H. LAUL

# RAUDBETOON

# I

Arh.-eks.

A-2 5555

H. LAUL
tehn. tead. dr. prof.

# RAUDBETOON

## I

EESTI NSV MINISTRITE NÕUKOGU
RIIKLIKU KÕRGEMA JA KESK-ERIHARIDUSE KOMITEE
POOLT LUBATUD KASUTAMISEKS ÕPPEVAHENDINA
EESTI NSV KÕRGEMATES ÕPPEASUTUSTES

RAMAT

EESTI RIIKLIK KIRJASTUS • TALLINN 1960

TOIMETANUD

L. ALLIKAS

tehn. tead. kand. dots.

Teoses käsitletakse raudbetooni ja pingebetooni arvutuse aluseid, nende tugevusõpetust ja mitmesuguste konstruktsioonide projekteerimist. Esitatav materjal on illustreeritud hulgaliste arvutusnäidetega.

Lisatud on rohkesti projekteerimisel vajalikke arvutustabeleid ja graafikuid.

Raamat on määratud ehitusinseneridele ja -tehnikutele, ehituse eriala üliõpilastele ja ehitustehnikumi õpilastele.

Retsenseerinud ins. E. VAINO

2

Tartu Riikliku Ülikooli
Raamatukogu
51122

Хейнрих Хендрикович Лаул
ЖЕЛЕЗОБЕТОН, I
На эстонском языке

Эстонское Государственное издательство
Таллин, Пярнуское шоссе, 10

Toimetaja *T. Masso*. Kunstiline toimetaja *I. Torn*. Tehniline toimetaja *A. Tõnisson*. Korrektorid *A. Kiho* ja *L. Rosin*.

Ladumisele antud 6. III 1959. Trükkimisele antud 26. V 1960. Paber 54×84, 1/16. Trükipoognaid 32. Formaadile 60×92 kohaldatud trükipoognaid 26,24. Arvutuspoognaid 26,12. Trükiarv 3000. MB-04025. Tellimise nr. 1319. Trükikoda „Kommunist", Tallinn, Pikk t. 2.

Hind rbl. 13.40 (rbl. 1.34)

3—3

# EESSÕNA

Raudbetoon omab tänapäeval NSV Liidu ehitustööstuses juhtivat kohta, millele on pannud aluse rida partei ja valitsuse ehitusalaseid määrusi 1954. ja 1955. a. Nendega püstitati ühtlasi ehitajate, projekteerijate ja teadlaste ette ülesanne: väsimatult täiustada raudbetoonkonstruktsioonide tehnoloogiat industrialiseerimise suunas, välja töötada ja juurutada uusi efektiivseid konstruktsioone ning veelgi sügavamalt uurida raudbetooni teooria küsimusi. Erilist tähelepanu pööratakse NSV Liidus raudbetooni progressiivsete variantide (monteeritava raudbetooni, õhukeseseinaliste raudbetoonkonstruktsioonide ja pingebetooni) otstarbekohaseimate rakendusviiside väljatöötamisele ja juurutamisele.

Monteeritavate raudbetoonkonstruktsioonide valmistamisel esinev mehhanisatsiooniastme järsk tõus, suurem stabiilsus tööstusliku toodangu kvaliteedis jm. on põhjustanud nende suure võidukäigu nii kodumaal kui ka välismaal. Seda suunda meie ehitustegevuses on soodustanud rida NLKP Keskkomitee ja NSV Liidu valitsuse tähtsaid abinõusid ja otsuseid, millest esimeseks oli partei ja valitsuse määrus 19. augustist 1954 «Monteeritavate raudbetoonkonstruktsioonide ja -detailide tootmise arendamisest ehitustegevusele». Asuti raudbetooni tootmise võimaluste massilisele laiendamisele ja loomisele. Selle tagajärjel kasvas ehitustel paigaldatud monteeritava raudbetooni kogus ajavahemikus 1954. kuni 1957. a. 3,1 miljonilt kuupmeetrilt aastas kuni 13 miljoni kuupmeetrini (s. o. 4,2 korda), samal ajal kui paigaldatud raudbetooni ja betooni üldkogus suurenes 30 miljonilt kuupmeetrilt aastas 52 miljoni kuupmeetrini (s. o. 1,7 korda). 1965. aastal paigaldatakse 42—44 miljonit kuupmeetrit monteeritavat raudbetooni.

Käesoleva teose esimeses köites leiavad käsitlust raudbetooni ja pingebetooni üldised alused ja konstruktiivsed elemendid. Seejuures on vaadeldud raudbetooni ja pingebetooni peamiselt raskete betoonide baasil. Detailsemalt on esitatud raudbetooni ja pingebetooni tugevusõpetus, kusjuures raamatu lugemiseks on vajalik hariliku tugevusõpetuse valdamine. Esitatav materjal on illustreeritud hulgaliste arvutusnäidetega, millest osa on võetud varemilmunud normatiivseist materjalidest (CH 10-57).

Raudbetooni ja pingebetooni lähtematerjale on kirjeldatud vaid väga lühidalt. Esineb mõningaid märkusi ka tootmistehnoloogia kohta, kuid raketiste, betooni paigaldamise, töövuukide jne. küsimusi käsitletud ei ole, kuna see kuulub juba ehitustootluse valdkonda.

Kuna kogu maailmas on raudbetooni ja eriti pingebetooni terminoloogia veel kujunemisjärgus, siis seda suuremad raskused esinevad siin eestikeelse raamatu koostamisel. Autor on veendunud, et palju-

dele käesolevas teoses esinevatele mõistetele leitakse aja jooksul hoopis sobivamad vasted.

Autor on tänulik iga märkuse või nõuande eest, mis puudutavad nii terminoloogiat kui ka teisi käsitletud küsimusi.

Teose II köide annab ülevaate tänapäeval kasutatavatest progressiivsetest raudbetoon- ja pingebetoonkonstruktsioonidest, nende arvutusprintsiipidest ja mõningal määral ka valmistamisest.

Tuleb märkida, et raudbetoon- ja pingebetoonkonstruktsioonide alal toimub tänapäeval tormiline areng, mistõttu neid küsimusi puudutav materjal on kasvanud tohutuks. Seetõttu kujuneb käesolev küllaltki piiratud mahuga teos paratamatult konspektiivseks, eriti tema teises osas.

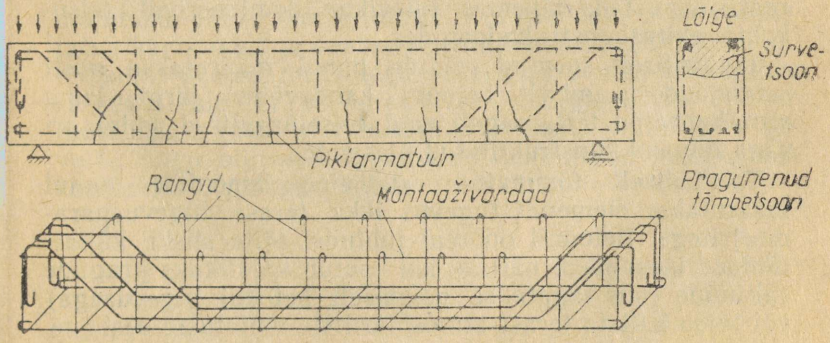
Loen oma meeldivaks kohuseks tänada *L. Allikat* tema suure abi eest teose koostamisel ja viimistlemisel, ja *E. Vainot*, kes soovitas teha käsikirjas rea olulisi parandusi ja täiendusi.

*Autor*

## § 1. RAUDBETOONI OLEMUS

Raudbetoon on kompleksne ehitusmaterjal, kus töötavad koos kaks üksteisest erinevat materjali: betoon — tehiskivi ja teras — metall.

Tüüpilisemaks näiteks betooni ja terase koostööst on raudbetoontala (joon. 1), kus mõlemad materjalid omavad võrdset tähtsust. Tala tõmbetsoonis tekivad võrdlemisi väikeste koormuste juures juuspraod, mis põhjustaksid tala kohese purunemise, kui betoonis asetsev teras, nn. **pikiarmatuur**, ei võtaks vastu tõmbetsooni resultandi. Tuleb märkida, et armeeritud talas tekivad praod sellise koormuse juures, mis oleks armeerimata talale purustavaks koormuseks. Nagu näeme joon. 1, on tekkivad praod tugede lähedal rohkem kaldu, mis viitab asjaolule, et nad on põhjustatud tõmbepeapingetest. Kaldpragude liigse avanemise vältimiseks ja tala põikjõukindluse tagamiseks asetatakse talasse nn. **põikarmatuur** kas ülespööretena või rangidena. Joon. 1 on näidatud tavaline armatuurkarkass,




*Joon. 1*

milles esineb peale juba nimetatud armatuuriliikide veel montaažiarmatuur. Viimase ülesanne on anda armatuurkarkassile teatud jäikus transpordil ja tala betoneerimisel.

Paindemoment talas tasakaalustatakse jõudude paari momendiga, mille moodustavad tõmbetsoonis armatuuri tõmbejõud ja survetsoonis betooni survepingete resultant. Seega on betoon ning teras täiesti võrdõiguslikud partnerid. Raudbetooni ökonoomsuse olulisemaks aiikaks ongi see, et surveresultandi vastuvõtt betooniga on mitu korda odavam kui terasega. Samuti tuleneb siit ka põhjus, miks raudbetoonkonstruktsioon nõuab palju vähem terast kui samu ülesandeid täitvad teraskonstruktsioonid.

On võimalik minna veelgi kaugemale ja vähendada terase kulu mitu korda ka tõmbetsoonis, kui kasutada seal kõrgemargilisi teraseid, mille rakendamine teraskonstruktsioonides pole konstruktiivsetel kaalutlustel teatavasti võimalik. Tõsi küll, selliste teraste kasutamisel harilikus raudbetoonis esineb ka tõsiseid raskusi. Nii võivad tekkida liialt suured, ekspluatatsiooniolukorras talumatud praod. Või esineb veelgi otsustavam puudus: paindekonstruktsioonide jäikused osutuvad liialt väikesteks. Kõigist neist raskustest on saadud üle ühekorraga — **armatuuri eelpingestamisega.** See võte pole aga eesmärgiks; selleks on hoopis, nagu näeme III peatükis, betoonile eelsurve andmine. Seepärast nimetatakse seda uut ehitusmaterjali, kus kõrgemargilised terasvardad, nn. pingevardad, põhjustavad betoonis kasuliku eelsurve, **pingebetooniks.** Pingebetoon on uus ajakohane ehitusmaterjal, millele pole raske ennustada lähemas tulevikus domineerivat seisukohta ehituskonstruktsioonides.

Tsentriliselt surutud postide puhul määratakse posti kandejõud peamiselt betooni kandevõime järgi, kuna armatuuril on täita sageli vaid teisejärgulised, kuigi ka väga tähtsad konstruktiivsed ülesanded.

Tsentriliselt tõmmatud raudbetoonelementide puhul määratakse elemendi tugevus ikka terase tugevusparameetritega. Betoonil on real juhtudel täita siiski küllalt tähtsad ülesanded, näiteks kui osutub vajalikuks pragude vältimine (mis tagatakse peamiselt betooni tugevusega) või tuleb kaitsta terast atmosfääriliste mõjutuste eest jne.

Mõnel juhul betoon hoopis puudub, eriti siis, kui pole karta armatuuri korrosiooni ohtu.

Raudbetooni kui kompleksmaterjali eksisteerimiseks on vajalik, et oleks täidetud rida **füüsikalisi eeldusi.** Nendest tähtsamad on järgmised:

1. Betooni ja terase temperatuuripaisumise koefitsiendid peavad olema ligikaudu võrdsed, sest vastasel juhul tekiksid raudbetoonis temperatuuri muudatuste puhul liialt suured sisepinged. Lineaarpaisumise tegurid harilikul temperatuuril on terasel $\alpha_a = 12 \cdot 10^{-6}$, betoonil $\alpha_6 = 10 \cdot 10^{-6}$, kusjuures $\alpha_6$ on siiski allutatud tunduvatele kõikumistele. Nagu näeme, on temperatuuri-lineaarpaisumise tegurid peaaegu võrdsed. Et selle tingimuse täitmine pole üldine, näeme, kui vaatleme mõnda teist kivi-metalli paari, näiteks graniit-alumiinium, kus temperatuuri lineaarpaisumise tegurid on vastavalt $7 \cdot 10^{-6}$ ja $24 \cdot 10^{-6}$, mispuhul kompleksmaterjal — alumiinium-graniit — osutuks juba seetõttu võimatuks.

2. Peab olema tagatud nake betooni ja terase vahel. Ka see tingimus on vajalikul määral rahuldatud. Seejuures esinev nn. nakketugevus võib mõnel juhul olla mitteküllaldane, nagu üldiselt teisedki betooni tugevuse liigid.

3. Teras peab betoonis olema kaitstud korrosiooni eest. Ka see tingimus on üldiselt täidetud. Veelgi rohkem, enamikel juhtudel isegi terase juba alanud korrosiooniprotsess lakkab betoonis. See asjaolu on põhjustatud peamiselt sellest, et tsemendi hüdratiseerumise protsess on leeliselise iseloomuga. Lisaks sellele tekib armatuurile betoneerimisel õhukene tsementkivikile, mis takistab atmosfääriliste mõjutuste pääsu terase juurde. Kui raudbetoon on valmistatud korralikult ja vastavalt tehnilistele tingimustele, kui on kinni peetud normidega määratud betoon-kaitsekihist ja kui ei esine erilisi agressiivseid mõjutusi või elektrilüüsi, siis armatuur võib säilida betoonis praktiliselt igavesti, nagu näitavad lugematud kogemused raudbetoonkonstruktsioonidega paljude aastakümnete kestel.

## § 2. RAUDBETOONI EELISED JA PUUDUSED

Raudbetoonkonstruktsioonide **eeliseid** loetledes peetakse ikka silmas peamisi konkurente, s. o. teraskonstruktsioone.

1. **Hea tulekindlus tulekahjude puhul.** Vastavalt tehnilistele tingimustele ehitatud raudbetoonkonstruktsioonid omavad nõutavat kindlust tulekahjude puhul, kaasa arvatud ka vastupanu veejoale. Raudbetoonkonstruktsioonide vastupanu lakkab siis, kui betoonis asetsevas armatuuris on temperatuur tõusnud kuni kriitiliseni, s. o. 400—600° C. See oleneb peale tulekahju režiimi veel kaitsekihi omadustest. Kuigi ehitusfüüsikast on teada, et betoon on elamute seintes liiga hea soojajuhtivusega materjal, takistab siiski näiteks 2,5 cm paksune betoonikiht armatuuris kriitilise temperatuuri saabumist normaalse tulekahjurežiimi (800—1000° C) puhul 2,5 kuni 3 tunni kestel, ilma et esineks lubamatuid jäävdeformatsioone või erilisi defekte, mis tõsiselt ohustaksid konstruktsiooni kandevõimet. Suuremõõtmelistel proovikehadel on kindlaks tehtud, et siin mängib osa ka betooni täitematerjali liik. Parimaks agregaadiks on tulekindluse mõttes osutunud paekillustik, halvimaks aga ränikivimid.

Muidugi, kui esinevad põlevmaterjali suured kontsentratsioonid, erakordselt intensiivsed või päevi kestvad tulekahjud, siis variseb ka raudbetoon.

Pingebetoonkonstruktsioonide tulekindluse küsimuses, eriti kui pingevarrastena kasutatakse kõrgemargilisi terastraate, võib seniste, mitte väga suurearvuliste katsete alusel öelda järgmist. Pingebetoon on üldiselt tulekahjudest rohkem ohustatud kui harilik raudbetoon. Seda põhjustavad muuseas järgmised asjaolud:

a) betoon on üldiselt kõrgemargiline ja tihedam kui harilikus raudbetoonis, mistõttu betooni soojajuhtivus on suurem ja seega soojuse juurdepääs pingevarrastele kergem;

b) kõrgemargiliste teraste käitumine kõrgetes temperatuurides on halvem kui harilike teraste oma, sest nad kaotavad suure osa oma tugevusest juba võrdlemisi madalates temperatuurides, kus harilikud terased säilitavad veel oma põhilised tugevusnäitajad;

c) kuna betoonis asetsevad pingevardad omavad veel

madalamaid temperatuure kui teda ümbritsev betoon, siis selle tagajärjel pingestatakse pingevardaid täiendavalt ja on täiesti võimalik, et kogu tõmbepinge pingevarrastes ületab terase voolavuspiiri. Hiljem jahtudes läheb seega osa eelpingest kaotsi, mistõttu pingebetoontalad näitavad pärast tulekindluse katseid hoopis suuremaid jäävaid läbipaindeid kui harilik raudbetoon. Teisest küljest on pingevarraste kaitsekiht tavaliselt ikka suurem kui harilikus raudbetoonis ($\sim 50$ mm). Samuti mõjub soodustavalt pragude puudumine enne tulekahju. Seetõttu võib pingebetooni lugeda ka tulekindlaks materjaliks, kui nake betooni ja pingevarraste vahel on hästi tagatud. Viimane märkus kehtib eriti II meetodi kohaselt valmistatud pingebetoonelementide kohta (vt. § 19).

Teine küsimus on kuumutuskindlus, mille all mõeldakse raudbetoonkonstruktsiooni võimet töötada pikemat aega kõrgete ekspluatatsioonitemperatuuride keskkonnas, nagu seda massiliselt esineb mustmetallurgia, keemiatööstuse jt. ettevõtetes. Tehnilised tingimused (НиТУ 123-55) keelavad hariliku raudbetooni kasutamise, kui betooni temperatuur ületab 250° C. Kui betooni temperatuur on 100—250° C, siis arvutatakse betooni vähendatud tugevusnäitajatega. Nende eeskirjade vastu eksimine on kutsunud esile avariisid. NSV Liidus on loodud kuumutuskindlate betoonide skaala, millelt on võimalik valida sobiv kuumutuskindla betooni liik vastavalt temperatuurikoormustele ja kohalikele võimalustele. Peamiselt kasutatakse siin täiteainena šamottfillerit koos šamottliiva ja -killustikuga, mille puhul betoonipinna lubatavad temperatuurid ulatuvad kuni 1300° C.

2. **Head mehaanilised omadused.** Hea vastupanu tõttu atmosfäärilistele faktoritele tuleb korralikult valmistatud raudbetoonkonstruktsioone pidada praktiliselt igavesteks. Neid on purustatud ikka vaid sõjamõllus või suurte raskustega lammutatud nende iganemise tõttu. Raudbetoonkonstruktsioonide korrashoiu- ja remondikulud pole samuti nimetamisväärsed.

Raudbetoonkonstruktsioonide suurepärane vastupanu mitmesugustele dünaamilistele mõjutustele on teinud raudbetooni kui ehitusmaterjali täiesti asendamatuks paljudel juhtudel. Masinate vundamendid, maavärisemiskind-

lad hooned jne. ehitatakse kas täielikult või osaliselt raudbetoonist. Tuleb märkida, et raudbetoonkonstruktsioonid säilisid suuremal või vähemal määral ka aatomipommide plahvatustel Jaapanis 1945. a., seda isegi plahvatustsentrite otseses läheduses.

Raudbetoonkonstruktsioonid omavad üldiselt suuri jäikusi. Siin tuleb märkida, et kuni viimaste NSV Liidu arvutuseeskirjadeni (1955. a.) ei kuulunudki raudbetoonelementide jäikused kontrollimisele. Siiski, seoses monteeritava raudbetooni võidukäiguga, vähenevad viimasel ajal pidevalt elementide ristlõiked, mistõttu jäikuste kontroll osutub juba vajalikuks. Tuleb märkida, et pingebetoonkonstruktsioonid, vaatamata väga ökonoomsetele ristlõigetele, osutuvad pragude puudumise tõttu ekspluatatsiooniolukorras küllalt jäikadeks.

3. Raudbetoon on **vormi kujundamisel piiramatute võimalustega**. Varraste lõikumised mis tahes nivoos ja nurga all on ilma suuremate raskusteta võimalikud. Teistest materjalidest raskesti ehitatavad ühe- ja kahekordsete (negatiivsete ja positiivsete) kõverustega koorikpinnad on võimaldanud ökonoomseid ja arhitektuurselt huvitavaid lahendusi. Muidugi tuleb alati püüda antud ülesanne lahendada võimalikult lihtsate kujunditega ja geomeetriliste kontuuridega, et kergendada raketiste valmistamist ja tõsta tööde mehhaniseerimise astet.

4. **Raudbetoon on hügieeniline** ehitusmaterjal, mistõttu tema kasutamine haiglates, koolides jne. on tänapäeval vältimatu. Nagu näitavad kogemused, on iga liiki kahjurite pesitsemine hoonetes, kus põhilised konstruktsioonid on raudbetoonist, suurelt takistatud.

**Ökonoomsuse** küsimuse selgitamisel pole muidugi õige võrrelda vaid otseseid eelarvelisi maksumusi, arvestamata raudbetoonkonstruktsioonide vastloetletud eeliseid ning tunduvat kokkuhoidu raudbetoonkonstruktsioonide ekspluateerimisel. Siiski võib orienteeruvalt väita, et talakonstruktsioonide puhul avadega kuni 15—30 m, kaarkonstruktsioonide puhul 50—80 m ja koorikkonstruktsioonide puhul avadega kuni 100 m on raudbetoonkonstruktsioonid mõnevõrra odavamad kui vastavad teraskonstruktsioonid (10—20%). Toodud ökonoomsuse piirid võivad tunduvalt nihkuda uue tehnoloogia ja materjalide: montee-

ritava raudbetooni, õhukeseseinaliste kandjate ja pingebetooni rakendamisel. Eriti tuleb alla kriipsutada asjaolu, et raudbetoon baseerub põhiliselt kohalikel materjalidel.

Ei saa mööda minna ka mõningatest raudbetoonkonstruktsioonide puudustest.

Seni loeti raudbetoonkonstruktsioonide puhul olulisemateks **puudusteks** alljärgnevaid.

1. **Raketiste kulu** monoliitse raudbetooni puhul (kuni ⅓ ja isegi rohkem raudbetooni üldmaksumusest; 1 $m^3$ raudbetoonile kulub kuni 0,5 tihumeetrit puitu); raketise puuseppade tööjõu suur kulu.

2. **Pikk ehitusperiood** (ettevalmistus, raketise ehitamine, armeerimistööd, betoneerimine ja pikk kivistumine).

3. **Olenevus välistemperatuurist**, mis kutsub esile kas sesoonsuse ehitustegevuses või vajaduse rakendada kulukaid kunstlikke abinõusid betooni temperatuuri tõstmiseks viimase tardumis- ja kivistumisperioodi kestel.

Kõik need puudused langevad praktiliselt ära monteeritava raudbetooni kasutamisel. Raketiste suur ringlus raudbetoondetailide tehastes on vähendanud raketiste kulu ühele ühikule kümme ja rohkem korda. Elementide valmistamiseks tehases ning nende montaažiks ehitusplatsil ei kulu rohkem aega kui samu ülesandeid täitva teraskonstruktsiooni puhul. Välistemperatuur ei ole enam oluline faktor, sest paljudel juhtudel, olenevalt konstruktsiooni staatilisest skeemist, võib kohapeal betoneeritud montaaživuuke lubada läbi külmuda. Kui see aga mõjutab halvasti konstruktsiooni kandevõimet, võib edukalt kasutada kunstlikku soojendust või muid abinõusid, sest nüüd on töödeldavad betoonimahud võrdlematult väiksemad.

4. **Suhteliselt suur omakaal.** Kuigi eriti pingebetooni kasutamisel omakaal järsult väheneb, jääb siiski see etteheide veel püsima.

Tuleb märkida, et mõnel juhul on suur omakaal osutunud ka kasulikuks. Näiteks kasuskoormuste kasvul, mis muide leiab sageli aset, võib suure omakaalu olemasolul üldkoormuse kasv osutuda talutavaks ja avaneb võimalus vaadeldavat konstruktsiooni edasi ekspluateerida. Sageli aitavad siin kaasa ka raudbetooni arvutuseeskirjade perioodilised uuendused, mis raudbetoonkonstruktsioonide kandevõimet tavaliselt lasevad palju soodsamas valguses

paista. Eriti on selles mõttes raudbetoonile soodus СНиП-iga 1954. a. kehtestatud diferentseeritud varutegurite süsteem, mis näeb omakaalu koormustele ette hoopis väiksemad ülekoormustegurid kui kasuskoormustele (vt. § 7, 2). Sageli aitab siin kaasa ka betooni tugevuse kasv pika aja kestel.

5. Suured **raskused raudbetoonkonstruktsioonide vajalikkudel ümberehitustel**, mis on põhjustatud koormuste kasvust (tugevus) või gabariitsetest kaalutlustest.

6. Raskendatud **betooni kvaliteedi määramine** konstruktsioonis hiljem, pärast betooni kivistumist. Senised ettepanekud, kasutada mingit meetodit tareeritud löögi mõju hindamisega (analoogiliselt *Brinell*'i katsele teraste juures) pole andnud rahuldavaid tulemusi, kuna betooni tugevus on ikka määratud betooni omadustega mingis suuremas mahus. Ultraheli läbimiskiiruse abil on võimalik hinnata betooni elastsusmoodulit ja selle kaudu tema tugevust hoopis edukamalt, kuna sel juhul võtab vastavate näitajate kujundamisest osa hoopis suurem betooni mass. Kahjuks näitavad ka sel puhul tulemused küllalt suuri hajumisi. Seepärast on mõnel juhul rakendatud isegi betoonkuubikute väljaraiumist kivistunud betoonist, mis on aga seotud suure töökuluga ja jätab pealegi oma jäljed konstruktsiooni. Õeldust selgub, kuivõrd tähtis on korralik järelevalve ja betooni kvaliteedi pidev kontroll ehituse käigus.

7. **Betooni halb soojapidavus** põhjustab sageli komplekskonstruktsiooni vajaduse, kus soojapidavuse ülesande peab endale võtma mingi teine, selles suhtes efektiivsem materjalikiht.

8. **Praod betoonis** põhjustatakse sageli mahukahanemise deformatsioonidest. Harilikust raudbetoonist paindeelementide tõmbetsoonides on juuspraod vältimatud, kui just pragudekindluse nõudest väljudes ei rakendata erakordselt tugevat ja ebaökonoomset betooni ristlõiget. Pragude küsimuses on pöörettekitavaks pingebetooni rakendamine. Sel juhul on võimalik luua tavaliste ristlõigetega isegi kõrgsurve-torusid, mis taluvad vee survet kümme ja rohkem atmosfääri ilma pragude tekkimiseta.

9. **Hea löögikõla juhtivus** on sageli tinginud kõlaisolatsioonide rakendamise vajaduse.

Raudbetoonkonstruktsioonide ehitamisel on massiliselt esinenud vigu ja puudusi, mis on põhjustatud hooletusest ja tehniliste tingimuste ignoreerimisest. Sageli on betoonis esinenud suuremaid või vähemaid õõnsusi ja aukusid nii mitte küllalt hoolika vibreerimise tõttu betooni paigaldamisel kui ka mõnikord liialt tiheda armatuuri tõttu. Esineb surve-pikiraudade väljanõtkumisi rangide ebaõige asendi tõttu. Sagedasemad on puudused betooni kvaliteedis, mispuhul projektile mittevastav betoon ei oma küllaldast tugevust tõmbepeapingete vastuvõtmiseks või armatuuriga nakke tagamiseks. Ka keevitatud armatuurijätkud on olnud rea avariide põhjustajaks. Mainitud ja veel palju muid viperusi esineb raudbetooni praktikas, kuid nad pole muidugi sellised puudused, mis on raudbetooniga orgaaniliselt seotud või oleksid temale omased. Avariisid põhjustavad nad siiski harva, sest enamasti avastatakse nad õigeaegselt või võimaldavad raudbetoonkonstruktsioonides esinevad sisemised reservid (eriti staatiliselt määramata konstruktsioonides ja pindkandjates) katta kohalikke puudusi ja tugevuse puudujääke. Avariiks on, nagu näitavad kogemused, vaja teatud rea ebaõnnestumiste ja hooletuste kontsentratsiooni. Pealegi langeb monteeritavuse printsiibi rakendamisel, kus suurem osa tootmisprotsessist toimub range kontrolli all tehase tsehhis, suurelt osalt ära hooletusvigade tekkimise võimalus.

## § 3. RAUDBETOONI JA PINGEBETOONI RAKENDUSALAD

Raudbetoon ja pingebetoon leiavad tänapäeval massilist rakendamist kõikides ehitustehnika harudes.

Kaugelt suurem osa **vundamente** ehitatakse raudbetoonist. Seejuures tarvitatakse NSV Liidus elamu- ja tööstusehitustes massiliselt monteeritavaid raudbetoon-vundamendiplokke, mis võimaldavad tunduvalt tõsta ehitustööde mehhaniseerimise astet.

Täiesti asendamatuks on raudbetoon kujunenud mitmesuguste masinate vundamentide ehitamisel, eriti siis, kui neile mõjuvad tugevad dünaamilised koormused. Real juhtudel on masinavundamentide teostamisel ja rekonstruee-

rimisel edukalt kasutatud ka pingebetooni. Raudbetoonvaialuseid, nii koht- kui ka rammitavate vaiadena, kasutatakse seal, kus vaiad satuvad muutliku põhjavee piirkonda. Raudbetoonist kessoonid ja sügavkaevud on samuti juba pikemat aega edukalt kasutamisel.

