170$

5.7 – jadvalning davomi

1	2	3	4	5	6	7
2-2 KESIM						
Q_{1-9}	Chetki tayanch og'irligi	5.4-jadval bo'yicha $2897 \cdot 1,1$	3187	-	1,75	5577
R_{pr}	Oraliq qurilmadan doimiy yuk	Hisobni yuqoridagi matndan qarang	1235	-	1,0	1235
F_{gr1}	Poydevor obrezi ustidagi grunt	Hisobni yuqoridagi matndan qarang	3354	-	1,8	6037
F_{gr2}	Poydevor obrezi ustidagi grunt	Hisobni yuqoridagi matndan qarang	617	-	3,85	2375
F_{gr3}	Poydevor obrezi ustidagi grunt	Hisobni yuqoridagi matndan qarang	377	-	2,05	773
F_1	Gruntning gorizontal bosimi	Hisobni yuqoridagi matndan qarang	-	143	1,8	257,4
F_2	Gruntning gorizontal bosimi	Hisobni yuqoridagi matndan qarang	-	250,5	2,47	617,5
F_3	Gruntning gorizontal bosimi	Hisobni yuqoridagi matndan qarang	-	429,3	0,58	249
F_4	Gruntning gorizontal bosimi	$(42,16+55,76) / 2 \cdot 2 \cdot 11,0$	-	1077	0,95	1023
F_5	Gruntning gorizontal bosimi	Hisobni yuqoridagi matndan qarang	-	548,9	6,87	3771
F_6	Gruntning	$26,6 \cdot 1,81 \cdot 11$	-	530	0,9156	482

	gorizontal bosimi					
F_7	Gruntning gorizontal bosimi	Hisobni yuqoridagi matndan qarang	-	- 24,5	3,95	- 97
F_8	Gruntning gorizontal bosimi	Hisobni yuqoridagi matndan qarang		-54,9	2,56	-140,5
F_9	Gruntning gorizontal bosimi	$(9,52+12,7) / 2 \cdot 2 \cdot 11$		- 244,4	0,95	-232
2-2 KESIM bo'yicha barchasi:			$N = 8770$	$G = 2655$		$M = 22127$

A_1 nuqtaga nisbatan vertikal kuchlar teng ta'sir etuvchisining holatini aniqlaymiz:

$$X_1 = \frac{M}{N} = \frac{12138}{5523} = 2,20 \text{ m.}$$

A_2 nuqtaga nisbatan vertikal kuchlar teng ta'sir etuvchisining holatini aniqlaymiz:

$$X_2 = \frac{M}{N} = \frac{22127}{8770} = 2,52.$$

Hisobiy kuchlar teng ta'sir etuvchisining 1-1 kesim og'irlik markaziga nisbatan eksentrisiteti quyidagi qiymatni tashkil etadi:

$$e_1 = X_1 - \frac{b_1}{2} = 2,2 - \frac{2,9}{2} = 0,75.$$

Hisobiy kuchlar teng ta'sir etuvchisining 2-2 kesim (ya'ni poydevor ostidan o'tgan kesim) og'irlik markaziga nisbatan eksentrisiteti quyidagi qiymatni tashkil etadi:

$$e_2 = X_2 - \frac{b_2}{2} = 2,2 - \frac{4,1}{2} = 0,47 \text{ m.}$$

1-1 kesim og'irlik markaziga nisbatan hisobiy momentning qiymati:

$$M_1 = 5523 \cdot 0,75 = 4142 \text{ kH.}$$

2-2 kesim og'irlik markaziga nisbatan hisobiy momentning qiymati:

$$M_2 = 8770 \cdot 0,47 = 4122 \text{ kNm}.$$

Poydevor osti gruntidagi maksimal kuchlanish (5.63) formula bo'yicha aniqlanadi:

$$\sigma = \frac{8770}{11 \cdot 4,1} + \frac{4122 \cdot 6}{11 \cdot 4,1^2} = 194 + 134 = 328 \text{ kPa} = 3,3 \text{ kg/cm}^2,$$

Poydevor osti gruntidagi minimal kuchlanish esa quyidagi qiymatni tashkil etadi:

$$194 - 134 = 60 \text{ kPa} = 0,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Hisob-kitoblar natijalarini quyidagi 6.8 – jadvalga kiritamiz.

6.8 – jadval

Ta'sirlar nomi	O'lchov birligi	1-1 kesim	2-2 kesim
<i>Yuklarning 1-birikmasi</i>			
Vertikal kuch	kN	6288	9535
Gorizontal kuch	kN	709	1517
Kesim og'irlik markaziga nisbatan eguvchi moment	kNm	1886	1144
Hisobiy kuchlar teng ta'sir etuvchisining ekscentrisiteti	metr	0,30	0,12
<i>Yuklarning 2 -birikmasi</i>			
Vertikal kuch	kN	5523	8770
Gorizontal kuch	kN	1281	2655
Kesim og'irlik markaziga nisbatan eguvchi moment	kNm	4142	4122
Hisobiy kuchlar teng ta'sir etuvchisining ekscentrisiteti	metr	0,75	0,47

Shunday qilib, poydevor usti (obrezi) va poydevorning ostidan o'tgan kesimlardagi hisobiy zo'riqlarning qiymatlari hisoblab topildi. Bundan tashqari, chetki tayanch poydevorining osti gruntidagi kuchlanishlar ham aniqlandi.

Hisoblardan hulos qilishimiz mumkinki, bizning misolimiz shartlari bo'yicha, vaqtinchalik yuklarning 2 - birikmasida, ya'ni harakatchan yuk nurash prizmasi ustida joylashganda, yuklarning chetki tayanchga bo'lgan ta'siri xuddi shu yuklar bilan chetki tayanchni va oraliq qurilmani yuklagandagiga (yuklarning 1 – birikmasi) qaraganda kattaroq ta'sir ko'rsatadi.

Bundan ko'rinadiki, hatolikka yo'l qo'ymaslik uchun, chetki tayanchni yuklarning 1-2 birikmasiga hisoblash bilan chegaralanish kamlik qiladi.

Yaqinlashuv ko'tarmasining balandligi 12 metrdan katta bo'lganda sayoz joylashgan poydevorlar (tabiiy zamindagi) uchun SNiP 2.02.01-83 «Osnovaniya zdaniy i soorujeniy/Gosstroy. M.:Stroyizdat, 1985 bo'yicha poydevor cho'kishga va og'ishga ham tekshiriladi. Buning sababi ko'tarma grunti va chetki tayanch konusining og'irligi ta'sirida yuzaga keladigan qo'shimcha bosim ΔN inobatga olinadi.

Tayanchning poydevorini og'ishga tekshirish ikki hol uchun amalga oshiriladi:

1. Normativ doimiy yuklar, shu bilan birga ko'tarmaning va konusning qo'shimcha bosimini inobatga olib tekshiriladi. Ushbu tekshirish poydevor osti sathida aktiv kuchlar teng ta'sir etuvchisining holatini tekshirish deb ataladi.

2. Normativ doimiy va vaqtinchalik yuklar, shu bilan birga ko'tarmaning va konusning qo'shimcha bosimini inobatga olib tekshiriladi. Ushbu tekshirish ham poydevor osti sathida aktiv kuchlar teng ta'sir etuvchisining holatini tekshirish deb ataladi.

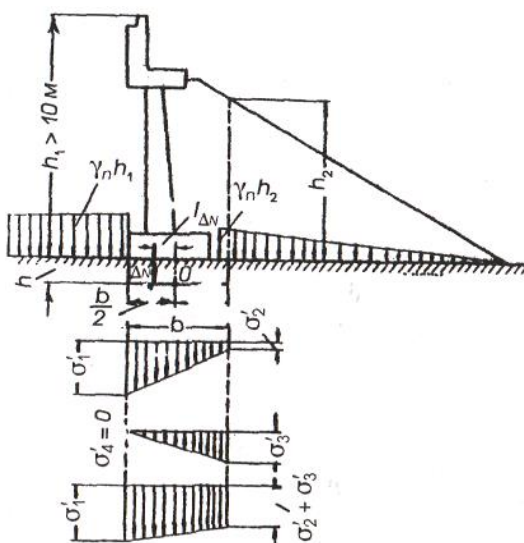
3. Birinchi holda ruxsat berilmaydigan og'ishning oldini olish sharti quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:

$$e_{\text{ПОСТ}+\Delta N} \leq 0,8 \frac{b}{6} 0,2. \quad (6.108)$$

4. Ikkinchi holda esa ushbu shart quyidagicha bo‘ladi:

$$e_{\text{ПОСТ}+\text{BP}+\Delta N} \leq \frac{b}{6} 0,2. \quad (6.109)$$

5. (6.108), (6.109) larda $e_{\text{ПОСТ}}$, e_{BP} – tegishli, doimiy va vaqtinchalik yuklardan yuzaga keladigan normal kuchning qo‘yilish eksentrisiteti.



6.15 - rasm. Sayoz joylashgan poydevorni ko‘tarma konusining bosimini inobatga olib og‘ishga tekshirish uchun sxema

Bu formulalarda yaqinlashuv ko‘tarmasi va tayanch konusi og‘irligidan tushadigan normativ normal kuch ΔN (kN) ning poydevor osti markaziga nisbatan qo‘yilish eksentrisiteti quyidagi ifoda orqali aniqlanadi:

$$e_{\Delta N} \leq \frac{b}{6} \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{\sigma'_1 + \sigma'_2} \right), \quad (6.110)$$

ΔN ning qiymati esa quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$e_{\Delta N} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2}{2} ab, \quad (6.111)$$

Bu yerda a, b — poydevorning plandagi o'lchamlari, tegishlicha, ko'priklarning bo'ylama o'qiga ko'ndalang va uning bo'ylama o'qi bo'yicha;

σ'_1, σ'_2 — poydevor osti zamin gruntiga (tegishlicha, poydevorning orqa va old qirrasi ostiga) yaqinlashuv ko'tarmasining ulangan qismi va konus og'irligidan tushadigan normativ qo'shimcha bosim (kPa) lar quyidagi formulalar bo'yicha aniqlanadi:

$$\sigma'_1 = \alpha_1 \cdot \gamma_{ep} \cdot h_1, \quad (6.112)$$

$$\sigma'_2 = \alpha_2 \cdot \gamma_{ep} \cdot h_2, \quad (6.113)$$

h_1, h_2 — 6.15 – rasmga qarang;

α_1, α_2 — ShNQ 2.05.03-12 dan qabul qilinadigan koeffitsientlar.

Qo'shimcha bosim qiymatini poydevorga ta'sir etayotgan doimiy va vaqtinchalik yuklardan tushadigan bosimga qo'shish kerak bo'ladi.

7-bob. Tayanchlarni mustahkamlikka va turg'unlikka hisoblash

7.1. Beton tayanchlarning kesimlarini hisoblash.

Hozirgi paytda ko'p qo'llanilayotgan, ichi g'ovak bloklardan tashkil topgan va g'ovaklari beton bilan to'ldiriladigan, lekin armaturasi bloklarning birlashgan choklarida ulanmaydigan yig'ma-monolit tayanchlar beton tayanchlar kabi hisoblanadi. Monolit armaturalanmagan tayanchlar, shuningdek, qo'shni bloklar armaturalari bir-biri bilan ulanishi ko'zda tutilmagan yig'ma konstruksiyalar ham beton konstruksiyalar kabi hisoblanadi.

Beton tayanchlar mustahkamlikka, darzbardoshlikka, shakli va holatining turg'unligiga hisoblanadi.

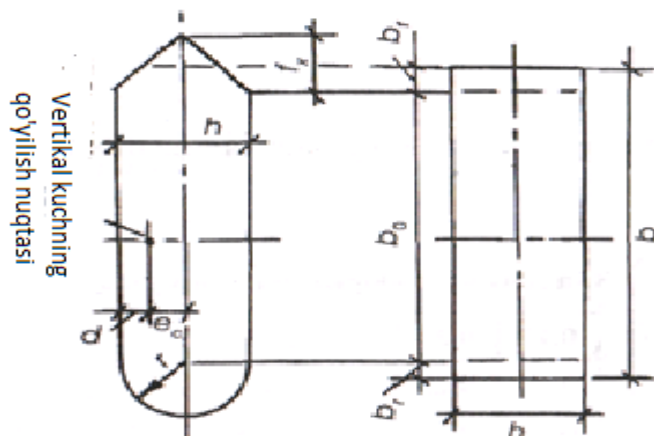
Tayanchning mustahkamligi va turg'unligi hisobiy yuklarga, darzbardoshligi esa normativ yuklarga hisoblanadi. Bir-biri bilan sement qorishmasi bilan birlashtirilgan, armaturalanmagan, V20, V22,5, V25, V35 va V40 va undan yuqori sinfli betondan tayyorlangan bloklarni hisoblashda betonning hisobiy qarshiliklariga 0,85, 0,75 va 0,70 ga teng bo'lgan ish sharoiti koeffitsientlari kiritiladi.

Cho'zuvchi kuchlanishlar tayanch kesimlari bo'yicha normalanmagan. Ushbu kuchlanishlar tekshirilmaydi, buning o'rniga ko'rilayotgan kesim uchun normativ yuklardan yuzaga keladigan aktiv kuchlar teng ta'sir etuvchisining holati chegaralanadi. Buni beton terimining cho'zilish zo'riqishlariga bo'lgan qarshiligi kichikligi, ayniqsa betonlash jarayonida ishchi choklarning borligi yoki tayanch bloklari orasidagi choklarning borligi bilan tushuntirish mumkin.

Tayanchga ta'sir etayotgan yuklar kesimning og'irlik markaziga nisbatan ma'lum bir ekssentrisitet bilan qo'yilgan vertikal bo'ylama yuk N ga keltiriladi. Beton tayanchlar mustahkamlikka, darzbardoshlikka va turg'unlikka hisoblanganda ushbu ekssentrisitetning taxminiy qiymati quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$e_c = \frac{M}{N},$$

bu yerda M, N – kesimdagi, tegishlicha, eguvchi moment va bo'ylama kuch.



7.1 - rasm. Tayanchning ko'ndalang kesimini to'rtburchak shaklga taxminiy keltirish

Beton tayanchlarning yadro masofasidan katta bo'lgan boshlang'ich hisobiy eksentrisiteti e_s bilan siqilgan elementlarini mustahkamlikka hisoblashda, ular markazdan tashqari siqilgan elementlar kabi hisoblanadi.

Yadro masofasi r ning qiymati quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (7.1)$$

bu yerda W_{red} , A_{red} — keltirilgan kesimning, tegishlicha, qarshilik momenti va ko'ndalang kesim yuzasi.

Muz oqimining yuqori sathi chegarasida oraliq tayanchlar kesimining shakli muz oqimi yo'nalishiga qarab tanlanadi: ko'ndalang kesimda tayanchning burni va quyruq qismi uchburchak yoki yarim doira shakliga ega bo'ladi. Ularni h (qalinlik, ko'priq o'qi bo'yicha) va b (tayanchning kengligi, ko'ndalang yo'nalishda) o'lchamlarga ega bo'lgan to'rtburchak shaklga keltirish mumkin (7.1-rasmga qarang).

Tayanchning keltirilgan kesimi kengligi b ning qiymati vertikal kuch N ning eksentrisitetiga bog‘liq bo‘ladi. Uning qiymatini taxminan quyidagi formula bo‘yicha aniqlasa bo‘ladi:

$$b = b_0 + b_f + b_r, \quad (7.2)$$

Bu yerda b_f va b_r masofalar (6.1-rasmda ko‘rsatilgan) quyidagi ifodalar orqali aniqlanadi:

$$b_f = f_x k_1; \quad (7.3)$$

$$b_r = r k_2, \quad (7.4)$$

d/h nisbatiga bog‘liq bo‘lgan k_1 va k_2 koeffitsientlarining qiymati esa 7.1 – jadvaldan olinadi.

7.1 – jadval

k_1 va k_2 koeffitsientlari qiymatlari

d/h	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
k_1	0,06	0,12	0,18	0,23	0,29	0,35	0,41	0,46	0,49	0,50
k_2	0,28	0,41	0,51	0,59	0,64	0,60	0,73	0,74	0,76	0,79

Markazdan tashqari siqilgan, to‘rtburchak yaxlit kesimli tayanch (7.2-rasmga qarang) mustahkamlikka quyidagi formula bo‘yicha tekshiriladi:

$$N \leq R_b b x, \quad (7.5)$$

Bu yerda R_b — betonning siqilishga bo‘lgan hisobiy qarshiligi; Ushbu qarshilik ShNQ 2.05.03-12 dan beton sinfiga bog‘liq qabul qilinadi. Odatda, beton tayanchlar uchun sinfi yuqori bo‘lmagan betonlar qo‘llaniladi: Обычно для бетонных опор используют бетон невысоких классов: V20 sinf uchun $R_b = 10,5$ MPa ga; V22,5 uchun $R_b = 11,75$ MPa ga teng; b — rkesimning kengligi, metrlarda; x — beton siqilgan zonasining balandligi; Uni quyidagi formula orqali aniqlasa bo‘ladi:

$$x = h - 2e_c \eta, \quad (7.6)$$

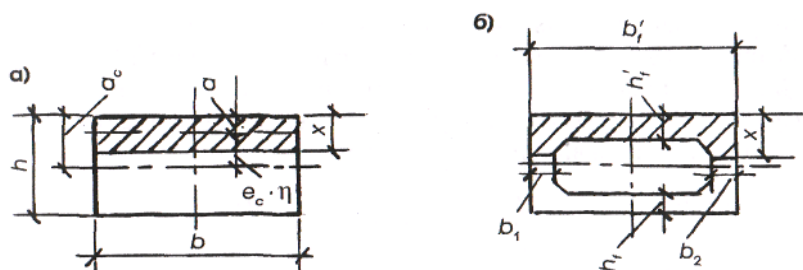
bu yerda h — tayanch kesimining ko‘prik o‘qi bo‘yicha o‘lchami;

η — markazdan tashqari siqilishda ko‘ndalang egilishni inobatga oladigan koeffitsient; Bu koeffitsient quyidagi ifodadan aniqlanadi:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (7.7)$$

bu yerda N_{cr} — shartli kritik kuch; uning qiymati ShNQ 2.05.03-12 dagi (45) formula bo‘yicha aniqlanadi.

Tormozlanishdan tushadigan zo‘riqlishlarni qabul qilish imkoniyati bor bikir tayanchlarning eskiz hisoblarida $\eta = 1$ qabul qilinishi mumkin, baland egiluvchan tayanchlarning hisoblarida esa ushbu koeffitsientning taxminiy qiymati quyidagicha aniqlanadi:



7.2 –rasm. Beton tayanch tanasining ko‘ndalang kesimlari: a) yaxlit kesim; b) qutisimon kesim

- ixtiyoriy shakldagi kesim uchun quyidagi formula bo‘yicha

$$\eta = 0,92 + 0,005 \frac{l_0}{i} \geq 1; \quad (7.8)$$

bu yerda i — tayanch ko‘ndalang kesimining radius inersiyasi; U quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A_{red}}}. \quad (7.9)$$

bu yerda $I_{\min}$ — kesimning minimal inersiya momenti;

- balandligi h bo‘lgan yaxlit to‘rtburchak kesim uchun η ning qiymati quyidagicha aniqlanadi:

$$\eta = 0,9 + 0,02 \frac{l_0}{i} \geq 1, \quad (7.10)$$

bu yerda l_0 — tayanchning erkin uzunligi;

l_0 ning uzunligi quyidagi hollarda tayanch balandligidan 2 marta ortiq qabul qilinadi, ya'ni $l_0 = 2 H$; (7.11)

- to'sinli-qirqilgan sistemali ko'priklarning tayanchida qo'zg'aluvchan va qo'zg'almas tayanch qismlar o'rnatilgan bo'lsa;
- qirqilmagan va haroratli-qirqilmagan ko'priklarda qo'zg'aluvchan tayanch qismlar o'rnatilgan bo'lsa;
- tayanchning ko'priklarga o'qiga ko'ndalang yo'nalishdagi barcha hisoblarida.

Tayanchning erkin uzunligini aniqlashda, uning poydevori bikir massiv konstruksiyaga ega bo'lsa yoki past joylashgan qoziqli rostverkdan iborat bo'lsa yoki qiya qoziqli baland joylashgan rostverkdan tashkil topgan bo'lsa, tayanch ostki uchining qistirilgan sathi poydevor obrezi bo'yicha bo'ladi deb hisoblash mumkin.