NSV Liidus on **elamute ja ühiskondlike hoonete** lagede, postide, treppide, ematalade jne. peamiseks ehitusmaterjaliks tänapäeval raudbetoon ja pingebetoon. Eriti laialdaselt on kasutamisel paljuõõnelised monteeritavad laepaneelid nii raudbetoonist kui ka pingebetoonist. Väiksemates asulates, kus puuduvad vastavad tõstemehhanismid, kasutatakse edukalt monteeritavaid laetalasid koos kergete täiteplokkidega. Kui linnades toimub raudbetoontreppide monteerimine tervete marssidena, siis väiksemates asulates on võimalik piirduda monteeritavate põsktalade ja astmetega.

**Monteeritavate raamide** kasutamine elamutes ja ühiskondlikes ehitistes muutub massiliseks seoses karkass- ja karkasspaneelehitusmeetodi rakendamisega. Seejuures on NSV Liidus välja töötatud erilised abinõud (teraskonduktorid jne.) karkasside vajaliku montaažitäpsuse tagamiseks.

Kui raudbetooni seni elamuehituses ei kasutatud seinaega katusematerjalina, siis nüüd on tekkinud siin pööre seoses **suurpaneel-ehitusviisi** rakendamisega. Raudbetoonist toodetakse vastavate isolatsioonikihtidega paneele, mis moodustavad näiteks ühe toa terve seina. *V. V. Mihhailovi* ettepanekul on real juhtudel edukalt kasutatud ka pingebetoonist suurpaneele, mis valmistatakse konveieritel pingevarraste-traatide pideva kerimisega.

Suuri väljavaateid avab siin *N. J. Kozlovi* ettepanek, millekohaselt seinte raudbetoonpaneelid valtsitakse erilisel konveieril.

Monteeritavat raudbetooni on kasutatud real juhtudel kaldkatuste ehitamisel, kuid peamine rakendusala näib olevat tulevikus tasapinnalised lamedad katused, mis võimaldavad ka katusepinna otstarbekohast kasutamist. Tuleb märkida, et real juhtudel on isegi elamute akende piidad ja raamid valmistatud monteeritavast raudbetoonist.

**Tööstusehituses** on massiliselt kasutamisel mitmesugu-

sed monteeritavad ja monoliitsed raamid nii raudbetoonist kui ka pingebetoonist. Sageli esineb siin unikaalseid ja huvitavaid lahendusi. Tööstusehitiste katete peakandjatena kasutatakse tänapäeval NSV Liidus ja mujal massiliselt mitmesuguseid monteeritavaid talakandjaid ja sõrestikke, peamiselt pingebetoonist, avadega kuni 30 m.

Mitmesugustes tööstusettevõtetes ehitatavad silod, punkrid, korstnad jne. tehakse peamiselt raudbetoonist. Tuleb märkida, et kui silod ja korstnad ehitatakse peamiselt monoliitsest raudbetoonist efektiivsete liikuvate raketiste abil, siis punkrid konstrueeritakse viimasel ajal ikka sagedamini monteeritavatena, mispuhul ehituste teostamise kestus lüheneb 2—4 korda. Muidugi, väiksemahulised ja mittestatsionaarsed punkrid ehitatakse ka edaspidi ulatuslikult teraskonstruktsioonidest. Mitmesugused tööstus- ja kommunaalehituste reservuaarid ehitatakse samuti raudbetoonist. Siin on monteeritavuse printsiip veel vähemas ulatuses rakendatud, kuid see-eest järjest suuremal määral kasutatakse pingebetooni. Viimane on sel puhul eriti efektiivne ja vähendab reservuaaride maksumust, võrreldes terasreservuaaridega, kuni 60% võrra.

Ka **põllumajandusehitustes** on juurutamisel nii monteeritav raudbetoon kui ka pingebetoon. Loomapidamishoonete katted, postid, raamid, ematalad ning ka silod ehitatakse massiliselt võrdlemisi kergetest monteeritavatest raudbetoonelementidest.

Ulatuslikult kasutatakse betoon-, raudbetoon- ja pingebetoonkonstruktsioone **hüdrotehnilistes ehitustes,** seda eriti hüdrojõujaamade sõlmedes. Siin tavaliselt esinevate suurte betoonimasside tõttu, mis on vajalikud veesurvete tasakaalustamiseks, kasutatakse peamiselt monoliitset betooni ja raudbetooni. Kuid ka siin on võimalik rakendada monteeritavuse printsiipi. Näiteks suurte hüdrotehniliste betoon- ja raudbetoonmasside raketisena on NSV Liidus ulatuslikult kasutatud monteeritavaid, viimistletud välispinnaga suuri paneelkoorikuid, mis hiljem jäävad konstruktsiooni koostisosadeks.

Mere- ja jõesadamate ehitustel on raudbetoon olnud juba pikemat aega kasutamisel kaidena, muulidena jne. Viimasel ajal on ka siin ulatuslikult kasutatud monteeritavuse printsiipi, kusjuures on paigaldatud kuni 100 ja roh-

kem tonni kaaluvaid kaimüüri sektsioone. Ka laevatatavate kanalite, eriti nende lüüsikambrite ehitamisel on peamiseks ehitusmaterjaliks raudbetoon, kuid real juhtudel on siin edukalt rakendatud ka pingebetooni.

Kõrgsurvetorud hüdrojaamades, mida seni ehitati ainult terasest, valmistatakse nüüd kuni surveteni 10 atü massiliselt ka pingebetoonist.

Raudbetooni ja pingebetooni kasutamine näitab pidevat kasvu ka **transpordiehitustel.** Kui lennuväljade hoovõturajad ehitatakse tänapäeval vaid raudbetoonist või pingebetoonist, siis ka automagistraalide ehitusel kasutatakse ikka rohkem samu materjale. Pole raske ennustada, et lähemas tulevikus ehitatakse kõik tähtsamad automagistraalid raudbetoonist või pingebetoonist. Kuna seejuures ei ole vaja raketisi ja lisaks sellele on teedeehitus-masinapargis olemas suurepärased mehaanilised betoonipaigaldajad ja -viimistlejad, siis on siin domineeriv ikka monoliitne raudbetoon ja pingebetoon. Viimase osatähtsus kasvab tulevikus kahtlemata, kuna pingebetoon on võimeline raudbetoonist hoopis väiksemate (2 ja rohkem korda) paksustega kandma ka järjest suurenevaid rattarõhke nii automagistraalidel kui ka lennuväljade maandumisteedel. Ka **raudteedel** on samuti raudbetoon, kuid veel enam pingebetoon alustanud oma võidukäiku. Raudteemajanduse üks suurimaid raskusi — liiprite küsimus — leiab ilmselt lahenduse pingebetoonliiprite näol. Kuigi liiper on väike element, tuleb raudtee ühele jooksvale kilomeetrile paigaldada kuni 150 $m^3$ pingebetoonliipreid. Kui arvestada, et püstitada tuleb ka massiliselt elektriliinide pingebetoonmaste, siis näeme, milline hiiglaslik tööväli avaneb siin pingebetoonkonstruktsioonide rakendamisel.

Transpordimajanduse mitmesugused ehitised, nagu sillad, truubid, platvormid jne., ehitatakse juba pikemat aega raudbetoonist. Siit saadud kogemuste alusel võib väita, et raudbetoon on parim materjal sellisteks raskete koormuste ja atmosfääriliste mõjutuste all töötavateks vastutusrikasteks ehitusteks. Kuid pingebetooni ja monteeritava raudbetooni rakendamine on ka siin esile kutsunud suuri muudatusi. Pingebetoon võimaldab katta sildade suuri avasid isegi talakonstruktsiooniga, mida seni peeti ökonoomiliselt võimalikuks vaid teraskonstruktsiooni korral.

Sillaehituses kasutatavad monteeritavad elemendid on üldiselt väga suurte kaaludega (50 ja rohkem tonni); neid paigaldatakse harilikult raudteedel liikuvate võimsate kraanade abil. Seepärast on tänapäeval tavaline monteeritavate peakandjate paigaldamine avadega 30 m ja rohkem.

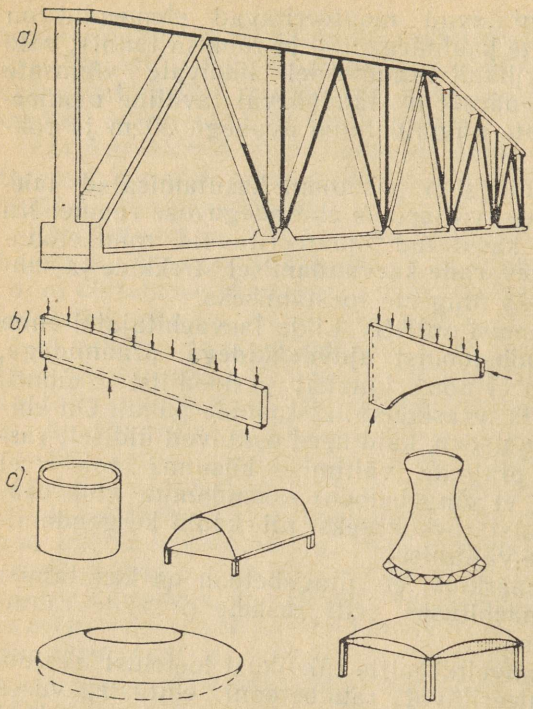
Kuid raudbetooni ja pingebetooni kasutamisalad laienevad veelgi ja isegi väljapoole ehitustegevuse raame. Nii on viimasel ajal kasutatud monteeritavaid raudbetoondetaile ka **maapõuevarade kaevandamisel** strekkide ja šahtide kindlustamiseks ning ete toestamiseks.

Väga häid kogemusi on NSV Liidu laevaehitajatel enne sõda ehitatud raudbetoonist **ujuvdokkidega**, praamidega, pontoonidega, mis ei nõua kulukat perioodilist remonti, nagu see on vajalik teraskonstruktsioonide puhul. On ehitatud ka raudbetoonlaevu, kuid need osutuvad üldiselt rasketeks ja nende pragude vältimise küsimus pole veel päris selge. Näib, et pingebetooni rakendamine võib osutuda siin kõigiti otstarbekohaseks nii kaalu kergendamisel kui ka pragude vältimisel.

Tuleb lõpuks märkida, et pingebetoon on kasutamist leidnud ka **masinaehituses**, eriti raskete presside raamkonstruktsioonidena.

Nagu toodud kaugeltki mitte täielikust loetelust nähtub, kasutatakse monteeritavat raudbetooni ehitustegevuses järjest suuremal määral. Kuid see ei tähenda veel, et monoliitne raudbetoon oleks kõrvale jäetud. Siiski on ka 1960. aastal paigaldatava raudbetooni üldmahust veel ⅔ monoliitne raudbetoon, kuigi elamu- ja tööstusehituses ulatub monteeritava raudbetooni kogus juba praegu 80%-ni raudbetooni üldmahust. Real aladel jääb monoliitne raudbetoon ikkagi domineerivaks: teedeehituses, kus raketiste kulu on tühine; ehitustel, kus rakendatakse liikuvaid raketisi, või ka mujal, kus tüpiseerimise tõttu on võimalik kasutada inventaarseid raketisi.

Nii kodumaal kui ka välisriikides (eriti Inglismaal) on rakendamisel nn. **monteeritav-monoliitne raudbetoon**, mis real juhtudel on andnud häid lahendusi. Sel puhul kujutavad monteeritavad raudbetoon- või pingebetoonelemendid endast vaid osa kogu töötavast konstruktsioonist. Kohapealsel täiendaval betooni paigaldamisel täidavad mon-




*Joon. 2*

teeritavad elemendid tavaliselt raketise osa. Seega saavutatakse monteeritavate elementide tunduvalt väiksem kaal ja konstruktsiooni parem monoliitsus.

Oma **rakendusvormidelt** rikastuvad raudbetoon ja pingebetoon pidevalt. Sirgetele ja kõveratele varraskandjatele (talad, postid, kaared, võlvid) lisanduvad eriti monteeritavuse printsiibi rakendamisel mitmesugused tala- ja kaarsõrestikud (joon. 2, *a*). Seni kasutatavatele horisontaalsetele tasapinnalistele plaatidele ja plaatidele, mis töötavad oma pinnas, nn. seibidele (joon. 2, *b* — kõrge tala ja kaarseib), lisanduvad mitmesuguste **õhukeseseinaliste konstruktsioonide** variandid. Seejuures kujunevad eriti õhukeseseinalised lae- ja seinapaneelid väga ökonoomseteks. Kuid õhukeseseinaliste konstruktsioonide all tuleb mõista ka suurt hulka pindkandjaid, mis kujutavad endast

ruumiliselt töötavaid konstruktsioone — **koorikuid.** Joon. 2, *c* on esitatud mõningad koorikute variandid. Silinderkoorik vertikaalse teljega on kasutamisel mitmesuguste raudbetoonanumate seintena. Silindrilist koorikut horisontaalteljega on paljudel juhtudel kasutatud suurte tööstus-, lao- ja ühiskondlike hoonete katusekonstruktsioonina. Edasi on esitatud pöördkuppel, mis leiab rakendamist ühiskondlike ehitiste ning reservuaaride katusena, ja pöördhüperboloid, mida kasutatakse soojusjõujaamades jahutusseadmena (nn. gradiirina). Lõpuks on esitatud tööstushoonete katuse kattena kasutatav kahe kõverusega lame koorik. Olgu märgitud, et esitatud raudbetoonkoorikkonstruktsioone on ehitatud nii monteeritavatena kui ka monoliitsetena. Kõiki näidatud tüüpe on võimalik ehitada ka pingebetoonist.

Koorikkandjate kohta ütlesid väljapaistvad NSV Liidu spetsialistid *S. S. Davõdov, K. N. Kartašov, A. A. Gvozdjev* ja *V. V. Mihhailov* NSVL Ehitus- ja Arhitektuuri Akadeemia IV sessioonil oma ühises ettekandes «Monteeritava ja eelpingestatud raudbetooni arengu teaduslik ja tehniline tase ja teed tema tõstmiseks» muuseas järgmist:

«Uuemate raudbetoonkonstruktsioonide seas, mille väline kujundus on märgistatud ainult raudbetoonile omaste joontega, kuulub koorikutele õigustatult esikoht. Koorikud või tahkkandjad on õhukeseseinalised ruumiliselt töötavad raudbetoonkonstruktsioonid, mille redutseeritud paksus on tunduvalt väiksem kõikidest teistest tasapinnalistest ribilistest või kõverjoonelistest konstruktsioonidest.

Ratsionaalse ülesande puhul võib redutseeritud kooriku paksus olla isegi 2—3 korda väiksem ribilistest tala- või raamkonstruktsioonidest.

See seletub asjaoluga, et koorik või tahkkandja töötab peamiselt survele ja võimaldab seega kõige ratsionaalsemalt kasutada betooni. Pingestatud armeerimine on siin erakordselt efektiivne ja lubab tõmbejõudusid ääreliikmetes ja tõmbe-peapingeid koorikutes vastu võtta väikseima terase kuluga.»

Ja samas edasi:

«Pole kaugel aeg, kus raudbetoonkoorikud kergete kummuvate lagede näol tungivad massiliselt elamuehitusse.»

Monteeritavuse printsiip on ulatuslikult tunginud ka koorikkonstruktsioonide praktikasse, mis on eriti oluline, sest seega välditakse ulatuslikud raketisetööd ja tülikas betoneerimine kallakpindadel. Siin tuleb märkida esmajoones itaallase *L. Nervi* saavutusi ning Leningradis hiljuti püstitatud kahe kõverusega koorikkatet avadega 40×40 m. Viimasel juhul kasutati ulatuslikult armatuuri eelpingestust.

Nagu näeme, esineb raudbetooni puhul tänapäeval kolm progressiivset printsiipi, s. o. **monteeritavus, eelpingestus** ja **õhukeseseinalisus.** Kõige efektiivsemad konstruktsioonid on need, kus kõik need printsiibid on samaaegselt rakendatud. NSV Liidus on sellistele konstruktsioonidele avatud «roheline tee». Pidevalt täiendatakse raudbetoondetailide tehaste võrku, järsult suurendatakse kõrgemargiliste teraste tootmist, asutakse pingebetooniks vajalike abiseadmete (presside, mördi injekteerimise seadmete jne.) massilisele tootmisele, on arendatud kõrgemargiliste ja uute tsemendiliikide tootmist (kõrgemargiline aliitne portlandtsement, aluminaattsement, paisuv tsement ja mahukahanemiseta tsement jne.), on tehtud rida täiendusi betooni tehnoloogias (betooni paigaldamine jäikade segudena, betooni autoklaavimine, vibrosegamine, pressbetoon, vibrosurumine, vaakumeerimine, tsemendi järeljahvatus, raudbetoonpaneelide valtsimine konveieril jne.), mis võimaldavad senisest kergemini valmistada õhukeseseinalisi kandjaid. Siinjuures tuleb alla kriipsutada ka ulatuslike teoreetiliste tööde suurt tähtsust, mis on võimaldanud arendada NSV Liidus oma eesrindlikud raudbetooni, pingebetooni, betooni tehnoloogia jne. teooriad.

NLKP XX kongressi direktiividega on tähistatud edasine raudbetooni kasutamise laialdane areng. Nii peab aastane raudbetooni toodang kasvama 1960. a. kuni 85 milj. kuupmeetrini. Sellest peab olema monteeritavaid raudbetoondetaile 28 miljonit $m^3$, millest omakorda pingebetooni 7 milj. $m^3$. Need hiiglaslikud raudbetoon- ja pingebetoonkonstruktsioonide rakendamise mastaabid on saavutatavad vaid teaduse aktiivse abi korral ehitustööstusele.

## § 4. RAUDBETOONI JA PINGEBETOONI AJALOOST

Idee tugevdada tõmbele halvasti töötavat betooni terasega tekkis siis, kui selleks olid loodud vastavad materiaalsed eeldused, s. o. kui oli küllaldaselt arenenud portlandtsemendi ja valtsitud terase tootmine — XIX saj. keskel.

Betoon kui ehitusmaterjal oli tuntud roomlastele ja tõenäoliselt ka vanadele kultuurrahvastele (eriti egiptlastele, hiinlastele), kuid hiljem sattus nähtavasti unustusse. Ka vanadel vene aladel kasutati XI—

XIII sajandil müüride ja vundamentide ehitamiseks betoonitaolist ehitusmaterjali, milles sideainena kasutati lupja ühes hüdrauliliste lisanditega. Alles XIX sajandi algul algas betooni kasutamine uuesti, esialgu Prantsusmaal, selle järel Inglismaal ja Saksamaal.

Algul kasutati sideainena hüdraulilist lupja ja romaantsementi. **Portlandtsement** leiutati 1823. a. *Tselijevi* ja sõltumatult viimasest 1824. a. inglase *Aspdin*'i poolt, kusjuures uus sideaine sai nimetuse oma välise sarnasuse tõttu Portlandi poolsaarel leiduva kivimiga. Võrdlemisi lühikese aja kestel ehitati hulgaliselt tsementitehaseid (ENSV territooriumil 1870. a. paiku).

XX saj. algul selgus vajadus luua **betooni tehnoloogia** teaduslikud alused. *Maljuga, Fuller* ja *Thompson* andsid praktilised alused betooniagregaadi otstarbekohaseima teralise koostise määramiseks. *Samovitš* ja *Abrams* avastasid seose betooni tugevuse ja vesitsementteguri vahel. Pärast esimese portlandtsemendi tootmist leidsid juba XIX saj. keskel ulatuslikult kasutamist tehiskivitooted, mis olid oma sisemuses traatribistikuga tugevdatud. Nii sai tuntuks raudbetoonpaat Pariisi Maailmanäitusel 1854. a., mis oli valmistatud *Lambot'* poolt. **Betooni ja terase sidumise** mõte painde- ja tulekindlaks ehituselemendiks tekkis esmalt, nagu näib, ameeriklasel *T. Hyatt*'il. Tähelepanuväärne on siin asjaolu, et ta katsetas oma isikliku elamu raudbetoonkonstruktsioone. Alles pärast 20-aastast uurimistööd avaldas ta 1877. a. oma tulemused.

1861. a. kirjeldas prantslane *Fr. Coignet* raudbetooni omadusi. Vaatamata raudbetooni juba küllalt ulatuslikule arengule ca 15—20 aasta kestel tekkis idee seda ehitusviisi patenteerida alles prantslasel aednik *J. Monier*'l, kes võttis patendi armeeritud betoontoobrile 1867. a., kusjuures armatuur oli vajalik ainult toobrile vormi andmisel. Edasi järgnes rida patente *Monier'* poolt (näiteks 1877. a. raudtee betoonliipritele jne.). Kuigi *Monier*'l puudus kujutlus terase osast betoonis, andsid tema patendid siiski mõningal määral tõuke raudbetooni arengule.

1885. a. eeldas *M. Koenen* (Saksamaal), et raudbetoonis tagab teras esmajärjekorras tõmbejõudude vastuvõttu, kuna betoonile jääb vaid survepingete vastuvõtt. Pärast ehitusfirma *«Wayss»* ülesandel sooritatud katseid, mis tõestasid tema eeldusi, publitseeris ta oma esimesed staatiliste arvutuste alused 1886. a.

Edasi teostas ulatuslikke uurimistöid *E. Mörsch*, kelle mitmeköiteline teos «Raudbetoon, tema teooria ja rakendus» muutus raudbetooni klassikaliseks teoseks.

Prantsusmaal viis samal ajal raudbetooni teooriat ja praktikat suurte sammudega edasi *F. R. Hennebique*, kes esmakordselt rakendas ribiplaatristlõiget ühes rangidega, kuna ülespöörded siiski veel puudusid. Temast sõltumatult võttis umbes samal ajal kasutusele ribiplaatristlõike ka *Ransome* USA-s.

1903. a. pani *Considère* ette kasutada spiraalarmatuuriga poste.

Seenlagesid kasutati samal ajal ka USA-s *(Turner)* ja Šveitsis *(Maillart)*, kuid esmakordselt rakendati seda konstruktsiooni siiski Venemaal 1908. a. *A. F. Loleit*'i poolt.

Venemaal ilmnesid juba 1885. a. esimesed *Monier'* ehitusviisi alged, kuid veelgi varem, 1802. a., oli kasutatud armeeritud betooni palee

katusekonstruktsioonis Tsarskoje Selos. «Aktsiaseltsil betoon- ja teisteks ehitusteks» Moskvas õnnestus eeskujulikult teostatud ehituste ja eriti raudbetoonkonstruktsioonide ulatuslike proovikoormamiste tõttu võita uuele ehitusviisile küllalt oluline koht, nii et raudbetoon lubati Venemaal 1899. a. üldiseks kasutamiseks.

Selleks aitasid ka Peterburis *N. A. Beleljubski* poolt 1891. a. teostatud ulatuslikud katsed raudbetoonplaatidega, võlviga, torudega, silindrilise reservuaariga, võlvsillaga (ava 17 m) jne. Eriti tuleb alla kriipsutada *N. A. Beleljubski, I. S. Podolski* jt. teeneid esimeste suuremate raudbetoonkonstruktsioonide projekteerimisel ja ehitamisel Venemaal.

Alates 1907. a. loodi paljudes riikides raudbetooniga seotud küsimuste uurimiseks spetsiaalseid laboratooriume. Raudbetooni arenguga on tihedalt seotud ka ehitusstaatika areng, kuna rida tähtsaid üleandeid (plaadid, seenlaed, raamid, koorikud jne.) püstitati viimasele just raudbetooni poolt.

Algul toimus arvutus nn. **klassikalise teooria** ja lubatavate pingete alusel. Alates 1925. a. on viimaseid pidevalt tõstetud sedavõrd, kuidas paranesid betooni ja terase omadused ja kasvas usaldus arvutusmeetodite suhtes. Esimesed raudbetooni normid ja tehnilised tingimused ilmusid 1904. a. Saksamaal ja Šveitsis, 1906. a. Prantsusmaal jne. Venemaal kinnitati esimesed tehnilised tingimused 1908. a. Hiljem, 1911. a., töötati nad põhjalikult ümber ja täiendati ka arvutusseeskirjadega.

Järgnes raudbetooni tormiline areng, mille jooksul püstitati NSV Liidu territooriumil veel enne Oktoobrirevolutsiooni hulgaliselt silmapaistvaid raudbetoonehitisi.

Ka **Tallinnas** on sellest perioodist säilinud rida suurepäraseid ehitisi, mis omasid omal ajal üle-euroopalise kuulsuse. Siia kuulub rida tehaste korpusi Kopli poolsaarel, endine Lutheri tehase korpus ning RAT «Estonia» hoonete kompleks.

Pärast Oktoobrirevolutsiooni, eriti järgnevate viisaastakute jooksul, loodi NSV Liidus rohkesti suurepäraseid raudbetoonkonstruktsioone, mille püstitamisel kasutati eesrindlikke meetodeid. Seejuures omasid suurt tähtsust 1927. a. loodud Tööstusehituse Teadusliku Uurimise Keskinstituut (ЦНИПС) ja rida teisi hiljem asutatud uurimisinstituute.

Võistluses teiste ehitusviisidega, eriti teraskonstruktsioonidega, tuli erilist tähelepanu pöörata lisaks ehitusmaterjalide omaduste paremustamisele ka ehitustööde teostamise ratsionaliseerimisele, mis on tänapäeval arenenud monteeritavuse printsiibini ja elementide valmistamiseni industriaalmeetodil.

Tuleb märkida, et monteeritavat raudbetooni kasutatakse NSV Liidus alates 1929. a. Juba 1932. a. töötati ЦНИПС-i poolt välja ajutised monteeritava raudbetooni instruktsioonid. ENSV-s kasutati monteeritavat raudbetooni esmakordselt ulatuslikumalt «Estonia» teatrihoone taastamisel 1947. a.

Terase lubatavate pingete suurendamine tõstis päevakorda raudbetoontalades esinevate **pragude küsimuse**, mille liialt suure avanemise vältimiseks soovitas *Koenen* 1907. a. kasutada **armatuurivarraste**

**eelpingestamist,** milline idee oli esmakordselt väljendatud *Doehring*'i poolt 1888. a. *Koeneni* poolt teostatud vastavad katsed ei andnud aga positiivseid tulemusi, kuna rakendatud väike eeltõmme madalamargilises terases läks kaotsi betooni sel ajal veel tundmatu roomamise ja mahukahanemise tagajärjel.

Mahukahanemist ja roomamist pani esmakordselt tähele *E. Freyssinet* sillaehituste juures 1912. a. See innustas teda nende küsimustega tegelema. Pärast I maailmasõda teostatud spetsiaalsed katsed näitasid nende deformatsioonide suurt tähtsust, eriti pingebetooni teoorias. *Freyssinet* leidis, et pingebetooni loomisel on vajalik kõrge eelpinge kõrgemargilistes terastes ning väga tugev betoon. Ta võttis alates 1929. a. reas maades patente pingebetooni meetoditele.

1937. a. patenteeris *E. Hoyer* keelbetoon-menetluse, mispuhul olid pikkadel stendidel valmistatud elementide pingevardad-traadid (kuni d = 2 mm) kinnitatud betooni vaid otsese nakkega.

NSV Liidus tõsteti pingebetooni kasutamise küsimus üles 1932. a. Enne Suurt Isamaasõda ehitati NSV Liidus juba rida pingebetoonkonstruktsioone. Asuti keelbetoonist laetalade ulatuslikule tootmisele. Pingebetooni arengus NSV Liidus sel perioodil kui ka hiljem omasid suurt tähtsust *V. V. Mihhailovi* uurimused.

Eriti ulatuslikult kasvab pingebetooni kasutamine viimastel aastatel. Lisaks massilises elamuehituses kasutatavatele laepaneelidele on ehitatud hulgaliselt pingebetoonist sildu, suuri tööstusruumide katteid, kõrgsurve torusid, reservuaare, raudteeliipreid, elektriliinide maste jne.

**Raudbetooni ja pingebetooni teooriate** kiire arengu NSV Liidus põhjustasid peaasjalikult ЦНИПС-is teostatud uurimistööd. *A. F. Loleit*'i poolt alustatud purustava koormuse meetodi väljatöötamise viisid lõpule *A. A. Gvozdjev, N. J. Staerman, P. L. Pasternak, V. I. Murašov, M. S. Borišanski* jt. Selle tulemusena ilmusid NSV Liidus 1938. a. purustava koormuse teooriale vastavad raudbetooni arvutusnormid. *V. I. Murašovi* poolt töötati juba 1940. a. välja raudbetoonelementide jäikuse, pragude vältimise ja pragude avanemise teooria alused.

Edasiste uurimistööde tulemusena kehtestati NSV Liidus 1954. a. betooni, raudbetooni, kivi-, puit- ja teraskonstruktsioonide uus **unifitseeritud arvutusmetoodika diferentseeritud varutegurite süsteemiga ja piirolukordade vaatlemisega** (СНиП II osa 1954). Sellel metoodikal põhinevad kehtivad «Raudbetoonkonstruktsioonide projekteerimise normid ja tehnilised tingimused» (НиТУ 123-55) ja «Eelpingestatud raudbetoonkonstruktsioonide projekteerimise instruktsioon» (СН 10-57). Viimatinimetatud dokumendid tuleb lugeda kõige progressiivsemateks, mis on raud- ja pingebetooni seadusandluse alal maailmas seni ilmunud.

## § 5. BETOON

Tavaline (raske) betoon on materjal, milles liiv ja kruus või killustik on seotud mõne hüdraulilise sideainega, vesiklaasiga jne. kõvaks tehiskiviks. Meie peamine tähelepanu on allpool pööratud hüdrauliliste tsementide baasil saadud betoonide omaduste vaatlemisele, kuna raudbetoonkonstruktsioonide puhul harva kasutatakse teisi sideaineid. Betoonisegude projekteerimist siinjuures ei puudutata, kuna see kuulub ehitusmaterjalide kursuse valdkonda.

Betoon, nagu see kivimaterjalide puhul on üldine, omab head survetugevust, kuid tema tõmbetugevus on väike. Kuigi betoon on suhteliselt habras materjal, võib ta siiski arendada aeglasel pingestamisel küllalt suuri plastilisi deformatsioone. Seetõttu, eriti betooni kauasel niiskena hoidmisel, hoitakse pragude avanemine raudbetoonkonstruktsioonides talutavates piirides. Sellised betooni plastilised deformatsioonid, mis oluliselt on põhjustatud betooni teatud poorsusest, pole pingebetooni puhul niisuguses ulatuses soovitavad ega ka vajalikud. Seepärast kasutatakse viimasel juhul tavaliselt hoopis tihedamaid ja jäigemaid betoone.

Käesolevalt nimetatakse tsemendi ja vee segu **tsementtaignaks**, mis pärast kivistumist muutub tsementkiviks. Tsementtaigen koos täiteaine peente fraktsioonidega moodustab **tsementmördi**, mis täidab jämeda agregaadi tühemikud.

Järgnevalt vaatleme esmalt materjale betooni valmistamiseks, siis betooni tugevus- ja deformatsiooniomadusi. Käesolev paragrahv lõpeb mõningate märkustega betooni uue tehnoloogia kohta.

## 1. TSEMENDID

Raudbetoonis kasutatavate tsementide skaala laieneb pidevalt. Praegu kasutatakse betoonisegu koostamisel peamiselt harilikku portlandtsementi, paljudel erijuhtudel ka puzzolaan-, räbu-, magnesiaal- ja räbumagnesiaal-portlandtsemente. Viimastel aastatel kasvab pidevalt alumiinaattsementide ja hüdrofoobsete, plastifitseeritud, sulfaadikindlate, kiirelt kivistuvate portlandtsementide, paisuvate ja mahupüsivate tsementide kasutamine.

Tsementide tardumis-, kivistumis- ja tugevusomadused on määratud peamiselt tsemendi klinkri mineraloogilise koostise ja jahvatuspeensusega. Tsemendi survetugevust, mis määratakse 35,4 $cm^3$ mahuga tsementmördist kuubikul 28 päeva vanuses pärast vee juurdelisamist, nimetatakse **tsemendi aktiivsuseks.** Mört valmistatakse tsemendist ja normiliivast kaalulises vahekorras 1:3, normitud segamisel muldniiskes konsistentsis. Kuubikute valmistamine ja hoidmine on samuti normitud. Tsemendi aktiivsusele lähimat väiksemat väärtust normitud tsemendimarkide skaalas nimetatakse **tsemendi margiks.** Tuleb märkida, et paljude autorite poolt soovitatakse tsemendi aktiivsuse määramine teostada tsementmördi plastilisel konsistentsil, mis real juhtudel vastab rohkem tsementmördi tegelikule olukorrale betoonis.

Tsemendiklinkris esinevatest paljudest mineraalidest moodustavad peamise massi järgmised neli mineraali: **aliit** (tähistus $C_3S$), keemiline koostis $3CaO \cdot SiO_2$, teda esineb tsemendiklinkris tavaliselt 40—70%; **beliit** ($C_2S$) — keemiline koostis $2CaO \cdot SiO_2$, sisaldus tsemendiklinkris on 15—30%; **aluminaat** ($C_3A$) — $3CaO \cdot Al_2O_3$, sisaldus tsemendiklinkris on 6—20%; **tseliit** ($C_4AF$) — $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$, mille sisaldus kõigub 5—18%.

Vastavalt ühe või teise mineraali domineerimisele tema klinkris võiks portlandtsemente klassifitseerida vastavalt *S. D. Okorokovile* järgmiselt, väljudes mineraalide-silikaatide suhtest:

1) aliitsed tsemendid: $C_3S : C_2S > 85 : 15$,
2) harilikud tsemendid: $C_3S : C_2S = 50 : 50$ kuni $85 : 15$,
3) beliitsed tsemendid: $C_3S : C_2S < 50 : 50$;

väljudes alumiiniumi sisaldavate mineraalide suhtest:

1) aluminaatsed tsemendid: $C_3A : C_4AF > 70 : 30$,
2) harilikud tsemendid: $C_3A : C_4AF = 70 : 30$ kuni $30 : 70$,
3) alumoferriitsed tsemendid: $C_3A : C_4AF < 30 : 70$.

Tuleb märkida, et turustatavas tsemendis võivad toodud mineraalide suhted olla moonutatud mitmesuguste lisandite tõttu.

**Portlandtsemendi mineraloogiline koostis** määratakse klinkri petrograafilise analüüsi teel. Kui on teada, et tsement ei sisalda peenjahvatatud lisandeid, on võimalik *V. A. Kindi* andmeil ligikaudselt määrata tsemendi mineraloogiline koostis lihtsamalt — täieliku keemilise analüüsi tulemuste abil.

Seejuures arvutatakse algul aluminaatmoodul

$$p = \frac{Al_2O_3}{Fe_2O_3}.$$

Edasi arvutatakse ränihapendi lubjaga küllastumise koefitsient KH. Kui $p > 0{,}64$, siis

$$KH = \frac{(CaO - \overline{CaO}) - (1{,}65\ Al_2O_3 + 0{,}35\ Fe_2O_3 + 0{,}70\ SO_3)}{2{,}8\ (SiO_2 - \overline{SiO_2})};$$

kui $p < 0{,}64$, siis

$$KH = \frac{(CaO - \overline{CaO}) - (1{,}0\ Al_2O_3 + 0{,}70\ Fe_2O_3 + 0{,}70\ SO_3)}{2{,}8\ (SiO_2 - \overline{SiO_2})}.$$

$\overline{CaO}$ ja $\overline{SiO_2}$ on vastavalt vaba lubi ja vaba ränihapend (kui nende kohta andmed puuduvad, võetakse arvutustes $\overline{CaO} = 1\%$ ja $\overline{SiO_2} = 0{,}5\%$).

Leelisuse aste on

$$CO = 3KH$$

Mineraalidesisaldus (%-%) on siis arvutatav järgmiste avaldiste abil:

$$C_3S = 3{,}8\ (CO - 2)\ (SiO_2 - \overline{SiO_2})$$
$$C_2S = 2{,}87\ (3 - CO)\ (SiO_2 - \overline{SiO_2})$$
$$C_3A = 2.65\ (Al_2O_3 - 0{,}64\ Fe_2O_3)$$
$$C_4AF = 3{,}04\ Fe_2O_3 \text{ (kui } p > 0{,}64)$$
$$C_4AF = 4{,}77\ Al_2O_3 \text{ (kui } p < 0{,}64)$$

Näiteks tsemenditehase «Punane Kunda» portlandtsemendi M 400 keemiliste analüüside pikema perioodi keskmised tulemused on järgmised (%-%):

| | |
|---|---|
| kuumutuskadu | 0,45 |
| ränihapend ($SiO_2$) | 21,74 |
| alumiiniumhapend ($Al_2O_3$) | 5,85 |
| raudhapend ($Fe_2O_3$) | 4,78 |
| lubi (CaO) | 63,31 |
| magneesiumhapend (MgO) | 3,16 |
| vaba lubi | 0,93 |

Siis $p = \frac{5{,}85}{4{,}78} = 1{,}22.$

$KH \approx 0{,}85$; $CO = 2{,}55.$

Mineraloogiline koostis on järgmine (%%): $C_3S = 44{,}6$; $C_2S = 27{,}4$; $C_3A = 7{,}4$; $C_4AF = 14{,}5$.

Mineraalide keemilisel ühinemisel veega (nn. hüdratiseerumisel ja hüdrolüüsil) tekivad järgmised ühendid:

1) $C_3S$: $3CaO \cdot SiO_2 + 5H_2O = 2CaO \cdot SiO_2 \cdot 4H_2O + Ca(OH)_2$,

millest esimene on sültjas amorfne aine submikroskoopiliste kristallidega, teine aga kõva kristalne aine.

2) $C_2S$: $2CaO \cdot SiO_2 + 4H_2O = 2CaO \cdot SiO_2 \cdot 4H_2O$.

Resultaat on sültjas aine.

3) $C_3A$: $3CaO \cdot Al_2O_3 + 6H_2O = 3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O$,

mis kujutab endast kõva kristalset ainet.

4) $C_4AF$: $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3 + nH_2O = 3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O + CaFe_2O_3 \cdot (n-6)H_2O$,

kusjuures esimene on kõva kristalne aine, kuna teine on sültjas amorfne aine.

Tsemendiklinkri tuntud mineraloogilise koostise järgi on võimalik saada kujutlust tsemendi tugevusomaduste, tardumis- ja kivistumisprotsessi intensiivsuse ning soovitava termilise töötlemise režiimi kohta. Seejuures soovitab *A. E. Šeikin* kasutada tegurit $K = \frac{m_k}{m_s}$, kus $m_k$ on hüdratiseerimisprotsessis tekkivate ühendite kristalne osa (näiteks ühes mahuühikus) $m_{C_3S} + m_{C_3A} - 2m_{C_4AF}$, sest tseliit absorbeerib 3 molekuli $Ca(OH)_2$; $m_s$ — hüdratisee-

rumise protsessis tekkivate ühendite sültjas osa ($m_s = m_{C_3S} + m_{C_2S} + m_{C_4AF}$).

Tsemendis esinev suur selliste mineraalide sisaldus, mis annavad hüdratiseerumisprotsessis sültjat amorfset ainet (beliit, tseliit), põhjustab tsemendi väikesi tugevusi ja aeglast kivistumist, kuigi ka sültjas aine saab pikema aja kestel teatud tugevuse submikroskoopiliste kristallide kasvamise ja vee väljaauramise tõttu. Seevastu selliste mineraalide sisaldus, mis annavad hüdratiseerumisel peamiselt kristalset ainet (aluminaat, aliit), põhjustavad betooni häid varaseid kui ka lõpptugevusi.

Eriti varajaste betooni tugevuste saavutamine, mis oleneb, nagu nägime, peamiselt tsemendi liigist, on viimastel aastatel muutunud tsemendi tähtsaks omaduseks seoses monteeritava raudbetooni ja pingebetooni massilise rakendamisega. Seetõttu on perspektiivne **aluminaattsementide** kasutamine, milles kaltsiumaluminaatide sisaldus on suhteliselt kõrge. Tavaliselt saadakse aluminaattsemendi klinker lubjakivi ja boksiidi koos põletamise teel. Seejuures boksiit ei pruugi omada sellist puhtuse astet, mis on nõutav alumiiniumi tootmisel. Kuid üldiselt on boksiit küllalt defitsiitne tooraine, mistõttu aluminaattsementi toodetakse veel liialt väikestes kogustes ja pealegi kujuneb tema maksumus ligikaudu kolm korda kõrgemaks hariliku portlandtsemendi maksumusest. Seetõttu kasutatakse aluminaattsemente esmajoones vaid seal, kus tema kõik eelised, s. o. erakordne kivistumise kiirus (tema tardumiskiirus on seejuures võrdne hariliku tsemendi tardumiskiirusega), suur eksotermia kivistumisprotsessis (võimaldab betoneerimist madalatel temperatuuridel) ja vastupanu väävli ühendite (kips, magneesiumsulfaat, väävlisgaasid jne.) ja süsihappevete mõjudele, leiavad samaaegset rakendamist. Betoonid aluminaattsementidest omavad ka paremat kuumutuskindlust. Teisest küljest aluminaattsementidest koostatud betoonid ei oma erilist vastupanu hapetele või leelistele. Aluminaattsemendi suur eksotermia ei võimalda tema kasutamist juhtudel, kui betooni kivistumise protsessis temperatuur välise või ka sisemise soojaeralduse tõttu tõuseb üle 25° C. On soovitav, et aluminaattsementide baasil koostatud betooni paigaldamistemperatuur ei tõuseks üle 15° C, vastasel juhul

muutub betoon liialt paksuks ja halvasti töödeldavaks. Samuti pole soovitav kasutada termilisi menetlusi kivistumise kiirendamisel. Tuleb hoiduda aluminaattsementide segamisest teiste tsemendiliikidega. Näiteks segades aluminaattsementi kõrgemargilise portlandtsemendiga saame täiesti kõlbmatu sideaine. Tardumisprotsess areneb sel puhul liialt suure kiirusega ja tsemenditerade hüdratiseerumine katkeb. Seetõttu ei oma selline tsementide segu kaugeltki neid tugevusnäitajaid, mis on kummalgi komponendil eraldi.

NSV Liidus on viimasel ajal massiliselt kasutamisel nn. **kiirelt kivistuv aliitne portlandtsement** (tähistus БТЦ), mis on tunduvalt odavam aluminaattsemendist ja ka vähem defitsiitne. Nimetatud tsemendi omapäraks on kõrgendatud aluminaadi- $C_3A$ (8—15%) ja kipsi- (kuni 3,5%) sisaldus ning väga peen jahvatus. Tsemendi tugevus ulatub 1-päevaselt — 200 kg/cm², 3-päevaselt — 300 kg/cm² ja seda ilma termilise töötlemiseta. Kivistumine peab toimuma vähemalt +20° C juures. Ökonoomilist efekti on БТЦ kasutamisel võimalik saavutada, võrreldes hariliku portlandtsemendiga M 500, vaid jäikade, muldniiskete segude puhul, kus vesitsementtegur ei ületa 0,45. Puuduseks on tsemendi aktiivsuse kiire langus säilitamisel laos, sest peenjahvatuse tõttu imab tsement enesesse õhu veeauru ja süsihappegaasi. Seetõttu tuleb selliseid tsemente kasutada võimalikult kohe pärast jahvatamist ja säilitada neid kuivades ladudes ning hüdrofoobitud kottides.

Kõrgemargilise portlandtsemendi aktiivsust taastada ja hariliku portlandtsemendi aktiivsust märgatavalt tõsta on võimalik, kasutades nn. **tsemendi märga või kuiva järeljahvatust** kuul- või vibroveskites, missugust abinõu on võimalik edukalt rakendada suurtel ehitusplatsidel, raudbetoondetailide ja betooni tehastes. Hariliku portlandtsemendi puhul, kui eripind viia kuiva või märja järeljahvatuse teel 2500—3500 cm²/g-lt kuni 4500—5500 cm²/g-ni, kasvab aktiivsus ühepäevastel proovikehadel 50—100%, 3- ja 7-päevastel 40—60% ja 28-päevastel 20—35%. (Seejuures on siiski mõnel juhul märgatud betoonisegu plastilisuse ja betooni külmakindluse kahanemist.) Märjalt järeljahvatatud tsement tuleb kohe ära kasutada, kuid ka kuiva

järeljahvatuse puhul ei tohiks tsemendi seisuaeg laos ületada kümme päeva.

Järeljahvatuse kestel lisatakse tsemendile ka mõningaid kivistumist kiirendavaid lisandeid, nagu kloorkaltsiumi jt. Kõrgemargilisele aliitsele portlandtsemendile võib märjal järeljahvatusel lisada juurde ka kipsi. Kui normide kohaselt ei tohi tavaline portlandtsement sisaldada väävliühendeid, arvestatuna väävelhappe anhüdriidile ($SO_3$), rohkem kui 3%, siis käesolevalt, arvestades suurt alumiinaadi ($C_3A$) sisaldust ja suurt jahvatuspeensust, ühineb kipsilisand 3—4% ulatuses tsemendi kaalust kiirelt $C_3A$-ga ja kujuneb tähtsaks tardumis- ja kivistumisprotsesside reguleerijaks esimestel tundidel. Kuigi kips kiirendab oluliselt ka tardumise algust, siiski näiteks betooni paigaldamine 1,5 tunni pärast (tavaliselt algab tardumine sel puhul 20 minutit pärast vee lisamist) ei kutsu esile betooni tugevuse langust. Kipsi lisamine tõstab tsemendi 1-päevast aktiivsust kuni 4 korda, kusjuures viimane on ulatunud kõrgemargiliste portlandtsementide puhul kuni 450 kg/cm², kolmepäevaselt kuni 580 kg/cm² ja 28-päevaselt kuni 870 kg/cm².

Tuleb märkida, et kipsi lisamine kutsub esile suurema mahupaisumise.

Et saavutada betooni etteantud töödeldavust vee ja tsemendi väiksemate kogustega, tuleb lisada nn. **plastifikaatoreid** (esimesi katseid selles küsimuses tegi *Rehbinder* 1934. a.). Tehniliste tingimustega on ette kirjutatud, et betoonide puhul, mille koonuse vajumine peab töödeldavuse tingimustest lähtudes olema vähemalt 60 mm, kui ka pumbatavate betoonide puhul tuleb kasutada plastifikaatoreid. NSV Liidus on plastifikaatorina kasutamisel peamiselt tselluloosi tootmise jääkprodukt — sulfiitpiirituse praak (ССБ), mida lisatakse, arvestatuna kuivaine kaalule, mitte rohkem kui 0,25% tsemendi kaalust. Vastasel juhul esineb betooni tugevusnäitajate tunduv vähenemine (näiteks 0,5% puhul on 3-päevase betooni tugevus null). See aine loob tsemendiosakeste ümber kile, mis takistab terakeste kleepumist üksteise külge ja moodustab terakestevahelise määrde. Segu muutub seetõttu liikuvamaks ja paremini paigaldatavaks (0,1% ССБ lisand parandab töödeldavust ~ 20%); sama töödeldavuse juures väheneb

vajalik vee kogus 10—15% võrra. Väheneb ka hüdratiseerumisprotsessi intensiivsus ja koos sellega ka eksotermia, mis on eriti tähtis hüdrotehnilistes ehitistes suurte betoonimasside betoneerimisel. Kasvab betooni vastupidavus ja sellega ka külmakindlus, väheneb betooni mahukahanemine õhus. Plastifikaatorite kasutamine mõjutab ilmselt ka tardumisprotsessi. Kui tardumisprotsessi algus jääb oluliselt muutmatuks, siis selle kestus kasvab näiteks 0,1% ССБ lisamisel 1,5 korda. Plastifikaatorite kasutamine pole soovitav, kui kasutatakse termilist töötlemist.

**Paisuvad ja mahukahanemiseta tsemendid** on viimastel aastatel leidnud ulatuslikku rakendamist reparatsioonitöödel, pingebetooni puhul jne. Esimese taolise tsemendi koostas *H. Lossier*' 1944. a.; see koosnes kolmest komponendist: silikaattsement-alus, sulfoaluminaattsement-reagent, mis paisub mahus, ja stabilisaator, mis astub tegevusse määratud ajal pärast veega segamist ning, absorbeerides peamise reagendi — kipsi sulfoaluminaattsemendis, peatab paisumisprotsessi. Paisumisprotsess lakkab pärast niiske keskkonna kõrvaldamist ja edasi algab mahukahanemine. Seega on niiskes hoidmise aeg heaks paisumise määra reguleerijaks.

NSV Liidus on *V. V. Mihhailovi* algatusel välja töötatud kaks tüüpi paisuvaid tsemente, mille koosseisust annab ülevaate järgnev tabel.

| Komponendid | ВРЦ | ВБЦ | Keemiline koosseis |
|---|---|---|---|
| Aluminaattsement | 70% | 85% | |
| Kipsi poolhüdraat | 20% | 10% | $CaSO_4 \cdot 0{,}5H_2O$ |
| Neljaliskaltsiumhüdroaluminaat | 10% | — | $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3H_2O$ |
| Lubi | — | 5% | |

ВРЦ on veetihe paisuv tsement. Tsemendi ВБЦ kasutamisel, kus paisumise efekt on väiksem (reagenti, s. o. kipsi poolhüdraati on vähem), neutraliseeritakse ainult betooni mahukahanemise mõju, mistõttu seda tsemendiliiki nimetatakse veetihedaks mahupüsivaks tsemendiks. Mõlemad tsemendid on kiirelt tarduvad ja kivistuvad. Harilikult algab tardumine 4—8 minuti jooksul pärast vee lisa-

mist (aeglustavate lisanditega — 15 kuni 30 minuti jooksul). Orienteeriv tugevuse kasv on järgmine: pärast 6 tundi — 25% $R_{28}$; pärast 3 päeva — 80% $R_{28}$. Lõpptugevus vastab aluminaattsemendi tugevusele. Paisumise kestus on 1—3 päeva. See tekib komponentide 2 ja 3 kristallstruktuuri paisumisel. Kuna aluminaattsemendi hüdratiseerumise produktid on esialgu plastilises olekus, siis nad teevad paisumise kaasa ilma pragunemiseta. Hiljem aga nende kivistumisel vees fikseeritakse paisumise määr. Mahupaisumine on vees tsemendi BPЦ kasutamisel kuni 1% ja tsemendi BБЦ puhul kuni 0,2%.

Nimetatud tsemendid leiavad laialdast rakendamist monteeritavate konstruktsioonide montaažjätkude monoliteerimisel, masinavundamentide poltide kinnivalamisel, isoleerimistöödel, repareerimistöödel (eriti veesurve all olevate pragude sulgemisel), pingebetoonis jne.

Happekindla betooni valmistamisel kasutatakse **vesiklaasi**, millele mittelahustumiseks vees ja nõrga kontsentratsiooniga hapete lahustes lisatakse räänifluornaatriumi ($Na_2SiF_6$) pulbrit 15% ulatuses vesiklaasi kaalust. Vesiklaasi (mahukaaluga 1,36—1,37, mooduliga $\geqslant$ 2,6) kulub 1 $m^3$ betooni kohta vähemalt 250 liitrit.

**Puzzolaan-portlandtsemendid** on otstarbekohased kasutamiseks betoonide puhul, mis asuvad sulfaatsete vete ja üldse kõrgendatud niiskusega keskkonnas. Keskkonnad, kus betoon palju kordi kuivab ja märgub või kus esinevad sagedased külmumised ja ülessulamised, mõjuvad puzzolaantsemendi baasil valmistatud betoonile purustavalt.

**Räbuportlandtsementi** võib kasutada maapealsetes, maa- ja veealustes konstruktsioonides, kui vesi on mage.

Lõpuks esitame ЦНИПС-i poolt väljatöötatud **kiirmenetluse tsementide aktiivsuse ja kivistumisomaduste määramiseks.** Normikonsistentsiga tsementtaignast valmistatakse normitud menetlusel 12 kuubikut (20 × 20 × 20 mm). Kuubikud hoitakse toatemperatuuril (18° C kuni 22° C) niiskes keskkonnas. Pärast 20 tunni möödumist aurutatakse 6 kuubikut keeva vee kohal 4 tunni kestel ja jahutatakse siis 1 tund. Siis purustatakse survele nii aurutatud kui ka niiskes keskkonnas hoitud kuubikud. Kummastki seeriast 4 tugevama kuubiku keskmiste järgi määratakse tegur

$$\eta = \frac{R_a}{R_n},$$

kus $R_a$ — aurutatud kuubikute keskmine tugevus;
$R_n$ — normaalselt hoitud kuubikute keskmine tugevus.

Teguri $\eta$ abil on võimalik hinnata tsemendi aktiivsust, s. o. normitud tsementmördi kuubiku tugevust:

$$R_z \approx (1 - 0{,}0286\,\eta) R_a .$$

Edasi annab $\eta$ mõningaid andmeid kivistumisprotsessi iseloomu kui ka vajaliku betooni hooldamise režiimi kohta.

Kui $\eta \geqslant 10$ (räbuportlandtsemendid, beliitsed tsemendid jne.), siis on betoonide kivistumine aeglane. Nõutav on kauane hooldamine (niiske hoidmine). Otstarbekohane on autoklaavse menetluse või kestva aurutamise kasutamine.

Kui $\eta = 5 - 10$ (puzzolaantsemendid, harilikud portlandtsemendid), siis on kivistumine hariliku temperatuuri juures normaalne. Hästi on rakendatav aurutusmenetlus.

Kui $\eta = 1 - 5$ (aliitsed portlandtsemendid normaalse või mõnevõrra kõrgendatud aluminaadisisaldusega), siis esineb harilikul temperatuuril küllalt kiire kivistumisprotsess. Otstarbekohane on rakendada lühendatud aurutusmenetlust (kuni 12 tundi); tsemendid pole väga tundlikud keskkonna madalamale niiskuse astmele.

Kui $\eta < 1$ (aluminaattsemendid), siis on betoon hariliku temperatuuri juures kiirelt kivistuv, kestva aurutamise juures halvasti kivistuv. Seepärast soovitatakse loomulikku kivistumisrežiimi. Küllaldane on lühiajaline niisutamine.

## 2. TÄITEMATERJALID JA VESI

Täitematerjale ehk agregaate kasutatakse peamiselt selleks, et järsult vähendada betoonis vajalikku tsementtaigna kogust ja sellega betooni maksumust. Samaaegselt vähendatakse ka betooni mahukahanemist ja tõstetakse ilmastikukindlust. Täitematerjalid on üldiselt inertsed ja omavad seega suhteliselt väiksemat mõju betooni kvaliteedile. Nende mõju on aga siiski küllaldane, et nõuda agregaadilt konstantset kvaliteeti, teralist koostist, jne., mispuhul saavutatakse konstantsete, ettemääratud omadustega betoon.

Täitematerjalina raskete (mahukaaluga 2200—2400 kg/m³) ja poolraskete (mahukaaluga 1500—2200 kg/m³) betoonide valmistamisel kasutatakse tugevatest ja püsivatest looduslikest kivimiliikidest saadud liiva, kruusa ja killustikku. Betoonides margiga kuni M 200 lubatakse täiteainena kasutada rasket puisteräbu, betoonides margiga alla M 150 ka telliskillustikku. Kerge-

tes (mahukaaluga 1200 kuni 1800 kg/m³) ja eriti kergetes betoonides (mahukaaluga 700 kuni 1200 kg/m³) tuleb kasutada looduslikke poorseid kivimeid (tuffi, pimssi, raaklubjakivi, merglit, treepelit, diatomiiti) või kunstlikke poorseid kivimaterjale (kõrgahjude granuleeritud ja puisteräbu, räbupimssi, keramsiiti, telliskillustikku jne.), mille kuiv mahukaal ei ületa 1700 kg/m³.

Jämeda täitematerjali **terade maksimaalne suurus** ei tohi ületada ⅓ konstruktsiooni väikseimast mõõtest ja ¾ sarrusvarraste väikseimast puhtast vahekaugusest. Sellest sõltumatult ei tohi agregaadi terade maksimaalne jämedus ületada 150 mm. Kuni 100 mm paksuste plaatide betoneerimisel lubatakse 25% ulatuses täitematerjali, mille tera maksimaalne jämedus võrdub plaadi poole paksusega.

Täitematerjali maksimaalne tera läbimõõt piiratakse ka betooni pumpamisel vastavalt betoonijuhtme siseläbimõõdule. Nii on betoonijuhtme läbimõõdu puhul ⌀ 200 mm kruusatera maksimaalne läbimõõt 80 mm, aga killustikul 70 mm, ⌀ 150 mm vastavalt 50 ja 40 mm.

Täitematerjal või agregaat koosneb tavaliselt kahest osast: kas looduslikust või purustatud liivast, mille tera läbimõõt kõigub peamiselt 0,15 kuni 5 mm, ja looduslikust kruusast või kivimite purustamisel saadud killustikust. Seejuures kruusa või killustikku nimetatakse eriti peeneks, kui tera läbimõõt on 5—10 mm; peeneks, kui tera läbimõõt on 5—20 mm; keskmiseks, kui tera läbimõõt on 20—40 mm ja jämedaks, kui tera läbimõõt on 40—150 mm. Viimasel ajal tuleb siiski ette, et täitematerjal lisatakse ka kolmes ja rohkemas fraktsioonis, mispuhul saavutatakse betooni parem töödeldavus või kokkuhoid tsemendi kulus.

Tehniliste tingimustega ja ГОСТ-idega (2779-50; 2780-50; 2781-50)[1] oli püstitatud **täitematerjalide kohta rida nõudeid,** millest olulisemad on järgmised.

Väävliühendite sisaldus (ümberarvestatuna $SO_3$-le) tohib olla maksimaalselt 1%. Savi ja tolmsete fraktsioo-

[1] Vt. ka ГОСТ 8267-56 (killustik), ГОСТ 8268-56 (kruus), ГОСТ 8736-58 (liiv), mis lubavad kruusas kuni 1% savi ja tolmseid fraktsioone, killustikus — 1—2%, ja esitavad täiendavaid nõudeid külmakindluse ja kulumiskindluse kohta.

nide hulk võib liivas ulatuda kuni 5%, kruusas kuni 2%; killustik ei tohi neid sisaldada. Hariliku betooni liiva kohta esineb minimaalse mahukaalu nõue (näit. 1550 kg/m³), kuna jämeda täitematerjali kohta minimaalse tugevuse (150—200% betooni margist) ja sõltuvalt konstruktsiooni iseloomust ka külmakindluse nõue. Killustiku puhul ei tohi veeimavus olla suurem kui 3—5%. Tühemete protsent kruusas ja killustikus tohib ulatuda kuni 45%. Liiva puhul on granulomeetriline koostis piiratud järgmiste piir-sõelkõveratega:

| Sõela ava ⌀ mm | 0,15 | 0,3 | 1,2 | 5 |
|---|---|---|---|---|
| Jääk sõelale % % | 95—100 | 70—95 | 18—54 | 0—12 |

Kruusa ja killustiku puhul on soovitav piirata granulomeetriline koostis järgmiste sõelkõveratega:

| Tera ⌀ mm | 5 mm | $\frac{1}{2}$ $\varnothing_{max}$ | $\varnothing_{max}$ |
|---|---|---|---|
| Jääk sõelale % | 90—100 | 30—60 | 0—5 |

Erinõudeid on püstitatud veel betoonide agregaatide suhtes, mis töötavad erilistes tingimustes (kuumutus-, happe- ja leeliskindlate betoonide jne. jaoks).