Markazdan tashqari siqilgan tavrli, ikki tavrli yoki qutisimon kesimli beton tayanchni mustahkamlikka hisoblash uchun betonning siqilgan zonasi balandligi quyidagi formula bo'yicha topiladi:

$$x = a + \sqrt{a + (b_f' - b)(2a - h_f') \frac{h_f'}{b}}, \quad (7.12)$$

bu yerda $b = b_1 + b_2 + \dots$ — qutisimon kesim qovurg'alari qalinligining yig'indisi;

$$a = a_c - e_c \eta. \quad (7.13)$$

bu yerda

$$a_c = \frac{h}{2}. \quad (7.14)$$

Agar $x > h'_f$ bo'lsa (neytral o'q devorlarni kesib o'tadi) , mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:

$$N \leq R_b x + R_b (b'_f - b) h'_f. \quad (7.15)$$

Agar $x < h'_f$ bo'lsa neytral o'q siqilgan plita chegarasida bo'ladi. Bu holda kesim to'g'ri to'rtburchak kabi hisoblanadi va (7.12) , (7.15) formulalardagi b ni b'_f ga almashtiriladi. Unda bu formulalar quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:

$$x = 2a \quad (7.16)$$

va

$$N \leq R_b b'_f. \quad (7.17)$$

Beton kesimlarni mustahkamlikka hisoblashda, (7.5) va (7.15) larda keltirilgan shartlarning bajarilishidan tashqari, tashqi kuchlarning teng ta'sir etuvchisi tayanch kesimining yadrosidan tashqariga chiqmasligi, ya'ni kesimning eng chetki tolalarida cho'zilish ro'y bermasligi talab etiladi. Buning uchun quyidagi shart bajarilishi kerak bo'ladi:

$$e_c \eta \leq 0,8a_c. \quad (7.18)$$

Agar bu shart bajarilmasa tayanch kesimi o'lchamini eguvchi moment ta'sir etayotgan yo'nalishda orttirish kerak bo'ladi.

Beton tayanchlarni darzbardoshlikka hisoblash betonda hosil bo'ladigan siquvchi kuchlanishlar $R_{b \text{ mC2}}$ ni 10% ga kamaytirilgan qiymatigacha chegaralashni ko'zda tutadi (ya'ni betonda hosil bo'ladigan kuchlanishlar $R_{b \text{ mC2}} - R_{b \text{ mC2}} \cdot 10\%$ dan ortiq bo'lishi mumkin emas).

To'g'ri to'rtburchak kesimlarning hisoblarida "beton elastik material sifatida ishlaydi" deb faraz qilib uning siqilgan zonasi balandligi quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$x = 3\left(\frac{h}{2} - e_c\right) \leq h. \quad (7.19)$$

Agar hisob natijasi bo'yicha $x > h$ bo'lsa, unda $x = h$ qabul qilinadi. Bu holda betondagi kuchlanishlarning eng katta qiymati quyidagi ifoda orqali aniqlanadi:

$$\sigma_b = \frac{2N'}{bx} \leq 0,9R_b m c_2. \quad (7.20)$$

Bu yerda N' — kesimga ta'sir etayotgan bo'ylama kuchning normativ qiymati.

Agar bu shart bajarilmasa tayanch ko'ndalang kesimi o'lchamlarini eguvchi moment ta'sir etayotgan yo'nalishda orttirish yoki betonning mustahkamlik bo'yicha sinfini kattalashtirish kerak bo'ladi.

Tayanchni markazdan tashqari siqilgan, boshlang'ich eksentrisiteti $e_s \leq r$ bo'lgan beton element kabi ko'rib, uning shaklining turg'unligini tekshirish quyidagi shart bo'yicha amalga oshiriladi:

$$N \leq \varphi R_b A_b, \quad (7.21)$$

bu yerda A — siqilgan elementning kesim yuzasi;

φ — bo'ylama egilish koeffitsienti, quyidagi ifoda orqali aniqlanadi:

$$\varphi = \frac{\varphi_m}{\frac{N_1 \varphi_m}{N \varphi_l} + \frac{N_m}{N}}, \quad (7.22)$$

bu yerda N_m , N_l — tayanchdagi, tegishlica, vaqtinchalik va doimiy yuklardan yuzaga keladigan hisobiy bo'ylama zo'riqish;

$$N = N_m + N_l, \quad (7.23)$$

φ_m , φ_l — tegishlica, vaqtinchalik va doimiy yuklar ta'sirini hisobga oladigan bo'ylama egilish koeffitsienti (7.2- jadvaldan aniqlanadi).

Shunday qilib, beton tayanch shakli turg'unligini tekshirishda eng avval eksentrisitet e_s ning qiymati aniqlanadi, tayanch kesimi esa to'g'ri to'rtburchak shaklga keltirib olinadi, keyin kesimning geometrik xarakteristikalar A_{red} , i , W_{red} , I_{min} lar aniqlanadi, undan keyin esa $e_s \leq r$ shartining bajarilishi tekshiriladi, element egiluvchanligi va φ koeffitsienti topiladi. Bulardan so'ng (7.21) bo'yicha tekshirish amalga oshiriladi.

7.2- jadval

Beton tayanchlar uchun bo'ylama egilish koeffitsienti

Element egiluvchanligining xarakteristikasi		Nisbiy eksentrisitetlar e_s / r ning qiymati 0; 0,25; 0,50; 1,0 bo'lganda φ_m ning qiymatlari				φ_l
l_0 / h	l_0 / i	0	0,25	0,50	1,0	
4	14	1.00	0.86	0.77	0.65	1.0
10	35	0.92	0.78	0.69	0.57	0.8
14	49	0.85	0.74	0.65	0.58	0.62
18	69	0.74	0.63	0.54	0.43	0.43
22	77	0.63	0.51	0.43	0.34	0.26
26	91	0.49	0.38	0.31	0.27	0.16

Agar $e_s > r$ bo'lsa tayanchning turg'unligi bo'yicha tekshirish amalga oshirilmaydi, bunda faqatgina kesimning mustahkamligi tekshiriladi.

Beton tayanch kesimini hisoblash tartibi 7.3-rasmda keltirilgan.

7.1-Misol. Tayanch kesimining o'lchamlarini tekshirish

Tayanchning 6.4-misoldagi qabul qilingan o'lchamlarining yetarliligini tekshirish talab etiladi. Tayanch betonining mustahkamlik bo'yicha sinfi V20.

Tayanchning ko'ndalang kesimi 6.4-rasmda ko'rsatilgan.

Tayanch poydevori obrezi bo'yicha o'tkazilgan kesimdagi zo'riqlashlarning qiymatini 6.4 - misol ma'lumotlaridan qabul qilamiz va ular quyidagilarni tashkil etadi:

$$N_{1-1} = 51509 \text{ kH};$$

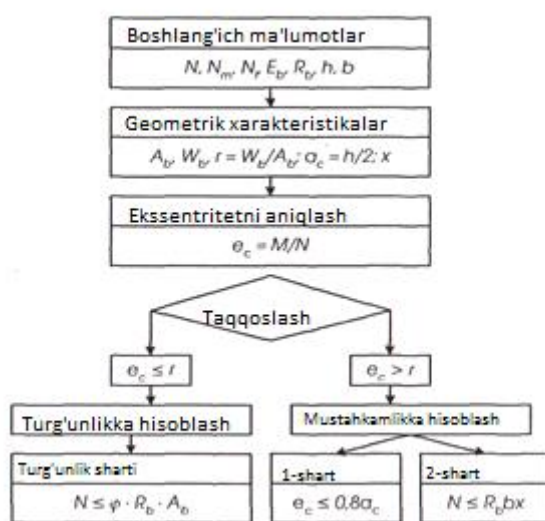
$$M_{1-1} = 4765,2 \text{ kH},$$

$$G_{1-1} = 382 \text{ kH}.$$

Tayanchning balandligi uning poydevori obrezidan tayanch qismlarining markazigacha bo'lgan masofaga teng bo'lib 12,61 metrni tashkil etadi.

Tayanchning suyri shaklini qalinligi h va kengligi b bo'lgan to'rtburchak shaklga keltirib olamiz (7.1-rasmga qarang). Bunda tayanchning kengligi b ni quyidagi formula bo'yicha hisoblaymiz:

$$b = 2b_r + b_0, \quad (7.24)$$



7.3-rasm. Tayanch tanasini markazdan tashqari siqilgan beton sterjni kabi hisoblashning ketma-ketligi: A_b — tayanch kesimining to'la yuzasi; W_b — kesimning qarshilik momenti; E_b — betonning elastiklik moduli

bu yerda b_0 — tayanch kesimidagi aylanalar markazlari orasidagi masofa.

b_r ning qiymati vertikal yukning eksentrisitetiga bog‘liq bo‘ladi va vaqtinchalik yuklarning ushbu birikmasi uchun quyidagi ifoda bo‘yicha aniqlanadi:

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (7.25)$$

Hisoblar quyidagi tartibi bo‘yicha olib boriladi.

(7.25) formula bo‘yicha e_0 ni aniqlaymiz, keyin esa quyidagi formula bo‘yicha b_r ni hisoblab topamiz:

$$b_r = rk, \quad (7.26)$$

Bu formulada r — tayanch ko‘ndalang kesimining radiusi, k ning qiymati esa koeffitsient C ga bog‘liqdir. Ushbu koeffitsientni quyidagi formula bo‘yicha aniqlaymiz:

$$C = \frac{h/2 - e_0}{h}. \quad (7.27)$$

Koeffitsient k ning qiymatlarini 7.3 – jadval bo‘yicha topamiz.

7.3 – jadval

Koeffitsient k ning qiymatlari

$C = \frac{h/2 - e_0}{h}$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
k	0,275	0,414	0,510	0,585	0,643	0,692	0,726	0,755	0,774	0,785

b_r ning qiymatini (7.26) formula bo‘yicha aniqlab tayanchning keltirilgan kengligini belgilaymiz.

Bizning misolimizning shartlari bo‘yicha

$$e_0 = \frac{4765,2}{51509} = 0,11m,$$

$$C = \frac{h/2 - e_0}{h} = \frac{3,35/2 - 0,11}{3,35} = 0,5,$$

$$K = 0,785.$$

Bu yerdan $b_r = 3,35/2 \cdot 0,785 = 1,32$ m, shuning uchun $b = b_o + 2b_r = 17,65 + 2 \cdot 1,32 = 20,29$ m.

To'g'ri to'rtburchak shaklidagi kesimga ega bo'lgan, markazdan tashqari siqilgan tayanchni hisoblashda uning mustahkamligi (6.5) shart bajarilgandagina ta'minlanadi, ya'ni $N < R_b b x$ shart bajarilishi kerak bo'ladi, bunda x ning qiymatini (7.6) formulasi bo'yicha aniqlaymiz:

$$x = h - 2 e_s \eta$$

Bikir tayanchlarning eskiz hisoblari uchun $\eta = 1$ ga teng qabul qilishga ruxsat beriladi. To'rtburchak yaxlit kesimni yanada aniqroq hisoblash uchun η koeffitsientining qiymatini quyidagi (7.10) formula bo'yicha topish mumkin.

$$\eta = 0,9 + 0,02 \cdot \frac{l_0}{h} = 0,9 + 0,02 \cdot \frac{2 \cdot 12,61}{3,35} = 0,9 + 0,15 = 1,05.$$

Shunday qilib, tayanch kesimi siqilgan zonasining balandligi quyidagi qiymatga teng bo'ladi:

$$x = 3,35 - 2 \cdot 0,1 \cdot 1,05 = 3,14m.$$

(7.5) formulasi bo'yicha beton kesimining ko'tarish qobiliyatini (ya'ni kesimning qancha yuk ko'tara olishligini) aniqlaymiz:

$$N = 10,5 \cdot 20,29 \cdot 3,4 = 669MH,$$

Topilgan vertikal yukning qiymati tayanch 1-1 kesimidagi bo'ylama zo'riqish $N = 46,02$ MN dan anchagina kattadir.

Demak tayanch beton kesimining mustahkamligi ta'minlanadi.

7.2. Temirbeton tayanchlar kesimlarini hisoblash

Agar temirbeton elementning egiluvchanlik xarakteristikasining qiymati $\frac{l_0}{i} \leq 35$ bo'lganda armaturalash koeffitsienti 0,1 dan kichik

bo'lmasa yoki $\frac{l_0}{i}$ ning qiymati 35 dan katta bo'lganda 0,2 dan kichik kichik bo'lmasa tayanchlar temirbeton kabi hisoblanadi.

Hisobiy ekscentrisitetining qiymati $e_s \leq r$ bo'lgan, markazdan tashqari siqilgan temirbeton elementlar turg'unlikka va mustahkamlikka tekshiriladi, agar $e_s > r$ bo'lsa faqatgina mustahkamlikka tekshiriladi. Har ikki holat uchun hisoblarning ketma-ketligi 7.4 va 7.5 – rasmlarda keltirilgan.

Markazdan tashqari siqilgan temirbeton elementlar shakl turg'unligiga (agar armatura beton bilan tishlashgan bo'lsa) quyidagi formula bo'yicha tekshiriladi:

$$N \leq \varphi(R_b b_b + R_{sc} A'_s), \quad (7.28)$$

bu yerda A'_s — oldindan zo'riqtirilmagan siqilgan barcha armaturaning kesim yuzasi (7.6-rasmga qarang);

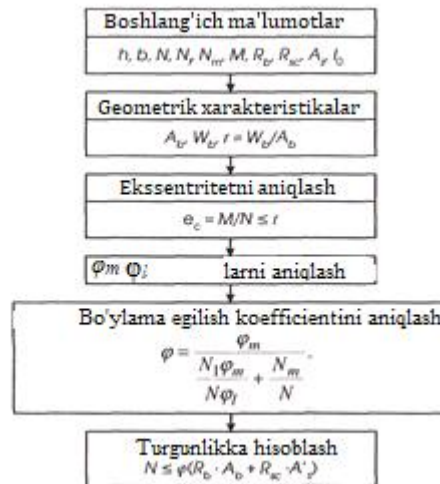
R_{sc} — oldindan zo'riqtirilmagan armaturaning siqilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi; bizning holatda R_{sc} armaturaning cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi R_s ga teng ;

A_b — element kesimining to'la yuzasi; agar $A'_s > 3\%$ bo'lsa (7.28) formulada A_b ni $A_b - A'_s$ ga almashtiramiz;

φ — bo'ylama egilish koeffitsienti, quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$\varphi = \frac{\varphi_m}{\frac{N_1 \varphi_m}{N \varphi_l} + \frac{N_m}{N}}.$$

Temirbeton elementlar uchun φ_m va φ_l ning qiymatlari 7.4-jadvaldan qabul qilinadi.



7.4 – rasm. $e_s \leq r$ bo'lganda tayanch tanasini markazdan tashqari siqilgan element kabi hisoblash ketma-ketligi

Eslatma: Agar $e_s \leq r$ bo'lsa mustahkamlik bo'yicha hisoblash talab etilmaydi.

Armatura beton bilan tishlashgan bo'lganda (agar $e_s \leq r$ bo'lsa) markazdan tashqari siqilgan temirbeton tayanchlarni mustahkamlikka tekshirish quyidagi formula orqali amalga oshiriladi:

$$N \leq \varphi(R_b b_b + R_{sc} A'_s). \quad (7.29)$$

(7. 28) da bo'lgani kabi , $A'_s > 3\%$ bo'lsa A_b ni $A_b - A'_s$ ga almashtiramiz.

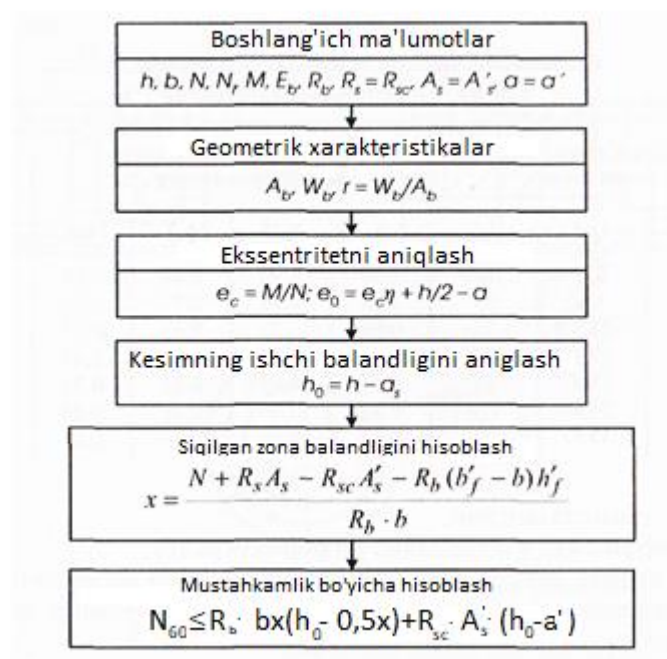
Agar $e_s > r$ bo'lsa, yaxlit kesimli temirbeton tayanchning mustahkamligi quyidagi shart bajarilgandagina ta'minlanadi:

$$Ne_0 \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (7.30)$$

Bu yerda $a' = a$ — armaturaning og'irlik markazidan (7.6-rasmga qarang) kesimning cho'zilgan (siqilgan) qirrasigacha bo'lgan masofa;

h_0 — kesimning ishchi balandligi (7.6 b – rasmga qarang);

b — kesimning kengligi;



7.5 – rasm. $e_s > r$ bo‘lganda tayanch tanasini markazdan tashqari siqilgan element kabi hisoblash ketma-ketligi

Eslatma: $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$ (ShNK2.05.03–12gaqarang)

Armaturalash simmetrik bo‘lganda siqilgan zonaning balandligi x quyidagi ifoda bo‘yicha aniqlanadi:

$$x = \frac{N}{R_b b}, \quad (7.31)$$

e_0 — vertikal kuchning ekssentrisiteti, quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$e_0 = e_c \eta + \frac{h}{2} - a, \quad (7.32)$$

bu yerda h — kesimning balandligi; η koeffitsienti (7.10) formula bo‘yicha aniqlanadi.

Temirbeton elementlar uchun bo'ylama egilish koeffitsientlari

Elementlar egiluvchanligining xarakteristikalarini			Nisbiy eksentrisitetlar e_c / r ning qiymatlariga ko'ra φ_m ning qiymatlari				φ_1
l_0 / h	l_0 / d	l_0 / i	0	0,25	0,5	1,0	
4	3,5	14	1,00	0,90	0,81	0,69	1,00
10	3,6	35	1,00	0,86	0,77	0,65	0,84
16	13,8	55	0,86	0,75	0,66	0,55	0,65
22	19,1	75	0,72	0,60	0,52	0,43	0,41
28	23,4	97	0,58	0,49	0,43	0,34	0,20
34	37,5	120	0,43	0,36	0,31	0,25	0,1
43	3,5	150	0,33	0,28	0,24	0,21	0,06

Ko'ndalang kesimlari tavrli, ikki tavrli va qutisimon bo'lgan, markazdan tashqari siqilgan temirbeton tayanchlarni (7.6a – rasm) mustahkamlikka hisoblashda mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:

$$Ne_0 \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (7.33)$$

bu yerda h'_f — qutisimon kesimda siqilgan gorizontall plitaning qalinligi. Tayanch kesimining siqilgan zonasi balandligi quyidagi formula orqali aniqlanadi:

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b}, \quad (7.34)$$

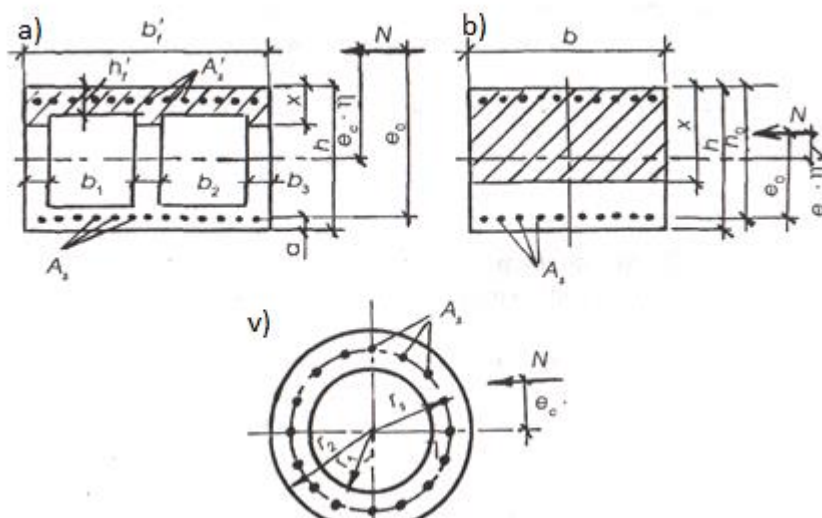
Bu yerda $b = b_1 + b_2 + b_3$ — qutisimon kesim devorlari qalinliklarining yig'indisi;

Agar $x \leq h'_f$, $x < 0$ bo'lsa (7.33), (7.34) formulalarda $b = b'_f$.