Vesi on betooniségude valmistamisel harva põhjustanud ebaõnnestumisi. Üldiselt, kui vesi kõlbab joogiveeks, kõlbab ta ka betooniseguks. Tehniliste tingimustega määratakse, et vesi ei tohi sisaldada risustavaid aineid, mis takistavad betooni normaalset tardumis- ja kivistumisprotsessi. Ei lubata kasutada roiskvett, mis on reostatud tsemendile kahjulike lisanditega (hapetega, sooladega, alkoholidega, õlidega, suhkruga jne.), mille vesiniknäitaja pH on alla 4 ja mis sisaldab väävlisühendeid (arvestatuna $SO_3$-le) üle 1% vee kaalust. Seevastu merevett võib kasutada, kui betooni sideaineks on portlandtsement.

## 3. BETOONI TUGEVUSOMADUSED

Kõik betooni tugevusliigid ja ka mõned muud betooni omadused, nagu ilmastikukindlus, veepidavus, kulumiskindlus, elastsusmoodul, plastiliste deformatsioonide suurus, tulekindlus jne. on rohkem või vähem seotud betooni survetugevusega. Nagu harilikult, kaasnevad kõrge survetugevusega ka kõrge elastsusmoodul, väike roomavus, suurem veetihedus, parem ilmastikukindlus, hea vastupanu tulekahjudele jne. Seetõttu on kujunenud betooni tähtsaks kvaliteedi näitajaks tema mark — s. o. betoonimarkide skaalas esinev lähim väiksem aste 8-liitrise mahuga betoonkuubiku survetugevusele. Seejuures võib agregaadi maksimaalne tera läbimõõt olla 66 mm. Kuubikud tihendatakse üldiselt samal meetodil kui betoon ehituses ja hoitakse kuni purustamiseni (28 päeva vanuses) niiskes keskkonnas (90%) ja temperatuuril 15—20° C vastavalt ГОСТ 6901-54. Seejuures eemaldatakse kuubiku vormid, kui betooni vanus on kaks päeva. Tuleb märkida, et olenevalt agregaadi tera maksimaalsest läbimõõdust võib kasutada surve proovikehadena ka kuubikuid, mille külgpikkused on 100, 150 või 300 mm (täitematerjali maksimaalse tera läbimõõdud vastavalt 30, 40 ja 100 mm), kuid siis redutseeritakse proovitulemused normaalsele betooni margile üleminekuteguritega vastavalt 0,85; 0,9; 1,10. Samuti võib põhjendatud juhtudel määrata betoonimargi ka teistel kuubikuvanustel. Nii määratakse aluminaattsementide baasil koostatud betooni mark 3 päeva vanustel kuubikutel. Mõningate kohalikkude tsemendiliikide kasutamisel on võimalik ka palju vanemate (kuid mitte üle 90 päeva) kuubikute katsetamine.

**Betooni mark** $R_{28}$ oleneb peamiselt vesi-tsementtegurist (s. o. vee ja tsemendi kaalude vahekorrast betoonis $w = v/z$, mis antud agregaadi ja tsemendimargi puhul on määratud tavaliselt betoonisegu töödeldavusega) ja tsemendi aktiivsusest $R_z$. Nende suuruste omavaheliseks sidumiseks on soovitatud rida valemeid.

Kui on kasutatud aliitset portlandtsementi, võib normaalse kivistumise puhul tarvitada *Bolomey* valemit:

$$R_{28} = kR_z \left(\frac{z}{v} - 0{,}5\right), \qquad (1.1)$$

kus $k = 0{,}50$ või 0,55 (kui jämeagregaadiks on vastavalt kruus või killustik). *Satalini* andmetel, kui $C_3S$ sisaldus kõigub 75—16%, muutub $k$ väärtus 0,55 kuni 0,35. Räbu- ja puzzolaan-portlandtsementide kasutamisel saabub vastavalt avaldisele (1. 1) leitud betooni tugevus 1,3—1,6 kordselt pikema aja kestel.

Nagu näeme avaldisest (1. 1), võib betooni survetugevus, kui $v/z < 0{,}4$, ületada isegi tsemendi aktiivsuse.

Reaks monteeritava raudbetooni valmistamisel vajalikkudeks juhtudeks on analoogilised avaldised koostanud *B. G. Skramtajev* ja *G. I. Gortšakov*. Kiirelt kivistuvate tsementide kasutamisel on võimalik jäikade betoonisegude betooni tugevust ühe päeva vanuses hinnata:

$$R_1 = 0{,}42\, R_{z1} \left(\frac{z}{v} - 1{,}29\right). \qquad (1.2)$$

Sama, kui on kasutatud aurutamisrežiimi $2 + 6 + 2$, s. o. kaks tundi temperatuuri tõstmist, 6 tundi aurutamist 80° C juures ja 2 tundi jahutamist:

$$\overline{R}_1 = 0{,}33\, \overline{R}_{z1} \left(\frac{z}{v} - 0{,}30\right). \qquad (1.3)$$

Avaldistes (1. 2) ja (1. 3) on $R_{z1}$ ning $\overline{R}_{z1}$ tsemendi aktiivsused 1 päeva vanustel kuubikutel, esimesel juhul hoidmisega lahuse vannis, teisel juhul kaasa arvatud ka nimetatud aurutusrežiim.

Betooni survetugevus on **ajaliselt muutuv,** selle arvutamiseks on soovitatud rida avaldisi. Lühemate muutusperioodide kohta on antud logaritmilisi seoseid, näiteks *B. G. Skramtajevi* avaldis

$$R_t = a + b \lg t, \qquad (1.4)$$

kus $a$ — betooni tugevus 1 päeva vanuselt,
$t$ — aeg päevades,
$b$ — empiiriline tegur.

Keskmiste kivistumiskiirustega tsementide kasutamisel, kui betooni vanus on $t > 3$ päeva, võib rakendada lihtsamat logaritmilist seost

$$R_t = R_{28} \frac{\lg t}{\lg 28}. \qquad (1.4')$$

Betooni 28 päeva vanuse tugevuse hindamisel 7 päeva vanuse proovikuubiku järgi võib kasutada ka *N. M. Beljajevi* valemit:

$$R_{28} = R_7 + n\sqrt{R_7}, \qquad (1.5)$$

kus $n = 6 - 8$.

Hariliku portlandtsemendi puhul, betooni kivistumisel normaalseis tingimustes ja vabas õhus, on betooni suhtelise tugevuse olenevus east järgmine:

| 3 päeva | 7 päeva | 28 päeva | 3 kuud | 6 kuud | 12 kuud |
|---|---|---|---|---|---|
| 0,33 | 0,58 | 1 | 1,32 | 1,58 | 1,76 |
| 0,35 | 0,60 | 1 | 1,14 | 1,34 | 1,51 |

kusjuures lugejas toodud arvud kehtivad standarditud tingimustes hoitud proovikehade kohta, aga nimetajas — vabas õhus hoitud proovikehade kohta.

Nagu näeme, jätkub tavaliselt betooni tugevuse kasv ka pärast 28-päevast perioodi, mistõttu betooni tugevus kasvab kümne ja rohkem aasta kestel kaks ja rohkem korda.

Erinevate tsemendiliikide puhul on betooni tugevuse kasv tunduvalt erinev (näiteks kiirelt kivistuvate aliitsete tsementide puhul on 7-päevane tugevus kuni 80% $R_{28}$). Samuti võivad ka mitmesugused kivistumist kiirendavad või aeglustavad lisandid oluliselt muuta kivistumisprotsessi ajalist kulgu. Nii leiab laialdast kasutamist, eriti talvetööde tingimustes, betooni tardumise ja kivistumise kiirendajana kloorkaltsium ($CaCl_2$), mida lisatakse kuni 2% ulatuses tsemendi kaalust vesilahusena. Kloorkaltsiumi kasutamine on keelatud kõrgepinge vooluallikate vahetus läheduses ning kõrgendatud niiskusega (üle 80%) õhus töötavates konstruktsioonides.

Vähemal määral on kasutatud ka soolhapet, mida aga ei tohi lisada üle 1,3% tsemendi kaalust.

Plastifikaatorite lisamisest vt. § 5. 1. Lisanditest kuumutuskindlate betoonide puhul vt. § 5. 3. 5.

Raudbetoonkonstruktsioonides on normitud ka **minimaalsed tsemendihulgad** betoonis, et luua küllalt tihedat betooni

armatuuri korrosiooni vältimiseks ning tagada betooni hea töödeldavus. Betoon maapealseis konstruktsioonides, mida ei allutata läbikülmumisele vettinud olekus, peab sisaldama vähemalt 225 kg/m³ tsementi. Betoon maa- ja veealustes konstruktsioonides, mida ei allutata läbikülmumisele, peab sisaldama tsementi vähemalt 275 kg/m³ või 250 kg/m³, olenevalt sellest, kas konstruktsioon peab taluma vee survet või mitte. Betoon veealustes konstruktsioonides, mis allutatakse läbikülmumisele, peab sisaldama magedas vees 250—300 kg/m³ tsementi, olenevalt nõutavast külmutustsüklite arvust (50—150) ja merevees 275—350 kg/m³, kui nõutav külmutustsüklite arv on 50—200.

Kui kõrge tsemendimargi kasutamisel kujuneb näidatud minimaalsete tsemendikoguste puhul betooni mark asjatult kõrgeks, võib osa tsemendikogusest asendada peene täitematerjaliga, s. o. aktiivsete (hüdrauliliste) või inertsete lisanditega. Aktiivsete lisandite (trassid, diatomiidid, treepelid, hapud granuleeritud kõrgahjuräbud jne.) puhul tõuseb ka betooni vastupanu magedale ja sulfaatsele veele. Inertsete lisandite (tolmsed kvartsliivad, dolomiitjahu, tuhad jne.) kasutamisel on võimalik saavutada vaid tsemendi kulu vähenemist.

**Betooni läbikülmumine** tema varases eas võib põhjustada betooni tugevuse tunduvat kahanemist. Suhteliselt suuremamahuliste konstruktsioonide ja kiirelt kivistuvate, suure eksotermiaga tsementide kasutamisel võib ka madalate välistemperatuuride puhul esineda betooni sisemuses küllaldaselt kõrge temperatuur kivistumisprotsessi lõpetamiseks. Nii mõõdeti kivistumisprotsessi ajal ühe suure tala, ristlõikega 1,5 × 0,9 m, sees temperatuure kuni + 20° C, samal ajal kui välistemperatuur pikema aja kestel kõikus — 20° C ümber. Seejuures kasutati vaid vee ja agregaadi eelsoojendust, et tardumisprotsess ja kivistumisprotsess võiksid alata. Ühel juhul piirduti aluminaattsemendi kasutamisel suure ristlõikega elementide betoneerimisel isegi vaid vee eelsoojendusega.

Õhemate raudbetoonkonstruktsioonide läbikülmumisi nende varases eas, ootamatute külmade saabumisel, on ehituspraktikas esinenud sageli ja see on põhjustanud avariisid.

Ehitustähelepanekute ja eriliste proovide andmete põhjal võib märkida järgmist:

Betooni kahjustused läbikülmumisel on põhjustatud betooni struktuuri purustamisest jääkristallide poolt. Vastav betooni tugevusekadu võib ulatuda kuni 50%, kui betoon külmub kohe pärast paigaldamist. Tugevusekaod on oluliselt väiksemad, kui läbikülmumine toimub betooni hilisemas eas (isegi näiteks 8 tunni vanuses harilikkude tsementide kasutamisel ja 4 tunni vanuses aluminaattsementide kasutamisel). Tugevusekao suurust ei mõjuta seejuures oluliselt läbikülmumise temperatuur, betooni koosseis ega läbikülmumise kestus.

Raskete betoonide jaoks on normitud järgmine **betooni markide skaala:** 50, 75, 100, 150, 200, 300, 400, 500 ja 600. Kergete betoonide puhul lõpeb skaala margiga 200, kuid skaala alumises osas on juurde lisatud veel mark 35.

Normidega on ette nähtud järgmised **minimaalsed betooni margid raudbetoonkonstruktsioonidele.**

Surutud elemendid, mille ristlõige määratakse arvutusega — $R = 200$; tugevasti koormatud surveelemendid (näiteks mitmekorruseliste hoonete alumiste korruste ja suuri kraanakoormusi kandvad postid) — $R = 300$; raskest betoonist paindeelemendid, mille ristlõiked määratakse arvutusega — $R = 150$; raskest raudbetoonist õhukeseseinalised konstruktsioonid ja konstruktsioonid, mis betoneeritakse liikuvate raketiste abil — $R = 200$; monteeritavad raskest raudbetoonist konstruktsioonid — $R = 150$.

Kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga armatuuri puhul peab betooni mark olema vähemalt M 150 kuni M 200.

**Pingebetoonkonstruktsioonide** puhul on ette nähtud järgmised minimaalsed betooni margid: suureavaliste konstruktsioonide puhul, kus omakaal on otsustavaks koormuseks — $R = 400$; konstruktsioonide puhul, mis töötavad suure korduvusega koormuste all välisõhus — $R = 300$ ja siseruumis $R = 200$; monoliitsed reservuaarid, silod, torud — $R = 150$. Pingebetooni puhul kasutatava armatuuri liik määrab minimaalse betooni margi järgmiselt: külmalttõmmatud sileda pinnaga eriliselt ankurdatud terastraadi puhul — $R = 300$; perioodilise profiiliga külmalttõmmatud terastraadi puhul (ГОСТ 8480-57): kui traadi läbimõõt on 2,5—5 mm, siis $R = 300$; kui aga 6 mm ja roh-

kem, siis $R = 400$; töödeldud välispinnaga terastraadi puhul $R = 400$; kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga teraste puhul, kui varda läbimõõt ületab 20 mm — $R = 300$, läbimõõdu puhul kuni 20 mm — $R = 200$; konstruktsioonide puhul, mis on armeeritud pingebetoonprussikestega — $R = 100$.

Üldiselt näitavad raudbetooni ja eriti pingebetooni puhul kasutatavad betooni margid pidevat tõusu. Sellega seoses on vajalik tõsta ka tsemendi marki, sest betooni kõrgendatud margi saavutamine sel teel on ökonoomsem kui suurendades tsemendi kogust. Näiteks tõstes tsemendi margi 250-lt kuni 500-ni kasvab tsemendi tonni hind vaid 40% võrra, kuna aga betooni mark vastavalt avaldisele (1. 1) peaaegu 2 korda, millele kaasneb veel märgatavalt kivistumiskiirus.

Järgnevalt vaatleme **betooni tugevusliike**, mille näitajad on betooni margi tuletised.

### 3. 1. Survetugevused

Peale normaalmõõdetega kuubiku survetugevuse $R$ on tähtsamaks survetugevuse liigiks **prismaline survetugevus** $R_{пр}$, mis on prismalise proovikeha (ristlõike pind $15 \times 15$ cm, kõrgus 45 cm) survetugevus ja mis kõige paremini hindab betooni tugevust tsentriliselt ja väikese ekstsentrilisusega surutud postides. Prismaline survetugevus on seotud betooni margiga $R$ järgmise *A. A. Gvozdjevi* empiirilise avaldise kaudu, mis on kehtiv kuni betooni margini 200:

$$R_{пр} = \frac{1300 + R}{1450 + 3R} R. \qquad (1.6)$$

Kõrgemate betoonimarkide puhul oletatakse, et $R_{пр} = 0{,}7\,R$.

Prismal mõõdetud piirdeformatsioon enne proovikeha purunemist on $\varepsilon_6' = 1{,}5$ kuni 3 ‰.

**Survetsooni tugevus paindel** $R_и$ on suurem kui prismaline tugevus. Proovitulemustega paremini sobiv on

$$R_и = 1{,}25\,R_{пр}, \qquad (1.7)$$

kusjuures madalamate betooni markide puhul $R_и \approx R$, aga kõrgemate markide puhul $R_и < R$.

Painde survetsoonides on mõõdetud piirdeformatsioone enne purunemist kuni $\varepsilon'_6 = 7‰$.

Kohalikkudel, nn. erisurvetel näib betooni tugevus suurem. Siin kasutatakse üldtuntud avaldist

$$R_{см} = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} \leqslant (1{,}5 \text{ kuni } 2)\ R, \qquad (1.8)$$

kus $F_{см}$ on otsene erisurvepind, kuna $F$ on erisurvepinda ümbritsev võimalikult suur sümmeetriliselt asetsev ristlõike osa.

Betooni näiv tugevuse suurenemine erisurve puhul on põhjustatud käesolevalt tekkivast ruumilisest pingeolukorrast. Viimasega seoses on sooritatud betooniga järgmine katse. Betoon paigaldati väga tugevasse terassilindrisse. Arendades betoonile survet silindri telje suunas, tekkis betoonis ruumiline pingeolukord, sest põikisuunas oli betoon terassilindri poolt takistatud põikideformatsioonide arendamisel (*Poisson*'i efekt). Ühel sellisel katsel talus betoon silindri teljesuunalist survet $\sigma_1 = 8000$ kg/cm$^2$, mispuhul tekkis põiksuunaline surve $\sigma_2 = 3000$ kg/cm$^2$. Betoonis purunemistunnuseid seejuures ei ilmnenud, küll aga esinesid suured jäävdeformatsioonid ($\varepsilon_6 > 5\%$), mis viitas betooni täiesti plastilisele olukorrale. Kirjeldatud nähet on raudbetooni praktikas kasutatud spiraalarmatuuriga postide puhul (§ 12, 3), kus betoonsüdamik ümbritsetakse terasspiraaliga. Seejuures on samuti oodata, et südamiku betoon satub enne purunemist teatud määral plastilisse olukorda. Viimane asjaolu lülitab välja selliste konstruktsioonide kasutamise võimaluse juhtudel, kus esinevad nõtkevõimalused ja ekstsentrilisused (sest plastilises olukorras töötamisel on materjali elastsusmoodul $E \approx 0$).

### 3. 2. Tõmbetugevus

Betooni tõmbetugevus omab tähtsat kohta raudbetooni teoorias ja praktikas. Sageli määratakse vajalik betooni mark või konstruktsiooni ristlõige lähtudes just betooni tõmbetugevuse tingimuste rahuldamisest, seda eriti põikjõukindluse kontrolli puhul. Mõnikord on otstarbekohasem määrata betooni mark isegi betooni tõmbetugevuse proo-

vil. Betooni tõmbetugevus on 6 kuni 24 korda väiksem vastavast betooni survetugevusest. Tsementitootjate pingutused selle halva vahekorra parandamiseks pole olnud seni edukad. On saavutatud betooni marke 1000 ja enamgi, kuid kahjuks pole betooni tõmbetugevus kasvanud proportsionaalselt betooni survetugevusega, vaid 2—3 korda aeglasemalt. Ka pole erilised betooni töötlemise meetodid andnud olulisi tõmbetugevuse kasvusid, kuigi kõik abinõud, mis soodustavad betooni massi tihenemist, tõstavad tõmbetugevust. Mõningaid, kuid ka mitte suurel määral (kuni 20%) paremaid tõmbetugevusi omab betoon, mis on valmistatud teravakujulise killustikuga. Siin on betooni heal vibreerimisel killustiku kivikeste ülehaare üksteisest parem kui loodusliku kruusa puhul. Seetõttu mõjub betooni tõmbetugevuse määramisel mõningal määral kaasa ka killustiku loodusliku kivimi tõmbetugevus ja tsementkivi nihketugevus.

Betooni tõmbetugevus $R_p$ on seotud betooni margiga *Feret*' empiirilise valemi abil

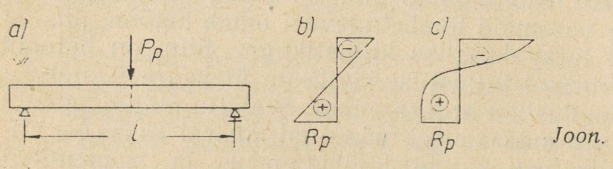
$$R_p = \frac{1}{2}\sqrt[3]{R^2} \qquad (1.9)$$

ja kasvab seega aeglasemalt kui betooni mark. Seejuures mõõdetud katkemisvenivus — $\varepsilon_p = 0{,}1$ kuni $0{,}2‰$ — mängib, nagu allpool näeme, vaatamata oma väiksusele teatud osa raudbetooni teoorias. Tuleb märkida, et tõmbeproovidel näitavad aluminaattsementide baasil koostatud betoonid süstemaatiliselt väiksemaid tõmbetugevusi, kui võiks oodata vastavalt betooni margilt. Seepärast kasutatakse aluminaattsementidest betooni tõmbetugevuse hindamisel vastavalt (1.9) veel tegurit 0,7.

Sageli määratakse betooni tõmbetugevus armeerimata ristkülikulise ristlõikega betoontalakese paindeproovist, mille sooritamine on kaugelt lihtsam kui tõmbeproovi teostamine. Seejuures selgub, et tõmbetugevuse $R_p$ määramisel paindeproovil lähtudes tuntud tugevusõpetuse avaldisest

$$R_p = \frac{6M}{bh^2}, \qquad (1.10)$$

saadakse süstemaatiliselt liialt suured (keskmiselt 1,7 korda suuremad) tõmbetugevused kui tõmbeproovil. Selle nähte põhjuseks on esiteks asjaolu, et betooni tõmbetsoonis betooni plastiliste deformatsioonide toimel esineb pingetediagramm, nagu esitatud joon. 3, *c*, tugevusõpetuses eeldatud lineaarse diagrammi (joon. 3, *b*) asemel. Pingete diagrammiga joon. 3, *c* on võimalik sama tõmbetugevuse puhul vastu võtta ligikaudu 1,3 korda suuremat paindemomenti kui lineaarse diagrammiga. Täiendavalt mõjuvad




*Joon. 3*

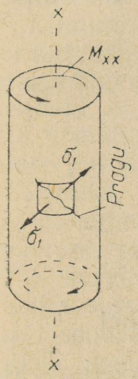
siin veel statistilised kaalutlused. Tõepoolest, tõenäosus, et mingi betooni häire satuks just alumisse kiudu ja maksimaalse momendi ristlõikesse, on kaugelt väiksem, kui sama häire sattumine tõmbe proovikeha ristlõike mistahes punkti. Seepärast ka betooni painde-tõmbetugevus, mis on tegelikult statistiline suurus, nagu kõik betooni tugevuse liigid, on suurem kui betooni tõmbetugevus tõmbekatsel. Betooni tõmbetugevus paindeproovist soovitatakse seepärast määrata valemist:

$$R_p = \frac{3{,}5\,M}{bh^2}. \qquad (1.\,10')$$

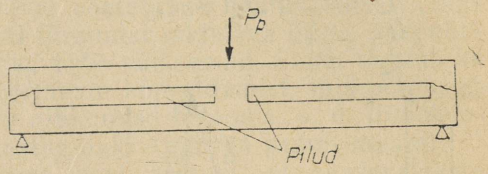
### 3. 3. Nihketugevus

Katset, mis võimaldaks määrata betooni nihketugevust, on raske korraldada, sest nihkeproovikehad purunevad ikka tõmbepeapingete tõttu. Võib konstateerida, et nihketugevus on mõned korrad suurem kui tõmbetugevus (rida uurijaid väidavad isegi, et nihketugevus ulatub 25—50% betooni survetugevusest). Kõigepealt tekib mõte määrata nihketugevus betooni väändeproovist, mispuhul ümmarguse ristlõikega proovikehas esineb teatavasti puhtnihkeolukord. Tegelikult ei esine aga käesolevalt nihkepurunemi ie prcovikeha ristlõikes (joon. 4), vaid proovi-

keha puruneb 45° all asetsevate pragude tekkimisega välispinnal, mis on ilmselt tekkinud maksimaalsete nihkepingetega võrdsete tõmbepeapingete $\sigma_1$ toimel. Samuti pole olnud täiesti edukas joon. 5 esitatud paindeproov, kus võiks oodata toel pilu läbilõikumist nihkepingete $\tau$ toimel. Ka siin leiab tegelikult realiseerimist vaid betooni tõmbetugevus $R_p$, sest purustavad praod omavad tegelikult kaldasendeid, mis viitavad jällegi tõmbepeapingete toimele.




Joon. 4




Joon. 5

Vastavalt *E. Mörsch*'ile saame nihkepinge $\tau$ väärtust määrata kvalitatiivselt järgmise mõttekäigu alusel (joon. 6). Lõikejõud $Q$ võetakse vastu lõikes ühtlaselt lõpmatu suure arvu elementaarsete kolmnurgakestega, mille külje pikkused on $c$, $a$ ja $b$, kusjuures oletatakse, et purunemisel on serval 1—2 mõjumas betooni tõmbetugevus $R_p$, serval 2—3 betooni survetugevus $R_{np}$, aga serval 1—3 betooni nihketugevus $\tau$.

Jõudude kolmnurgast saame (joon. 6)

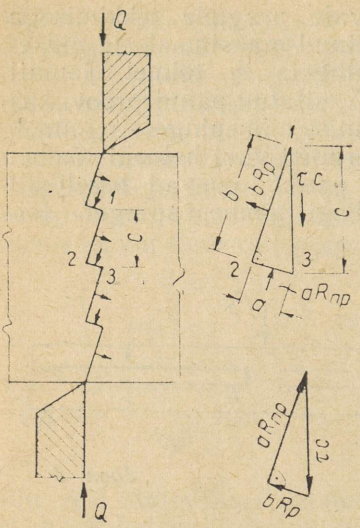
$$c^2\tau^2 = a^2R_{np}^2 + b^2R_p^2. \qquad (a)$$

Horisontaaljõudude tasakaalust leiame

$$bR_p\frac{b}{c} = aR_{np}\frac{a}{c},$$

kust

$$b^2R_p = a^2R_{np}. \qquad (b)$$




Joon. 6

Avaldistest (a) ja (b) saame

$$\tau = \frac{1}{2}\sqrt{R_{np}R_p}. \quad (1.11)$$

Katsetega on paremas kooskõlas siiski

$$\tau = 0{,}75\sqrt{R_{np}R_p}. \quad (1.11')$$

### 3. 4. Nakketugevus armatuuri ja betooni vahel

NSV Liidu arvutuseeskirjades ei esine nakketugevuse kontrolli nõuet ega ka andmeid nakketugevuse kohta. See asjaolu on põhjustatud ühest küljest konstruktiivsetest ettekirjutustest armatuuri nakkepikkuste kohta tugedel ja teisest küljest perioodilise profiiliga teraste massilisest kasutamisest, mispuhul nakketugevus on tavaliselt tagatud. Siiski on betooni ja armatuuri nakke purunemine põhjustanud real juhtudel avariisid. Seda eriti siis, kui projektis ette nähtud betooni mark mingil põhjusel polnud konstruktsioonis saavutatud. Erilist tähtsust omab nakketugevuse küsimus otsese nakkega pingebetoonkonstruktsioonide puhul (vt. § 21. 2).

Ka nakketugevus on tuletis betooni margist, kuid oleneb lisaks sellele väga suurel määral armatuuri pinna töötlusest ja betoon-kattekihi paksusest.

Orienteeruvalt kõiguvad nakketugevused piires 20 kuni 60 kg/cm². Katsed tõmbevarraste nakke uurimiseks näitasid, et esimene nihe betooni ja armatuuri vahel ilmnes siis, kui nakkepinge ulatus 0,10 kuni 0,15 *R*. Maksimaalne

nakkepinge (s. o. nakketugevus) esines, kui see nihe ulatus 0,2 kuni 0,3 mm, mispuhul nakkepinge võib tõusta kuni $\sim \frac{1}{4} R$.

Nakketugevus sileda pinnaga armatuurivarraste puhul on põhjustatud kahest mõjust:

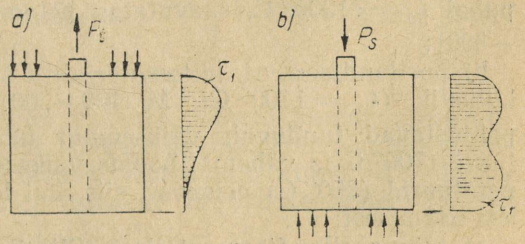
a) kolloidkeemiline liimimise mõju, mis põhjustab nakketugevusest ca 10%;

b) hõõrdepinged armatuuri pinnal, mis on põhjustatud betooni mahukahanemisest tekkinud normaalsurvest; nende osa on ca 90% kogu nakketugevusest.

Liimimise mõju väike osatähtsus nähtus katsetel, kus armatuurivardad kaeti liimimist takistava õliga, mispuhul nakketugevused olid ca 10% väiksemad. Sama tõestab ka asjaolu, et pärast koormuste kõrvaldamist, mis põhjustasid armatuurivarraste nihkumise betoonis, s. o. liimühenduse purustamise, taastus nakketugevus suurel määral.

Lõpuks tõestab sama veel asjaolu, et survevarraste nakketugevus on ligikaudu kaks korda suurem kui tõmbevarraste puhul. Joon. 7, *a* on esitatud tõmbevarda ja joon. 7, *b* survevarda nakkekatse, mispuhul ikka $P_s > P_t$. Kuigi survevarda puhul on ka nakkepingete jaotus oluliselt soodsam kui tõmbevarda puhul, tuleb seda asjaolu siiski osaliselt seletada *Poisson*'i efekti toimel esineva tõmbevarda läbimõõdu vähenemisest põhjustatud mahukahanemise surve ja seega ka hõõrde kahanemisega.

Profileeritud pinnaga armatuurivarraste puhul lisandub nimetatud mõjutustele veel vastupanu, mis esineb betooni hammaste läbilõikel. Mõnedes varasemates katseseeriates nähtus, et esimene nihe betooni ja armatuuri vahel tekkis profileeritud terase puhul peaaegu sama nakkepinge juures mis siledapinnalise varda puhul. Varraste välispinna




*Joon. 7*

ebatasasusest põhjustatud nakketugevuse kasv justkui realiseeritakse alles pärast võrdlemisi ulatuslikku nihet. Hilisemad katsed märkisid siiski ka tunduvalt suuremaid nakkepingeid kuni esimese nihke ilmnemiseni.

Tuleb märkida, et ruudukujulise ja üldisemalt ka ristkülikukujulise ristlõikega armatuurivarraste nake on väiksem (kuni 25%) kui siledapinnaliste ümarvarraste puhul.

Liiga õhukese betoon-kattekihi puhul esineb betooni purunemisi põiktõmbepingetest, mis põhjustavad varda suunas jooksvaid pragusid. Seetõttu real juhtudel oodatud nakketugevusi katsetel ei realiseeritud. Siit selgub, et väikeste betooni ülekatete puhul põikarmatuur suurendab nakketugevust. Ühel katseseerial suurendasid rangid nakketugevust 28% võrra.

### 3. 5. Kuumutuskindlate betoonide tugevus

Kuumutuskindlateks betoonideks nimetatakse spetsiaalseid betoone, mis on võimelised ettemääratud piirides säilitama oma tugevus- ja deformatsiooniomadusi ka kestvate kõrgete temperatuuride mõjumisel.

*V. I. Murašovi* ja tema kaastööliste ulatuslikud uurimused rea aastate kestel ning ulatuslikud ehituslikud kogemused võimaldavad paljudes kõrge temperatuuriga agregaatides tulekindlatest kividest müüritist asendada kuumutuskindla raudbetooniga, saavutades seejuures olulist majanduslikku efekti.

Vastavalt kuumutuskindlate raudbetoonkonstruktsioonide projekteerimise ajutistele juhenditele (У-151-56) leiavad kuumutuskindlates betoonides kasutamist:

a) aluminaattsement, täitematerjaliks šamottliiv ja killustik (betooni maksimaalne lubatav temperatuur on sel puhul $t_6 = 1300°$ C, saavutatav betooni mark M 100—300);

b) portlandtsement, täitematerjaliks šamottfiller, liiv ja killustik ($t_6 = 1100°$ C; M 100—300); teised lisandid põhjustavad tunduvalt väiksemaid lubatavaid temperatuure (700° C ja vähem); hoopis väikesed lubatavad temperatuurid (350° C) esinevad siis, kui loobutakse peenfilleri lisamisest;

c) räbu-portlandtsement ilma fillerita; see võimaldab

rea agregaadiliikide juures saavutada lubatavaid temperatuure kuni $t_6 = 700°$ C.

Kui kuumutuskindlale betoonile esitatakse lisaks veel hapetekindluse nõue, siis kasutatakse sideainena vesiklaasi fluorkaltsiumi ($Na_2SiF_6$) lisandiga. Täitematerjalina kasutatakse peamiselt šamottfillerit, liiva ja killustikku, mispuhul $t_6 = 900°$ C ja betooni mark M 100—200.

**Betooni mark** määratakse kuubikul $10 \times 10 \times 10$ cm, mis hoitakse lühikest aega normaalse režiimi juures ja allutatakse siis kuumutamisele 100—110° C juures. Sellele järgneb pärast jahtumist surumine. Sarnase režiimiga on püütud järele aimata betooni olukorda tegelikes konstruktsioonides. Prooviseeria keskmine tulemus määrab küll betooni margi, kuid arvutustes kasutatakse nn. praaktugevust, mis oletatakse võrdsena 75% margi tugevusest.

Edasi defineeritakse nn. **roomamispiir** $R^{\text{п}}$, mis tingimuslikult on betooni kestev pinge, mille puhul langeb deformatsiooni kiirus 30—35 tunni kestel antud temperatuuri juures nullini, s. o. toimub deformatsiooni stabiliseerumine.

Ulatuslikkude proovide alusel on määratud järgmised tuletatud tugevused (roomamispiirid) betooni margist, kusjuures on arvestatud juba eespool mainitud praaktugevustele redutseerivat koefitsienti 0,75.

| Tugevuse liik | Betooni mark | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 100 | 150 | 200 | 300 |
| Prisma tugevus (roomamispiir) $R_{\text{пр}t}\,(R^{\text{п}}_{\text{пр}t})$ | 60 γ | 90 γ | 120 γ | 180 γ |
| Painde survetugevus (roomamispiir) $R_{\text{и}t}\,(R^{\text{п}}_{\text{и}t})$ | 75 γ | 110 γ | 150 γ | 225 γ |

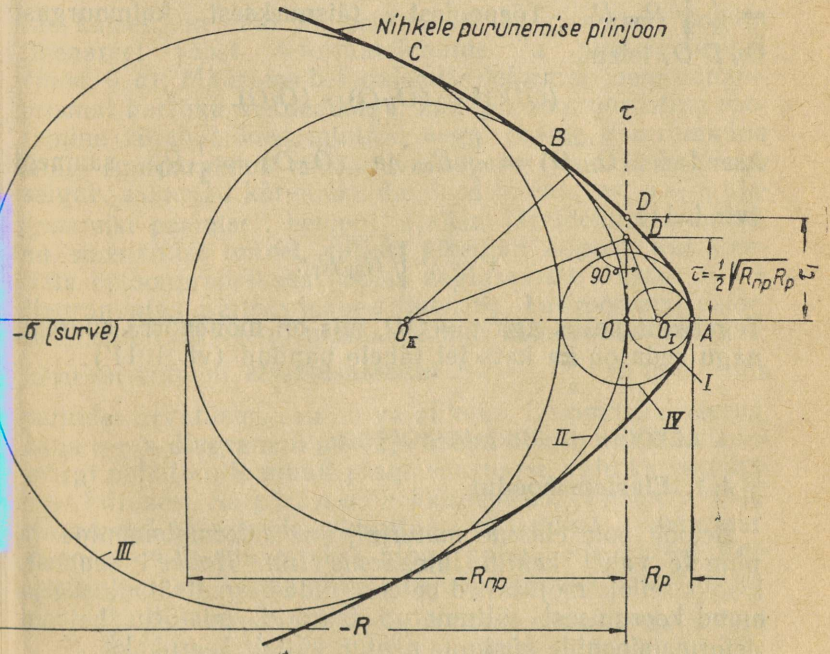
Tabelis esinev tegur γ oleneb betooni pinnatemperatuurist ja betooni liigist. Järgnevas tabelis on antud orienteerivad γ suurused mõnede tähtsamate betooniliikide jaoks, kusjuures lugejas on esitatud tugevuskoefitsient $\gamma_6$, ja nimetajas roomamispiiri koefitsient $\gamma^{\text{п}}_6$.

| Jrk. nr. | Betoon | Temperatuurid °C | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 20 | 100 | 300 | 500 | 600 | 700 | 900 | 1100 | 1300 |
| 1. | Kuumutuskindlad betoonid alumiinaattsementide baasil | 1,25 | 1 | 0,55 | 0,38 | 0,35 | 0,33 | 0,30 | 0,30 | 0,30 |
| | | 1,25 | 1 | 0,55 | 0.30 | 0,25 | 0,18 | 0,08 | 0,02 | — |
| 2. | Kuumutuskindlad betoonid portlandtsemendi baasil, šamottfilleri ja agregaadiga | 0,8 | 1 | 0,9 | 0,65 | 0,55 | 0,45 | 0,30 | 0,25 | |
| | | 0,8 | 1 | 0,9 | 0,60 | 0,45 | 0,30 | 0,08 | 0,02 | |
| 3. | Kuumutuskindlad betoonid portlandtsemendi baasil ilma fillerita, agregaadiks räbu, tuff, telliskillustik | 0,9 | 1 | 0,8 | | | | | | |
| | | 0,9 | 1 | 0,8 | | | | | | |
| 4. | Kuumutuskindlad betoonid räbuportlandtsemendi baasil, ilma fillerita, agregaadiks basalt, diabaas, räbu, tuff, telliskillustik | 0,8 | 1 | 0,9 | 0,65 | 0,55 | 0,45 | | | |
| | | 0,8 | 1 | 0,9 | 0,55 | 0,40 | 0,25 | | | |
| 5. | Kuumutuskindlad betoonid vesiklaasi baasil šamottfilleriga ja agregaadiga | 0,8 | 1 | 1,2 | 1 | 0,8 | 0,65 | 0,4 | | |
| | | 0,8 | 1 | 1,2 | 0,85 | 0,25 | 0,10 | 0,02 | | |

Nagu näeme, algab kõikidel kuumutuskindlatel betoonidel 400° C juures järsk tugevusnäitajate alanemine.

### 3. 6. Märkusi betooni tugevusteooriate kohta

Tugevusteooriaid rakendatakse teatavasti materjalide tugevuse hindamisel meelevaldse tasapinnalise või ruumilise pingeolukorra puhul, kui on teada sama materjali tugevused üheteljelises pingeolukorras. Betooni kui hapra materjali puhul võib pidada sobivamaks *O. Mohri* poolt soovitatud tugevusteooriat, mille kohaselt purunemisolukorra määrajaks on maksimaalne nihkepinge. Joon. 8 on esitatud katse määrata meelevaldse tasapinnalise kujundi purustav pingeolukord, kasutades nihkepurunemise piirjoont, mis on määratud üksikute kardinaalsete purustavate olukordade abil. Rakendame mingis materjali punktis meelevaldses suunas esinevate pingete määramisel tugevusõpetuses tuntud *Mohri* pingeringe. Ring *I* esitab




*Joon. 8*



TRÜ Raamatukogu

tõmbeproovi puhul esineva pingeolukorra. Purunemine on käesolevalt ilmselt põhjustatud peapinge $\sigma_1 \to R_p$ toimel pindades, kus $\tau = 0$. Seega purunemise piirjoon peab läbima punkti *A*. Ring *II* esitab prisma purunemisel esinevat pingeolukorda, kus $\sigma_1 = 0$, $\sigma_2 = -R_{np}$. Ring *III* esitab kuubiku purunemisel esinevat pingeolukorda, kusjuures on oletatud, et $\sigma_2 = -R_p$, sest kuubiku survepindades esineva hõõrde poolt põhjustatud põikpinge ei või ületada $R_p$. Ühendades nimetatud kolm ringi ühise mähkijaga *ABC*, saamegi purunemise piirjoone (näidatud joon. 8 tugeva joonega), mille abil on võimalik otsustada, kas mingi tasapinnaline pingeolukord on purustav või mitte. Ringina *IV* on esitatud puhtnihkeolukord ($\sigma_1 = -\sigma_2$, näiteks vääne). Näeme, et purunemine ka sel juhul toimub, kui $\sigma_1 \to R_p$. Siit avaneb võimalus teha mõningaid järeldusi nihketugevuse kohta. *Mohr* hindas $\tau = \overline{OD'} = \frac{1}{2}\sqrt{R_{np} R_p}$. Tõepoolest, täisnurksest kolmnurgast $O_{II} D' O_I$ leiame

$$(\overline{OD'})^2 = (\overline{O_{II} O}) \cdot (\overline{O_I O}).$$

Asendades $(\overline{O_{II} O}) = \frac{1}{2} R_{np}$ ja $(\overline{O_I O}) = \frac{1}{2} R_p$, saamegi (vt. 1. 11)

$$\tau = \frac{1}{2}\sqrt{R_{np} R_p}.$$

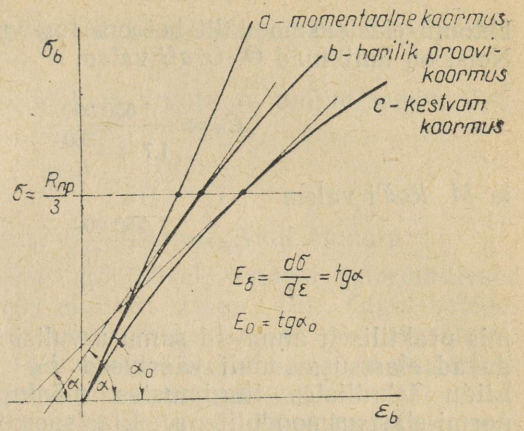
Tegelikult peaks aga $\tau = \overline{OD}$, mis on mõnevõrra suurem, nagu seda on ka katsetel tähele pandud (vt. 1. 11′).

## 4. BETOONI DEFORMATSIOONID

### 4. 1. Elastsusmoodul

Betoon pole elastne materjal, kus deformatsioonide ja pingete vahel kehtib lineaarsus (nn. *Hooke*'i seadus). Lisaks sellele mõjutavad betooni ülddeformatsioone aeg ja muud koormusest sõltumatud faktorid, mistõttu betooni deformatsioonide küsimus osutub küllalt keerukaks.

Plastilised deformatsioonid tekivad alati. Nagu näita-




*Joon. 9*

vad katsed, on vaid momentaansel koormamisel oodata lineaarset seost deformatsioonide ja pingete vahel (joon. 9, *a*). Määrates betooni survedeformatsioone betoonprismal hariliku metoodikaga, kus iga koormusastme asetamine võtab mõned minutid aega, saame diagrammina mingi ruutparabooli meenutava kõvera (joon. 9, *b*). Nagu selgub, esinevad kõrvalekaldumised lineaarsest $\sigma - \varepsilon$ diagrammist peamiselt betooni ajalise järeldeformeerumise, nn. roomamise toimel, millest pikemalt allpool. Kui koormata betoonproovikeha hoopis aeglasemalt, saame $\sigma - \varepsilon$ diagrammina näiteks joone *c* (joon. 9), kus roomamisdeformatsioonid on veelgi ulatuslikumalt kaasa rääkinud. Seetõttu on betooni **elastsusmoodul** $E_6 = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \text{tg}\,\alpha$, mis paljudes arvutustes osutub vajalikuks, tingimuslik suurus, kuna $\sigma - \varepsilon$ diagrammi puutuja asend oleneb antud betooni margi puhul mitte ainult pinge suurusest, vaid ka koormamise kiirusest. Seepärast on kokku lepitud, et betooni elastsusmoodul (õigem oleks kasutada väljendust — deformatsioonimoodul) määratakse pinge puhul, mis vastab ligikaudselt ühele kolmandikule betooni prismalisest tugevusest: $\frac{1}{3} R_{пр}$ (tavaliselt ekspluatatsiooniolukorras esinev pinge), katsetel esineva normaalse koormamiskiiruse juures. Rida uurijaid on ette pannud avaldisi, mis seovad

betooni elastsusmoodulit betooni tugevusega — margiga. Neist on tuntumad *O. Grafi* valem

$$E_6 = \frac{1\,000\,000}{1{,}7 + \frac{360}{R}} \qquad (1.12)$$

ja *M. Roš*'i valem

$$E_6 = \frac{550\,000}{1 + \frac{187}{R}}, \qquad (1.13)$$

mis praktiliselt annavad samu arvulisi tulemusi. Siit saadavad elastsusmooduli väärtused $E_6$ on esitatud NSV Liidu tehnilistes tingimustes mõninga ümardamisega normi-elastsusmoodulitena. Elastsusmoodul koormamise algul või momentaansel koormamisel, nn. algelastsusmoodul $E_0 = \operatorname{tg} \alpha_0$ (vt. joon. 9), on mõnevõrra suurem kui betooni normi-elastsusmoodul.

*G. D. Tsiskreli* soovitab raskete betoonide normi-elastsusmooduli jaoks empiirilise avaldise

$$E_6 = 20\ \gamma_0 R_{пр}^{1/3} \qquad (1.14)$$

ja algelastsusmooduli jaoks

$$E_0 = 23\ \gamma_0 R_{пр}^{1/3}, \qquad (1.15)$$

kus $\gamma_0$ — betooni mahukaal (kg/m³).

Avaldised (1.14) ja (1.15) lubavad betooni elastsusmoodulit arvutada mõnevõrra täpsemalt kui (1.12) ja (1.13), sest esimeste puhul on arvestatud ka katsetega kindlaks tehtud betooni mahukaalu mõju.

Kergete betoonide puhul soovitab *G. D. Tsiskreli* kasutada avaldist

$$E_6 = 3{,}6\ \gamma_0 R^{1/2}. \qquad (1.16)$$

*V. I. Murašov*, arendades oma elastse-plastilise betooni deformatsioonide teooriat, võttis kasutamisele elastsusmooduli $E_6'$, mis veel ulatuslikumalt võtab arvesse betooni plastiliste deformatsioonide mõju (lähemalt vt. § 10, 2).

Põikdeformatsiooni (*Poisson*'i) tegur betooni puhul on

$\eta \approx \frac{1}{6}$, kuid paljudes arvutustes hinnatakse ta võrdseks nulliga.

Nihke-elastsusmoodul on arvutatav tuntud tugevusõpetuse avaldisest

$$G = \frac{E_6}{2(1+\eta)}.$$

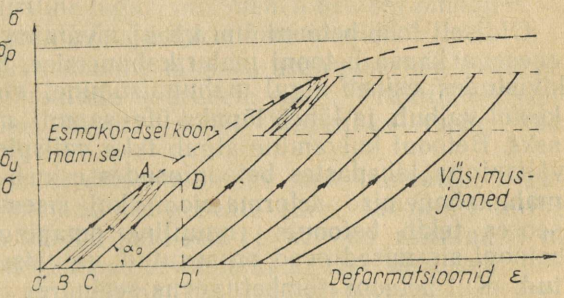
Betooni jaoks saame $G = 0{,}425\ E_6$, kui hinnata $\eta = \frac{1}{6}$.

Korduva koormuse mõjumisel betooni deformatiivsed omadused muutuvad oluliselt (joon. 10). Olgu betoonproovikeha koormatud kuni pingeni $\sigma_A$ ($\sigma - \varepsilon$ diagrammis punkt $A$) ja selle järel koormusest vabastatud. Plastiliste deformatsioonide tõttu esineb tagasiminek $\sigma - \varepsilon$ diagrammis mitte algpunkti, vaid punkti $B$. Edasi korratagu seda seni, kui $\sigma - \varepsilon$ joon stabiliseerub joonel $C - D$. Seega on üldise plastilise deformatsiooni suurus $OC$. Edaspidistel koormustel kehtib pingete jaoks, mis on väiksemad kui $\sigma_A$, *Hooke*'i seadus ja vastav elastsusmoodul on

$$E_0 = \operatorname{tg} \alpha_0 = DD' : CD'.$$

Mida suurem on valitud stabiliseerimispinge $\sigma_A$, seda väiksemaks osutub $E_0$, seda suuremad on stabiliseerimiseks vajalik koormamiskorduvuste arv ja plastilised jääkdeformatsioonid.

Kui koormata betooni edasi üle stabiliseerimispinge $\sigma_A$, siis suubub $\sigma - \varepsilon$ joon jälle esmakordse koormamise puhul esinevasse $\sigma - \varepsilon$ joonde (näidatud joon. 10 katkendliku joonega). Kui stabiliseerimispinge ületab nn. väsimus-




Joon. 10

piirid $\sigma_и \approx \frac{1}{2} R$, esineb korduvatel koormamistel betooni väsimuspurunemine maksimaalse plastilise deformatsiooni $O — E$ saavutamisega. Kui pingete kõikumine toimub väiksemas ulatuses (vt. joon. 10), siis on võimalik deformatsioonide stabiliseerimine ka kõrgemate pingete juures. Selle küsimuse kohta vt. ka § 27.

Betooni temperatuuri-lineaarpaisumise tegur on hinnatud $\alpha_t = 0{,}000010$.

Nägime (lk. 50), et ka kuumutuskindlate betoonide puhul esineb kõrgetel temperatuuridel tunduv tugevusnäitajate langus. Sama nähe esineb ka kuumutuskindlate betoonide elastsusmooduli puhul, mis antud temperatuuril $t°$ on

$$E_{6t} = \beta_6 E_6,$$

kus $E_6$ on elastsusmoodul 100° C juures, mis oleneb vaid agregaadi liigist ja betooni margist (kõigub 100 000—300 000 kg/cm²);

$\beta_6$ on temperatuurikoefitsient, mis oleneb kuumutuskindla betooni liigist ja eriti temperatuurist (kõigub 1,2—0,15).

Ka temperatuuri-paisumiskoefitsient ja mahukahanemise deformatsiooni suurused on kuumutuskindlate betoonide puhul erinevad, võrreldes harilike betoonidega.

Järgnevalt vaatleme betoonile omapäraseid deformatsioone — mahukahanemist ja roomamist, mis omavad raudbetooni ja pingebetooni teooriates erakordset tähtsust.

### 4. 2. Betooni mahukahanemine

Üldiselt toob betooni õhu käes kuivamine ja kivistumine enesega kaasa betooni mahu kahanemise. Betooni vee all kivistudes esineb algul mahupaisumine, mis pikema aja kestel vaibub ja läheb lõpuks üle samuti mahukahanemiseks. Betooni kuivamine algab ikka välispinnast, mistõttu välispinna lähedastes betooniosades esineb algul suurem mahukahanemise deformatsioon kui sisemistes. Sellega seoses tekib betoonis ruumiline omapingeolukord, kus betooni sisemised osad on surutud, välimised aga tõmmatud. Kui betooni tõmbetugevus seejuures ei osutu küllal-

daseks, tekivad betooni välispinnale mahukahanemise praod. Viimaste laiust on võimalik vähendada, asetades konstruktsiooni välispinda erilisi armatuurivõrke, nn. mahukahanemise armatuuri. Mahukahanemise praod võivad oluliselt sulguda pärast betooni siseosade mahukahanemist. Tuleb märkida, et betooni kivistumisel esinev eksotermia soodustab samuti mahukahanemispragude tekkimist. Eksotermia kutsub suurtes betoonimassides esile kõrgemaid temperatuure ja ühtlasi temperatuuripaisumisi just betooni sisemistes osades. Seetõttu satuvad betooni sisemised osad surve alla ja välimised tõmbe alla, nagu mahukahanemiselgi.

Betooni asetatud armatuur takistab mahukahanemise deformatsioonide arenemist, kusjuures betoonis tekivad tõmbepinged, armatuuris aga survepinged.

Mahukahanemise deformatsioonide orienteeruvad suurused hariliku portlandtsemendi puhul on:

| | |
|---|---|
| tsementmördis | 1,5—2 mm/m, |
| betoonis | 0,5 mm/m, |
| raudbetoonis | 0,15—0,20 mm/m. |

Viimane suurus vastab seega deformatsioonile, mis esineb betoonis temperatuuri langemisel 15° C kuni 20° C võrra.

Proovidel mõõdetud mahukahanemise $\omega_t$ ajalist kulgu on võimalik sobivalt kirjeldada järgmise eksponentfunktsiooni abil

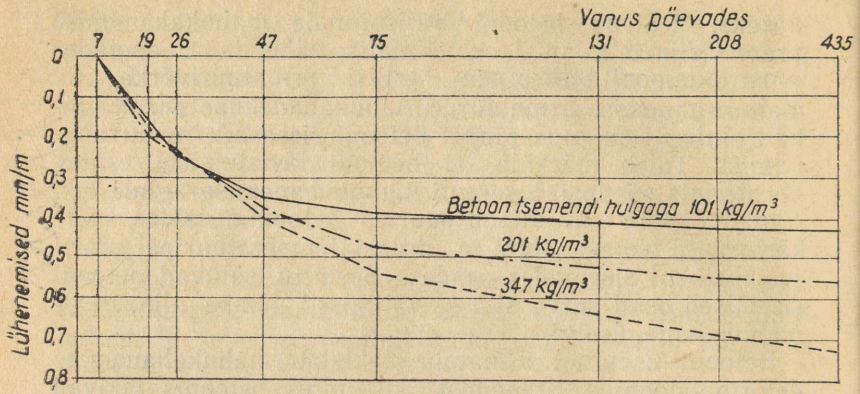
$$\omega_t = \omega_{max} (1 - e^{-at}), \qquad (1.17)$$

kus $t$ — aeg,

$a$ — empiiriline tegur, mis oleneb betooni omadustest, hoidmisviisist ja aja dimensioonist.

Seega mahukahanemine läheneb asümptootiliselt mingisugusele maksimaalsele suurusele $\omega_{max}$. Praktiliselt võib mahukahanemise lugeda siiski lõppenuks mõne kuu pärast.

Mahukahanemise deformatsiooni suurendavatest teguritest tuleb nimetada kõigepealt suurt tsemendi hulka betoonis, nagu nähtub jooniselt 11, kus on esitatud 1 m pikkuste betoonprismade mahukahanemise olenevus tsemendi hulgast. Proovikehad hoiti vaadeldava katsetesee-




*Joon. 11*

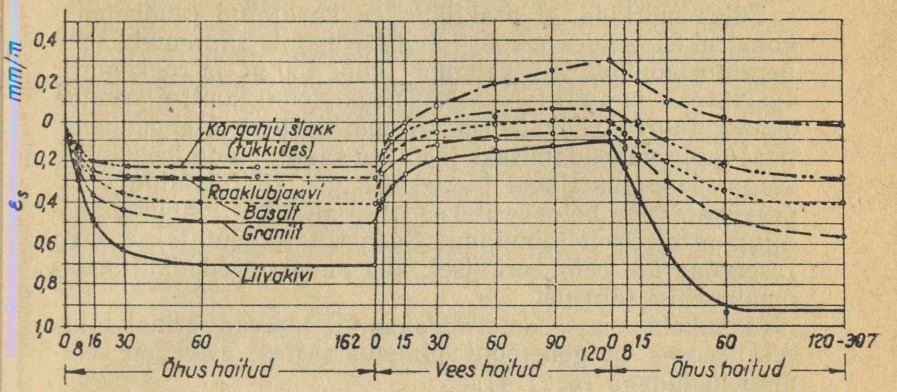
ria puhul 7 päeva niisketena, pärast seda — õhu käes. Samuti suurendavad mahukahanemist eriliselt mahukahanemisele kalduvate tsementide kasutamine, suur vesitsementtegur, täitematerjali ebasobiv terastikuline koostis.

Mahukahanemist pidurdavad asjaolud on: betooni kauane hooldamine (s. o. niisutamine), tsemendivaesemate ja jäigemate betoonisegude kasutamine, armatuuri olemasolu ja mahupüsivate tsementide kasutamine.

Kuigi erinevate tsementtaignate puhul esineb väga erinevate suurustega mahukahanemise deformatsioone, siis erinevate standardsete tsementide baasil koostatud betoonide mahukahanemised kõiguvad hoopis vähem. Seevastu küllalt tunduv on erinevate täitematerjalide mõju, nagu nähtub joon. 12 esitatud *O. Grafi* katsetulemustest. Konstruktsioonide puhul, kus mahukahanemise deformatsioon on kahjulik (nagu pingebetoonis), pole ilmselt liivakiviagregaadi kasutamine otstarbekohane.

Kuigi mahukahanemine põhjustab üldiselt, nagu nägime, rea ebamugavusi, tuleb siiski meenutada, et ta on tähtsaks nakke põhjustajaks betooni ja armatuuri vahel.

Mahukahanemise mõju konstruktsioonile vaadeldakse tavaliselt koos välistemperatuuri muutuste mõjuga. Temperatuuri mõju arvestamisel saame ikka suuremad temperatuuri diferentsid negatiivsete temperatuuride suunas,




*Joon. 12*

millele lisandub veel mahukahanemise mõju. Olukorra kergendamiseks lõigatakse suuremad konstruktsioonid nn. temperatuurivuukidega üksikuteks blokkideks, mille lineaarmõõted on piiratud ja seega temperatuurist ning mahukahanemisest põhjustatud deformatsioonid resp. pinged on talutavad. Raudbetoonkonstruktsioonides esinevate temperatuurivuukide maksimaalsete vahekauguste kohta meetrites annavad tehnilised tingimused (НиТУ 123-55) järgmise tabeli:

| Ehitise tüüp | Hoone sees või pinnases | Välisõhus |
|---|---|---|
| 1. Raskest betoonist monoliitsed karkassehitised . . . . . | 50 | 30 |
| 2. Samad, monteeritavad . . . . | 60 | 40 |
| 3. Raskest betoonist massiiv-konstruktsioonid . . . . . | 40 | 25 |
| 4. Samad, kergest betoonist . . . | 30 | 20 |
| 5. Karkassehitised, mille katted on puidust või terasest . . . . . | 60 | 40 |

Betoonkonstruktsioonide puhul on temperatuurivuukide maksimaalsed lubatavad vahekaugused ette nähtud tunduvalt väiksemad (10—40 m).

Tuleb märkida, et praktikas on kasutatud raudbetoonkonstruktsioonides mõnel juhul ka hoopis suuremaid temperatuurivuukide vahekaugusi (kuni 150 m ja rohkemgi), kusjuures siis alati toimus konstruktsiooni kontrollarvutus temperatuuri-mahukahanemise mõjutustele. Mahukahanemise mõju vähendamiseks jäetakse sageli tööde teostamise käigus konstruktsiooni teatud osa või riba esialgu betoneerimata; see betoneeritakse alles siis, kui mahukahanemine on oluliselt toimunud. Seda võtet kasutatakse eriti reservuaaride betoneerimisel, kus anuma vedelikutihedus omab erilist tähtsust.

Mahukahanemise deformatsioonid omavad erilist tähtsust seoses pingebetooni pingevarrastes esinevate eelpingekadudega (§ 21.4).

Mahukahanemise mehhanism on otseselt seotud betooni tardumise ja kivistumise protsessiga ja on seetõttu seletatav vaid hüpoteetiliselt nagu viimanegi.