Tayanchning kesimi halqasimon bo'lsa va bunda halqaning ichki va tashqi radiuslarining nisbati $r_1 / r_2 > 0,5$ (7.6v - rasmga qarang) bo'lsa, markazdan tashqari siqilgan bunday temirbeton tayanchlarni hisoblashda

beton siqilgan zonasining nisbiy yuzasi quyidagi formula bo'yicha aniqlanishi mumkin:

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + (R_x + \omega R_s) A_{s,tot}}, \quad (7.35)$$



7.6 – rasm. Temirbeton tayanchlar tanasining hisobiy kesimlari: a) — qutisimon; b) — yaxlit; v) — halqasimon

bu yerda $A_{s, tot}$ — barcha bo'ylama armatura ko'ndalang kesimining yuzasi;
 A — halqasimon kesim betonining yuzasi;

$$\omega = 1,5 + 6R_s \cdot 10^{-4}.$$

Agar $0,15 < \xi_{cir} < 0,60$ bo'lsa mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:

$$Ne \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{s,tot} (1 - 1,7 \xi_{cir}) \cdot (0,2 - 1,3 \xi_{cir}), \quad (7.36)$$

bu yerda r_s — armatura sterjenlari og'irlik markazlaridan o'tgan aylananing radiusi;

$$r_m = \frac{r_1 + r_2}{2}. \quad (7.37)$$

Agar $\xi_{cir} \leq 0,15$ va $\xi_{cir} \geq 0,6$ bo'lsa halkasimon kesimning mustahkamligi ShNQ 2.05.03-12 bo'yicha tekshiriladi.

7.3. Tayanchlarni ag'darilishga, tekis va chuqur siljishga qarshi turg'unligini tekshirish

Tayanchlarni ag'darilishga qarshi turg'unligi quyidagi formula orqali hisoblanadi:

$$M_u \leq \frac{m}{\gamma_n} M_z, \quad (7.38)$$

bu yerda M_i — ag'daruvchi kuchlarning tayanchning bo'lishi mumkin bo'lgan burilishi (ag'darilishi) o'qiga nisbatan ag'daruvchi momenti (odatda ushbu o'q kesimning tashqi qirrasidan o'tadi);

M_z — tayanchning bo'lishi mumkin bo'lgan burilishi (ag'darilishi) o'qiga nisbatan tutib turuvchi kuchlarning momenti (tutib turuvchi moment);

m — quyidagicha qabul qilinadigan ish sharoiti koefitsienti:

- alohida tayanchlarga tayangan konstruksiyalarni tekshirishda - 1,0;
- beton konstruksiyali kesimlarni tekshirishda - 0,9;
- qoyali zaminlarda joylashgan poydevorlarni tekshirishda - 0,9;
- qoyali bo'lmagan zaminlarda joylashgan poydevorlarni tekshirishda - 0,8;

u_p — qo'llanilishi bo'yicha ishonchlilik koefitsienti, 1,1 ga teng.

Tutib turuvchi kuchlarni aniqlashda ishonchlilik koefitsienti doimiy yuklar uchun $\gamma_f < 1$ bilan, vaqtinchalik harakatchan yuk uchun yuklanmagan (ya'ni bo'sh) harakatchan tarkib ko'rinishida $\gamma_f = 1$ bilan kirgiziladi.

Ag'daruvchi kuchlarni aniqlashda ushbu koefitsient $\gamma_f > 1$ bilan kirgiziladi.

7.2-misol. Chetki tayanchni ag‘darilishga qarshi turg‘unligini tekshirish

Chetki tayanchning ag‘darilishga bo‘lgan turg‘unligini (7.38) formula bo‘yicha tekshiramiz. Bizning holda M_i va M_z — B nuqtaga nisbatan, tegishlicha, ag‘daruvchi va tutib turuvchi moment (7.10-rasmga qarang). t — qiymati 0,8 ga teng bo‘lgan ish sharoiti koefitsienti.

Ag‘daruvchi moment qiymatini quyidagi formula bo‘yicha hisoblab topamiz:

$$M_u = \sum F_{hi}y_i + F_T h_0 \eta, \quad (7.39)$$

bu yerda F_{hi} — grunt bosimining i sonli gorizonta kuchi; y_i — i sonli kuchning ordinatasi; F_T — tormoz kuchi; h_0 — tayanchning balandligi (B nuqtadan tayanch qismi markazigacha bo‘lgan masofa).

Hisob-kitoblarda 6.2-misoldagi ma’lumotlardan foydalanamiz. Demak, ag‘daruvchi momentning qiymati quyidagicha bo‘ladi:

$$M_u = 196,3 \cdot 9,93 + 1064 \cdot 4,82 + 622,8 \cdot 0,97 + 356,2 \cdot 10,2 \cdot 0,7 = 10224 \text{ } \kappa H M.$$

Tutib turuvchi momentni quyidagi ifoda bo‘yicha aniqlaymiz:

$$M_z = \sum P_i x_i, \quad (7.40)$$

bu yerda $\sum R_i$ — tayanchga ta’sir etayotgan vertikal zo‘riqlarining yig‘indisi;

x_i — i sonli zo‘riqlarining absissasi. 6.2-misoldagi ma’lumotlarni (7.40) formulaga qo‘yib tutib turuvchi momentning qiymatini topamiz:

$$\begin{aligned} M_z = & P_1 \cdot (7 - 1,2) \cdot (0,9/1,1) + P_2 \cdot (7 - 2) \cdot (0,9/1,1) + P_3 \cdot (7 - 2,7) \cdot (0,9/1,1) + P_4 \cdot 3,5 \cdot (0,9/1,1) + \\ & + P_{v1} \cdot 7,2 \cdot (0,9/1,1) + P_n \cdot 4 \cdot (0,9/1,1) + P_{v2} \cdot 4 \cdot (1/1,25) = 716 \cdot 5,8 \cdot (0,9/1,1) + 552 \cdot 5 \cdot (0,9/1,1) + \\ & + 2545 \cdot 4,3 \cdot (0,9/1,1) + 1417 \cdot 3,5 \cdot (0,9/1,1) + 1356 \cdot 6 \cdot (1/1,3) \cdot 0,8 + 864 \cdot (0,9/1,1) \cdot 3,8 + \\ & + 1902,9 \cdot (1/1,25) \cdot 3,8 \cdot 0,8 = 31227,2 \kappa H M \end{aligned}$$

Hisoblash natijalarini (7.38) formulaga kirgizamiz va ko‘ramizki, chetki tayanchning ag‘darilishga qarshi turg‘unligi ta’minlanmoqda, ya’ni tutib

turuvchi momentning qiymati tayanchni ag‘daradigan moment qiymatidan ancha kattadir.

$$10224 \leq (0,8/1,1) \cdot 31227,2 \approx 22737 \text{ kNm}.$$

Tayanchni tekis siljishga qarshi turg‘unligi quyidagi formula orqali tekshiriladi:

$$Q_r \leq \frac{m}{\gamma_n} Q_z, \quad (7.41)$$

bu yerda Q_r – siljituvchi kuch; bo‘lishi mumkin bo‘lgan siljish yo‘nalishi bo‘yicha siljituvchi kuchlar proeksiyalarining yig‘indisiga teng;

t — ish sharoiti koefitsienti;

γ_n — qo‘llanilishi bo‘yicha ishonchlilik koefitsienti, 1,1 ga teng;

Q_z — tutib turuvchi gorizontal kuch; quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$Q_z = \sum N \psi, \quad (7.42)$$

bu yerda $\sum N$ — tayanchga tushayotgan vertikal yuklar;

ψ — tayanch beton terimining grunt yuzasiga ishqalanish koefitsienti.

Ushbu koefitsientning qiymatlari 7.5-jadval bo‘yicha aniqlanadi.

Siljituvchi kuchlar hisoblarda yuk bo‘yicha ishonchlilik koefitsientlarining $\gamma_f > 1$ qiymatlari bilan, tutib turuvchi kuchlar esa $\gamma_f \leq 1$ qiymatlari bilan qabul qilinadi.

7.5-jadval

Betonning gruntga ishqalanish koefitsientlari

Ishqalanish yuzasining materiali	ishqalanish koefitsienti ψ
Yuzasi sirpandiruvchi moddalar bilan qoplanmagan qoyatoshli gruntlar	0,60
Yuzasi sirpandiruvchi moddalar bilan qoplangan qoyatoshli gruntlar	0,25

Loyli va qumli gruntlar (suglinki i supesi)	0,30
Qumlar	0,40
Shag'al-toshqotishmali gruntlar, beton terimi	0,50

7.3-misol. Chetki tayanchni tekis siljishga qarshi turg'unligini tekshirish

Tayanchning sirpanishga qarshi turg'unligini (7.41) formulasi bo'yicha tekshiramiz. Bizning holda ish sharoiti koeffitsienti 0,8 ga teng. Qo'llanilishi bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti γ_p ning qiymati 1,1 ga teng qabul qilinadi.

Siljituvchi kuch Q_r (5.75) formula bo'yicha 6.2 – misolda aniqlangan va uning qiymati $G = 2239$ kN ga teng.

Tutib turuvchi kuch Q_z ning qiymatini (7.42) formula bo'yicha aniqlaymiz. Bunda tayanch poydevori grunt zamini ustida sirpanganda uning qumli gruntlar uchun ishqalanish koeffitsienti 0,4 ga teng (7.5-jadvalga qarang). Chetki tayanch poydevori osti sathi bo'yicha ta'sir etayotgan vertikal kuchlar yig'indisi ΣN ni (5.74) formulasi bo'yicha aniqlaymiz. Bu kuchlar yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti $\gamma_f \leq 1$ bilan qabul qilinadi. 6.2 – misol ma'lumotlari bo'yicha kuchlar yig'indisining qiymati quyidagini tashkil etadi:

$$\Sigma N = 5230 \cdot (0,9/1,1) + 864 \cdot (0,9/1,1) + 0,8 \cdot 1902,9 \cdot (1/1,25) + 0,8 \cdot 1356,9 \cdot (1/1,3) = 6961,5 \text{ kH}.$$

bu yerdan

$$Q_z = 0,4 \cdot 6961,5 = 2784,6 \text{ kH}.$$

Shunday qilib,

$$Q_r = 2239 \leq Q_z = \frac{0,8}{1,1} \cdot 2784,6 = 1949 \text{ kH},$$

Demak, tayanchning siljishga qarshi turg'unligi sharti bajarilmadi, chunki siljituvchi kuch Q_r ning qiymati (2239 kN) tutib turuvchi kuch Q_z ning qiymati (1949 kN) dan kattadir.

Ushbu shart bajarilishi uchun poydevorning o'lchamlarini orttirish yoki tayanchning qoziqli konstruksiyasini qo'llash talab etiladi.

Tayanchni chuqur siljishga qarshi turg'unligi (grunt bilan birga eng noqulay siljish yuzasi bo'yicha) tekshirish (7.38) formula orqali hisoblanadi. Bunda taxminiy uslubdan foydalaniladi. Ushbu uslubda taxmin qilinadiki, tayanch konstruksiyasining grunt bilan birgalikdagi siljishi quyidagi joylardan o'tgan silindrik yuzalar bo'yicha ro'y beradi:

- sayoz joylashgan poydevor ostining orqa qirrasi bo'yicha (7.7a – rasmga qarang);
- yoki poydevor ostiga to'shalgan gruntning eng kuchsiz qatlami bo'yicha qoziqlar bilan kesishgan eri bo'yicha (7.7b-rasmga qarang);
- shuningdek qoziqli poydevor ostidan o'tgan chiziq bo'yicha. Agar qoziqlar sirpanish yuzasini kesib o'tsa, ularning siljishga bo'lgan qarshiligi zahiraga qabul qilinmaydi.

Radiusi R , markazi O nuqtada bo'lgan ixtiyoriy silindrik yuzani qabul qilib olamiz va kesib olingan hajmni 7-10 ta uchastkalarga bo'lamiz. Undan keyin har bir uchastkaning og'irligi Q ni hisoblaymiz (tayanch elementlarini, ko'prik ustidagi va uning yaqinlashuvidagi vaqtinchalik yukni, oraliq qurilmalarning tayanch qismlari orqali uzatayotgan bosimini) va O nuqtadan har bir i sonli uchastkaning og'irlik markazigacha bo'lgan masofani aniqlaymiz.

b_i uchastkasining kengligi (7.7 v-rasmga qarang) quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$b_i = b_{zp} + 2h_{hi}tg\varphi_i, \quad (7.43)$$

bu yerda b_{zp} — er ko‘tarmasining usti bo‘yicha kengligi (bir izli temiryo‘l ko‘prigi uchun 5,8 metrga teng);

h_{hi} — i - sonli uchastkaning o‘rtacha balandligi;

φ_i — gruntning ichki ishqalanish burchagi (h_{hi} balandligi bo‘yicha o‘rtachasi).

O nuqtaga nisbatan tutib turuvchi momentning qiymati quyidagi ifoda bo‘yicha hisoblanadi:

$$M_z = R(\sum S_{fi} + \sum S_{ci}), \quad (7.44)$$

bu yerda surilish yuzasi bo‘yicha ishqalanish kuchi S_{fi} ni quyidagi formula bo‘yicha aniqlash mumkin:

$$S_{fi} = Q_i \sin \alpha_i tg \varphi_i. \quad (7.45)$$

bu yerda

$$\sin \alpha_i = \frac{r_i}{R}, \quad (7.46)$$

S_{ci} — tishlashish kuchi; quyidagi ifoda bo‘yicha aniqlanadi:

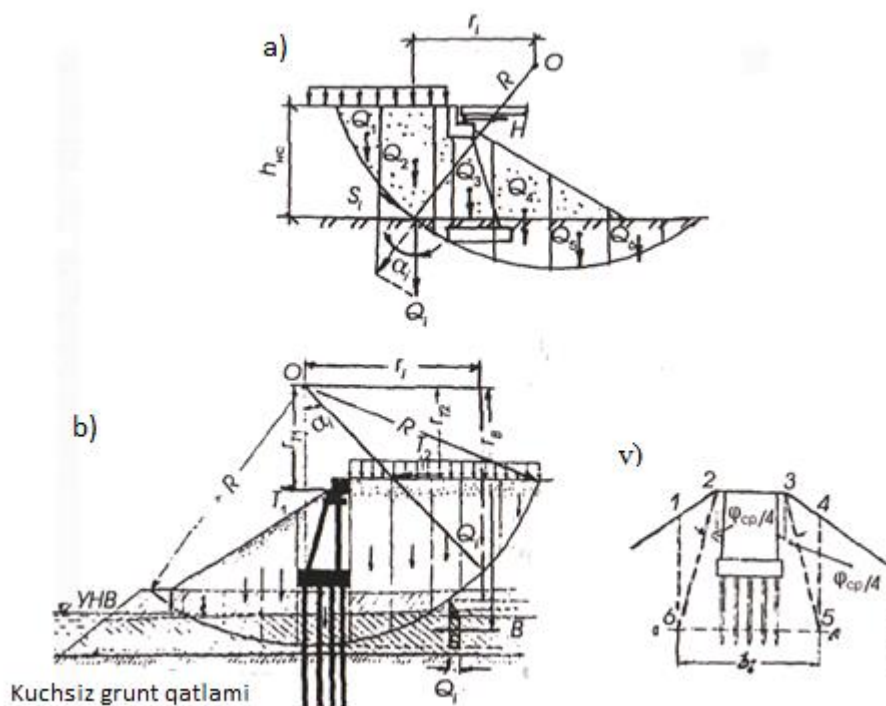
$$S_{ci} = b_i \frac{\pi R}{180} (\alpha_i - \alpha_{i-1}) c_i, \quad (7.47)$$

bu yerda s_i — i - sonli uchastkadagi siljish yuzasida gruntning tishlashishi.

O nuqtaga nisbatan suruvchi momentning qiymati quyidagi ifoda bo‘yicha hisoblanadi:

$$M_u = \sum Q_i r_i + \sum H_i h_{hi}, \quad (7.48)$$

bu yerda $\sum Q_i r_i$ — chetki tayanch orqasidagi grunt og‘irligidan, tayanch og‘irligidan, vaqtinchalik yuklardan va tayanch bosimlaridan yuzaga keladigan vertikal yuklarning O nuqtaga nisbatan momentlarining yig‘indisi;



7.7- rasm. Tayanchni chuqur siljishga qarshi turg'unligini hisoblash uchun sxemalar: a) — sayoz joylashgan poydevorli tayanchlar uchun; b) — qoziqli poydevorda joylashgan tayanchlar uchun; v) — qoziqli poydevorda joylashgan tayanchlar uchun, ko'ndalang qirg'imi

$\sum H_i h_{ni}$ - tormozlanishdan, tayanch qismlardagi ishqalanishdan va boshq. yuzaga keladigan gorizonta kuchlar momentlarining yig'indisi. Topilgan qiymatlar (7.38) formulaga qo'yiladi. Bunda qoyali bo'lmagan gruntlar uchun ish sharoiti koefitsienti m ning qiymati 0,8 ga tengligi, qo'llanilish bo'yicha ishonchlilik koefitsienti γ_p ning qiymati esa 1,1 ga tengligi inobatga olinadi.

Ko'tarma konusining ostida suv bosimi bo'lganda suruvchi momentning qiymati surilayotgan grunt massiviga ta'sir etadigan suvning gidrostatik bosimini inobatga olib aniqlanadi. Ushbu gidrostatik bosim suv gorizontining grunt massivining orqasida va oldida turli sathlarda bo'lishidan kelib chiqadi, shuning uchun bu yerda $\sum Br_v$ kattaliklar qo'shiladi (7.7 b - rasmga qarang).

8 – bob. Ko‘prik tayanchlarining poydevorlarini hisoblash

Umumiy qoidalar. Ko‘prik tayanchlarining poydevorlari ShNQ 2.05.03 da va [64, 66] larda keltirilgan ko‘rsatmalar bo‘yicha loyihalanadi.

Tayanch zamini va poydevorlarining hisoblarini chegaraviy holatlarning quyidagi ikki guruhi bo‘yicha amalga oshirish zarurdir:

I - guruh

- zaminlarning yuk ko‘tarish qobiliyati bo‘yicha;
- poydevorlarning ag‘darilishga va siljishga qarshi turg‘unligi bo‘yicha;
- shuningdek gruntlarning sovuqdan ko‘pchish kuchlariga qarshi turg‘unligi bo‘yicha;;
- poydevor konstruksiyalarining mustahkamligi bo‘yicha;

II - guruh

- zaminlar va poydevorlarning deformatsiyalari, ya’ni cho‘kishlar, og‘ishlar, gorizontal surilishlar bo‘yicha;
- temirbeton poydevorlar konstruksiyalarining darzbardoshligi bo‘yicha.

Zamonaviy ko‘prik tayanchlarining konstruksiyalari yetarli darajada turli-tumandir. Poydevor turini tanlash murakkab muhandislik masalalaridan biridir. Ushbu tanlov ko‘p jixatdan gruntning turi, suvning chuqurligi va grunt ko‘taruvchan qatlamining joylashish chuqurligiga bog‘liq bo‘ladi. Hozirgi paytda ko‘p qo‘llaniladigan poydevorlarning turlari quyidagilardir:

- to'siqlar himoyasi ostida (masalan shpuntli to'siqlar) ochiq kotlovanlarda quriladigan tabiiy zamindagi sayoz joylashgan poydevorlar;

- qoziqli rostverklar turidagi, plitalari gruntga etarli darajada kiritilgan va ular chiziqli siljishlarga qarshilik qiladigan (ya'ni bu erda qoziqlarning egilishi ro'y bermaydi) poydevorlar;

- ustunsimon turidagi chuqur joylashgan (masalan qoziq-obolochkalarda yoki burg'ilab keyin beton bilan to'ldiriladigan qoziqlarda) poydevorlar; qoziqlar gruntga vertikal kirgiziladi va ular yuklarning ta'sir etayotgan tekisligiga perpendikulyar holatda bir qator joylashadi;

- yuqori joylashgan rostverkli qoziqlar ustidagi poydevorlar;
- vertikal yoki qiya tushirilgan, yuklar ta'siri tekisligida ikki yoki undan ko'p qator joylashgan qoziqlar, qoziqlar-ustunlar, qoziqlar-obolochkalar ustida joylashgan poydevorlar. Qoziqlarning ustki uchlari rostverka qistirilgan, ostki uchlari esa gruntning ma'lum bir chuqurligiga kirib turadi. Qoziqlar siqilish bilan egilishga ishlaydi.