*A. E. Šeikini* teooria kohaselt on mahukahanemise põhjuseks tsemendiklinkri mineraalide hüdratiseerumise protsessis tekkiva sültjas-amorfse massi (vt. § 5. 1) kuivamine, millega kaasneb sültjasmassi tahenemine, viskoossuse suurenemine, submikroskoopiliste kristallide tekkimine ja viimaste kasv. Seejuures satub kristallskelett surve alla, millest tekkiv deformatsioon suurendab omakorda mahukahanemise deformatsiooni. Ülaltoodud asjaolud, mis vähendavad mahukahanemise deformatsiooni, lasevad ennast hästi seletada. Näiteks kauane niisutamine aeglustab sültjasaine kuivamise tempot, mistõttu kristallskeletil on aega oma tugevust koguda. Seega skeleti vastupanu sültjasaine poolt põhjustatud deformatsioonidele kasvab.

*E. Freyssinet* oma mahukahanemise teoorias vaatleb betooni pseudokõva kehana, mis on läbitud lõpmata suure arvu rohkem või vähem peenemate juuskapillaaridega. Viimased on täidetud pooride veega või ka ainult õhuga. Seejuures esineb hügroskoopiline tasakaaluolukord kapillaaride meniskite kohal asetseva veeauru surve ja välisõhu niiskusesisalduse ε vahel. Meniski pinna kõverusele vastab teatud tõmme pooride vees (vesi omab küllalt suuri tõmbetugevusi), mis on tasakaalustatud survega tsementkivi skeletis. Üldiselt esineb betoonmassis nii suhteliselt suure läbimõõduga kapillaare, mis on antud juhul

täiesti veest tühjad, kui ka väga peenikesi kapillaare, mis on praktiliselt küllastunud veega ja mille pooride vesi seetõttu ei tööta tõmbele. Kuid igal hetkel, vastavalt antud momendi relatiivsele niiskusele $\varepsilon$ meniskite kohal, esinevad teatud läbimõõduga töötavates poorides kapillaarmeniskid. Arvutuslik relatiivne niiskus $\varepsilon$ võib erineda välisõhu relatiivsest niiskusest betooni eksotermiast põhjustatud temperatuuride-erinevuse tõttu (seepärast on ka vees kivistuva betooni puhul võimalik, et $\varepsilon < 1$). Töötava pilukujulise kapillaari laiuse arvutamiseks andis *E. Freyssinet* avaldise

$$D_\varepsilon = \frac{2A}{1300 \ln \frac{1}{\varepsilon}}, \qquad (1.18)$$

kus $A$ — vee pindpinevus ($= 0{,}075$ g/cm).

Nende pooride vee poolt avaldatud surve skeletile, vastavalt *Laplace* avaldusele, on

$$\Pi = \frac{2A}{D_\varepsilon}. \qquad (1.19)$$

Kui mingis lõikes on töötavate pooride pinnaosa $p_m$, siis tekkiv survepinge skeletis on $\sigma_\omega = p_m \Pi$ ja vastav, s. o. mahukahanemise deformatsioon on, arvestades (1.18) (1.19):

$$\omega = \frac{\sigma_\omega}{E_\delta} = 1300 \ln \frac{1}{\varepsilon} \cdot \frac{p_m}{E_\delta}. \qquad (1.20)$$

Nagu näitavad kvalitatiivsed arvutused, on siit tekkivad skeleti deformatsioonid, kui hinnata relatiivset niiskust isegi küllalt kõrgeks (näit. $\varepsilon = 80\%$) ja töötavate pooride pinda suhteliselt väikeseks (näit. $p_m = 10\%$ ristlõike pinnast), katsetel mõõdetud mahukahanemise deformatsioonide suurusjärgus.

### 4. 3. Betooni roomamine

Betooni omadust järeldeformeeruda kestvate koormuste all pikema aja kestel nimetatakse roomavuseks. Seda omadust märkas esmakordselt *W. K. Hyatt* (USA) 1907. a. raudbetoontalade juures. Järgnevate aastate kestel järg-

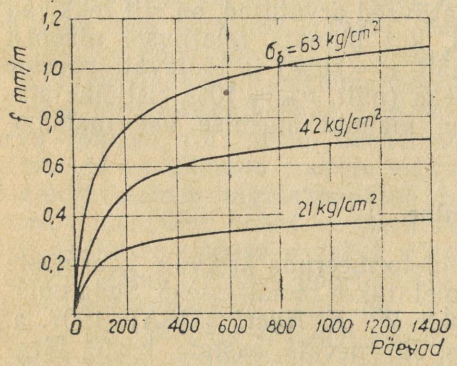
nes rida analoogilisi tähelepanekuid, kuid alles *E. Freyssinet* korraldas spetsiaalsed roomavuse katsed ja viitas roomavuse suurele tähtsusele pingebetoonkonstruktsioonide teostamisel. Hiljem avastati roomavuse nähe ka kivi- ja puitkonstruktsioonide puhul. Kuigi roomavus kõrgendatud temperatuuridel oli metallide juures varemgi tuntud, siis alles hiljuti (1950. a.) avastati, et kõrgemargilised terased roomavad ka hariliku toatemperatuuri juures.

Üldiselt läheneb ka roomamisdeformatsioon $f$ pikema aja jooksul asümptootiliselt mingile maksimaalsele suurusele $f_{max}$, mis võib mitmekordselt ületada samast koormusest põhjustatud elastse deformatsiooni või paigutuse. Protsessi ajalist kulgu on võimalik väljendada mingi eksponentfunktsiooni abil, analoogiliselt mahukahanemisele (1. 17):

$$f_t = f_{max}\,(1 - e^{-At}). \qquad (1.\,17')$$

Mahukahanemine ja roomamine on teineteisega tihedalt seotud, nagu näitab ka asjaolu, et rida tegureid mõjutab mõlemaid deformatsiooniliike samaselt. Võib isegi väita, et mahukahanemine on roomamine ilma koormuseta.

Roomamisdeformatsiooni kohta selgus paljude katseseeriate alusel, et roomamise lõppdeformatsioon $\varepsilon + f_{max}$ on lineaarses seoses kestvast koormusest põhjustatud pingega, kui see pinge ei ületa 0,3 — 0,5 osa betooni mar-




*Joon. 13*

gist $R'$, mida betoon omas koormamise hetkel. Joon. 13 on esitatud $f - t$ diagramm ühel katseseerial, kus nimetatud lineaarsus on nähtav. Muidugi pole sellisel lineaarsusel pingete ja deformatsioonide vahel midagi ühist *Hooke*'i seadusega, sest roomamisdeformatsioonid on plastilised ja ei kao koormuse mahavõtmisega.

Roomamisdeformatsioon mängib tähtsat osa raudbetooni ja eriti pingebetooni teoorias. Näiteks raudbetoonpostide puhul on võimalikud järgmised kaalutlused.

Algul kannab kogu posti koormust betoonristlõige. Kuid aja jooksul kahanevad roomamise tõttu betooni pinged ja posti koormus läheb suurelt osalt betoonis asetsevatele armatuuri-pikivarrastele. Sageli põhjustatakse seejuures viimastes voolavuspiiriga $\sigma_T$ võrdseid pingeid juba ekspluatatsioonikoormustel.

Nähet, kus keha, säilitades konstantset pikkust, kaotab roomavuse toimel osa oma esialgsest pingest, nimetatakse relaksatsiooniks. Vaadeldavas posti näites esinevad roomamine ja relaksatsioon kõrvuti. On selge, et roomamisel ja relaksatsioonil on ühed ja samad füüsikalised põhjused, kuigi ülesande matemaatiline käsitlus on erinev.

Jätkates raudbetoonposti puhul toodud kaalutlusi, on arusaadav, et näiteks betoonposti ümbritsev tsementmördil laotud graniitkivist viimistluskiht võib posti betooni roomamisel puruneda, sest teatud aja möödudes peab vooder kandma kogu posti koormust. (Seda muidugi siis, kui viimistluskiht on postiga jäigalt ühendatud ja kui ta pole küllalt tugev kogu koormuse vastuvõtuks.)

Pingebetoonkonstruktsioonide puhul kutsub roomamine esile tunduva eelpingekao pingevarrastes (vt. § 21. 4). Kui lisada, et roomamine võib mitmekordselt suurendada raudbetoontalade paigutusi, võib põhjustada eriti suurte kaarkonstruktsioonide puhul väga ebasoodsaid, sageli isegi ohtlikke sisejõudude ümberjaotusi ja võib vähendada saledate konstruktsioonide nõtkekindlust jne., siis osutub roomamisdeformatsioon üldiselt ebasoovitavaks ja tekib vajadus teda kõigiti vähendada. Tuleb siiski märkida, et mõnel juhul on roomamine mõjunud konstruktsiooni kandevõimele soodustavalt. Nii on jätkuvad raudbetoontalad real juhtudel talunud üllatavalt suuri tugede relatiivseid paigutusi, mis kõigi eelduste kohaselt pidid olema

purustavad. Lähemal uurimisel selgus, et aluste paigutused, eriti savipinnaste puhul, arenesid sünkroonselt roomamisdeformatsioonidega, mistõttu viimased neelasid sisejõud, mis tekkisid tugede relatiivsetest paigutustest.

Roomamisdeformatsiooni lõppsuurus $f_{max}$ oleneb, nagu katsetega ja ehitiste vaatlustega on kindlaks tehtud:

a) betooni omadustest; mida kvaliteetsem on betoon, seda väiksemad on elastsed ja roomamisdeformatsioonid;

b) betooni hooldamisest; kauane niisutamine vähendab roomamisdeformatsioone;

c) betooni east tema koormamisel kestva koormusega; kuna kestev koormus on peamiselt omakaal, siis monoliitse raudbetooni puhul soodustab konstruktsiooni liialt varajane lahtirakestamine ilmselt roomamisdeformatsioonide arengut;

d) koormamise suurusest; nagu juba märgitud, võime lugeda $f_{max}$ proportsionaalseks betooni pingetega (resp. koormusega), kuni viimaste teatud piirini;

e) agregaadi liigist; näiteks on paekivikillustiku kasutamisel $f$ peaaegu kaks korda väiksem kui ränikillustiku puhul;

f) armatuuri olemasolust, seda eriti pingebetooni puhul. Kui pingebetoonis kasutatakse koos pingevarrastega veel ulatuslikult harilikku armatuuri, siis annab betoon suure osa oma eelpingest harilikule armatuurile. Seega mõjub viimase juuresolek käesolevalt ilmselt kahjulikult, seda enam, et neis võivad esineda voolavuspiiriga võrdsed pinged ja et nad pealegi seejuures võivad sattuda nõtkeohtu.

Betooni enese omadused roomamise toimel oluliselt ei muutu. Siiski märgivad mõned autorid teatud, küll väikest betooni survetugevuse ja elastsusmooduli kasvu roomamisdeformatsiooni toimel.

Roomamisdeformatsiooni mehhanismi selgitamisel võime ilmselt toetuda seoses mahukahanemise deformatsiooniga öeldule.

*A. E. Šeikini* teooria kohaselt võetakse algul kogu koormus vastu sültjas-amorfse komponendi poolt. Aja jooksul aga annab ta sedavõrd, kuivõrd tema pooridest surutakse välja vesi, koormuse üle kristalsele skeletile. Kogu protsess meenutab pinnastes esinevat deformatsioonide kulgu vundamentide talla all, kuid on märgatavalt keerulisem,

sest käesolevalt kaasnevad pidevalt nii sültjasaine kuivamine kui ka kristallskeleti tugevnemine. *A. E. Šeikin* on oma teooria abil andnud ka kvantitatiivseid seoseid.

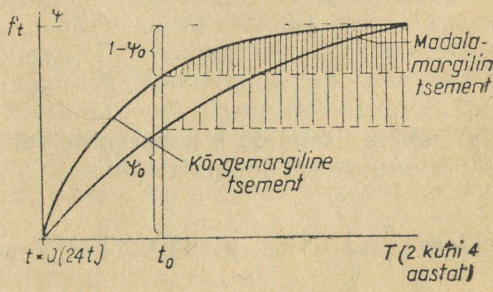
Ka *Freyssinet* teooria abil laseb roomamisdeformatsioon ühes teda mõjutavate teguritega end seletada. Asetades proovikeha surve alla, jaotub koormus esialgselt skeleti ja pooride vee vahel. Seega on rikutud betoonkeha hügroskoopne tasakaal, mistõttu algab vee väljavool teatud pooridest. See protsess toimub aeglaselt pooride väikeste ristlõigete ja pooride vee suure viskoossuse tõttu. Edasi järgneb töötavate pooride ümberjaotus (sest ka pooride läbimõõt muutub), kuni kogu väliskoormuse pinged võetakse vastu skeletiga.

Järgnevalt vaatleme lühidalt roomamisnähte **matemaatilist käsitlust.** Tuleb märkida, et faktorite hulk, mis mõjutavad roomamist, on suur ja nende kõikide mõju on matemaatiliselt raskelt haaratav. Seetõttu pole siin otstarbekohane püüda saavutada erilist täpsust ja tuleb leppida võimalikult lihtsamate arvutusskeemidega.

Tähistame mingil ajamomendil esineva roomamisdeformatsiooni $f_t$ ja stabiliseerunud lõpproomamisdeformatsiooni $f_{max}$ suhte

$$\psi = \frac{f_t}{f_{max}}, \qquad (1.21)$$

kusjuures $f_{max}$ oleneb paljudest faktoritest (nagu nägime eespool), kuid $\psi$ oleneb peaasjalikult kasutatud tsemendi liigist ja tema võib määrata iga tsemendiliigi kohta alatiseks. Edasi tuleb kokku leppida, et betoon koormatakse teatud kindlal ajamomendil $t = 0$ (s. o. tegelikult näiteks




*Joon. 14*

24 tunni vanuses pärast aurutamist). Joon. 14 on esitatud näitena kaks $\psi - t$ diagrammi, üks kõrgema-, teine madalamamargilisele tsemendile. $\psi$ muutub nullist kuni üheni kahe kuni nelja aasta kestel.

Välisliteratuuris on laialdaselt kasutamisel veel suhted roomamis- ja elastsete deformatsioonide vahel:

$$\varphi = \frac{f_t}{\varepsilon}; \quad \varphi_{max} = \frac{f_{max}}{\varepsilon}. \qquad (1.21')$$

Seega

$$f_{max} = \varphi_{max} \cdot \varepsilon = \varphi_{max} \cdot \frac{\sigma}{E_0} = \frac{\sigma}{K}, \qquad (1.22)$$

kus $K = \frac{E_0}{\sigma_{max}}$ (nn. roomamismoodul) on elastsusmooduliga analoogiline betooni konstant, kui ta samuti nagu $\psi$ on määratud olenemata koormuse ajast (s. o. koormamise algus $t = 0$). Avaldised (1.21) ja (1.22) annavad

$$f_t = f_{max} \cdot \psi = \frac{\sigma}{K} \psi. \qquad (1.23)$$

Roomamise põhijuhuks on seega juht, kui betoon koormatakse konstantse pingega $\sigma$ ajamomendil $t = 0$. Edasi võime oletada, et roomamise kiirus on arvutatav järgneva avaldise abil (vt. ka 1.23).

$$\frac{df_t}{dt} = \frac{\sigma}{K} \frac{d\psi}{dt} \qquad (1.24)$$

ja oleneb seega vaid suurustest $\sigma$, $K$ ja $\psi$.

Koormates betooni ajamomendil $t = t_0$, saame roomamisdeformatsiooni integreerides (1.24):

$$f_t = \frac{1}{K} \int_{\psi_0}^{\psi_t} \sigma \, d\psi. \qquad (1.25)$$

Kui sellele lisaks on $\sigma$ konstantne (ei esine relaksatsiooni või koormuse eemaldamist), siis

$$f_t = \frac{\sigma}{K} \int_{\psi_0}^{\psi_t} d\psi = \frac{\sigma}{K} (\psi_t - \psi_0) = \frac{\sigma}{E_0} [\varphi(t) - \varphi(0)] \qquad (1.26)$$

See on tähtis tulemus, sest mingil hilisemal ajamomendil $t = t_0$ rakendatud koormuse juhul läheb justkui kaotsi kogu roomamisdeformatsioon, mis oleks esinenud koormuse rakendamisel ajamomendil $t = 0$ kuni $t_0$-ni. Seega kulgeb ajamomendil $t_0$ rakendatud koormuse juhul roomamisdeformatsioon, nagu on näidatud joon. 14 kriipsutatuna. Näeme, et betooni koormamisel võimalikult hilisemal momendil on otsustav tähtsus roomamisdeformatsioonide vähendamisel. Avaldise (1.26) ja seega ka seosega (1.24) püstitatud oletuste kehtivust tõestasid *W. H. Glanville, R. E. Davis* ja *H. E. Davis* ulatuslikkude katseseeriatega.

Lõppdeformatsioon on, kui $\psi \to \psi_{max} = 1$:

$$f_{max} = \frac{\sigma}{K}(1 - \psi_0) = \frac{\sigma}{E_0}(\varphi_{max} - \varphi_0). \quad (1.27)$$

Võiksime defineerida ka näiva elastsusmooduli:

$$E'_6 \approx \frac{E_0}{1 + \varphi_t - \varphi_0}; \quad \min E'_6 \approx \frac{E_0}{1 + \varphi_{max} - \varphi_0}, \quad (1.28)$$

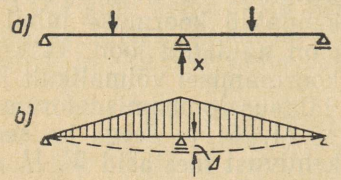
kui oletada, et betooni elastsusmoodul $E_0$ ei muutu ajaliselt. Olgu märgitud, et $\varphi_{max} - \varphi_0$ on keskmiselt: vees 0,5 kuni 1, vabas niiskes õhus 2 kuni 3 ja kuivas õhus 2 kuni 4.

Tavalistes arvutustes lepitakse sageli lõpproomamise suuruse määramisega. Näiteks pingebetooni pingevarraste eelpingekadu määratakse lähtudes roomamise lõppdeformatsioonist (vt. § 21.4).

Vaatlesime käesolevalt betooni tähtsamat roomamisliiki — surutud elementide roomamist, mis esineb postides, painutatud elementide survetsoonides ja kõigepealt pingebetoonelementides. Tuleb märkida, et painutatud elementide läbipaindumiste roomamine on põhjustatud mitte üksnes survetsooni roomamisdeformatsioonist, vaid ka betooni ja armatuuri vahelise nakke roomavusest. On põhjust arvata, et viimane roomavuse liik kustub tunduvalt kiiremini kui survedeformatsiooni roomamine.

Lõpuks esitame roomamise kvalitatiivse mõju **staatiliselt määramata skeemide** arvutamisel.

A. Kui staatiliselt määramata skeemis esinev algmomentide epüür rahuldab deformatsioonide pidevustingimusi, siis roomamine ei muuda sisejõudude jaotust.




*Joon. 15*

Tõepoolest, näiteks joon. 15, *a* esitatud juhul jääb staatiliselt määramata suurus roomamise toimest muutmatuks:

$$X = \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = \int \frac{M_0 ds}{E'_6 I} : \int \frac{m^2 ds}{E'_6 I}, \qquad (1.29)$$

sest näiv elastsusmoodul $E'_6$ (vt. 1.28) koondub välja.

B. Kui esineb sundmomentide epüür, siis redutseeritakse esialgsed momendid kuni $M_t = M_0 \, e^{-\varphi}$, ja kui $\varphi$ on küllalt suur, siis isegi $M_t \to 0$.

Näiteks staatiliselt määramata suurus, mis põhjustatakse jätkuva tala keskmise toe paigutusest $\Delta$ (joon. 15, *b*), on

$$X = \frac{\Delta}{\int \frac{m^2 ds}{E'_6 I}} \to 0, \qquad (1.30)$$

sest kui $E'_6 \to 0$, läheneb nimetaja lõpmatusele.

C. Kui rakendame algmomentide $M_0$ kõrvaldamiseks, mis on kutsutud esile elastsetest sobivatest deformatsioonidest, niisama suuri sundmomente vastupidise märgiga, siis mingil ajamomendil on summaarne moment

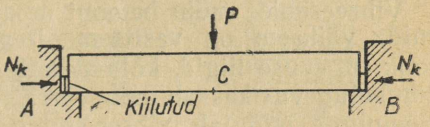
$$M_t = M_0 \, (1 - e^{-\varphi}), \qquad (1.31)$$

kui liita juhud A ja B.

Näeme, et roomamisdeformatsioon redutseerib valitud abinõu efekti märgatavalt (mõnel juhul võib aga osutuda selline võte isegi asjatuks). Seetõttu näiteks joon. 16 esitatud juhul, kus väliskoormusest $P$ põhjustatud tala alumise serva paindetõmbepingete redutseerimiseks kasutame

järeleandmatute tugede vastu löödud kiiludest tekkivat normaaljõudu $N_k$, võib oodatud efekt roomamise toimel pikema aja pärast kaduda.

Joon. 16




D. Ka mahukahanemisest tekkivad momendid $M_\omega$ redutseeritakse märgatavalt, ja seda eriti seetõttu, et mõlemad deformatsioonid kulgevad peaaegu sünkroonselt:

$$M_{\omega t} = M_\omega \frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi}. \qquad (1.32)$$

Kokkuvõttes selgub: kui mingi algmomentide epüür ei rahulda deformatsioonide sobivuse tingimusi, siis roomamine töötab nende tingimuste rahuldamise suunas.

## 5. MÄRKUSI BETOONI TEHNOLOOGIA KOHTA

Järgnevalt esitatakse rida märkusi betooni uuema tehnoloogia kohta, millest oleneb suurel määral betooni kvaliteet. Käesolevalt ei puudutata raketiste valmistamist ega betooni termilise töötlemise protsesse (aurutamine, autoklaavimine jm.), mis kuuluvad ehitusmaterjalide ja ehitustootluse kursuste valdkonda.

### 5. 1. Vibreerimine

Betooni tihendamine vibreerimise teel on tehniliste tingimustega kohustuslik, välja arvatud libisevate raketiste kasutamise juhul. Põhiliseks vibraatoriks monoliitse raudbetooni puhul on sisemised vibraatorid (mitte toetada armatuurile vibreerimise ajal!), kuid väga tiheda armatuuri ja betooni ristlõike väikeste dimensioonide puhul lubatakse kasutada ka väliseid, raketiste külge kinnitatavaid vibraatoreid. Pindvibraatorid leiavad massilist kasutamist horisontaalsete (näit. sõidutee-) plaatide betoneeri-

misel ja välispinna viimistlemisel. Laudvibraatorid on kasutamisel raudbetoonelementide tehastes vool-agregaat- või konveiermenetluse rakendamisel.

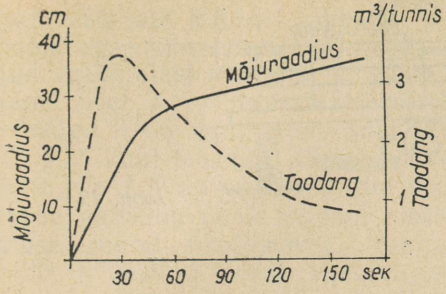
Vibreerimise mõju betooni omadustele on seda suurem, mida väiksem on vesitsementtegur $w = v/z$. Kasvavad kõik tugevuse liigid, külmakindlus ja veetihedus. Betooni tõmbetugevus kasvab mõnevõrra rohkem kui survetugevus. Seejuures mõjutab vibreerimine eriti betooni tugevust tema varases eas.

Vibreerimise efektiivsus on mõjutatav reast faktoritest.

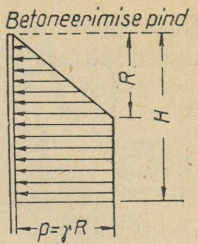
A. Vibreerimise sagedus peaks olema tänapäeval suurem kui 3000 p/min. ja soovitatakse minna kuni 8000 ja 12 000 p/min. Sellega vähendatakse vibreerimiseks vajalikku aega kuni ühele kolmandikule ja suurendatakse mõjuraadiust.

B. Vibreerimise amplituud peaks olema reguleeritav $A = 0{,}25$ kuni 1,0 mm (jäikade betoonide puhul suuremad amplituudid). Seega ulatuvad betoonimasside kiirendused kuni 5 $g$ ja rohkemgi. Ühtlase amplituudi tagamisega kõigis elemendi punktides on seni esinenud raskusi. Sisemiste (varras-) vibraatorite puhul esinevad piki varrast erinevad amplituudid. Eriti suuri amplituutide erinevusi üksikutes pinnapunktides näitavad laudvibraatorid, mispuhul vibreerimise efektiivsust vähendab pealegi asjaolu, et on vaja asjatult vibreerida ka suuri laudkonstruktsiooni ja metallraketise masse. Ka välisvibraatorite rakendamisel on mõõdetud kuni 2 amplituudi-nullpunkti.

C. Vibraatori mõjupiirkond oleneb muidugi ka vibreerimise kestusest (tunnuseks, et betoon on küllaldaselt vibreeritud, on betoonisegu vajumise lakkamine ja tsemendipiima ilmumine välispinnale). Õieti tuleb leida optimaalne režiim vibreerimise sammu ja kestuse suhtes, mis määratud aja, näiteks 1 tunni kestel lubaks antud vibraatori ja betooni puhul vibreerida maksimaalse koguse betooni. Harilikult on antud vibraatori sobivaim režiim määratav näiteks joon. 17 esitatud graafiku abil. Tavaliselt on sisevibraatorite puhul mõjuraadius $R = 20$—$40$ cm. (Tehnilised tingimused lubavad vibreerimise puhul maksimaalseks vibraatori sammuks 1,5 $R$.) Optimaalne vibreerimisaeg $t = 20$—$40$ sek. Ühe vibraatori toodang jäikade betoonide puhul kõigub seega piires 3—6 m³/t., kusjuures mootori




Joon. 17

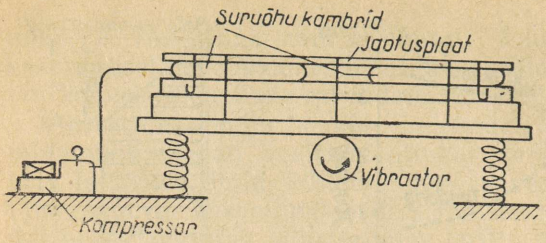



Joon. 18

võimsus on 0,5—1,5 kW. Välispinnavibraatorite puhul on mõju sügavus kuni 30 cm ja toodang 7—10 m³/t. Betoneerimistööd tuleb organiseerida nii, et tavalise portlandtsemendi baasil koostatud betooni ei allutataks 6 kuni 60 tunni vanuses naaberbetooni osade vibreerimisel järelvibreerimisele. Vastasel juhul võib hävida nake tardumist alanud betooni ja armatuuri vahel. Seevastu vibreerimine 2—4 tunni kestel pärast betooni paigaldamist võib isegi mõningal määral tõsta nakketugevust.

Vibreeritud betooni surve raketisele oleneb peaasjalikult mõjuraadiusest. Soovitatakse raketiste koormust sisemiste vibraatorite rakendamisel määrata joon. 18 esitatud skeemi kohaselt, kus mõjuraadius $R$ on võetud võimalikult maksimaalsena ($R = 0{,}75$ m), $H$ — paigaldatud betoonikihi kõrgus, $\gamma_0$ — värske betooni mahukaal.

Erilisi nõudeid vibreerimise tehnikale püstitab nn. **jäikade betoonisegude** massiline kasutamine. Viimased võimaldavad vesitsementtegurite $w = 0{,}35$ kuni 0,50 puhul vähendada tsemendikulu, tõsta betooni tugevust tema varases eas ja, mis kõige tähtsam, rakestada raudbetoonelemendid tehastes otsekohe lahti. Viimane asjaolu tõstab järsult raketiste ringlust ja väldib viimaste asjatut soojendamist aurutuskambrites. Jäikade segude puhul tuleb kasutada puhast agregaati, kus liiva kogus oleks võimalikult väike (tsementmördi maht 1,05—1,1 killustiku tühemike mahust). Sellise betooni segamine harilikus vabalangemisega betoonisegistis osutub raskeks (nõuab 1,5—2 korda




*Joon. 19*

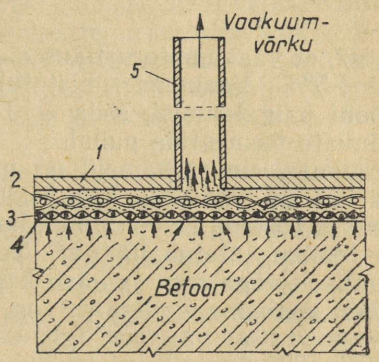
rohkem aega), mistõttu siin ikka kasutatakse nn. sundsegisteid. Samuti osutub võimatuks hinnata betoonisegu töödeldavust harilikul koonusekatsel, sest koonus ei näita tavaliselt üldse mingeid vajumisi. Seepärast on välja töötatud eriline meetod (ГОСТ 6901-54), mille kohaselt määratakse standardse tehnilise viskosomeetri abil vibreerival (amplituudiga 0,5 mm) laboratooriumilaual betooni jäikuse näitaja, nn. paigaldushõlpsus, mis kõigub piires 30 kuni 200 sekundit ja isegi rohkem. Jäikade segude vibreerimisel peab võnkesagedus olema $n \geqslant 2800$ 1/min., amplituud $A \geqslant 0{,}5$ mm (eriti jäikade segude puhul kuni 0,8 mm), misjuures vibreerimisel tuleb kasutada pealtsurvet 100 kuni 300 kg/m² (jäikadel segudel) ja 300 kuni 1000 kg/m² (eriti jäikadel segudel). Pealtsurve antakse, kui surve on väiksem kui 300 kg/m², harilikult mitmesuguste raskuste süsteemiga. Kui aga surve ületab 300 kg/m², siis antakse pealtsurve pneumaatiliselt (joon. 19), s. o. praktiliselt ilma massita, mis tunduvalt vähendab vibraatorite vajalikku võimsust.