-

8.1. Sayoz joylashgan poydevorning hisobi

Hisobning maqsadi, birinchi navbatda, poydevor osti sathidagi zo'riqishlar M , G , N larni aniqlashdir. Undan keyin esa quyidagilar tekshiriladi:

- tayanchning ag'darilishga qarshi turg'unligi va grunt bo'yicha siljishi;
- poydevor osti sathida kuchlarning teng ta'sir etuvchisi holati;
- gruntli zaminning ko'tarish qobiliyatini aniqlash.

Poydevor osti sathida teng ta'sir etuvchining holatini tekshirish
yuklar nisbiy teng ta'sir etuvchisining bo'lishi mumkin bo'lgan chegaraviy va hisobiy qiymatlarini taqqoslashdan iboratdir.

Teng ta'sir etuvchining eksentrisiteti quyidagi ifodadan aniqlanadi:

$$e_c = \frac{M}{N},$$

bu erda M — kuchlarning poydevor osti bosh markaziy o'qiga nisbatan momenti; N — vertikal kuchlarning teng ta'sir etuvchisi.

Poydevor osti kesimining yadrosi radiusi quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$r = \frac{W}{A_f}, \quad (8.1)$$

bu yerda W — poydevor ostining eng oz kuchlangan qirrasi uchun qarshilik momenti; A_f - poydevor ostining yuzasi.

Grunt zaminiga ta'sir etayotgan yuklar teng ta'sir etuvchisining nisbiy eksentrisiteti ShNQ 2.05.03-12 bo'yicha 8.1-jadvalda keltirilgan qiymatlar bilan chegaralanadi.

8.1-jadval

Poydevor osti sathidagi kuchlar teng ta'sir etuvchisi nisbiy eksentrisitetining chegaraviy qiymatlari

Ko'priklar		Oraliq tayanchlar		Chetki tayanchlar	
		Faqat doimiy yuklar ta'sir etganda	Barcha yuklar ta'sir etgandagi holat uchun	Faqat doimiy yuklar ta'sir etganda	Barcha yuklar ta'sir etgandagi holat uchun
Temiryo'l ko'priklari		0,1	1,0	0,5	0,6
Avtoyo'l ko'priklari	Katta va o'rtacha ko'priklar	0,1	1,0	0,8	1,0
	Kichik	0,1	1,0	0,8	1,2

	ko'priklar				
--	------------	--	--	--	--

Zaminning ko'tarish qobiliyati bo'yicha hisoblar poydevordan poydevor osti gruntiga tushayotgan o'rtacha va maksimal bosimlarni gruntning markaziy siqilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi bilan o'zaro taqqoslash orqali quyidagi shartlar bo'yicha amalga oshiriladi:

$$p \leq \frac{R}{\gamma_n}; \quad (8.2)$$

$$p_{\max} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R, \kappa \Pi a (mc / m^2). \quad (8.3)$$

(8.2), (8.3) larda:

γ_n – qo'llanilishi bo'yicha inshootning ishonchlilik ko'effitsienti $\gamma_n = 1.4$);

γ_s – ish sharoiti ko'effitsienti (chetki tayanchlar doimiy yuklarga hisoblanganda qoyali bo'lmagan gruntlar uchun 1,0 ga teng, boshqa holatlar uchun $\gamma_s = 1,2$ ga teng).

Poydevor ostidagi o'rtacha bosim quyidagi ifoda bo'yicha aniqlanadi:

$$p = \frac{N}{A_f}, \quad (8.4)$$

Maksimal bosim esa, agar $\frac{e_c}{r} \leq 1$ bo'lsa, quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$p_{\max} = \frac{N}{A_f} + \frac{M}{W_{\min}}, \quad (8.5)$$

bu yerda $W_{\min}$ — poydevor osti sathida minimal qarshilik momenti.

Agar $\frac{e_c}{r} > 1$ bo'lsa planda to'rtburchak shaklga ega bo'lgan poydevorlar uchun r_{tax} quyidagi ifoda bo'yicha aniqlanadi:

$$P_{\max} = \frac{2N}{b_x}, \quad (8.6)$$

bu yerda a — poydevor ostining kengligi;

x — zamin siqilgan qismining kuch momenti ta'sir etayotgan yo'nalishi bo'yicha uzunligi:

$$x = 3\left(\frac{h}{2} - e_c\right), m,$$

bu yerda h — kuch momenti ta'sir etayotgan yo'nalishi bo'yicha poydevor ostining uzunligi.

Poydevor ostidagi qoyali bo'lmagan grunt dan tashkil topgan zaminning markaziy siqilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi R ning qiymati quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$R = 1,7[R_0[1 + k_1(b - 2)] + k_2\gamma_{gr}(d - 3)]k_{IIa}(mc / m^2). \quad (8.7)$$

bu yerda R_0 — gruntning shartli qarshiligi, kPa (ts/m²), ShNQ 2.05.03-12 bo'yicha aniqlanadi; masalan, o'rtacha yiriklikka ega bo'lgan zich nam qumlar uchun $R_0 = 245(25) \times 1,6 = 392$ kPa (40 ts/m²); b — poydevor osti kichik tarafining kengligi (agar $b > 6$ bo'lsa, prinimaetsya, chto $b = 6$ metrga teng qabul qilinadi;

d — poydevorning joylashish chuqurligi, metrlarda;

γ_{gr} — gruntning solishtirma og'irligi 19,62 kN/m³ (2 ts/m³) ga teng;

k_1 , k_2 — ShNQ 2.05.03-12 bo'yicha aniqlanadigan koeffitsientlar (o'rtacha yiriklikka ega bo'lgan qumlar uchun $k_1 = 0,1 \text{ m}^{-1}$, $k_2 = 3,0 \text{ m}^{-1}$)

8.2. Past joylashgan qoziqli rostverkning hisobi

Agar qoziqli rostverkning plitasi gruntga h_p chuqurlikka kirib gorizontal yuklarni gruntning passiv qarshiligi tufayli o'ziga qabul qilsa ushbu rostverk past joylashgan rostverk kabi hisoblanishi (ya'ni faqatgina qoziqlardagi siqilish-cho'zilish zo'riqlashlarini aniqlash) mumkin.

Rostverk plitasining gruntga kirgan h_p chuqurligining qiymati quyidagi formula bo'yicha topiladi:

$$h \geq \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \sqrt{\frac{G}{b\gamma_{zp}}}, \quad (8.8)$$

bu yerda G — poydevorga ta'sir etayotgan gorizontal kuch;

φ — gruntning ichki ishqalanish burchagi;

b — kenglik, G kuchining ta'siri yo'nalishiga perpendikulyar gorizontal bo'yicha rostverkning o'lchami;

γ_{gr} — gruntning solishtirma og'irligi (suvning muvozanatlashtiruvchi ta'siri inobatga olinganda).

Vertikal tushirilgan qoziqlardagi o'qiy zo'riqishlar (qiya qoziqlarda zo'riqishlarning vertikal tashkil etuvchilari) quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$S = \frac{N}{n} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}, \quad (8.9)$$

bu yerda N — rostver osti sathi bo'yicha tayanchga qo'yilgan vertikal kuch;

p — rostverkdagi qoziqlarning soni;

M_x, M_y — x, y o'qlariga nisbatan eguvchi momentlar;

W_x, W_y — qoziqlar maydonining qarshilik momentlar (8.1- rasmga qarang); Ularning qiymatlari eng chetki qatordagi qoziqlar uchun quyidagi formulalar orqali aniqlanadi:

$$W_x = \frac{\sum y_i^2}{y_{\max}}; \quad (8.10)$$

$$W_y = \frac{\sum x_i^2}{x_{\max}}, \quad (8.11)$$

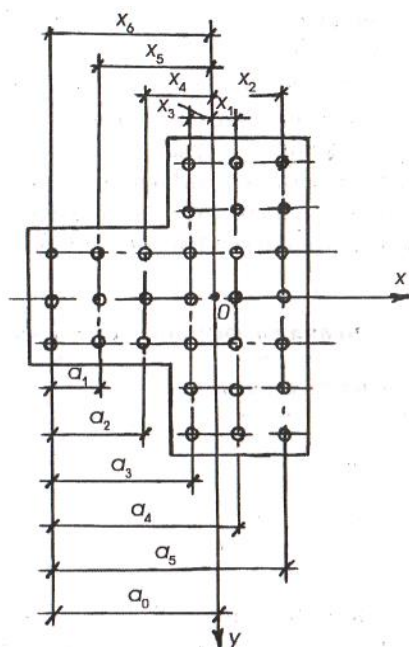
bu yerda x_i, y_i — i - sonli qoziqning rostverk qoziqlar maydoni og'irlik markazidan o'tgan o'qlariga nisbatan koordinatalari;

x_{max}, y_{max} - 8.1-rasmga qarang.

Agar eguvchi moment qoziqning siqilishini keltirib chiqarsa, unda (8.9) formulaga ushbu moment «+» ishorasi bilan, aksi taqdirda esa «-» ishorasi bilan kiritiladi.

Planda simmetrik bo'lmagan rostverklarda (8.1-rasmga qarang) uning plandagi og'irlik markazi holati quyidagi formula bo'yicha aniqlanishi mumkin:

$$a_0 = \frac{\sum a_i}{n} = \frac{3a_1 + 3a_2 + 3a_3 + 3a_4 + 3a_5}{30}. \quad (8.12)$$



8.1-rasm. Past joylashgan qoziqli rostverkning plani. Rasmda $x_6 = x_{tax}$

Qoziqlardagi o'qiy zo'riqishlar aniqlab bo'lingandan so'ng ularning ko'tarish qobiliyatini grunt bo'yicha aniqlash kerak bo'ladi [66]:

$$Q_{c6} + S_{max} \leq \frac{\Phi}{\gamma_n}, \quad (8.13)$$

bu yerda Q_{sv} — qoziqning og'irligi;

S_{max} — qoziqlardagi maksimal o'qiy zo'riqish;

γ_n — ishonchlilik koeffitsienti, 1,4 ga teng;

F — qoziqning ko‘tarish qobiliyati, kN (ts).

«Osilib turgan» (ya’ni ularning ostki uchlari qattiq gruntga etib bormagan) qoziqlarning ko‘tarish qobiliyatini quyidagi formula bo‘yicha aniqlasa bo‘ladi:

$$\Phi = (RAm_R + u \sum m_f f_i l_i), \quad (8.14)$$

bu yerda R — qoziq ostki uchi ostidagi gruntning hisobiy qarshiligi, kPa (ts/m²); [66] bo‘yicha aniqlanadi, masalan, agar qoziq o‘rta yiriklikdagi qumlarga 10 metr chuqurlikka kirgizilgan bo‘lsa $R = 4000$ kPa (400 ts/m²);

A — qoziqning tayangan eridagi ko‘ndalang kesimining yuzasi;

i — qoziq ko‘ndalang kesimining perimetri;

l_i — i – sonli qoziqning tushirilish chuqurligi;

m_g , m_f — gruntning ish sharoiti koeffitsienti, tegishlixa, qoziqning ostki uchi va uning yon yuzasi bo‘yicha; qoziqlarni tushirish usullarini inobatga oladi; Ushbu koeffitsientlar 7.2-jadval bo‘yicha qabul qilinadi.

f_i — qoziqning yon yuzasi bo‘yicha i – sonli grunt qatlamining hisobiy qarshiligi; grunt qatlami joylashishining o‘rtacha chuqurligiga bog‘liq holda 8.3-jadvaldan qabul qilinadi.

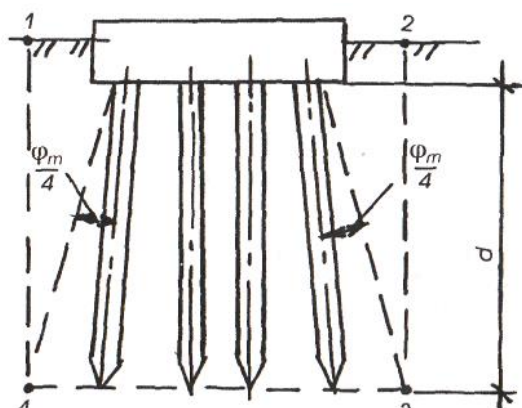
8.2-jadval

m_g , m_f koeffitsientlarining qiymatlari

Qoziqlarni tushirish usullari	m_g	m_f
Molotlar bilan qoqish	1	1
Qumlarga vibratorlar bilan tushirish	1	1
Qoziqlarni ularning ostini yuvish bilan birgalikda tushirish	1	0,9
Qoziqni diametri uning kvadrat tomonlaridan 5 sm ga kichik bo‘lgan boshlang‘ich skvajinaga qoqish	1	0,6

Qoziqlar va qoziq-obolochkalarning yon yuzasi bo'yicha hisobiy qarshiliklari f , ts/m²

Grunt qatlami joylashishining oʻrtacha chuqurligi	Qumli gruntlarda							
	Yirik va oʻrtacha yiriklikdagi qumlar uchun	Mayda qumlar uchun	Changsimon qumlar uchun					
			Konsistensiya koʻrsatkichlari quyidagicha boʻlganda loyli gruntlar uchun					
			0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0
			0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0
4	5,3	3,8	2,7	1,6	0,8	0,5		
8	6,2	4,4	3,3	1,9	0,8	0,6		
15	7,2	5,1	3,8	2,0	0,8	0,6		
25	8,6	6,1	4,4	2,0	0,8	0,6		



8.2-rasm. Shartli ravishda massiv kabi qabul qilingan qoziqli poydevor

Ostki uchi bilan siqilmaydigan gruntlarga (ya'ni qoyali, yirik toshli yoki qattiq konsistensiyali glinali gruntlarga) tayangan qoziq-ustunlar uchun ularning ko'tarish qobiliyati quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$\Phi = mRA, \quad (8.15)$$

bu yerda $R = 2000 \text{ ts/m}^2$;

$t = 1$ — qoziqning gruntdagi ish sharoiti koeffitsienti.

Eng ko‘p yuklangan qoziqni siqilishga va eng kam yuklangan qoziqni cho‘zilishga hisoblab ularning ko‘tarish qobiliyatini grunt bo‘yicha tekshirishdan tashqari qoziqlarning ostki uchi sathida zaminning ko‘tarish qobiliyatini shartli ravishda massiv kabi qabul qilingan poydevor uchun tekshirish amalga oshiriladi (8.2-rasmga qarang).

Ushbu tekshirish amalga oshirilishining sababi shuki, rostverk qoziqlarining orasidagi gruntning bosimi qoziq ostki uchidan pastda joylashgan gruntga rostverk qurilishigacha bo‘lgan holatga nisbatan oshadi va pastda joylashgan gruntning ko‘tarish qobiliyati uchun ko‘payib ketishi mumkin.

Grunt ichki ishqalanish hisobiy burchagining o‘rtacha qiymati φ_t (8.2-rasmga qarang) quyidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i h_i}{d_c}, \quad (8.16)$$

bu yerda φ_i - qoziq kesib o‘tadigan i – sonli grunt qatlamining ichki ishqalanish hisobiy burchagi;

h_i — i – sonli qatlamning qalinligi;

d_c — qoziqning rostverk ostidan boshlab gruntga tushirilgan chuqurligi.

Massivning qoziqlarning ostki uchi sathida gruntga tushayotgan bosimi quyidagi ifoda bo‘yicha hisoblanadi:

$$p = \frac{N_c}{a_c b_c}, \kappa \Pi a(\kappa H / M^2), \quad (8.17)$$

Taxminiy hisoblar uchun massivning qoziqlarning ostki uchi sathida gruntga tushayotgan maksimal bosimini esa quyidagi formula bo‘yicha topish mumkin:

$$p_{\max} = \frac{N_c}{a_c b_c} + \frac{M_c}{W_c}, \kappa \Pi a(\kappa H / M^2), \quad (8.18)$$

bu yerda N_c — shartli poydevorning zamin gruntiga bo‘lgan bosimining normal (ya’ni perpendikulyar yo‘nalishda ta’sir etayotgan) tashkil etuvchisi; U grunt massivi 1—2—3—4 va ushbu massivda joylashgan rostverk va qoziqlarning og‘irligi inobatga olinib aniqlanadi.

a_s, b_s — shartli poydevorning qoziqlar uchi sathida plandagi o‘lchamlari;

M_s — tashqi yuklardan hosil bo‘ladigan eguvchi moment;

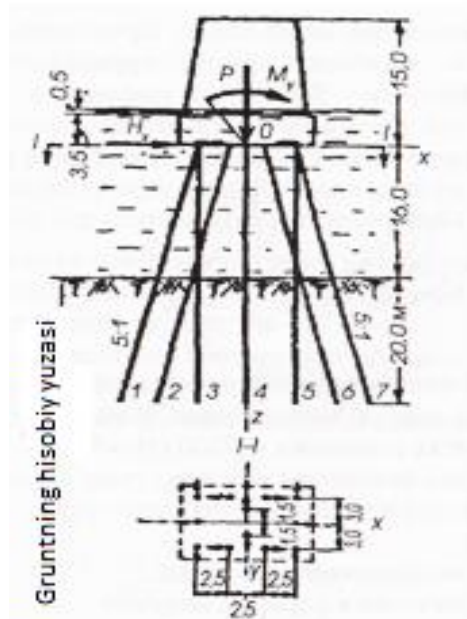
W_c — massiv zaminining qoziqlar uchi sathidagi qarshilik momenti.

Gruntning ko‘tarish qobiliyati (8.2) va (8.3) shartlarni qondirishi kerak.

8.3. Yuqori joylashgan qoziqli rostverkni hisoblash

Qoziqli rostverkni hisoblash uslubi quyidagi qoidalarga asoslanadi:

- Qoziqlar boshlarining rostverk plitasi ko‘chishlariga bo‘lgan qarshiligi ushbu ko‘chishlarga to‘g‘ri proporsionaldir.
- Har bir qoziqning ushbu ko‘chishlarga bo‘lgan reaksiyasi qoziq bikirligi xarakteristikalar p_1, p_2, p_3, p_4 va rostverk plitasi ostining uning qoziq o‘qi bilan kesishgan joyidagi ko‘chishlari bilan aniqlanadi.
- Rostverk plitasi cheksiz bikir deb qabul qilinadi.
- Rostverk plitasining ko‘chishlari qoziqlar ko‘ndalang kesimlarining o‘lchamlariga nisbatan kata emasdir. Bu esa rostverkni hisoblashda kuchlar ta’sirining mustaqillik tamoilidan foydalanishga imkon beradi.



8.3-rasm. Yuqori joylashgan rostverkning hisobiy sxemasi

Qoziqli rostverklarning hisobi ko‘chishlar uslubi orqali amalga oshiriladi. Rostverkka ta’sir etayotgan yuklar rostverk ostidagi O nuqtaga (8.3-rasm) keltiriladi va ular, tegishlicha, x , u , z o‘qlariga parallel N_x , N_u , R kuchlariga va shu o‘qlarga nisbatan M_x , M_u , M_z kuch momentlariga ajratiladi. Noma’lum bo‘lgan ko‘chishlar sifatida x , u , z o‘qlari yo‘nalishi bo‘yicha plitaning O nuqtasining siljishlari a , b , s shu o‘qlarga nisbatan plitaning burilishlari α , β , γ lar qabul qilinadi.

Rostverkning vertikal ta’sir etayotgan kuchlarga bo‘lgan hisobi rostverkni vertikal simmetriya tekisligiga proeksiyasidan kelib chiqadigan sxema yordami orqali amalga oshiriladi.

8.1-Misol. Yuqori joylashgan rostverkning hisobi

Yuqori joylashgan rostverkli tayanchning sxemasi 8.3-rasmda keltirilgan. Diametri 1,6 metr bo‘lgan qoziq-obolochkalardan birining kesimlaridagi eng kata qiymatli eguvchi momentni va tayanch ustki qismining gorizontall ko‘chishini aniqlash talab etiladi. Bundan tashqari,

qoziq-obolochkani o‘rab turgan gruntning ko‘tarish qobiliyatini ham tekshirish kerak bo‘ladi. Obolochka betoni sinfi - V40, to‘ldirish betonining sinfi - B20.

Qoziq-obolochka ichki ishqalanish burchagi 28° bo‘lgan juda oz plastiklikka ega supeslar orqali tushirilgan va gruntning hisobiy yuzasidan 20 metr chuqurlikda zich mayda zarrali qumga tayangan.

Obolochkalar zamini uchun grunt to‘shamasi (posteli) koeffitsientini quyidagi ifoda orqali aniqlaymiz:

$$C_0 = \frac{5m_0h_1}{d_0}, \quad (8.19)$$

bu yerda t_0 – proporsionallik koeffitsienti; qoziq-obolochka tushirilgan supes uchun 4000 kN/m^4 ga, zaminning zich mayda qumi uchun 7800 kN/m^4 ga teng.

h_1 — qoziq ostki uchining joylashish chuqurligi; bu chuqurlik gruntning hisobiy yuzasidan vertikal bo‘yicha qoziq-obolochkaning ostki uchigacha bo‘lgan masofa;

d_0 — obolochkaning tashqi diametri.

Qiymatlarni (8.19) formulaga qo‘yib quyidagi qiymatni topamiz:

$$C_0 = \frac{5 \cdot 7800 \cdot 20}{1,6} = 488000 \text{ kH} / \text{M}^2.$$

Bundan keyin beton bilan to‘ldirilgan obolochka ko‘ndalang kesimining siqilishga va egilishga bo‘lgan bikirligini topamiz:

$$EF = E_p \cdot \pi / 4 \cdot (d_0^2 - d_1^2) + E_p' \cdot (\pi / 4 \cdot d_1^2), \quad (8.20)$$

$$EI = E_p \cdot \pi / 64 \cdot (d_0^4 - d_1^4) + E_p' \cdot (\pi / 64 \cdot d_1^4). \quad (8.21)$$

bu yerda E_r , E_r' — tegishlicha, obolochkalar va to‘ldirish betonining hisobiy elastiklik moduli;

$$E_r = 2,8 \times 10^7 \text{ kN} / \text{m}^2; \quad E_r' = 2,12 \times 10^7 \text{ kN} / \text{m}^2;$$

d_1 — obolochkaning ichki diametri.

Unda obolochka ko'ndalang kesimining siqilishga va egilishga bo'lgan bixirliklari quyidagi qiymatlarni tashkil etadi:

$$EF = 2,8 \cdot 10^7 \cdot 3,14 / 4 \cdot (1,6^2 - 1,36^2) + 2,12 \cdot 10^7 \cdot (3,14 / 64 \cdot 36^2) = 4,63 \cdot 10^7 \kappa H,$$

$$EI = 2,8 \cdot 10^7 \cdot 3,14 / 64 \cdot (1,6^4 - 1,36^4) + 2,12 \cdot 10^7 \cdot (3,14 / 64 \cdot 36^4) = 0,787 \cdot 10^7 \kappa H M^2.$$

Obolochka siqilishining hisobiy uzunligini quyidagi formula bo'yicha hisoblaymiz:

$$l_N = l_0 + h + \frac{EF}{C_0 F_0},$$

$$l_N = 16 + 20 + \frac{4,63 \cdot 10^7}{488000 \cdot \frac{3,14 \cdot 1,6^2}{4}} = 83,3 M. \quad (8.22)$$

bu yerda l_0 — grunt yuzasidan rostverk ostigacha bo'lgan masofa;

h — qoziq-obolochkaning tushirilish chuqurligi (obolochka ostki uchidan grunt yuzasigacha bo'lgan masofa);

F — qoziq-obolochkaning ko'ndalang kesimi yuzasi;

F_0 — obolochka (ustun) ostining yuzasi.

Qoziq-obolochkaning bixirlik xarakteristikasini aniqlaymiz:

$$\rho = \frac{EF}{l_N},$$

$$\rho = \frac{4,63 \cdot 10^7}{83,3} = 0,556 \cdot 10^6 \kappa H / M. \quad (8.23)$$

Yuklar ta'siri tekisligiga parallel tekisliklarda joylashgan qoziq-obolochkalar har birida ikki obolochka bo'lgan uch qatorni tashkil qiladi. Obolochkalar orasidagi eng kichik sof masofa (rasstoyanie v svetu) quyidagicha aniqlanadi (8.3-rasmga qarang):

$$L = L' - d_0, \quad (8.24)$$

bu yerda L' — grunt yuzasi sathida obolochkalar o'qlari orasidagi masofa.

Qoziqlarning qiyaligi 5:1 bo‘lganda obolochkalar orasidagi eng kichik sof masofa quyidagi qiymatga teng bo‘ladi:

$$L = 2,5 + 2 \cdot 16 / 5 - 1,6 = 7,3 \text{ m.}$$

[16] bo‘yicha, bir qatordagi qoziqlarning soni $p = 2$ ligini inobatga olib $k_1 = 0,6$ ga teng koeffitsientni topamiz va undan keyin qoziqlarning o‘zaro ta’sirini hisobga oladigan k koeffitsientni topamiz:

$$\begin{aligned} k &= k_1 + \frac{1 - k_1}{2(d_0 + 1)} L, \\ k &= 0,6 + \frac{1 - 0,6}{2(1,6 + 1)} 7,3 = 16. \end{aligned} \quad (8.25)$$

Qoziqning kesimi dumaloq ekanligini hisobga olib [16] dan $k = 1$, $k_f = 0,9$ qabul qilamiz.

Undan keyin qoziq-obolochkaning deformatsiya koeffitsientini aniqlaymiz:

$$\begin{aligned} a_c &= \sqrt[5]{\frac{mb_p}{EI}}, \\ a_c &= \sqrt[5]{\frac{4000 \cdot 2,34}{0,787 \cdot 10^7}} = 0,2601 \text{ m}^{-1}, \end{aligned} \quad (8.26)$$

bu yerda b_r — qoziq-obolochkaning hisobiy kengligi, quyidagi formula bo‘yicha hisoblanadi:

$$\begin{aligned} b_p &= kk_\phi(d + 1), \\ b_p &= 0,9(1,6 + 1) = 2,34 \text{ m.} \end{aligned} \quad (8.27)$$

Egilishning hisobiy uzunligini hisoblab topamiz:

$$\begin{aligned} l_m &= l_0 + \frac{2,25}{a_c}, \\ l_m &= 16 + \frac{2,25}{0,2601} = 24,6 \text{ m.} \end{aligned} \quad (8.28)$$

[11] da keltirilgan qoidalar bo‘yicha quyidagi xarakteristikalarni taxminiy usulda aniqlaymiz:

$$\rho_2 = \frac{12EI}{l_m^3}, \quad (8.29)$$

$$\rho_2 = \frac{12 \cdot 0,787 \cdot 10^7}{24,6^3} = 6,35 \cdot 10^3 \kappa H / M;$$

$$\rho_3 = \frac{6EI}{l_m^3}, \quad (8.30)$$

$$\rho_3 = \frac{6 \cdot 0,787 \cdot 10^7}{24,6^2} = 7,83 \cdot 10^4 \kappa H / M;$$

$$\rho_4 = \frac{4EI}{l_m}, \quad (8.31)$$

$$\rho_4 = \frac{4 \cdot 0,787 \cdot 10^7}{24,6} = 1,280 \cdot 10^6 \kappa H / M.$$

ShNQ 2.05.03-12 da keltirilgan aniqroq (lekin ancha murakkabroq) hisobiy uslub bo'yicha hisoblab quyidagilarni topamiz:

$$\rho_2 = 7,657 \cdot 10^3 \kappa H / M; \rho_3 = 8,747 \cdot 10^4 \kappa H / M; \rho_4 = 1,35 \cdot 10^6 \kappa H / M;$$

$$\rho_0 = \rho_1 - \rho_2, \quad (8.32)$$

$$t.e., \rho_0 = 556 \cdot 10^3 - 7,657 \cdot 10^3 = 548,34 \cdot 10^3 \kappa H / M.$$

O nuqtaga keltirilgan tashqi hisobiy yuklar (8.3-rasmga qarang) o'z ichiga vertikal kuch $R = 50000$ kN ni, gorizonta kuch $N_x = 5000$ kN ni va eguvchi moment $M_u = 30000$ kNm ni o'z ichiga oladi.

8.3-rasmda guruhli qoziqlar raqamlangan: har bir guruhga proeksiyalari hisobiy tekislikka tushadigan qoziqlar kiritilgan. Har bir guruhdagi yakka qoziqlar soni k_i quyidagilarga teng bo'ladi:

$$k_1 = k_7 = 1; k_2 = k_3 = k_4 = k_5 = k_6.$$

Guruhli qoziqlar boshlarining koordinatalari x_i lar quyidagilarga teng bo'ladi:

$$x_1 = x_3 = -3,75; x_2 = -1,25M; x_4 = 0; x_5 = x_7 = 3,75M; x_6 = 1,25M.$$

Guruhli qoziqlarning vertikalga nisbatan qiyalik burchaklari quyidagilarga teng:

$$\begin{aligned}\varphi_1 = \varphi_2 = -\arctg \frac{1}{5} = -11^0 19'; \\ \varphi_3 = \varphi_4 = \varphi_5 = 0; \varphi_6 = \varphi_7 = 11^0 19'.\end{aligned}\quad (8.33)$$

Kanonik tenglamalarning koeffitsientlarini hisoblaymiz:

$$\begin{aligned}r_{\alpha\alpha} &= \rho_0 \sum k_i \sin^2 \varphi_i + \rho_2, \\ r_{\alpha\alpha} &= 0,548 \cdot 10^6 \cdot 2(2+1) \cdot \sin^2 11^0 19' + 7,657 \cdot 10^3 \cdot 12 = 2,184 \cdot 10^5 \kappa H / M;\end{aligned}\quad (8.34)$$

$$\begin{aligned}r_{\alpha\beta} &= \rho_0 \sum k_i x_i \sin \varphi_i \cos \varphi_i - \rho_3 \sum k_i \cos \varphi_i, \\ r_{\alpha\beta} &= 0,548 \cdot 10^6 \cdot 2(2 \cdot 1,25 + 1 \cdot 3,75) \sin 11^0 19' \cos 11^0 19' - \\ &- 8,47 \cdot 10^4 (2[\cos 0^\circ + (2+1) \cos 11^0 19'] + 2 \cos 0^\circ) = 2,787 \cdot 10^5 \kappa H;\end{aligned}\quad (8.35)$$

$$\begin{aligned}r_{cc} &= \rho_0 \sum k_i \cos^2 \varphi_i + \rho_2 n, \\ r_{cc} &= 0,548 \cdot 10^6 \cdot (2[\cos 0^\circ + (2+1) \cos 11^0 19'] + 2 \cos 0^\circ) + 7,657 \cdot 10^3 \cdot 12 = \\ &= 6,545 \cdot 10^5 \kappa H / M;\end{aligned}\quad (8.36)$$

$$\begin{aligned}r_{\beta\beta} &= \rho_0 \sum k_i x_i^2 \cos^2 \varphi_i + \rho_2 \sum k_i x_i^2 + 2\rho_3 \sum k_i x_i \sin \varphi_i + \rho_4 n, \\ r_{\beta\beta} &= 0,548 \cdot 10^6 \cdot 2[2 \cdot 3,75 \cos^2 0 + (2 \cdot 1,25^2 + 1 \cdot 3,75^2) \cos^2 11^0 19'] + \\ &+ 7,657 \cdot 10^3 \cdot 2(2 \cdot 3,75^2 + 2 \cdot 1,25^2 + 1 \cdot 3,75^2) + 2 \cdot 8,747 \cdot 10^4 \times \\ &\times 2(2 \cdot 1,25 + 1 \cdot 3,75) \cdot \sin 11^0 19' + 1,345 \cdot 10^6 \cdot 12 = 6,623 \cdot 10^5 \kappa H.\end{aligned}\quad (8.37)$$

(8.34), (8.35), (8.36), (8.37) larda n – rostverkdagi yakka (guruhga kirmagan) qoziqlarning umumiy soni.

Tayanch ustki qismining gorizonttal ko‘chishini aniqlash

Yuklar ta’sirida rostverk plitasining ko‘chishini (metrlarda) quyidagi formula bo‘yicha aniqlaymiz:

$$a = \Delta(r_{\beta\beta} H_x - r_{\alpha\beta} H_y), \quad (8.38)$$

bu yerda

$$\Delta = \frac{1}{r_{\beta\beta} r_{\beta\beta} - r_{\alpha\beta}^2}, \quad (8.39)$$

$$\Delta = \frac{1}{2,184 \cdot 10^5 \cdot 6,623 \cdot 10^7 - (2,787 \cdot 10^5)^2} = 6,954 \cdot 10^{-14} \kappa H^2.$$

$$a = 6,954 \cdot 10^{-14} (6,623 \cdot 10^7 \cdot 5000 - 2,787 \cdot 10^5 \cdot 30000) = 0,0224 \text{ m}.$$

Endi rostverkning burilish burchagini hisoblab topamiz:

$$\beta = \Delta(r_{\beta\beta}M_y - r_{\alpha\beta}H_x), \quad (8.40)$$

$$\beta = 6,954 \cdot 10^{-14} (2,184 \cdot 10^5 - 2,787 \cdot 10^5 \cdot 5000) = 3,586 \cdot 10^{-4} \text{ rad}.$$

Tayanch ustki qismining gorizonta siljishini quyidagi ifoda orqali aniqlaymiz:

$$a' = a + \beta H + \delta, \quad (8.41)$$

bu yerda N — tayanchning balandligi (tayanch ust iva rostverk plitasi osti orasidagi masofa, bizning holda 15 metrni tashkil etadi);

δ — tayanch ustki qismining gorizonta siljishi - tayanch poydevor usti qismining (tayanch tanasining) deformatsiyasidan kelib chiqadi (bizning tayanchimiz massiv bo‘lgani va uning bikirligi yuqori bo‘lgani uchun $\delta = 0$ ga teng).

Shunday qilib, tayanch ustki qismining gorizonta siljishi quyidagi qiymatni tashkil etadi:

$$a' = 2,24 \cdot 10^{-2} + 3,586 \cdot 10^{-4} \cdot 0,9 \cdot 15 = 2,5 \cdot 10^{-2} \text{ m}.$$

Qoziqlardagi zo‘riqishlarni aniqlash

Guruhda bo‘lgan har bir qoziq-obolochkaning boshidagi zo‘riqishlar quyidagi formulalar bo‘yicha aniqlanadi:

$$N_i = \rho_{1i}(a \sin \varphi_i + (c + x_i \beta) \cos \varphi_i), \quad (8.42)$$

$$Q_i = \rho_{2i}(a \cos \varphi_i + (c + x_i \beta) \sin \varphi_i) - \rho_{3i} \beta, \quad (8.43)$$

$$M_i = -\rho_{3i}(a \cos \varphi_i - (c + x_i \beta) \sin \varphi_i) + \rho_{4i} \beta. \quad (8.44)$$

Misol shartlari bo‘yicha birinchi qoziqlar guruhi ichidagi obolochkaning boshidagi zo‘riqishlar quyidagi qiymatlarni tashkil etadi: $N_1 = 985 \text{ kN}$, $G_1 = 146 \text{ kN}$, $M_1 = 1550 \text{ kNm}$.

Ikkinchi qoziqlar guruhiga kiruvchi har bir obolochkaning boshida quyidagi zo‘riqishlar paydo bo‘ladi: $N_2 = 1474 \text{ kN}$, $G_2 = 147,8 \text{ kN}$, $M_2 = 1565 \text{ kNm}$.

Shunga o'xshash 3,4,5,6 va 7 qoziqlar guruhiga kiruvchi har bir obolochkaning boshidagi zo'riqlashlarni aniqlaymiz:

$$N_3 = 3500 \kappa H, G_3 = 140,4 \kappa H, M_3 = 1480 \kappa HM;$$

$$N_4 = 4274 \kappa H, G_3 = 140,4 \kappa H, M_3 = 1480 \kappa HM;$$

$$N_5 = 4995 \kappa H, G_3 = 140,4 \kappa H, M_3 = 1480 \kappa HM;$$

$$N_6 = 6055 \kappa H, G_3 = 125 \kappa H, M_3 = 1303 \kappa HM;$$

$$N_5 = 7344 \kappa H, G_3 = 124 \kappa H, M_3 = 1288 \kappa HM.$$

Bu yerdan ko'rinib turibdiki, qiymati jihatidan eng katta eguvchi moment ikkinchi qoziq boshida topilgan va u 1565 kNm ni tashkil etadi. Grunt yuzasi sathida eguvchi momentning yo'nalishi soat strelkasi bo'yicha musbat bo'lganda, gorizonta! kuchning yo'nalishi esa o'ng tomonga bo'lganda M_o va G_o larning qiymatlari quyidagilarni tashkil etadi:

$$M_o = -1565 + 147,8 \cdot 16 = 800 \kappa HM, G_o = 147,8 \kappa H.$$

Qoziqlarning boshlarida paydo bo'lgan zo'riqlashlarning qiymatlari bo'yicha har bir qoziqning istalgan kesimidagi ichki zo'riqlashlarni aniqlash mumkin bo'ladi. Qoziqning grunt!da joylashgan uchastkasida hosil bo'ladigan, qiymati bo'yicha maksimal bo'lgan eguvchi momentning taxminiy qiymatini quyidagi formula orqali aniqlasa bo'ladi:

$$M_{\max} = M + G(l_o + \frac{k_m}{\alpha_c}), \quad (8.45)$$

bu yerda M i G — qoziq boshidagi eguvchi moment va gorizonta! kuch;

α_s — qoziq ostki uchi joylashgan chuqurlikning keltirish koefitsienti (8.26) formula bo'yicha aniqlangan, $\alpha_s = 0,2602 \text{ m}^{-1}$ (yuqoriga qarang);

k_t — koefitsient; bizning holda qoqilish chuqurligi 20 metrga teng bo'lganda $k_t = 0,75$ ga teng (8.4-jadvalga qarang).

k_m koeffitsientining qiymatlari

α_s , metr ⁻¹	$h_{pr} > 3,5$	$h_{pr} = 3,0$	$h_{pr} = 2,5$			$h_{pr} = 2,0$		
			$\eta = 1,5 \times 10^{-4}$					
			k_m					
0,10	0,75	0,70	0,67	0,70	0,81	0,55	0,65	0,94
0,125	0,75	0,70	0,66	0,68	0,77	0,54	0,61	0,88
0,150	0,75	0,70	0,66	0,66	0,75	0,52	0,57	0,81
0,175	0,75	0,70	0,65	0,66	0,73	0,52	0,56	0,78
>0,20	0,75	0,70	0,65	0,66	0,71	0,52	0,55	0,75

Jadvalda

$$\eta = \frac{C_0 I_0}{hEI}, \quad (8.46)$$

bu yerda I_0 — qoziq osti yuzasining inersiya momenti;

h_{np} — keltirilgan chuqurlik; quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi:

$$h_{np} = \alpha_c h,$$

bu yerda h — qoziqning tushirilish chuqurligi.

Qoziq-obolochkaning uzunligi bo'yicha maksimal qiymatga ega eguvchi moment taxminan quyidagiga teng bo'ladi:

$$M_{\max} = -1565 + 147,8(16 + \frac{0,75}{0,2601}) = 1230 \text{ } \kappa Hm,$$

Bundan ko'ramizki, qoziq-obolochkaning uzunligi bo'yicha maksimal qiymatga ega eguvchi momentning kattaligi qoziqning boshidagi eguvchi momentdan kichik ekan.