## 5. 2. Vaakumeerimine

Nimetatud menetlus on NSV Liidus kasutamisel juba rida aastaid. Vaakumeerimine seisneb vaba vee kõrvaldamises värskelt paigaldatud ja vibreeritud betoonist vaakuumi abil, millega kaasneb ühtlasi betoonimassi tunduv tihendamine välisõhurõhu toimel (ulatub 4—10%). Sellega saavutatakse tardumis- ja kivistumisprotsesside tunduv kiirenemine.

Vaakumeerimine toimub peamiselt ikka betooni välispin-

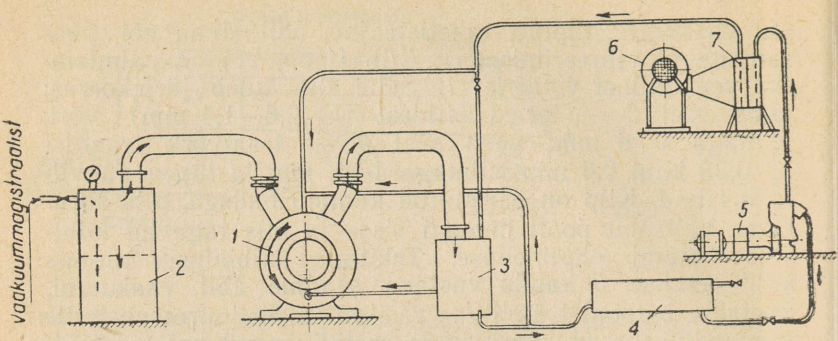
nal vastavate kilpide, raketiste jne. abil (ilma või ühes samaaegse vibreerimisega). Kilp (joon. 20) on valmistatud veekindlast vineerist *1*. Selle alla tuleb järjekorras: jäme sõel *2* — terastraatidest (⌀ 0,6—1,4 mm) võrk silmaga 4—6 mm; peen sõel *3* — traatvõrk traadist ⌀ 0,35 kuni 0,6 mm, silmaga 1—2 mm ja tugev puuvillane riie *4*. Kilp on ääristatud kummiribadega, mis surutakse välisõhu poolt betooni sisse ja mis tagavad kilbialuse ruumi õhutiheduse. Tekitades kilbialuses ruumis kilbi avause *5* kaudu vastava seadme abil vaakuumi, imetakse betoonist üleliigne vesi välja. Seejuures peab riie tsemendiosakesed kinni, kuna metallvõrgud pakuvad riidele tuge.




*Joon. 20*

Vaakumeerimise režiimi kohta tuleb teha järgmised märkused. Normaalselt kasutatav vaakuum on 550 mm Hg, kuid siiski mitte alla 350 mm Hg. Ligikaudselt on vajalik aeg üks minut ühele sentimeetrile konstruktsiooni paksusele (mida rohkem betoon sisaldab üleliigset vett, seda pikem on aeg). Ka tsemendi liik on oluline. Näiteks puzzolaantsementide puhul on vaakumeerimise kestus 1,5 korda pikem kui hariliku portlandtsemendi puhul.

Vaakumeerimise režiim peab kindlustama betoonist vee välja imemise vähemalt 15% ulatuses, kuid paksemate kui 200 mm konstruktsioonide puhul vähemalt 5 liitrit vett iga 1 m² kohta. Temperatuur alla +5° C tekitab vaakuumtorustikes jääkorkisid. Seetõttu on tehnilistes tingimustes




*Joon. 21*

nõutud, et vaakuumtorustikus ei tohi temperatuur langeda alla +5° C. Vaakumeerimist tuleb teostada kohe pärast betooni paigaldamist, seda eriti kuumade ilmade ja kiirtarduvate tsementide puhul.

Vaakumeerimisseadmeid on nii statsionaarseid (tehastes) kui ka liikuvaid. Tavaliselt vaakumeerib üks seade 10 m² ja rohkem betoonipinda korraga, mistõttu ühe vahetuse toodang ulatub 1000 m². Seega on seadme tootlikkus suhteliselt väga suur ja leiab harva täielikku rakendamist.

Üks vaakumeerimisseade on esitatud joon. 21; selle tähtsamad osad on: veerõngas-vaakuumpump (12 m³/min., 30 kW, 1500 p/min.) *1*; veevahetuse ja -tagavara paagid *3* ja *4*; ventilaator kaloriiferiga jahutuse kiirendamiseks *7*; tsentrifugaalpump (24 m³/t, mootor 1 kW) *5* vee ringlemiseks jahutussüsteemis; kahekambriline 400 l mahuga ressiiver *2*, mille ülesanne on hoida vaakuumi enam-vähem konstantsena; komplekt vaakuumjuhtmeid, magistraale ja kilpe.

Betoontalade vaakumeerimisel on üksikutel juhtudel kasutatud ka mitmesuguseid sisemisi varrasvaakumeerijaid.

Vaakumeeritud betoon omab rea häid omadusi. Tema välispind omandab tavaliselt kohe teatud kandevõime, mis lubab vahetult asuda välispinna viimistlusele. Raudbetoonelementide tehastes võib kohe kõrvaldada raketised, mis järsult tõstab raketiste ringlust. Kasvavad kõik tugevuse

liigid ja eriti tugevused betooni varases eas (mida suurem on vesitsementtegur $w$, seda suurem on siin vaakumeerimise mõju). Tuleb märkida, et vaakumeeritud betoon on esialgu habras ja võib põrutustel praguneda. Hilisemad mahukahanemised on väiksemad, sest suur osa nendest toimus vaakumeerimisprotsessi kestel. Suurenevad betooni külmakindlus ja välispinna vastupanu kulumisele.

### 5. 3. Uuemad betooni tehnoloogiad

Viimasel ajal on tiheda ja tugeva betooni saavutamisel praktikas kasutamisel nn. **elektro-osmoos**, mille puhul on alalisvoolu abil võimalik enne tardumist eemaldada betoonisegust üleliigne vesi. Seega on lihtsate vahenditega võimalik viia vesitsementtegur $w$ alla kuni 0,3—0,2. Meetod näib eriti seal olevat otstarbekohane, kus vibreerimine on raskendatud (kas liialt tiheda armatuuri, betooni kaldpinna jne. tõttu) ja kus ka betooni termiline töötlus pole rakendatav.

Elektro-osmoosi printsiip seisneb alalisvoolu juhtimises läbi vett sisaldava aine, kusjuures vaba vesi voolab negatiivsete pooluste (katoodide) poole, mis kujundatakse terasest sõeltorudena. Sobivamad näitajad on järgmised: pinge 60—70 V; voolutugevus 2—3 A; elektroodide kaugus 40 cm; anood-ümarvarras ∅ 16 mm; katood-sõeltoru ∅ 25 mm.

Praktiliselt kujuneb elektroodide kauguseks maksimaalselt 1,5 m. Elektroodid, eriti sõeltorud jäävad betooni, sest nende väljatõmbamisel võib veevaest, esialgu habrast betooni kahjustada. On soovitav betoonisegu kerge vibreerimine protsessi kestel, et veest tühjenenud poorid kohe sulguksid. Tuleb jälgida, et betooni temperatuur elektroodide juures ei tõuseks üle 50—60° C.

Meetodi head küljed on: lihtsad abinõud ja nende lihtne käsitlus, universaalne rakendatavus isegi väga tiheda armatuuri olemasolul. Protsess eraldab teatud hulgal soojust, mistõttu meetodi kasutamine on eriti otstarbekohane külma ilma puhul.

1953. a. pandi ette kasutada ka **ultraheli** betoonisegu eriti täiuslikuks tihendamiseks. Seejuures olevat saavutatud survetugevusi kuni 1500 kg/m$^2$; betooni paindetugevu-

sed olevat aga nii suured, et tõmbearmatuuri järele polevat enam vajadust. Kui ultraheli on oma tunnustatud koha praktikas juba leidnud kivistunud betooni kvaliteedi hindamisel ning temas esinevate pragude ja tühemike avastamisel, siis vastnimetatud uuel alal on vaja veel ulatuslikke uurimusi.

Pööret tekitavaks betooni tehnoloogias kujunevad kahtlemata *P. A. Rehbinderi* ja *N. V. Mihhailovi* ettepanekud, mis baseeruvad betooni kivistumisprotsessi füüsikalis-keemilistele teooriatele. Sellekohaselt tuleb, et saavutada maksimaalselt tihedat betooni, jäiga betooni vibreerimise protsessis võimalikult suuremal määral vähendada segu sitkust (viskoossust). See pole aga saavutatav tänapäeval kasutatavate vibreerimisrežiimide puhul. Selgub, et tsementtaigna vibreerimisel on vajalikud hoopis suuremad vibreerimissagedused ja väiksemad amplituudid kui tsementmördi tihendamiseks. Killustiku tihendamiseks on otstarbekohane kasutada veelgi väiksemaid sagedusi ja suuremaid amplituude. Autorid soovitavad tsementmördi tihendamisel kasutada kahte sünkroonset vibreerimisrežiimi:

a) 10 000—20 000 p/min. amplituudiga 0,2—0,3 mm ja
b) 3000—6000 p/min. amplituudiga 0,6—1,0 mm.

Nii saadud materjali nimetatakse **liivbetooniks,** mis kõigi eelduste kohaselt kujuneb põhiliseks betooniliigiks valtsitavate, pressitavate jne. õhukeseseinaliste raudbetoonkonstruktsioonide valmistamisel. Tänu liivbetooni sellisele töötlemisele on võimalik saada betooni marke kuni M 600 peenjahvatusega tsemendi (eripinnaga 7000—8000 $cm^2/g$) normaalse kulu juures (400 $kg/m^3$). Liivbetooni suur tähtsus seisneb veel selles, et tema puhul on võimalik loobuda jämeda agregaadi kasutamisest, mis paljudes NSV Liidu rajoonides on suureks kergenduseks ja toob enesega kaasa betooni omahinna olulise vähenemise. Paljudel juhtudel on selline liivbetoon killustikbetoonist 20% võrra ökonoomsem. Killustiku kasutamisel tuleb rakendada samaaegselt veel kolmandat vibreerimisrežiimi:

c) 200—600 p/min. amplituudiga 5—10 mm.

Tähtsaks momendiks on autorite ettepanekus ka betoonisegu segamise uus menetlus, mispuhul tavalisele segami-

sele lisandub segu samaaegne intensiivne vibreerimine. Sellega luuakse head eeldused hilisemale betooni tihendamisele ja kivistumisele. Segamisaegse vibreerimise toimel viiakse peenjahvatusega tsemenditerad, peenfiller (eripinnaga 3000—3500 $cm^2/g$) ja vesi üksteisega tihedasse kontakti, millest moodustub ühtlaselt peenagregaadi poore täitev kolloidmass. Seni kahjulikuks peetud peenagregaadi savilisandite kiled purustatakse vibreerimise protsessis ja täiendavad omalt poolt soodsalt kolloidmassi (kui savisisaldus siiski ei ületa 10%). Nende abinõude tagajärjel võib loobuda betooni osalisest või täielikust termilisest töötlemisest. Tsemendi kokkuhoid on jämeda agregaadi kasutamisel kuni 50%. Kuna käesolevalt on efektiivne vaid väga peene jahvatusega tsement, mida üldiselt on raske transportida, siis esitatud meetod stimuleerib tsemendiklinkri jahvatust tehastes, kohapeal.

Eriti hästi töödeldud tsementmördi kasutamine oli tuntud ka varem. Näiteks Lääne-Euroopas on ulatuslikult kasutamisel nn. **collcrete-menetlus**, mille puhul toimub väga intensiivne tsementtaigna töötlus, millele järgneb viimase intensiivne segamine liivaga. Saadud kolloidne mass on küllalt vedel. Nii on temaga võimalik edukalt täita varem puistatud jämeagregaadi tühemikke. Samuti on võimalik teda võrdlemisi peente torustike kaudu pumbata suurtele kaugustele. Vaatamata nendele omadustele ei esine kolloidmassis üksikuteks osisteks sadestuse nähet. Seejuures kasutatakse harilikku portlandtsementi.

*Rehbinderi* ja *Mihhailovi* ettepanek sisaldab rea uusi ja olulisi momente võrreldes collcrete-menetlusega.

Uus betooni tehnoloogia kujuneb arvatavasti eriti efektiivseks seoses hiljuti *N. J. Kozlovi* poolt ettepandud suuremõõduliste õhukeseseinaliste konstruktsioonide (seinad ja laepaneelid) valmistamise konveiermeetodi juurutamisega.

Kui kipsist vaheseinapaneelide tootmine *Kozlovi* meetodil on juba ulatuslikult juurutatud, siis raudbetoonist paneelide puhul on meetod veel viimistlusjärgus. Lõpmatu konveierlindi pind on profileeritud, mistõttu raudbetoonpaneel saab alt rihveldatud pinna. Ülemine pind tasandatakse pärast betooni hoolikat jaotamist eriliste valtsidega täiesti siledaks. Edasi järgneb termiline töötlus kuni

betooni tugevusteni 67—70% *R*, mille järel paneel tõstetakse servitiasendisse ja viiakse lattu.

Selle skeemi juures osutub vajalikuks lahendada kaks rasket probleemi. Konstruktsiooni õhukese seina tõttu ei või agregaadi tera maksimaalne läbimõõt ületada 5—10 mm, ja seda talutava tsemendikulu juures. Arusaadavalt rahuldab neid nõudeid eelpoolkirjeldatud liivbetoon. Arvestades konveieri minimaalset mõeldavat liikumiskiirust — 20 m/tunnis —, ei või termiline töötlus kesta rohkem kui 2 tundi. Senistel katsetel on see saavutatud hermeetiliselt suletud betooni kuumutamise teel kuni 100° C, kusjuures temperatuuri tõstmiseks kulutatakse vaid 45 min. Seejuures välditakse nii õhu-auru segu otsene mõju betoonisegule kui ka niiskuse vahetus ümbritseva keskkonnaga. Ka siin võib *Rehbinderi* ja *Mihhailovi* ettepanek palju kaasa aidata selle eesrindliku meetodi juurutamisele.

Lõpuks avab nimetatud uus betooni tehnoloogia häid võimalusi raudbetoonelementide valmistamiseks ka nn. pressimise teel. See meetod seisneb prismaliste raudbetoonelementide valmistamises nende väljapressimise teel läbi erilise huuliku, mis määrab ristlõike kuju. Sel erakordselt efektiivsel meetodil on võimalik valmistada mitmesuguse ristlõikega talasid, torusid jne. Seni oli siin peamiseks raskuseks õige betoonisegu küsimus, mis kohe pärast väljapressimist oleks kujupüsiv ja ühtlasi võimalikult vähe kulutaks tigupressi konstruktsiooni. Näib, et liivbetoon on ka siin õige materjal.

## § 6. ARMATUUR JA PINGEVARDAD

### 1. ÜLDISED MÄRKUSED

Järgnevalt vaatleme tänapäeva raudbetoon- ja pingebetoonkonstruktsioonides kasutatavaid teraseliike ja armatuuri peamisi rakendusvorme. Käesolevalt nimetame üldiselt terasvardaid, mis asetatakse nii raudbetooni kui ka pingebetooni ilma eelpingeta, armatuuriks. Terasvardaid, mis eelpingestatakse enne konstruktsiooni ekspluateerimist, nimetatakse pingevarrasteks.

Sel puhul kasutatavate teraste markide skaala on viimastel aastatel järsult laienenud. Praegu on armatuurina

ja pingevarrastena võimalik kasutada juba üle kümne teraseliigi, mille erinevaid tugevus-, töödeldavus-, deformeerumis- jm. omadusi on vaja tunda.

Kasutamisel on peamiselt odavamad süsinikterased, mille puhul süsiniku protsent kõigub 0,1 kuni 0,9%, ja mõned legeeritud teraste margid. Osa neist terastest on keevitatavad harilike vahenditega, teised mitte. Rea terasemarkide puhul rakendatakse veel nii külm- kui ka kuumtöötlust, mis omakorda mõjutab kõiki nimetatud omadusi.

Tähtsamaks tugevusnäitajaks armatuuri kui ka pingevarraste puhul on tõmbe voolavuspiiri pinge $\sigma_T$, mille täpne määramine tõmbeproovil on jäikade kõrgemargiliste teraste puhul raskendatud, kuna $\sigma - \varepsilon$ diagrammis ei esine selget voolamisala. Siis kasutatakse nn. tingimuslikku voolamispiiri pinget, mis oletatakse võrdsena $\sigma_T = 0{,}65$ kuni $0{,}7\sigma_p$, kus $\sigma_p$ on vaadeldava terasemargi purustav pinge.

Teraste kasutamisviisid on samuti erinevad. Tänapäeva ehitusplatsidel, monoliitse raudbetooni või raudbetoondetailide tehastes ning polügoonidel peaaegu ei esine enam armatuuri sidumist raketistes üksikute varrastena. Peamiselt kasutatakse nüüd mitmesuguseid keevitatud armatuurikarkasse, võrke ja paljudel juhtudel isegi kandvaid armatuuriplokke, mis on võimelised betoneerimise ajal vastu võtma ka raketiste ja värske betooni kaalu. Nende uute armatuurivormide rakendamisel on võrdlematult tõusnud armeerijate tööjõudlus. Seega ühtlasi kiireneb armeerimisprotsess raudbetooni teostamise ajabilansis, mis real juhtudel oli seni üldise töötempo limiteerijaks.

Tuleb märkida, et ka pingevarraste seni väga tülikal komplekteerimisel kõrgemargilistest terastraatidest on NSV Liidus tööde mehhaniseerimise ja automatiseerimise osas saavutatud silmapaistvaid tulemusi. Nii on loodud rida tööpinke, mis õgvendavad ja lõikavad traate vajalikus pikkuses ning lisaks sellele komplekteerivad nad ettenähtud pingevarrasteks-kimpudeks.

Raudbetoonkonstruktsioonides esines sageli, eriti sõjapurustuste likvideerimise perioodil, kõrvuti painduva armatuuriga ka nn. jäik armatuur (I- ja U-raud jne.). Kuna tänapäeval kasutatakse jäiga armatuuriga raudbetooni harva, siis see raudbetooni variant allpool käsitlemist ei leia.

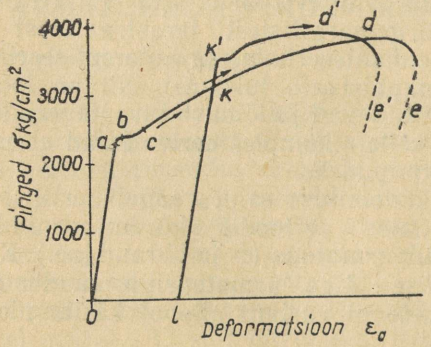
## 2. ARMATUURINA KASUTATAVAD TERASTE LIIGID

Hiljuti olid raudbetoonkonstruktsioonides domineeriva armatuurina kasutamisel kuumaltvaltsitud süsinikterased Ст. 0 ja Ст. 3, peamiselt ümarraudadena, läbimõõtudega 5—50 mm. Mõlemad terased on pehmed ja $\sigma - \varepsilon$ diagrammis hästi määratava voolavuspiiriga.

Ст. 0 kohta esitame järgmised andmed: purustav pinge $\sigma_p = 32$ kuni 47 kg/mm²; katkemisvenivus $i \geqslant 18\%$; süsinikusisaldus kuni 0,23%; voolavuspiiri praakmiinimum $\sigma_T = 1900$ kg/cm³. Teras ei oma ühtlast keemilist koosseisu ja osutub mõnel juhul halvasti keevitatavaks. Seetõttu kasutati teda peamiselt konstruktiivse armatuurina.

Hoopis püsivamate omadustega on teras Ст. 3 (ГОСТ 380-57), mille purustav pinge $\sigma_p = 40—50$ kg/mm²; katkemisvenivus $i = 23\%$; süsinikusisaldus kuni 0,22%; voolavuspiiri praakmiinimum $\sigma_T = 24$ kg/mm². Teras on hästi keevitatav. Leiab praegu ulatuslikku kasutamist arvutusliku armatuurina surutud elementides. Teraseid Ст. 3 ja Ст. 0 näidatakse tööjoonistel ilma indeksita (näit. 4 Ф 20, s. o. neli varrast läbimõõduga 20 mm).

Vaatleme selliste pehmete teraste tõmbekatsel saadavat pingete-deformatsioonide (nn. $\sigma - \varepsilon$) diagrammi (joon. 22). Punkt *a* on tingimuslik proportsionaalsus- (või elastsus-) piir $\sigma_E$, mispuhul jäävdeformatsioonid pärast koormuse mahalaskmist ei ületa tingimuslikult näiteks $\varepsilon = 0{,}01\%$. Punkti *b* nimetatakse voolavuspiiriks $\sigma_T$,



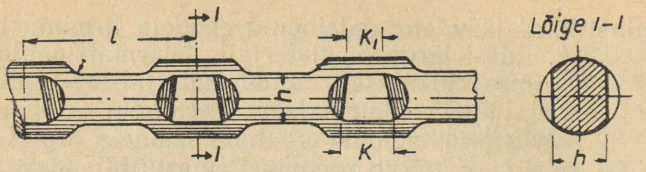

*Joon. 22*

millel plastilised jäävdeformatsioonid ei ületa tingimuslikult $\varepsilon = 0{,}2\%$. Edasi järgneb materjali deformatsioonide kasv ilma koormuse tõstmiseta, s. o. materjal «voolab». Ala *b—c* nimetatakse voolamisalaks. Sel puhul esinevad plastilised jäävdeformatsioonid ulatuvad mõnele protsendile. Edasi, alas *c—d*, võtab proovikeha vastu täiendavaid koormusi, mistõttu ala *c—d* nimetatakse kalestusalaks. Punktis *d* esineb maksimaalne pinge $\sigma_p$, nn. tõmbetugevus, mida proovikeha üldse vastu võtab. Siit algab purunemisala, mille kestel arendatakse mingis purunemislõikes nn. kael. Purunemine toimub punktis *e*. Pinged arvutatakse käesolevalt ikka algristlõike suhtes. Tegelik pinge purunemisristlõikes vahemikus *d—e* näitab ka edaspidi kasvu ($> \sigma_p$), kui arvestada antud koormusel esinevat kaela vähendatud ristlõiget.

Mõlemate vaadeldud teraseliikide tugevusomadusi, eriti raudbetoonkonstruktsioonide puhul otsustavat parameetrit — voolavuspiiri $\sigma_T$, võib tunduvalt parandada teraste külmalttöötlemisega — kaliibrimise või muljumisega.

**Kaliibrimine** seisneb terasvarda (∅ 5—22 mm) ettetõmbamises pingega, mis ületab voolavuspiiri pinge (näiteks punktini *k* joon. 22), millega kaasneb ka materjali voolavuspiiri tõstmine kuni punktini *k*. Järgnevatel koormustel kulgeb $\sigma - \varepsilon$ diagramm vastavalt *l—k—d—e*. Aja jooksul, materjali vananemise tõttu, esineb veelgi täiendav voolavuspiiri tõus ja tegelik $\sigma - \varepsilon$ diagramm kulgeb *l—k′—d′—e′* (joon. 22). Seejuures uus voolavuspiiri pinge on hoopis suurema täpsusega antav materjali parameeter kui töötlemata materjali voolavuspiir $\sigma_T$. See asjaolu ongi põhjustanud vaadeldavale protsessile nimetuse kaliibrimine. Kaliibrimise toimel tõuseb voolavuspiiri praakmiinimum Ст. 0 puhul kuni 2400 kg/cm² ja Ст. 3 puhul kuni 2800 kg/cm². Tõmbejõu abil kaliibritud terase surve-voolavuspiir jääb muutmatuks. Tööjoonistel tähistatakse kaliibritud teraseid indeksiga K (näit. 2 ∅ 10 K).

**Külmaltmuljumine** toimub erilistel suure tootlikkusega (kuni 10 ja rohkem tonni vahetuses) pinkidel (*Avakovi* jt.), milles antakse varrastele perioodiline profiil nakke suurendamiseks (joon. 23). Erilise hammasrataste süsteemiga muljutakse varda pinnale kahes ristiolevas suunas




*Joon. 23*

muljutusi, mistõttu varda materjal tiheneb ja kalestub. Külmalt muljutakse vardaid läbimõõtudes 6—32 mm, kusjuures läbimõõtude 6—14 mm puhul kasutatakse väiksema, läbimõõtude 12—32 mm juures aga suurema võimsusega pinke. Muljutuste kohal väheneb materjali läbimõõt 25% võrra, kuna muljutuste vahel jääb materjali struktuur põhiliselt muutumatuks. Seetõttu säilitavad muljutud terasvardad ka küllaldase plastilisuse (ГОСТ 6234-52 nõuab, et muljutud vardad peavad taluma 90°-list painet ümber südamiku, mille läbimõõduks on kolmekordne katsetatava varda läbimõõt). Erinevalt kaliibritud terastest suurenevad materjali voolavuspiiri näitajad nii tõmbele kui survele. Kuna käesolevalt on $\sigma - \varepsilon$ diagrammist raske määrata voolavuspiiri pinget $\sigma_T$, kasutatakse arvutustes muljutud terase tõmbetugevust $\sigma_p$, mille praakmiinimumi hinnatakse nii Ст. 0 kui ka Ст. 3 puhul 4500 kg/cm². Tugevustingimustes (vt. § 8, 2) redutseeritakse see suurus siiski armatuuri töötamistingimuste teguri $m^a = 0{,}65$ abil voolavuspiiri pingele, mida võib seega hinnata $0{,}65 \cdot 4500 = 3000$ kg/cm². See suurus on tunduvalt suurem lähtematerjalide voolavuspiiri praakmiinimumist. Tuleb märkida, et pingevarrastena on pingebetoonis kasutamisel külmaltmuljutud terased ka Ст. 5 baasil, mispuhul hinnatakse praaktugevuseks 6000 kg/cm² ja praakvoolavuspiiriks $\sim 4000$ kg/cm². Külmaltmuljutud teraseid Ст. 3 ja Ст. 0 tähistatakse tööjoonistel indeksiga ПС (näiteks 2⌀16 ПС).

Terase külmalttöötlemise variantidena on ette pandud ja lähemas minevikus ka kasutatud varraste väänet, punumist ja tõmbamist läbi tõmbesilma, mille läbimõõt oli mõnevõrra väiksem varda läbimõõdust.

Väändel kasutati lähtevarrastena tavaliselt vardaid ovaalsete ristlõigetega. Väänates varrast nii, et varda

otsad ei saanud teineteisele läheneda, toimus materjali venitus ja sellega kalestamine. Ühtlasi omandas varras väändel ristlõike ovaalsuse tõttu profiili perioodilisuse, mis tõstis varraste nakketugevust.

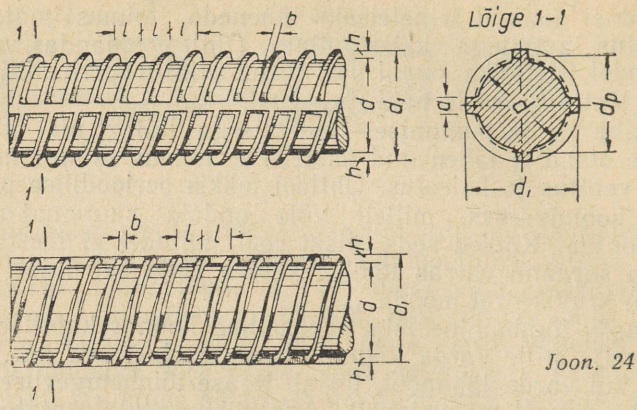
Kahe varda punumisel teineteisega jällegi nii, et varraste otsad ei lähenenud üksteisele, toimus samuti materjali venitus ja kalestus. Ühtlasi tekkis perioodilise profiiliga koondvarras, millelt võis oodata suuremat naket betooniga. Katsed seda siiski real juhtudel ei tõestanud, kuna sarnane varras tõmbel keeras enda betoonist välja nagu kruvikeeret mööda.

Varda tõmbamine läbi tõmbesilma koonusekujulise ava (filjeri), mille varda liikumissuuna poolne ava on väiksem kui varda läbimõõt, tõstab terase tõmbetugevuse näitajaid samuti märgatavalt. Ava koonuse ulatuses toimub varda ristlõike kokkusurumine, millega ristlõike pind väheneb 10—20% võrra. Varda venitamise ja põikikokkusurve toimel kaotab varras osa oma plastilisusest, kalestub ja saab kõrgendatud voolamispiiri. Tavaliselt tõmmatakse varras läbi mitme filjeri, mille läbimõõdud järjest vähenevad.

Kehtivates normides (НиТУ 123-55) kolme viimatikirjeldatud mooduse kohaselt külmalt töödeldud teraste arvutuslikke tugevusnäitajaid ei esine.

Ulatuslikult leiavad keevitatud armatuurikarkassides ja eriti keevitatud võrkudes kasutamist külmalttõmmatud terastraadid väikese süsinikusisaldusega (ГОСТ 6727-53), läbimõõtudega 3 kuni 10 mm, mis on valmistatud tavaliselt Ст. 3 varrastest viimaste läbitõmbamise teel järjest väiksematest filjeritest või ka kaliibrimise abil. Ka siin osutub materjali arvutuslikuks tugevusparameetriks purustav pinge $\sigma_p$, mille praakmiinimum on traadi läbimõõtude 3—5,5 mm puhul 55 kg/mm², aga läbimõõtude 6—10 mm puhul 45 kg/mm². Tegelikes arvutustes redutseeritakse need suurused jälle tingimuslikkudele voolavuspiiri pingetele armatuuri töötamistingimuste teguri $m_a = 0{,}65$ abil. Külmalttõmmatud traadid tähistatakse tööjoonistel indeksiga T (näit. 8∅5 T).