Qoziq stvolini o'rab turgan gruntning ko'tarish qobiliyati

Gruntning mustahkamligini tekshirishda tahminiy natijalar [16] da tavsiya qilingan shartlar bo'yicha quyidagi formula hisoblaridan olinadi:

$$\frac{2\xi}{3b_p h_0^2} (5Q_0 h_0 + 6M_0) \leq R_{z=\frac{h_0}{3}}, \quad (8.47)$$

bu yerda Q_0 — grunt yuzasi sathida tashqi yukdan yuzaga keladigan gorizonta ko'ndalang kuch;

$R_{z=\frac{h_0}{3}}$ — $\frac{h_0}{3}$ ga teng chuqurlikda gruntning hisobiy qarshiligi;

h_0 — quyidagi formula orqali aniqlanadigan keltirilgan (o'lchamsiz) chuqurlik:

$$\begin{aligned} h_0 &= \frac{2,5}{\alpha_c}, m, \\ h_0 &= \frac{2,5}{0,2601} = 9,6m; \end{aligned} \quad (8.48)$$

$\xi = 0,7$ — katta uzunlikdagi qoziqlar yonida gorizonta bosimlar qiymatlarining kamayishini inobatga oladigan koeffitsient;

$b_r = 2,34$ m — qoziq-obolochkaning hisobiy kengligi.

(8.47) formulasi (ya'ni mustahkamlik sharti formulasining) chap qismi hisobining natijasi:

$$\sigma = \frac{2 \cdot 0,7}{3 \cdot 2,34 \cdot 9,6^2} (5 \cdot 147,8 \cdot 9,6 + 6 \cdot 800) = 26 \text{ kH} / \text{m}^2.$$

$$z = \frac{h_0}{3} = \frac{9,6}{3} = 3,2 \text{ metr qabul qilib [16] bo'yicha (8.47) formulasining}$$

o'ng qismi qiymatini topamiz:

$$R_{z=\frac{h_0}{3}} = 1 \cdot 1 \cdot \frac{4}{\cos 22^\circ 24'} (10 \cdot 3,2 \cdot \tan 22^\circ 24' + 1,4) = 63 \text{ kH} / \text{m}^2.$$

Ko'rinib turibdiki, gruntning mustahkamlik sharti bajarilmoqda, chunki $26 \text{ kN} / \text{m}^2 < 63 \text{ kN} / \text{m}^2$.

8.4. Rostverksiz tayanchning hisobi

Rostverksiz tayanchlar konstruksiyalarining soddaligi bilan xarakterlanadi, ya'ni ular faqatgina ikkita elementdan — ustun va rigeldan (kallakdan) iborat bo'ladi. Bunday tayanchlarning hisobini misolda ko'rib chiqamiz.

8.2 – misol. Temiryo‘l ko‘prigining rostverksiz tayanchini hisoblash

Ko‘prik tayanchi, ostki qismida, beton bilan to‘ldirilgan ikki qoziq-obolochkalardan iborat ustunlar va ustki qismida temirbeton rigeldan tashkil topadm (8.4-rasm). Obolochkalarning diametri poydevor qismida 3,0 metr, poydevor usti qismida esa 2,4 metr ga teng. Obolochkalarning betoni sinfi - V40.

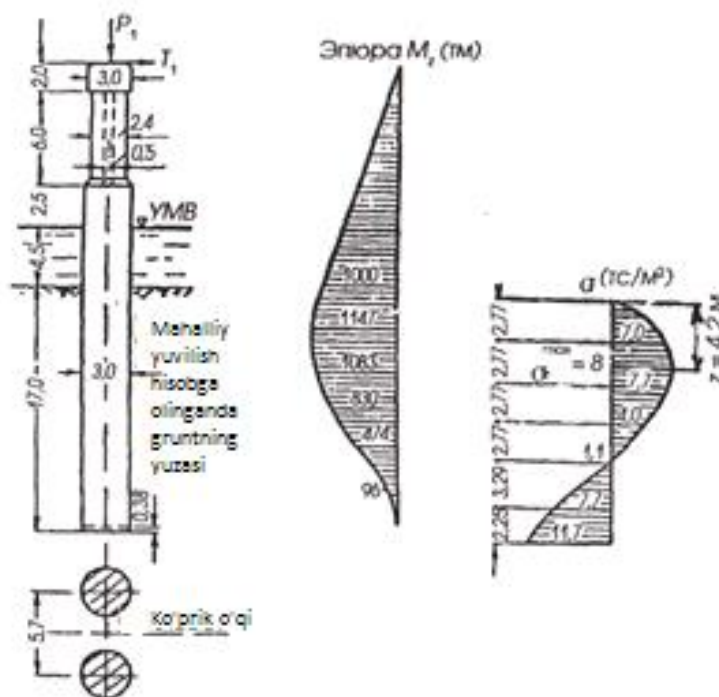
Tayanchga uzunligi 66 metr bo‘lgan to‘sinli oraliq qurilmalar o‘rnatilgan. Hisobiy yuklarning qiymatlari quyidagicha (8.4-rasmga qarang): vertikal yuk $R = 14000$ kN, tormoz kuchi $F_T = 1330$ kN.

Ustunlar ichki ishqalanish burchagi $\varphi = 33^\circ$ ga teng bo‘lgan, o‘rtacha zichlikka ega, mayda zarrali qum qatlamini kesib o‘tib mayda zarrali zich qumga tayanadilar. Hisobiy qarshiliklar: ustunlar zaminidagi gruntning hisobiy qarshiligi $R = 2$ MPa ga teng, grunt yon yuzalariga ishqalanish kuchlari esa $f = 30$ kPa ga tengdir.

Tayanchni ko‘prik tekisligi bo‘yicha (ya’ni ko‘prik fasadi bo‘yicha) ta’sir etayotgan yuklarga hisoblash talab etiladi. Bunda poydevor zamini sathida gruntga tushayotgan eng katta vertikal bosimni va ustunni (ya’ni obolochkani) o‘rab turgan gruntga tushayotgan gorizontaal bosimni aniqlash kerak bo‘ladi. Bundan tashqari ustunning grunt ichida joylashgan uchastkasida hosil bo‘ladigan eguvchi momentning maksimal qiymatini ham aniqlash kerak.

Tayanch poydevorusti qismining hisobiy og‘irligini aniqlaymiz. Ushbu qism diametri 2,4 metr bo‘lgan ustunlardan, kallakdan va ustunlar orasidagi qalinligi 0,5 metr bo‘lgan rasporkadan iborat:

$$Q_{on} = 1,1 \cdot 25 \left(2 \frac{3,14 \cdot 2,4^2}{4} \cdot 6 + 3 \cdot 8,7 \cdot 2 + 0,5 \cdot 33 \cdot 6 \right) = 3200 \text{ kH}.$$

$$N = \frac{14000 + 3200}{2} = 8600 \text{ } \kappa H,$$

$$M_0 = \frac{1330 \cdot 15}{2} = 10000 \kappa H_M,$$

$$G_0 = \frac{1330}{2} = 665 \kappa H M.$$

$$b_n = 0,9(d + 1) = 0,9(3 + 1) = 3,6 \text{ м.}$$

(8.21) formulasi bo'yicha ustunning egilishga bo'lgan bikiriligini aniqlaymiz:

$$EI = 28 \cdot 10^6 \frac{3,14}{64} (3^4 - 2,76^4) + 21,2 \cdot 10^6 \frac{3,14 \cdot 2,76^4}{64} = 92,1 \cdot 10^6 \text{ kH} / \text{m}^2.$$

Chuqurlik oshib borgani sari tayanch poydevori zaminida joylashgan grunt postel koefitsientining kattalashishini xarakterlaydigan proporsionallik koefitsienti t_{os} ning qiymati oʻrtacha zichlikka ega mayda zarrali qumlar uchun 5000 kN/m^4 ga teng (8.5 – jadvalga qarang).

8.5-jadval

t va t_{os} koefitsientlarining qiymatlari

	Gruntlar nomi	t, t_{os}, kN/m⁴
	Oquvchan-plastik tuproqlar, balchiqlar	500 - 2000
	Yumshoq – plastik tuproqlar, changsimon qumlar	2000 - 4000
	Qattiq-plastik tuproqlar, mayda va oʻrtacha zarrali qumlar	4000 - 6000
	Qattiq tuproqlar, yirik qumlar	6000 - 10000
	Mayda tosh, shagʻal	10000 - 20000

Eslatmalar: 1. t_{os} — chuqurlik oshib borgani sari grunt postel koefitsientining kattalashishini xarakterlaydigan koefitsient;

2. t — chuqurlik oshib borgani sari tayanch ostidan yuqorida joylashgan grunt postel koefitsientining kattalashishini xarakterlaydigan proporsionallik koefitsienti;

3. Zich qumlar uchun t va t_{os} larning qiymatlari 30% ga oshadi.

Ushbu qoʻllanmaning 3 – ilovasi boʻyicha α koefitsientini topamiz, bu koefitsientning qiymati $0,1812 \text{ m}^{-1}$ ga teng.

Ustunning gruntidagi keltirilgan (oʻlchamsiz) joylashish chuqurligini hisoblaymiz:

$$\begin{aligned} h_{np} &= \alpha h, \\ h_{np} &= 0,1812 \cdot 17 = 3,07. \end{aligned} \quad (8.49)$$

Keyingi hisoblarni taxminiy usul bilan amalga oshiramiz. Ushbu usul keltirilgan chuqurligi $h_{np} > 2,5$ boʻlgan va qoyali boʻlmagan gruntga tayangan ustunlar uchun qoʻllanilishi mumkin.

Poydevor osti (zamini) gruntiga bo'lgan bosimni aniqlash

Ushbu bosimni aniqlashda [11] dagi taxminiy formuladan foydalanamiz:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_{0C}} + \frac{3d_{0C}G_0}{\beta_0 B} \xi_1, \quad (8.50)$$

bu yerda ξ_1 — ustun cheklangan bikirligining poydevor osti bo'yicha bosimning taqsimlanishiga bo'lgan ta'sirini inobatga oluvchi koeffitsient.

Bu koeffitsientning qiymati quyidagiga teng qabul qilinadi:

$$\begin{aligned} \xi_1 &= 3,5 - h_{np}, \\ \xi_1 &= 3,5 - 3,1 = 0,4. \end{aligned} \quad (8.51)$$

Hisob-kitoblarga kerak bo'ladigan boshqa qiymatlar ustunning ostidagi zich mayda zarrali qum uchun $t_{0S} = 7800 \text{ kN/m}^4$ ekanligidan kelib chiqib aniqlanadi. Unda

$$\begin{aligned} \beta_0 &= \frac{mh}{m_{0C}h}, \\ \beta_0 &= \frac{5000}{7800} = 0,64; \\ B &= \frac{\beta_0 b_p h^3 + 18d_{0C}W_{0C}}{2\beta_0(3\lambda - h)}, \\ B &= \frac{0,64 \cdot 3,6 \cdot 17^3 + 18 \cdot 3 \cdot 2,7}{2 \cdot 0,64(3 \cdot 32,1 - 17)} = 112 \text{ m}^3. \end{aligned} \quad (8.52) \quad (8.53)$$

bu yerda

$$\begin{aligned} \lambda &= h + \frac{M_0}{G_0}, \\ \lambda &= 17 + \frac{10000}{665} = 32,1 \text{ m}. \end{aligned} \quad (8.54)$$

Shunday qilib, poydevor osti (zamini) gruntiga bo'lgan bosimning qiymati quyidagiga teng bo'ladi:

$$\sigma_{\max} = \frac{8600 + 3140 - 4800}{7,05} + \frac{3 \cdot 3 \cdot 665}{0,64 \cdot 112} \cdot 0,4 = 1020 \text{ kH / m}^2 = 1,02 \text{ MPa} < 2,0 \text{ MPa}.$$

Ko‘rinib turibdiki, poydevor ostidagi grunt da hosil bo‘lgan bosimning qiymati $1,02 \text{ kN/m}^2$ ga teng, ushbu gruntning hisobiy qarshiligi esa $R = 2 \text{ MPa}$ ga teng. Demak, poydevor zaminini mustahkamligi ta‘minlanadi.

Ustun stvolini o‘rab turgan gruntga bo‘lgan gorizontaal bosimni aniqlash

Qoziq-oblochkaning stvolini o‘rab turgan gruntning ko‘tarish qobiliyatini [40] ishda keltirilgan shartlar bo‘yicha aniqlaymiz:

$$\sigma_{\frac{h_0}{3}} = \frac{2(6M_0 + 5G_0h_0)}{3b_p h_0^2} \leq R_{gr}. \quad (8.55)$$

Bizning holda tahminan:

$$\sigma_{\frac{h_0}{3}} = \frac{2(6 \cdot 10000 + 5 \cdot 665 \cdot 13,8)}{3 \cdot 3,6 \cdot 3,8^2} = 102 \text{ kH / m}^2,$$

Aniq hisoblar bo‘yicha esa ushbu bosimning qiymati 80 kN/m^2 ga teng.

Hisoblar uchun ξ , h_{pr} (keltirilgan chuqurlik) qiymatlari quyidagi formulalardan foydalanib aniqlanadi:

$$\xi = 1,5 - 0,2h_{np} = 1,5 - 0,2 \cdot 3,1 = 0,88. \quad (8.56)$$

$$h_{np} = \frac{2,5}{\alpha} = \frac{2,5}{0,1812} = 13,8 \text{ m}. \quad (8.57)$$

Ustun stvolini o‘rab turgan gruntning ko‘tarish qobiliyatini (ya’ni uning chegaraviy qarshiligini) aniqlaymiz:

$$R_{gr} = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi} \left(\frac{\gamma_{zp}}{3} \operatorname{tg} \varphi + c_p \right), \quad (8.58)$$

$$R_{gr} = 1 \cdot 1 \cdot \frac{4}{\cos \varphi} \cdot \frac{10 \cdot 13,8}{3} \operatorname{tg} 30^\circ = 122 \text{ kH / m}^2.$$

Shunday qilib, gruntning ko‘tarish qobiliyati 122 kN/m^2 ga teng, grunt da hosil bo‘lgan kuchlanishlarning qiymati esa 102 kN/m^2 ga teng.

Demak, $102 \text{ kN/m}^2 < 122 \text{ kN/m}^2$ bo'lganligi uchun ayta olamizki, ustun stvolini o'rab turgan gruntning mustahkamlik sharti bajarildi.

Ustunda hosil bo'ladigan maksimal eguvchi momentni aniqlash

Ustunning ko'ndalang kesimida hosil bo'ladigan eng katta eguvchi momentni h_{MM} chuqurlikda qistirib qo'yilgan konsol sterjenning sxemasi bo'yicha aniqlashimiz mumkin. Bunda ushbu chuqurlikning qiymatini quyidagi formula bo'yicha aniqlaymiz:

$$h_{MM} = \frac{0,75}{\alpha} \xi_2. \quad (8.59)$$

ξ_2 koefitsienti α , h_{pr} koefitsientlariga bog'liq holda aniqlanadi. Bizning holda ξ_2 qiymati 0,94 ga teng.

Qiymatlarni (8.59) formulaga qo'yib topamiz:

$$h_{MM} = \frac{0,75}{0,1811} 0,94 = 3,9 \text{ m}.$$

Aniq hisoblar bo'yicha (8.4-rasmga qarang) yuqoridagi h_{MM} ning qiymati 4,2 metrga teng.

Eguvchi momentning qiymatini quyidagi formula bo'yicha aniqlaymiz:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M_0 + G_0 h_{MM}, \\ M_{\max} &= 10000 + 665 \cdot 3,9 = 12600 \text{ kNm}. \end{aligned} \quad (8.60)$$

Aniq hisoblar bo'yicha eguvchi momentning eng katta qiymati 11470 kNm ni tashkil etadi.

Shunday qilib masala echildi: poydevor osti va qoziq-obolochkaning yon yuzasi bo'yicha gruntidagi kuchlanishlarning tahminiy qiymatlari aniqlandi, ustundagi (grunt yuzasi sathidagi kesimda) eguvchi momentning maksimal kattaligi topildi. 8.4-rasmda keltirilgan, eguvchi momentlar va kuchlanishlarning aniq usullar bilan topilgan qiymatlari

ularning yuqorida taxminiy usullar bilan aniqlangan qiymatlariga yaqinligi ko‘rinib turibdi.

ILOVALAR

1-ilova

Ko‘priklar elementlarini hisoblashda asosiy qiymatlarning harfli belgilari

Tashqi yuklar:

F – to‘plangan yuk;

g – doimiy teng taralgan (taqsimlangan) yuk;

v – vaqtinchalik teng taralgan (taqsimlangan) yuk;

Tashqi yuklar va ta’sirlardan hosil bo‘ladigan zo‘riqlar:

M, N, Q, T – mustahkamlikka hisoblashda (birinchi guruh chegaraviy holat) eguvchi moment, bo‘ylama kuch, kesuvchi kuch va burovchi moment;

M_n, N_n, Q_n, T_n – ikkinchi guruh chegaraviy holatlarga hisoblarda eguvchi moment, bo‘ylama kuch, kesuvchi kuch va burovchi moment;

M_f, N_f – chidamlilikka hisoblashda eguvchi moment va bo‘ylama kuch;

Materiallarning xarakteristiklari:

$R_b, R_{b, ser}$ – mustahkamlikka va darzbardoshlikka hisoblarda betonning o‘q bo‘yicha siqilishga bo‘lgan hisobiy qarshiliklari;

$R_{bt}, R_{bt, ser}$ – mustahkamlikka va darzbardoshlikka hisoblarda betonning o‘q bo‘yicha cho‘zilishga bo‘lgan hisobiy qarshiliklari;

$R_{b, sh}$ – darzbardoshlikka hisoblarda betonning egilish paytidagi yorilishga bo‘lgan hisobiy qarshiligi;

$R_{b, cut}$ – mustahkamlikka hisoblarda betonning to‘g‘ridan - to‘g‘ri kesilishga bo‘lgan hisobiy qarshiligi;

$R_{bt, mc1}, R_{bt, mc2}$ – tayyorlash, montaj qilish va ekspluatatsiya bosqichlarida bo‘ylama darzlar paydo bo‘lishi hisoblarida betonning hisobiy qarshiliklari;

R_{bp} - betonning uzatma mustahkamligi (oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyalarda armaturadagi siqish zo‘riqlashini betonga uzatish paytida betonning mustahkamligi);

R_{bf} - chidamlilikka hisoblarda betonning o‘q bo‘yicha siqilishga bo‘lgan hisobiy qarshiligi;

R_s , R_p – zo‘riqtirilmagan armaturaning (cho‘zilishga va siqilishga) va zo‘riqtirilgan armaturaning (cho‘zilishga) bo‘lgan hisobiy qarshiliklari;

R_{sf} , R_{pf} - chidamlilikka hisoblarda zo‘riqtirilmagan va zo‘riqtirilgan armaturaning hisobiy qarshiliklari;

R_{pc} – kesimning siqilgan zonasida joylashgan zo‘riqtirilgan armaturaning hisobiy qarshiligi;

E_b , E_s , E_p – betonning, zo‘riqtirilmagan va zo‘riqtirilgan armaturaning elastiklik modullari;

c_n , $\mathcal{E}_{sn}$ - betonning oquvchanlik (polzuchest) va kirishish (usadka) normativ deformatsiyalari;

n_{1s} , n_{1p} – zo‘riqtirilmagan va zo‘riqtirilgan armatura elastiklik modullarini betonning elastiklik moduliga nisbatlari;

n' - vibrooquvchanlikni (vibropolzuchest) hisobga olganda zo‘riqtirilmagan va zo‘riqtirilgan armatura elastiklik modullarini betonning elastiklik moduliga nisbatlari.

Kesimning geometrik xarakteristikalar:

A'_b , A_b – siqilgan zona betonining va element kesimining to‘la yuzasi;

A_s , A_p - kesimning cho‘zilgan zonasida yoki kesimning butun yuzasi siqilganda eng kam siqilgan zonasida joylashgan zo‘riqtirilmagan va zo‘riqtirilgan armaturaning yuzalari;

A'_s, A'_p - kesimning siqilgan zonasida yoki kesimning butun yuzasi siqilganda eng ko'p siqilgan zonasida joylashgan zo'riqtirilmagan va zo'riqtirilgan armaturalarning yuzalari;

$A_{s,tot}$ – element kesimidagi barcha zo'riqtirilmagan armaturalarning yuzasi;

I_b – kesim beton qismining uning og'irlik markazidan o'tgan o'qqa nisbatan inersiya momenti;

A_{red}, I_{red} – keltirilgan kesimning yuzasi va ushbu kesimning markaziy o'qqa nisbatan inersiya momenti;

W_{red} – keltirilgan kesimning qarshilik momenti;

S_{red} - keltirilgan kesimning statik momenti;

$a_s, a_p, a'_s, a'_p - A_s, A_p, A'_s, A'_p$ armaturalari yuzalarining og'irlik markazlaridan kesimning eng yaqin chagarasigacha bo'lgan masofalar;

a, a' - ostki va ustki armaturalardagi zo'riqlarning teng ta'sir etuvchisidan kesimning eng yaqin qirrasigacha bo'lgan masofalar;

b – kesimning kengligi, tavrli va ikki tavrli kesimlarning qovurg'asi kengligi;

b_f, b'_f - tavrli va ikki tavrli kesimlarning cho'zilgan (eng kam siqilgan) va siqilgan (eng ko'p siqilgan) zonalaridagi polkasining (tokchasining) keltirilgan kengligi;

h, h'_f - tavrli va ikki tavrli kesimlarning cho'zilgan (eng kam siqilgan) va siqilgan (eng ko'p siqilgan) zonalaridagi polkasining (tokchasining) keltirilgan balandligi;

h – kesimning balandligi;

h_0, h'_0 - normal kesimning ishchi balandliklari (tegishlicha $h_0 = h - a$; $h'_0 = h - a'$ ga teng);

i – ko'ndalang kesimning inersiya radiusi;

r – yadro masofalari; r - aylana radiusi;

x, x' - mustahkamlik bo'yicha va chidamlilikka hisoblashda siqilgan zonaning balandligi;

ρ – egrilik;

Harfli belgilarning indeksleri va tushuntirish so'zlari:

Bir harfli indekslar: **b** – beton (beton); **b** – ostki (bottom); **f** – to'sinning polkasi (flange); **h** - gorizontal (horizontal); **i** – egilgan, qiyalik berilgan (inclined); **m** – o'rtacha (middle); **n** – normativ (normative); **s** – armatura, po'lat (steel); **t** – buralish (torsion); **t** – vaqt (time); **t** – ustki (top); **w** – to'sinning qovurg'asi yoki devori (web); **y** – oquvchanlik chegarasi (yield point).

Ikki va uch harfli indekslar: **ch** – tasodifiy (chanced); **cir** – aylanali, dumaloq (circular); **con** – nazorat qilinadigan (controlled); **con** – konstruksiya (construction); **cr** – darzlar paydo bo'lishi, darz (cracking); **cr** – kritik (critical); **el** – elastik (elastic); **ef** – samarali (effective); **loc** – mahalliy (local); **max** – maksimal (maximal); **min** – minimal (minimal); **pl** – plastik (plastic); **red** – keltirilgan (redacted); **sup** – tayanch uchun xizmat qiladigan (support); **tot** - yig'indisi, hammasi, to'la (total);

2-ilova

Ko'priklar oraliq qurilmalari va tayanchlarini hisoblashda qabul qilinadigan qiymatlar

2.1-ilova

Betonning birinchi guruh chegaraviy xolatlar bo'yicha hisoblardagi markaziy siqilishga va cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshiliklari

Shartli belgi	Beton sinflari										
	V20	V22,5	V25	V27,5	V30	V35	V40	V45	V50	V55	V60
	Betonning hisobiy qarshiligi, MPa										

R_b	10,5	11,75	13,0	14,3	15,5	17,5	20,0	22,0	25,0	27,5	30,0
R_{bt}	0,85	0,90	0,95	1,05	1,10	1,15	1,25	1,30	1,40	1,45	1,50
$R_{b,Sh}$	1,95	2,30	2,50	2,75	2,90	3,25	3,60	3,80	4,15	4,45	4,75

2.2-ilova

Armaturaning birinchi guruh chegaraviy xolatlar bo'yicha hisoblardagi hisobiy qarshiliklari
va elastiklik modullari

Armatura sinfi	A-I	A-II	A-III
R_s, MPa	200	250	330
E_s, MPa	$2,06 \times 10^5$		$1,96 \times 10^5$

2.3-ilova

ϵ_{ps} koeffitsientlarining qiymatlari

Armatura sinfi	Assimetriya koeffitsienti ρ qiymati									
	0	0,1	0,2	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75
	ϵ_{ps} koeffitsientning qiymati									
A-I	0,81	0,85	0,89	0,97	1	1	1	1	1	1
A-II	0,67	0,70	0,74	0,81	0,83	0,87	0,94	1	1	1
A-III	0,54	0,57	0,59	0,65	0,67	0,70	0,75	0,81	0,90	0,95

2.4-ilova

Payvandlanma choklar mavjudligini yoki armaturali elementlarga boshqa elementlar
payvandlanishini e'tiborga oluvchi koeffitsientlarning qiymatlari

Payvandlanm a birikma turi	ρ	β_{pw}			Payvandlanm a birikma turi	ρ	β_{pw}		
		A-I	A-II	A-III			A-I	A-II	A-III
Kontakt usulda payvandlov	0	0,75	0,65	0,60	O'zaro kesishuvchi sterjenlarni kontakt nuqtaviy payvandlovi	0	0,65	0,65	0,60
	0,2	0,85	0,70	0,65		0,2	0,70	0,70	0,65
	0,4	1	0,80	0,75		0,4	0,75	0,75	0,65
	0,7	1	0,90	0,75		0,7	0,90	0,90	0,70
	0,8	1	1	0,75		0,8	1	1	0,75
	0,9	1	1	0,85		0,9	1	1	0,85

2.5-ilova

Chidamlilikka hisoblarda ishlatiladigan elastiklik modullarining shartli nisbatiy qiymatlari

Beton sinfi	V20	V22,5 V25	V27,5	V30 V35	V40 va yuqori
n'	22,5	20	17	15	10

2.6-ilova

Beton mustahkamligining vaqt o'tishi mobaynida o'sishini e'tiborga oluvchi koeffitsientlar qiymatlari

Betonning mustahkamlik bo'yicha sinfi	V27,5 va undan pastroq	V30	V35	V40	V45	V50	V55	V60
β_b	1,34	1,31	1,28	1,26	1,24	1,22	1,21	1,20

2.7-ilova

 ε_b koeffitsientlarining qiymatlari

$\rho_b = \rho$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
ε_b	1,0	1,05	1,10	1,15	1,20	1,24

2.8-ilova

Betonning elastiklik moduli E_b ning qiymatlari

Beton sinfi	V20	V22,5	V25	V27,5	V30	V35
$E_b \times 10^{-3}$, MPa	27	28,5	30,0	31,54	32,5	34,5
Beton sinfi	V40	V45	V50	V55	V60	—
$E_b \times 10^{-3}$, MPa	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0	—

2.9-ilova

C 14 temir yo'l harakatchan tarkibi bilan yuklantirishdagi v me'yoriy vertikal ekvivalent yuk qiymatlari

λ, m	$v, kN/m$		λ, m	$v, kN/m$	
	$\alpha=0,0$	$\alpha=0,5$		$\alpha=0,0$	$\alpha=0,5$
5	285,2	249,5	20	206,6	180,8

6	272,9	238,8	25	193,9	169,7
7	263,7	230,7	30	183,4	160,5
8	256,4	224,7	35	175,0	153,2
9	250,2	218,9	40	168,2	147,2
10	244,5	214,0	45	162,6	142,2
12	234,9	200,5	50	158,6	138,3
14	226,6	198,3	60	151,1	137,3
16	219,3	191,8	70	146,6	137,3
18	212,7	186,0	80	143,6	137,3

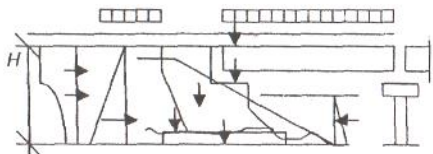
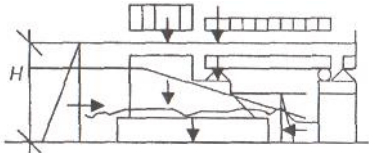
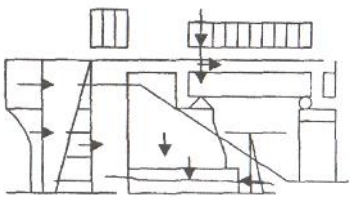
Izoh: λ va α larning oraliq qiymatlari uchun v ning kattaliklarini interpolyasiyalab qabul qilmoq lozim.

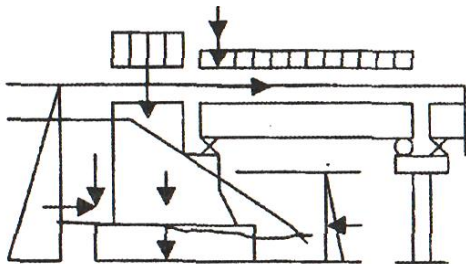
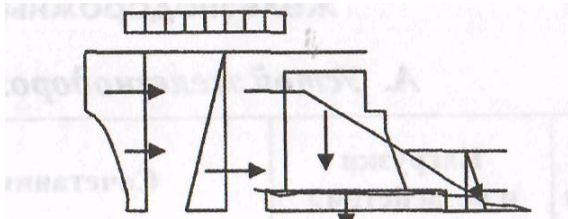
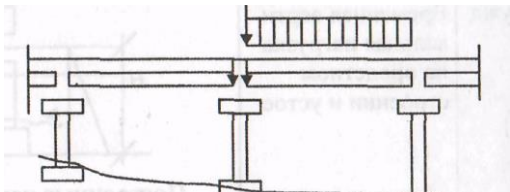
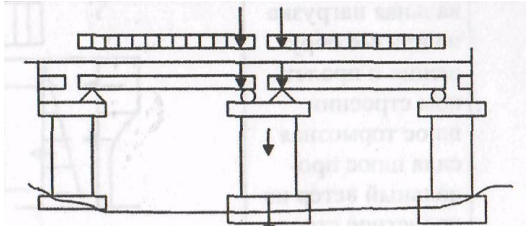
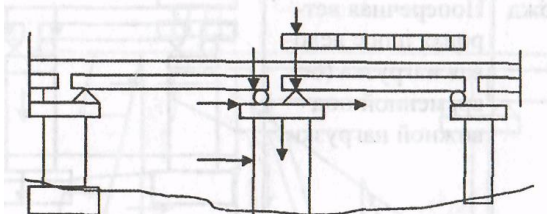
3-ilova

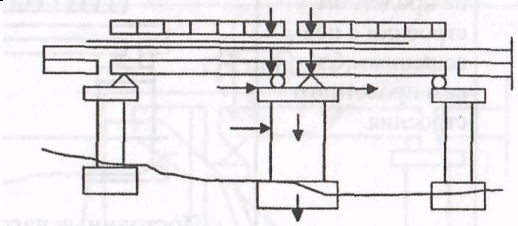
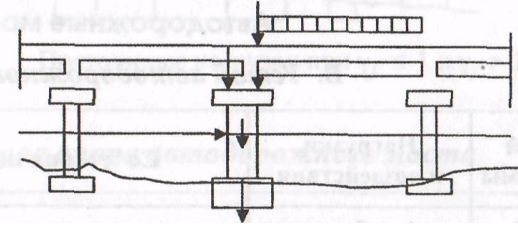
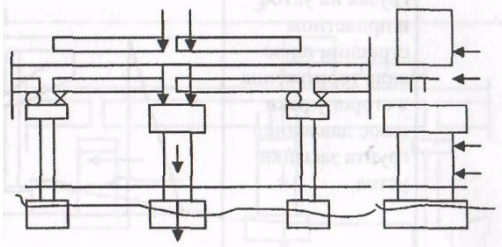
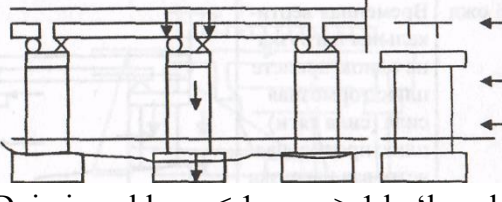
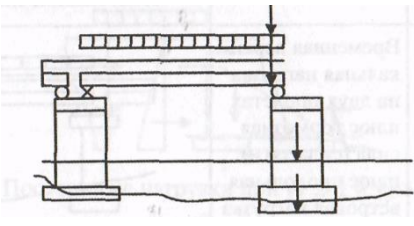
Ko‘priklar tayanchlarini hisoblashda vaqtinchalik yuklar va ta’sirlarning birikmalari

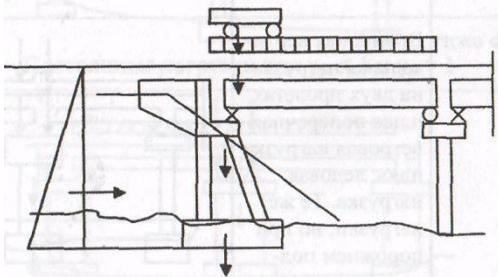
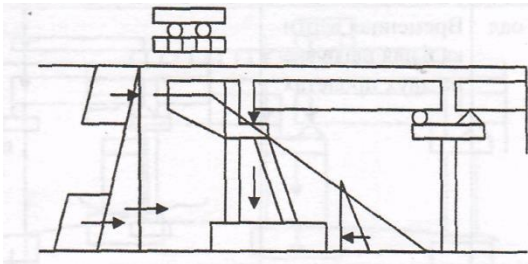
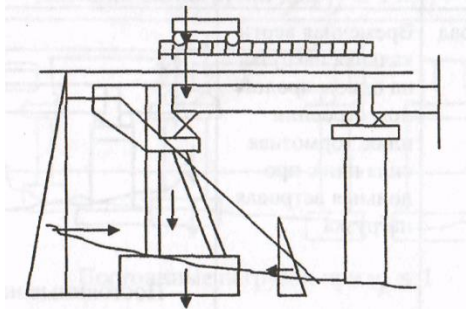
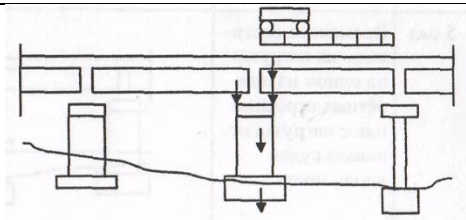
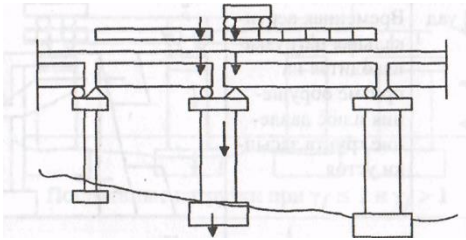
Temiryo‘l ko‘priklari

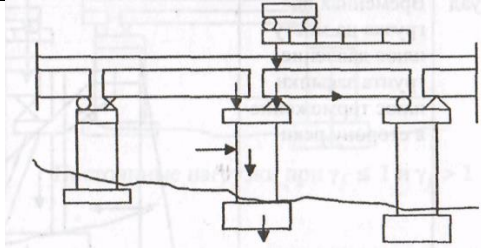
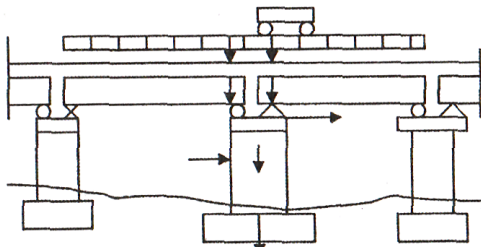
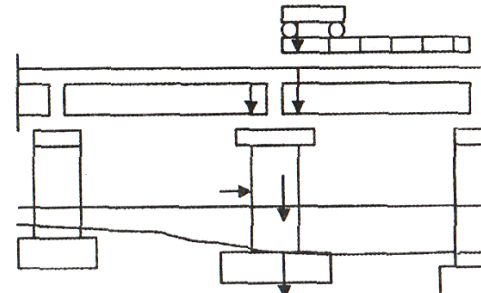
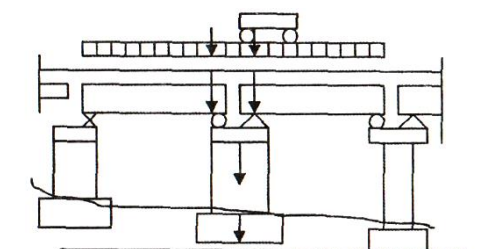
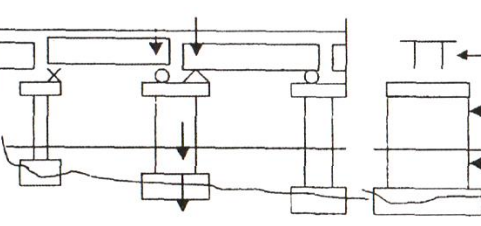
A. Temiryo‘l ko‘prining chetki tayanchi

Sxema №	Yuklar va ta’sirlar	Yuklar va ta’sirlarning birikmalari
1	2	3
1 ujd	Vaqtinchalik vertikal yuk oraliq qurilma va nurash prizmasi ustida joylashgan	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo‘lganda
2 ujd	Vaqtinchalik vertikal yuk oraliq qurilma va chetki tayanch ustida joylashgan	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo‘lganda
3 ujd	Vaqtinchalik vertikal yuk oraliq qurilma va nurash prizmasi ustida joylashgan + tormoz kuchi + oraliq qurilmaga ta’sir etayotgan bo‘ylama shamol kuchi	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo‘lganda

4 ujd	Vaqtinchalik vertikal yuk oraliq qurilma va chetki tayanch ustida joylashgan + tormoz kuchi	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
5 ujd	Konsol krani nurash prizmasi ustida oraliq qurilmaning osilib turgan to'sini bilan (to'sinlar montaji paytida)	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
B. Temiryo'l ko'prigining oraliq tayanchi		
1 ojd	Vaqtinchalik vertikal yuk bir oraliq qurilma ustida joylashgan	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
2 ojd	Vaqtinchalik vertikal yuk ikki oraliq qurilma ustida joylashgan	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
3 ojd	Vaqtinchalik vertikal yuk bir oraliq qurilma ustida joylashgan + tormoz kuchi (tortish kuchi) + bo'ylama shamol yuki	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
4 ojd	Vaqtinchalik vertikal yuk ikki oraliq qurilma ustida	

	joylashgan + tormoz kuchi (tortish kuchi) + bo'ylama shamol yuki	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
5 ojd	Vaqtinchalik vertikal yuk bir oraliq qurilma ustida joylashgan + ko'prikl o'qi bo'yicha kemalar urilishidan hosil bo'lgan yuk	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
6 ojd	Vaqtinchalik vertikal yuk ikki oraliq qurilma ustida joylashgan + ko'ndalang shamol yuki + muz yuki. Xuddi shunday yuklar, lekin bo'sh (yuksiz) harakatchan tarkib ta'siri uchun	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
7 ojd	Ko'ndalang shamol yuki + muz yuki (vaqtinchalik harakatchan yuk inobatga olinmaydi)	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
8 ojd	Konsol krani oraliq qurilma ustida oraliq qurilmaning osilib turgan to'sini bilan (to'sinlar montaji paytida)	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
Avtoyo'l ko'priklari V. Avtoyo'l ko'prining chetki tayanchi		
1	2	3
1 uad	Vaqtinchalik vertikal yuk chetki tayanch va oraliq qurilma ustida joylashgan + daryo tarafga yo'nalgan tormoz kuchi + chetki	

	tayanch ko'milgan gruntning bosimi	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
2 uad	Vaqtinchalik vertikal yuk nurash prizmasi ustida joylashgan + chetki tayanch ko'milgan gruntning bosimi	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
3 uad	Vaqtinchalik vertikal yuk ko'priq ustida joylashgan + daryo tarafga yo'nalgan tormoz kuchi + chetki tayanch ko'milgan gruntning bosimi	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
G. Avtoyo'l ko'prigining oraliq tayanchi		
1 oad	Vaqtinchalik vertikal yuk qo'shni oraliq qurilmalardan birining ustida joylashgan	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
2 oad	Vaqtinchalik vertikal yuk ikki oraliq qurilma ustida joylashgan	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
3 oad	Vaqtinchalik vertikal yuk bir	

	oraliq qurilma ustida joylashgan + tormoz kuchi + bo'ylama shamol yuki	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
4 oad	Vaqtinchalik vertikal yuk ikki oraliq qurilma ustida joylashgan + tormoz kuchi + bo'ylama shamol yuki	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
5 oad	Vaqtinchalik vertikal yuk bir oraliq qurilma ustida joylashgan + ko'priq o'qi bo'yicha kemalar urilishidan hosil bo'lgan yuk	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
6 oad	Vaqtinchalik vertikal yuk ikki oraliq qurilma ustida joylashgan + ko'ndalang shamol yuki + muz yuki.	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda
7 oad	Yuklar xuddi 6 oad dagi kabi, faqat vaqtinchalik vertikal yuklar inobatga olinmaydi	 Doimiy yuklar $\gamma_f \leq 1$ va $\gamma_f > 1$ bo'lganda

Eslatmalar: γ_f – doimiy yuklar uchun ishonchlilik koefitsientlari;

ujd – temiryo‘l ko‘prigining chetki tayanchi;
 ojd - temiryo‘l ko‘prigining oraliq tayanchi;
 uad – avtoyo‘l ko‘prigining chetki tayanchi;
 oad - avtoyo‘l ko‘prigining oraliq tayanchi;

4-ilova

Birikmalar koeffitsientlari η ni inobatga olib temiryo‘l ko‘priklari tayanchlarini hisoblash uchun yuklar birikmalari misollari

SHNQ- 2.05.03-12 bo'yicha yukning raqami	Yuklar va ta'sirlar	Tayanch				Oraliq tayanch, ko'priikka ko'ndalan g yo'nalish da
		Oraliq tayanch		Chetki tayanch		
		Ko'prik tekisligi bo'yicha				
		Yuklar birikmalari				
		3 ojd	4 ojd	3 ujd	4 ujd	6 ojd
1	2	3	4	5	6	7
1a, 1b, 1v	Oraliq qurilmalar va ko'prik polotnosi og'irligidan tayanchga tushayotgan bosim	$P_{n1} + P_{n2}$	$P_{n1} + P_{n2}$	P_{n1}	P_{n1}	$P_{n1} + P_{n2}$
1g	Tayanchning o'z og'irligi	P_{op}	P_{op}	P_{op}	P_{op}	P_{op}
3a	Gruntning vertikal bosimi	P_{gr}	P_{gr}	P_{op}	P_{op}	P_{gr}
3b	Ko'tarma og'irligidan hosil bo'lgan gruntning gorizontal bosimi	-	-	F_h	F_h	-
4	Suvning gidrostatik bosimi	P_{gd}	-	-	-	-
7a	Bir oraliqda joylashgan vaqtinchalik vertikal yukdan tayanchda hosil bo'ladigan bosim	$0,8 R_v$	-	$0,8 R_v$	$0,8(R_{v1} + v_u L_u)$	-
7b	Ikki oraliqda joylashgan vaqtinchalik vertikal yukdan tayanchda hosil bo'ladigan bosim	-	$0,8 (R_{v1} + R_{v2})$	-	-	$0,7 (R_{v1} + R_{v2})$
8	Nurash prizmasi ustida joylashgan harakatchan tarkibdan hosil bo'ladigan gruntning	-	-	P_{h1}, P_{h2}	-	-

	gorizontal bosimi					
9	Egrilikda joylashgan ko'priklar uchun markazdan qochma gorizontal ko'ndalang yuk	-	-	-	-	-
10	Poezdning gorizontal ko'ndalang zarblari	-	-	-	-	-
11	Tormoz yuki	$0,8F_T$	$0,8F_T$	$0,8F_T$	$0,8F_T$	-
12a	Tayanchga va oraliq qurilmaga tushadigan shamol yuki	$0,5F_{\omega,op}$	$0,5F_{\omega,op}$	$0,5F_{\omega,op}$	$0,5F_{\omega,op}$	$0,5F_{\omega,op}$
12b	Poezdga tushadigan shamol yuki	-	-	-	-	$0,5F_{\omega,n}$
13	Muzning bosimi	-	-	-	-	$0,8F_l$
14	Kemalar urilishidan tushadigan yuk	-	-	-	-	-
15	Harorat va iqlimiy ta'sirlar	-	-	-	-	$0,7N_T$
16	Muzlashdan ko'pchish ta'siri	-	-	-	-	-
17	Qurilish yuklari	-	-	-	-	-
18	Seysmik yuklar	-	-	-	-	-

5 -ilova

Ustunlarning gruntga qistirilishi hisobi uchun α koeffitsientining qiymatlari

K	α	K	α	K	α	K	α
1	2	3	4	5	6	7	8
1,000	0,1000	12,605	0,1660	67,211	0,2320	235,01	0,2980
1,104	0,1020	13,383	0,1680	70,158	0,2340	243,00	0,3000
1,217	0,1040	14,199	0,1700	73,208	0,2360	251,21	0,3020
1,338	0,1060	15,054	0,1720	76,363	0,2380	259,64	0,3040
1,469	0,1080	15,949	0,1740	79,626	0,2400	268,29	0,3060
1,611	0,1100	16,887	0,1760	83,999	0,2420	277,17	0,3080
1,762	0,1120	17,869	0,1780	86,487	0,2440	286,29	0,3100
1,925	0,1140	18,896	0,1800	90,090	0,2460	295,65	0,3120
2,082	0,1160	19,969	0,1820	93,812	0,2480	305,24	0,3140
2,288	0,1180	21,091	0,1840	97,656	0,2500	315,09	0,3160

2,449	0,1200	22,262	0,1860	101,63	0,2520	325,19	0,3180
2,703	0,1220	23,485	0,1880	105,72	0,2540	335,54	0,3200
2,932	0,1240	24,761	0,1900	109,95	0,2560	346,16	0,3220
3,176	0,1260	26,091	0,1920	114,31	0,2580	357,05	0,3240
3,436	0,1280	27,479	0,1940	118,81	0,2600	368,20	0,3260
3,713	0,1300	28,925	0,1960	123,45	0,2620	379,38	0,3280
4,007	0,1320	30,432	0,1980	128,24	0,2640	391,35	0,3300
4,320	0,1340	32,000	0,2000	133,17	0,2660	403,36	0,3320
4,653	0,1360	33,632	0,2020	138,25	0,2680	415,65	0,3340
5,005	0,1380	35,331	0,2040	143,49	0,2700	428,25	0,3360
5,378	0,1400	37,097	0,2060	148,88	0,2720	441,15	0,3380
5,774	0,1420	38,933	0,2080	154,44	0,2740	454,35	0,3400
6,222	0,1440	40,841	0,2100	160,16	0,2760	467,88	0,3420
6,634	0,1460	42,823	0,2120	166,04	0,2780	481,72	0,3440
7,101	0,1480	44,882	0,2140	172,10	0,2800	495,88	0,3460
7,594	0,1500	47,018	0,2160	178,34	0,2820	510,38	0,3480
8,114	0,1520	49,236	0,2180	184,75	0,2840	525,22	0,3500
8,662	0,1540	51,536	0,2200	191,35	0,2860	540,40	0,3520
9,239	0,1560	53,922	0,2220	198,14	0,2880	555,92	0,3540
9,847	0,1580	56,395	0,2240	205,11	0,2900	571,81	0,3560
10,468	0,1600	58,958	0,2260	212,28	0,2920	588,05	0,3580
11,158	0,1620	61,613	0,2280	219,65	0,2940	604,66	0,3600
11,864	0,1640	64,363	0,2300	227,23	0,2960	621,65	0,3620
639,01	0,3640	1076,2	0,4040	1725,5	0,4440	2656,0	0,4840
656,76	0,3660	1103,1	0,4060	1764,7	0,4460	2711,3	0,4860
674,90	0,3680	1130,6	0,4080	1804,6	0,4480	2767,6	0,4880
693,44	0,3700	1158,6	0,4100	1845,3	0,4500	2824,8	0,4900
712,38	0,3720	1187,1	0,4120	1886,7	0,4520	2882,9	0,4920
731,74	0,3740	1216,2	0,4140	1928,8	0,4540	2942,0	0,4940
751,52	0,3760	1245,9	0,4160	1971,6	0,4560	3002,0	0,4960
771,71	0,3780	1276,1	0,4180	2015,2	0,4580	3063,0	0,4980
792,35	0,3800	1306,9	0,4200	2059,6	0,4600	3125,0	0,5000
813,42	0,3820	1338,3	0,4220	2104,8	0,4620	3188,0	0,5020

834,94	0,3840	1370,3	0,4240	2150,8	0,4640	3252,0	0,5040
856,91	0,3860	1403,0	0,4260	2197,5	0,4660	3317,1	0,5060
879,34	0,3880	1436,2	0,4280	2245,1	0,4680	3383,1	0,5080
902,24	0,3900	1468,5	0,4300	2293,5	0,4700	3450,3	0,5100
925,61	0,3920	1504,6	0,4320	2342,7	0,4720	3518,4	0,5120
949,47	0,3940	1539,7	0,4340	2392,7	0,4740	3587,7	0,5140
973,81	0,3960	1575,6	0,4360	2443,6	0,4760	3658,0	0,5160
998,65	0,3980	1612,0	0,4380	2495,4	0,4780	3729,5	0,5180
1024,0	0,4000	1649,2	0,4400	2548,0	0,4800	3802,0	0,5200
1049,9	0,4020	1687,0	0,4420	2601,6	0,4820	3875,7	0,5220

Adabiyotlar

1. Ўзбекистон Республикаси Президентининг 2017 йил 7 февралдаги “Ўзбекистон Республикасини янада ривожлантириш бўйича ҳаракатлар стратегияси тўғрисида” ги ПФ-4947-сонли Фармони.
2. Постановление Президента Республики Узбекистан №ПП-3309 от 04.10.2017 года «Об усовершенствовании системы организации строительства и эксплуатации автодорожных мостов, путепроводов и других искусственных сооружений».
СЗ, №41, ст.1063
3. Постановление Президента Республики Узбекистан №ПП-3632 от 29.03.2018 года «Об утверждении Программы по строительству, реконструкции и капитальному ремонту автодорожных мостов, путепроводов и других искусственных сооружений в Республике Каракалпакстан, областях и городе Ташкенте на 2018-2022 годы».
2. Лившиц Я.Д., М.М. Онищенко М.М., Шкуратовский А.А. Примеры расчета железобетонных мостов. Учебное пособие. Киев, 1986 – 263 стр.
3. Salixanov S.S. Transport inshootlarini loyihalash va qurish. 1-tom. Darslik. Toshkent, 2018. – 405 b.
4. Salixanov S.S. Transport inshootlarini loyihalash va qurish. 2-tom. Darslik. Toshkent, 2018. – 380 b.
5. Смирнов В.Н. Опоры мостовых сооружений. Проектирование, строительство, ремонт и реконструкция. Учебное пособие. Санкт-Петербург, 2013 – 568 стр.
6. Поливанов Н.И. Проектирование и расчет железобетонных и металлических автодорожных мостов. Учебное пособие. М., Транспорт, 1970 – 516 стр.

7. Власов Г.М., Устинов В.П.. Расчет железобетонных мостов. Учебное пособие. М., Транспорт, 1992 – 256 стр.
8. Завриев К.С., Шапиро Г.С. Расчеты фундаментов мостовых опор глубокого заложения. М., Транспорт, 1970. – 126 стр.
9. (40) Силин К.С., Глотов Н.Н., Карпинскиц В.И. Фундаменты опор мостов из сборного железобетона. М., Транспорт, 1966. – 324 стр.
- 10.(50) Строительство мостов и труб: Справочник инженера/Под ред. В.С. Кириллова. М., Транспорт, 1975. – 600 стр.
- 11.(64)СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений/Госстрой , М.: Стройиздат, 1985.
- 12.(66) СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты/ М.: ЦТИП Госстроя , 1986.
13. Bridge Engineering Handbook, Second Edition: Fundamentals. © 2014 by Taylor & Francis Group, LLC CRC Press is an imprint of Taylor & Francis Group, an Informa business. ISBN-13: 978-1-4398-5234-7. - 574 pp.
- 14.Bridge Engineering Handbook, Second Edition: Superstructure Design. Edited by Wai-Fah Chen and Lian Duan. © 2014 by Taylor & Francis Group, LLC CRC Press is an imprint of Taylor & Francis Group, an Informa business. International Standard Book Number-13: 978-1-4398-5229-3 (eBook - PDF). – 734 pp.
- 15.Bridge Engineering Handbook, Second Edition: Seismic Design. Edited by Wai-Fah Chen and Lian Duan. © 2014 by Taylor & Francis Group, LLC CRC Press is an imprint of Taylor & Francis Group, an Informa business. International Standard Book Number-13: 978-1-4398-5232-3 (eBook - PDF). Visit the Taylor & Francis

722 pp.

16. Salixanov S.S., Raupov Ch.S. Transport inshootlarini loyihalash va qurish. 2-qism. Temir yollardagi temirbeton ko'priklar. 5A340603– "Ko'priklar va transport tonnellari ekspluatatsiyasi" mutaxassisligi 1-bosqich magistratura talabalari uchun o'quv qo'llanma. – Toshkent, ToshTYMI, 2015. – 160 b.
17. Осипов В.О. и др. Мосты и тоннели на железных дорогах. Учебник для вузов железнодорожного транспорта. /Под ред. Осипова В.О. М.: Транспорт. 1988. – 367 b.
18. Гибшман М.Е., Попов В.И. Проектирование транспортных сооружений. М., Транспорт, 1988.- 447 b.
22. ACI Committee 440 (2003). Guide for Design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures.
23. Klevtsov V.A., Fatkullin N.V. "Strength calculation of the normal sections of bent elements reinforced with external reinforcement made of polymeric composite materials," Scientific and technical conference of young scientists and graduate students. Central scientific research institute of construction, 2006. p. 61-69 b.
24. ШНҚ 2.05.03–12. Кўприklar ва кувурлар. –Т.: ЎзР Давархқурилишқўм, 2012. – 452 б.
25. ҚМҚ 2.05.05–96. Тоннели железнодорожные и автодорожные. Утвержден Госархитектроём РУз от (13.08.96) (изменение) от 14.04.2014.
26. ҚМҚ 2.01.07–97. Нагрузки и воздействия. Утвержден Госархитектроём РУз от (13.08.96) (изменение) от 30.12.2003.

27. ҚМК 3.01.02–00 Техника безопасности в строительстве.
Утвержден Госархитектурным РУз от 01.01.2001. – 245 бет.

28.СниП 11-7-81. Строительство в сейсмических районах.
М.:Минстрой России. 1995.

Foydalanilgan electron saytlar:

info@stroyprombeton.ru

<http://www.kniga.es/>

<http://bestbridge.net/Eu>

<http://www.allbridges.ru/>

<http://bestbridge.net/>

<http://www.mostow.ru/>

<http://onua.com.ua/pics/>

MUNDARIJA

Kirish	6
1-bob. Ko‘priklarni loyihalash	8
1.1. Umumiy qoidalar	8
1.2. Ko‘prik variantlarini loyihalash ishlarining ketma-ketligi	10
1.3. Mahalliy sharoitlar va konstruksiyalashning umumiy masalalarini yechish	12
2-bob. Ko‘prik konstruktiv sxemasi variantlarini ishlab chiqish	25
2.1. Ko‘prik konstruksiyasi variantlari sxemalarini tuzish	25
2.2. Ko‘prik variantlarini loyihalashda asosiy ishlar hajmini aniqlash	52
2.3. Ko‘prik konstruksiyasi variantlarini o‘zaro taqqoslash	66
2.4. Ko‘prik konstruksiyalari variantlarini ishlab chiqish misollari	78
2.1- Misol. Kema qatnovi sof oralig‘i 30 metrga teng bo‘lgan temirbeton ko‘prik variantlarini tuzish	78
2.2- Misol. Kema qatnovi oraliqlari po‘lat oraliq qurilmalar bilan berkitilgan, katta daryodan o‘tgan ko‘prikning variantlarini tuzish	90
3-bob. Temirbeton ko‘priklarning hisobi	109
3.1. Temirbeton ko‘prik konstruksiyalarini hisoblash haqida umumiy ma’lumotlar	109
3.2. Temirbeton ko‘prik konstruksiyalarini chegaraviy holatlar uslubi bo‘yicha hisoblashning ayricha xususiyatlari	121
3.3. Materiallarning normativ va hisobiy xarakteristikalar	131
4-bob. Avtoyo‘l ko‘priklarining to‘sinli qirqilgan temirbeton oraliq qurilmalarini hisoblash misollari	137
4.1. Avtoyo‘l temirbeton ko‘prikning plitali qirqilgan oraliq	138

qurilmasini hisoblash	
4.2. Avtoyo‘l temirbeton ko‘priklarning qirqilgan qovurg‘ali diafragmasiz to‘sinli oraliq qurilmasini hisoblash	177
5-bob. Temiryo‘l ko‘priklari tayanchlaridagi zo‘riqishlarni aniqlash	236
5.1. Ko‘prik tayanchlariga tushadigan yuklar va ularning birikmalari	236
5.2. Temiryo‘l ko‘prigi oraliq tayanchining ko‘ndalang kesimlaridagi zo‘riqishlarni aniqlash	264
5.1- Misol. To‘sinli-qirqilgan sistemali temiryo‘l ko‘prigi oraliq tayanchining hisobi	272
5.3. Temiryo‘l ko‘prigining chetki tayanchi kesimlaridagi zo‘riqishlarni aniqlash	278
5.2- Misol. Temiryo‘l ko‘prigining ko‘miladigan chetki tayanchi hisobi	281
6- bob. Avtoyo‘l ko‘priklari tayanchlaridagi zo‘riqishlarni aniqlash	288
6.1. Avtoyo‘l ko‘prigining oraliq tayanchi kesimlaridagi zo‘riqishlarni aniqlash	288
6.1- Misol. To‘sinli-qirqilgan sistemali avtoyo‘l ko‘prigi oraliq tayanchining hisobi	292
6.2- Misol. To‘sinli – qirqilmagan sistemali avtoyo‘l ko‘prigining oraliq tayanchi hisobi	300
6.3- Misol. To‘sinli – qirqilmagan sistemali avtoyo‘l ko‘prigining qo‘zg‘aluvchan tayanch qismi o‘rnatilgan oraliq tayanchi hisobi	305
6.4- Misol. Shaharda joylashgan avtoyo‘l ko‘prigi oraliq	309

tayanchining hisobi	
6.5-Misol. Muz oqadigan daryo ustidan o'tgan shahar avtoyo'l ko'prigi tayanchining hisobi	315
6.2. Avtoyo'l ko'prigi chetki tayanchining kesimlaridagi zo'riqlashlarni aniqlash	317
6.6-Misol. Avtoyo'l ko'prigining chetki ko'miladigan tayanchining hisobi	332
7-bob. Tayanchlarni mustahkamlikka va turg'unlikka hisoblash	354
7.1. Beton tayanchlarning kesimlarini hisoblash	354
7.1-Misol. Tayanch kesimlarining o'lchamlarini tekshirish	362
7.2. Temirbeton tayanchlar kesimlarini hisoblash	365
7.3. Tayanchlarni ag'darilishga, tekis va chuqur siljishga qarshi turg'unligini tekshirish	371
7.2-misol. Chetki tayanchni ag'darilishga qarshi turg'unligini tekshirish	372
7.3-misol. Chetki tayanchni tekis siljishga qarshi turg'unligini tekshirish	374
8-bob. Ko'prik tayanchlarining poydevorlarini hisoblash	378
8.1. Sayoz joylashgan poydevorning hisobi	379
8.2. Past joylashgan qoziqli rostverkning hisobi	382
8.3. Yuqori joylashgan qoziqli rostverkni hisoblash	388
8.4. Rostverksiz tayanchning hisobi	398
Ilovalar	406
Adabiyotlar	421

UDK 624. 139:625(075.08)

S 26

KBK 39.311 ya 73

Salixanov Saidxon Salixanovich

texnika fanlari nomzodi, dotsent

TRANSPORT INSHOOTLARINI LOYIHALASH VA QURISH

I-QISM

KO'PRIKLARNI LOYIHALASH VA HISOBLASH

O'quv qo'llanma

«Complex Print» nashriyoti, Toshkent, 2019

Muharrir: O. Rahimov

Nashriyot lizenziya Ai №004, 20.07.2018 y.
Bosishga ruxsat etildi 25.01.2019 y. Bichimi 60x84 1/16
Shartli bosma tabog'I 26. Adadi 100 nusxa.
Buyurtma №2-и 27.11.19y.

«Complex Print» nashriyoti,
Toshkent sh., A.Navoiy ko'ch., 24.
Tel.:+998 71 244 40 89

«Complex Print» bosmaxonasida chop etildi.
Lizenziya № 10-3606, 10.12.2016 y.
Toshkent sh., A.Navoiy ko'ch., 24.
Tel.:+998 71 244 40 89

ISBN 978-9943-5165-0-2