Raudbetooni praktikas on madalamaid terasemarke välja tõrjumas nn. **kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga terased**, mis on valmistatud süsinikterase Ст. 5




*Joon. 24*

(C 0,17—0,37%) baasil (ГОСТ 5781-53). Varraste välispind saab valtsimisel kaks pikiribi ja kolmelisspiraalse põikiribistiku (joon. 24), mistõttu nake betooniga tunduvalt kasvab. Tööjoonistel tähistatakse see terase liik indeksiga П (näit. 2∅20П). See armatuuriliik valtsitakse tavaliselt läbimõõtudes 10 mm kuni 32 mm, kusjuures eritellimistel on võimalik saada ka läbimõõte kuni 90 mm. Käesolevalt on tugevusparameetrid: praakvoolavuspiir 2800 kg/cm² ja praaktugevus 5000 kg/cm². Katkemisvenivus peab olema vähemalt $i = 14\%$, kusjuures varras peab taluma painutamist 180° võrra ümber varda, mille läbimõõt on kolmekordne katsevarda läbimõõt. Teras on üldiselt hästi keevitatav. Kui vaadeldava terase näitajad on soodsad raudbetoonkonstruktsioonide puhul, siis pingebetooni puhul ei osutu selle kasutamine üldiselt otstarbekaks (vastavalt СН 10-57 lubatakse kasutada vaid eriliselt põhjendatud juhtumitel). Kuid kaliibrituna kuni pingeni 4500 kg/cm² (maksimaalne pikenemisdeformatsioon kuni 5,5%) leiab ta tänapäeval NSV Liidus ka pingebetoonkonstruktsioonides laialdast rakendamist. Kaliibrimispinge 4500 kg/cm². ongi ka praakvoolavuspiiri pinge. Sama terase ettetõmbamine kuni venivusteni 5,5%, kuid ilma rakendatava jõu mõõtmiseta, on samuti lubatud, kuid seejuures on arvutuslik voolavuspiir, mis on lubatud pingebetooni arvutusinstruktsioonidega (СН 10-57), mõnevõrra väiksem.

Kasutades kaliibritud kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga terast, on terase kulu, võrreldes näiteks Ст. 3-ga, vaid 50—60%.

Kuid pingebetooni jaoks osutuvad ka nimetatud abinõud veel mitteküllaldasteks. Seepärast on NSV Liidus asutud veelgi kõrgemamargiliste teraste massilisele tootmisele. Nendest tähtsamad on käesoleval momendil vähelegeeritud terased ja kõrgemargilised süsinikterastraadid, mida vaadeldakse järgmises punktis.

Kui raudbetoon satub kõrgete temperatuuride mõju alla (kas nn. kuumutuskindlas raudbetoonis või tulekahjude puhul), siis langevad teraste tugevusomadused vastavalt temperatuurile, mis esineb armatuurivardas. Vastavalt katsetele säilib teraste voolavuspiirist ja elastsusmoodulist

$$\sigma_{at} = \gamma_a \sigma_T \text{ ja } E_{at} = \beta_a E_a,$$

kus koefitsiendid $\gamma_a$ ja $\beta_a$ on toodud järgnevas tabelis (vt. ajutised juhendid kuumutuskindlate raudbetoonkonstruktsioonide projekteerimiseks — У-151-56).

$\gamma_a$ ja $\beta_a$

| | Armatuuris esinev temperatuur | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 100° C | 200° C | 300° C | 400° C | 500° C |
| $\gamma_a$ | 1 | 0,85 | 0,75 | 0,60 | 0,45 |
| $\beta_a$ | 1 | 0,95 | 0,90 | 0,80 | 0,70 |

Temperatuuril 650—700° C kaotab teras kogu oma tugevuse. Nagu näeme tabelist, on ka terase temperatuur 500° C juba ohtlik, sest siis võib tavaliste ekspluatatsioonikoormuste puhul esinev armatuuripinge parajasti ületada voolavuspiiri antud temperatuuril. Seepärast peab betoon kuumutuskindlas raudbetoonis olema võimeline kaitsma terast temperatuuride eest, mis ületavad 350° C. Kuumutuskindlas raudbetoonis pole võimalik kasutada mingisuguseid külmalttöödeldud teraseid nende kõrgendatud tugevusnäitajate säilitamisega.

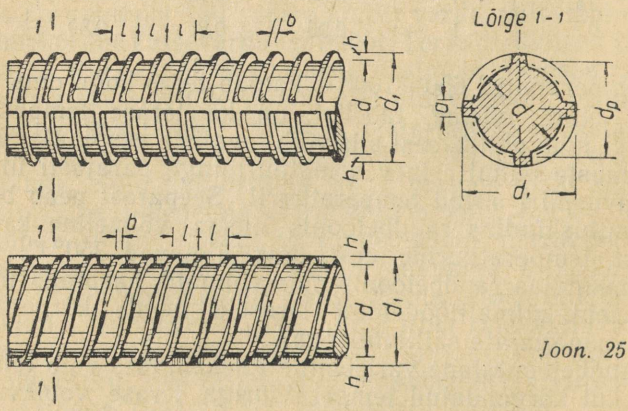
Raudbetoontalade varisemine tulekahjudes võib toimuda siis, kui kõrgendatud temperatuuriga terase voolavuspiir

vastab terase tegelikule pingele antud koormuse juures. Varisemise moment oleneb seega tulekahju temperatuurist, betoonkaitsekihi soojapidavusest ja parajasti esineva koormuse suurusest.

### 3. PINGEBETOONIS PINGEVARRASTENA KASUTATAVAD TERASTE LIIGID

**Vähelegeeritud** terastest on pingebetoonis massiliselt kasutamisel räni- ja mangaanisisaldusega teras 25Г2С (ГОСТ 5058-57 ja ГОСТ 7314-55) läbimõõtudega 6—40 mm. Tähistuses on: 25 — keskmine süsinikusisaldus sajandikprotsentides. Г — mangaani tähistus, kuna 2 vastab viimase orienteeruvale sisaldusele protsentides; С — räni tähistus. Seega terase 25Г2С põhiliste lisandite sisaldus on: С — 0,20 kuni 0,29%; Si — 0,60 kuni 0,90%; Mn — 1,2 kuni 1,6%.

Teras on perioodilise profiiliga (joon. 25), kusjuures eksituste vältimiseks perioodilise profiiliga Ст. 5 on põikribistik käesolevalt valtsitud välispinnale kalasabamustrina. Terase praakvoolavuspiir $\sigma_т = 40$ kg/mm², praaktugevus aga $\sigma_p = 60$ kg/mm². Varras peab taluma painutamist 90° võrra ümber varda, mille läbimõõt on kolmekordne katsetatava varda läbimõõt. Katkemisvenivus $i \geqslant 14\%$. Terasel on selgelt määratletav voolamisala, mistõttu teras tuleb lugeda pehmeks. Teras on keevitatav.




Joon. 25

Taolisel kujul on vaadeldav teras kasutatav ka harilikus raudbetoonis armatuurina. Sel juhul ekspluatatsiooniolukorras esinevad suurendatud praod on tavaliselt talutavad, kuid mõnel juhul võib esineda raskusi konstruktsiooni nõutava jäikuse tagamisega.

Üldiselt tuleb selle terase kasutamisel teha ökonoomilisi kaalutlusi, et selgitada, kas seda pole otstarbekohasem kasutada armatuurina harilikus raudbetoonis, tõstes painutatud elementide jäikust näiteks konstruktsiooni kõrguse suurendamise teel, et vältida terase eelpingestuse vajadust.

Ka selle teraseliigi puhul on kasutamisel varraste voolavuspiiri tõstmine kaliibrimise teel. Näiteks tõmmates vardaid kaliibrimispingega 5500 kg/cm², kuid venivusega seejuures kuni 3,5%, on võimalik lugeda praakvoolavuspiiriks 5500 kg/cm². Sama pinge loetakse praakvoolavuspiiriks, kui eeltõmbe protsessi kontrollitakse vaid venivusega kuni 3,5%, kuid arvutuslik voolavuspiir kirjutatakse seejuures ette mõnevõrra väiksemana. Ka pärast sellist külmalttöötlemist jääb teras oma omadustelt «pehmeks», s. o. $\sigma - \varepsilon$ diagrammis esineb allakriipsutatud voolamisala. Teras 25Г2С tähistatakse tööjoonistel indeksiga ПЛ (näit. 2∅22 ПЛ). NSV Liidus on juurutamisel veelgi kõrgemate tugevusnäitajatega vähelegeeritud kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga kroom-räni-mangaanteras — 30Г2С, mille põhiliste lisandite sisaldus on: süsinikku 0,26—0,35% (vastab tähistuses arvule 30), räni 0,6—0,9%, mangaani 1,2—1,6%, kroomi 0,6—0,9%. Minimaalne voolavuspiir ja tugevus on vastavalt 60 ja 90 kg/mm². See on täisväärtuslik pingebetooni pingevarraste teras, mis valtsitakse läbimõõtudes 10—32 mm. Teras lubab varraste otstele külmalt valtsida keeret, mis eriti hõlbustab jätkude ja pingevarraste ankrute teostamist. Kuigi teras on üsna pehme, on tema plastiliste deformatsioonide näitajad siiski tunduvalt halvemad kui eespool toodud teraste puhul. Nii on tema katkemisvenivus $i = 6\%$. Samuti peab ta taluma vaid 45° painet ümber varda, mille läbimõõt on viiekordne katsetatava varda läbimõõt. Teraste 25Г2С ja 30Г2С puhul hinnatakse elastsusmoodul $E_a = 2{,}0 \cdot 10^6$ kg/cm².

Veel suuremat terase säästu on võimalik saavu-

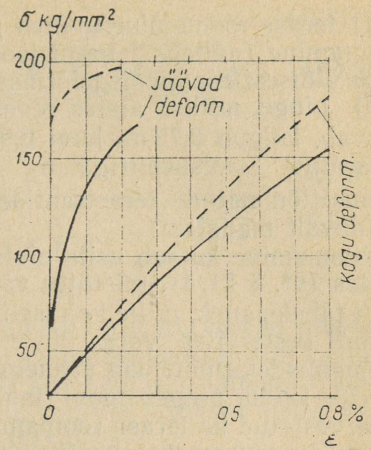
tada, kasutades **kõrgemargilisi süsinikterastraate**, mille süsinikusisaldus on 0,4 kuni 0,9%. Traatide läbimõõt ulatub kuni 6 mm (harva 8 mm), mistõttu neid kasutatakse peamiselt kimpudena, trossidena jne., et kergendada pingevarraste paigaldamist ja et oleks võimalik kasutada betoonisegus jämedamat agregaati. Kahjuks pole selliste terastraatide omadused kaugeltki määratud nende keemilise koostisega, vaid olenevad suurel määral nende tootmistehnoloogiast ja isegi nende hooldamisest.

**Terase kuumaltvaltsimine** (üle 800° C) muudab küll terase struktuuri mõnevõrra, kuid üldiselt ei too enesega kaasa erilisi terase tugevusparameetrite paranemisi. Seevastu külmalttöötlemine (valtsimine, muljumine, tõmbamine jne.), nagu nägime juba ülalpool, võib oluliselt mõjutada teraste tehnilisi omadusi.

Tüüpiline näide on siin nn. **külmalttõmmatud kõrgemargilised süsinikterastraadid.** Enne tõmbamist toimub nn. patenteerimine, mis seisneb 900° C kuuma traadi jahutamises tinavannis kuni 500° C. Edasi viiakse traat esialgse läbimõõduga ∅ 8—10 mm korduvalt läbi järjest peenemate tõmbesilmade (kuni 1 mm), mille juures tema tugevus kasvab kuni 25 000 kg/cm². Traadid, mille läbimõõduks jääb vähemalt 3 mm, saavad valtsimise käigus välispinna muljutused; ristlõige saab perioodilise profiili ja traadid seega parema nakke betooniga.

Kuid külmalttõmmatud terastel on halb omadus — nende elastsuspiir $\sigma_E$ (pinge, millel jäävdeformatsioonid ületavad 0,01%) on suhteliselt madal: $\sigma_E = 35—45\% \sigma_p$. Seda puudust on võimalik oluliselt kõrvaldada, kui traate pärast ettetõmbamist 250° C juures noolutada (järele lasta), milline protsess kujutab endast terase kunstlikku vanandamist. Nagu näeme joon. 26, kus esitatakse noolutamata terase (täisjoonega) ja noolutatud terase (punktiiriga) $\sigma — \varepsilon$ diagrammid ja vastavad plastilised (jäävad) deformatsioonid, on noolutamise mõju küllalt suur. Joon. 26 esitatud diagrammide puhul tõusis elastsuspiir $\sigma_E$ 57 kg/mm²-lt kuni 169 kg/mm².

Teine liik kõrgemargilisi terastraate on **karastatud terastraadid.** Karastamine toimub terase kiirel jahutamisel temperatuurilt üle 800° C, tavaliselt õlivannis. Teras-




*Joon. 26*

traat omab seejuures väga kõrged tugevusnäitajad, kuid katkemisvenivus $i \approx 0$. Olukord parandatakse noolutamisega tinavannis alla 700° C juures, mispuhul katkemisvenivus tõuseb kuni $i = 4—6\%$. Selliselt töödeldud teraste puhul plastilised jäävdeformatsioonid praktiliselt puuduvad kuni pingeteni, mis võrduvad 90% $\sigma_p$. Et tagada traadi etteantud läbimõõte, osutub siiski vajalikuks tõmmata traadid enne termilist töötlemist läbi tõmbesilmade.

Kõrgemargiliste terastraatide rida teisi omadusi olenevad samuti nende töötlemisest, nagu näeme järgnevalt. Tõmbekatsel korduval koormusel 0 ja 0,6 $\sigma_p$ vahel selgus, et karastatud terastraatide puhul olulisi jäävdeformatsioone ei esinenud, seevastu külmalttõmmatud noolutamata teraste puhul esines juba sajakordsel koormamisel väga suur jäävdeformatsioon — 0,12%, millest 0,06% tekkis esimese tsükli kestel. Noolutatud külmalttõmmatud terastraatide puhul esines jäävdeformatsioonide järsk vähenemine, võrreldes noolutamata traatidega.

Esimesed vihjed kõrgemargiliste terastraatide roomamise kohta harilikkude temperatuuride juures esinevad erialases kirjanduses 1945. a. Siit alates on selle küsimusega palju tegeldud. Ulatuslike katsete alusel on võimalik konstateerida, et

a) terase roomamine areneb palju kiiremini kui betooni roomamine (näiteks 1 tunni jooksul 50%, 1 päeva jooksul 90% üldisest roomamisdeformatsioonist);

b) pinge, millest alates roomamisdeformatsioon järsult kasvab, kõigub 0,75 $\sigma_p$ kuni 0,90 $\sigma_p$ piires ja on oluliselt määratud elastsuspiiriga $\sigma_E$' (seetõttu on noolutamata külmalttõmmatud terastraatide puhul ka roomamispiir tunduvalt madalam).

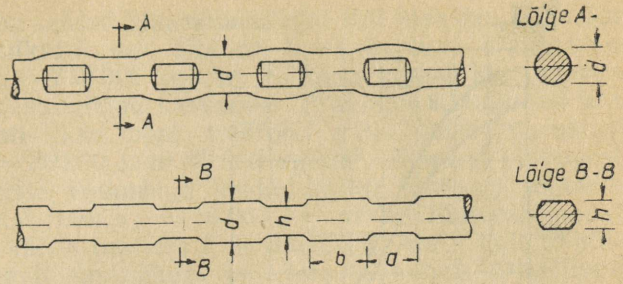
Roomamine kutsub esile olulise eelpingekao pingevarrastes (vt. § 21,4), mistõttu väärib rakendamist *G. Magnel*'i tähelepanek, mille kohaselt traate ette tõmmates kahe minuti kestel 10% võrra üle ettenähtud eelpinge langeb roomamisdeformatsioon peaaegu poole võrra.

NSV Liidu pingebetooni instruktsioonides (CH 10-57) on arvestatud ka terase roomamisest põhjustatud eelpingekaoga pingevarrastes, kusjuures kuni eelpingeni 0,65 $\sigma_p$ on pingekadu proportsionaalne eelpinge suurusega, üle selle aga kasvab eelpinge kadu (s. o. roomamisdeformatsioon) kiiremini (vt. § 21,4).

Kõik toodud kõrgemargiliste terastraatide liigid on jäigad terased. Nende puhul on katkemisvenivus $i$ suhteliselt väike, samuti pole voolavuspiir $\sigma - \varepsilon$ diagrammis alla kriipsutatud. Võib oletada, et tingimuslik voolavuspiir võrdub ligikaudu 0,65—0,7 $\sigma_p$. Seepärast arvestatakse NSV Liidus kehtestatud arvutuseeskirjade kohaselt küll purustava pingega $\sigma_p$, kuid seejuures rakendatakse terastraatide puhul töötamistingimuse tegurit $m_a = 0{,}70$.

NSV Liidus on normitud (ГОСТ 7348-55) ümarterastraadid läbimõõtudes 2,5 kuni 10 mm, mille puhul tõmbetugevused muutuvad vastavalt 200 kg/mm$^2$ kuni 100 kg/mm$^2$. ГОСТ-iga 8480-57 normitakse külmalttõmmatud perioodilise profiiliga terastraadid (joon. 27), mille puhul traadi läbimõõtudele 2,5 mm kuni 8 mm vastavad tugevused on 180 kg/mm$^2$ kuni 120 kg/mm$^2$. Tingimuslikud voolavuspiirid ($\sigma_{0,2}$) kõiguvad seejuures piires 144 kuni 96 kg/mm$^2$. Nende terastraatide elastsusmoodulid on $E_a = 1{,}8 \cdot 10^6$ kg/cm$^2$. Tuleb märkida, et need kõrgemargilised külmalttõmmatud terastraadid pole noolutatud.

Traatide tugevusomadusi mõjutab suurel määral hoolitsus transpordil. Tühised täkked, temperatuur üle 250°, plastilised deformatsioonid ja roostetamine, millele kõrge-




Joon. 27

margilised terastraadid kalduvad kergesti, võivad põhjustada traatide purunemisi nii eelpingestamisel kui ka hiljem. On esinenud juhtumeid, kus eelpingestamisel traatidest 10% ja rohkem katkesid, milleks näitasid erilisi kalduvusi just karastatud terastraadid.

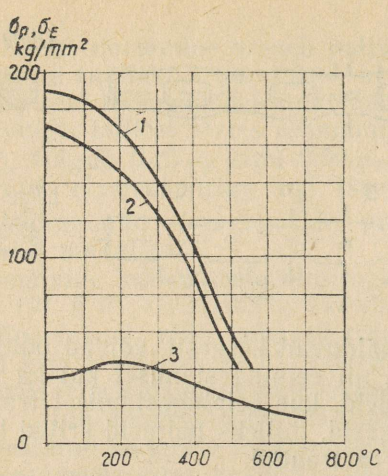
Et ei tekiks plastilisi deformatsioone, kirjutab ГОСТ 8480-57 ette traatide transpordil minimaalsed traadivihtide läbimõõdud $D \approx 400\,d$, kus $d$ on traadi läbimõõt. Sel puhul esinevad pinged traadi kõverusest on

$$\sigma = E_a \frac{d}{D} = 1{,}8 \cdot 10^6 \frac{1}{400} = 4500 \text{ kg/cm}^2,$$

mis on tunduvalt väiksemad elastsuspiirist $\sigma_E$. Liiga suured pinged traadi kõverusest vihtides mõjutavad eriti traatide ilmastikukindlust ja vastupanu niiskuse mõjutustele. Seepärast nõutakse selliste traatide transportimist niiskuskindlates pakendites ja nende säilitamist kuivades ruumides.

Toodud põhjustel pole võimalik usaldada alati traatide tehaste passiandmeid pärast nende pikemat transporti, vaid traatide tugevusomadusi tuleb süstemaatiliselt kontrollida kohapeal.

Kõrgemargiliste terastraatide puhul on suhtelised tugevusnäitajate vähenemised kõrgetes tulekahjude temperatuurides tunduvamad kui hariliku terase puhul. Joon. 28 on esitatud joonega *1* ühe kõrgemargilise terastraadi ($d = 4$ mm) purunemispinge ja joonega *2* sama traadi tingimusliku elastsuspiiri $\sigma_E$ olenevus traadi temperatuurist. Nagu näeme, juba temperatuuril 300° C on läinud kaotsi 22% tugevusest ja 35% elastsuspiirist, kuna samal




*Joon. 28*

temperatuuril hariliku terase puhul pole veel märgata purunemispinge olulisi vähenemisi, nagu näha joon. 28, *3*.

**Terastrossid**, mis ka mõnel juhul leiavad pingevarrastena kasutamist, on koostatud tavaliselt 19 kuni 91 külmalttõmmatud, kuid noolutamata traadist ($\sigma_p$ = = 160 — 180 kg/mm²). Trosside purustav tõmbejõud on mõnevõrra (kuni 10%) väiksem üksikute traatide purustavate tõmbejõudude summast. Samuti esinevad nende puhul tunduvalt suuremad deformatsioonid, kui seda oleks võinud oodata üksiku traadi prooviandmetest. Nii on CH 10-57 kohaselt trosside elastsusmoodul hinnatud $E_a$ = = $1{,}7 \cdot 10^6$ kg/cm²-le, kuna seevastu real katsetel on trossi elastsusmoodul langenud koguni kuni $1{,}3 \cdot 10^6$ kg/cm². Põhiliselt on see nähe põhjustatud «surnud käigust» trossides traatide võimalikult tihedalt paigutumisel põiksuunas. Suhteliselt väike elastsusmoodul poleks iseenesest oluliseks puuduseks pingebetooni puhul, kui sellele ei kaasneks ka suured jäävdeformatsioonid (näit. 0,1%). Mõnevõrra soodsamaid omadusi näitavad vähemast traatide arvust (kuni 7) kokkukeeratud **terasköied**, kuid ka nende puhul esinevad küllalt suured jäävdeformatsioonid.

Lõpuks tuleb märkida, et eriti pingebetoonis asendavad terast tulevikus — ja võib-olla mitte väga kauges — mitmesugused **tehiskiudained**. Mõningaid katseid selles suu-

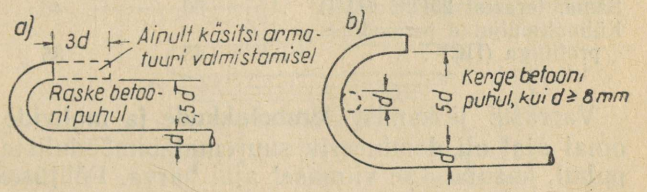
nas on juba tehtud klaaskiududega. Kui klaaskiu läbimõõt on vaid mikroni osa, siis on tema tugevus erakordselt suur — $\sigma_p = 250\,000$ kg/cm². Kahjuks langeb kiu tugevus kiirelt kiu läbimõõdu kasvades. Praktikas kasutatava kiu läbimõõt on ikka mõni mikron, mille juures purustav pinge $\sigma_p = 30\,000$ kuni $40\,000$ kg/cm². Nendest kiududest mitmesuguste vaikudega kokkuliimitud varraste tugevus on langenud juba $\sigma_p = 16\,000$ kg/cm²-le. Elastsusmoodul on küllalt kõrge (näiteks $E = 400\,000$ kg/cm²), kuid nähtavasti kaugelt muutlikum kui teraste puhul. Plastiliste deformatsioonide ja nakkeomaduste kohta on andmed puudulikud. Maksumus on veel tundvalt kõrgem kui terasel, kuid arvatavasti langeb see massilise tootmise puhul.

## 4. ARMATUURI ETTEVALMISTAMINE

Armatuurivardad peavad olema puhta pinnaga, millelt on kõrvaldatud lahtine mustus, rooste, õli, värv jne.

Varda telje kõrvalekaldumine kõõlust ei tohi ületada 1/100 kõõlu pikkust.

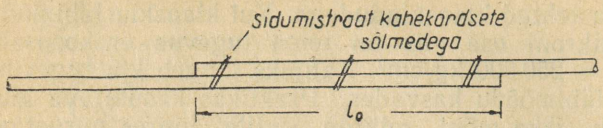
Perioodilise profiiliga vardad lõpevad ilma konksuta. Töötlemata pinnaga vardad tuleb varustada konksudega vastavalt joon. 29. Kergbetooni puhul tuleb konksu läbimõõtu tunduvalt suurendada. Kui seejuures varraste läbimõõt $d > 12$ mm, tuleb asetada veel põikpulk (varras), mille läbimõõt on samuti $d$. Kui aga $d > 16$ mm, tuleb põikpulk keevitada armatuuri külge (joon. 29, *b*).




*Joon. 29*

Armatuuri ettevalmistustööde hulka kuulub ka **armatuuri jätkamine.**

Peenem armatuur (läbimõõduga kuni 12 mm) saabub tehastest kerades, mistõttu selle armatuuri jätkamist tavaliselt ei esine. Jämedam armatuur saabub aga üksi-



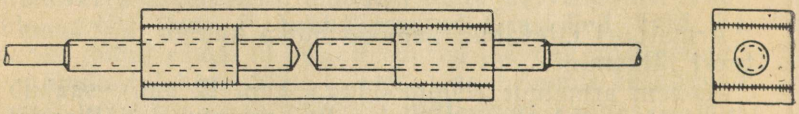

*Joon. 30*

kute sirgete 5—8 meetri pikkuste varrastena; sel juhul on jätkamine sageli vajalik.

Armatuurivarraste läbimõõdu juures kuni 16 mm võib kasutada varraste jätku **ülekattega** (joon. 30), seejuures sileda pinnaga varraste otsad tõmbetsoonis varustatakse konksudega. Ühes tala ristlõikes ei tohi niiviisi rohkem jätkata kui 25% armatuurist. Tsentriliselt tõmmatud elementides sellist armatuuri jätkamise moodust ei lubata (välja arvatud raudbetoonanumate ja -reservuaaride seinte armatuuri puhul). Teisest küljest on külmalttõmmatud vähese süsinikusisaldusega traatide jätkamine lubatud vaid ülekattega. Ülekatte pikkus $l_0$ on seda suurem, mida suurem on varda läbimõõt $d$ ja arvutuspinge vardas. Raskebetoonist konstruktsioonides peab $l_0/d$ olema vähemalt järgmise suurusega:

| Terase liik | Tõmbetsoonis | | Survetsoonis |
|---|---|---|---|
| | plaatides, seintes | teistes konstr. | |
| Sileda pinnaga Ст. 3 . . . . | 40 | 30 | 30 |
| Perioodilise profiiliga Ст. 5 (П) | 40 | 30 | 20 |
| Sama, terasest 25Г2С (ПЛ) . | 50 | 40 | 40 |
| Külmaltmuljutud perioodilise profiiliga (ПС) . . . . . | 45 | 35 | 35 |

Varraste jätkamist **tõmbelukkude ja muhvide abil**, mis omal ajal oli domineeriv suuremaläbimõõduliste varraste puhul, kasutatakse viimasel ajal harva. Põhjuseks on töö-



*Joon. 31*

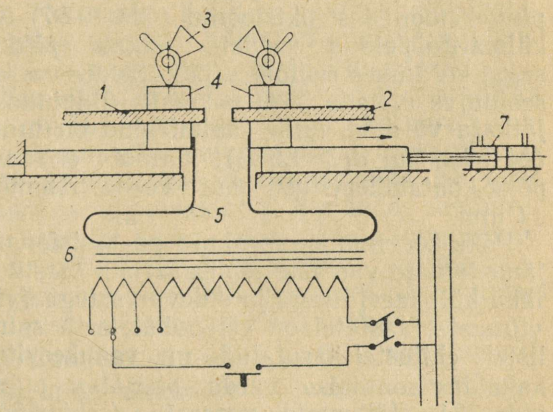
tava varda pinna kadu 20—25% ulatuses keerme tõttu. Tõmbeluku või muhvi puhul peab olema ühes otsas vasakpoolne ja teises otsas parempoolne keere. Jätkatavate varraste otste ristlõigete jämendamist (joon. 31) sepistamise teel ei loeta üldiselt soovitavaks, kuna sellega rikutakse materjali struktuuri.

Viimasel ajal levib ulatuslikult keermete külmalt valtsimise meetod, mille puhul ei esine ristlõike nõrgestusi. See loob head eeldused tõmbelukkude massiliseks rakendamiseks.

Järgnevalt vaatleme rida variante, kus armatuurivarraste jätkamisel on rakendatud keevitamist.

Kõige otstarbekohasem on rakendada **põkk-kontaktkeevitust**, kui vastava võimsusega keevitusagregaadid on käepärast. Põkk-kontaktkeevitus teostub kiirelt ja odavalt ning on suure võimsusega agregaatide olemasolul rakendatav ka suurimate varraste läbimõõtude (ristlõike pinnanaga kuni 100 $cm^2$) puhul.

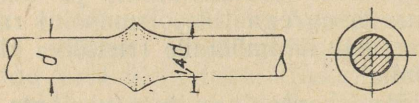
Põkk-keevitus on üks kontaktkeevituse variante, kus ühendus varrastes luuakse kogu ristlõike ulatuses, suure tugevusega elektrivooluga kuumutatud varraste kokkusurumise teel.




*Joon. 32*

Joonisel 32 on esitatud põkk-kontaktkeevitusaparaadi skeem. Kinnitusseadmete *3* abil kinnitatakse keevitatavate varraste *1* ja *2* otsad kontaktidesse *4*, millega on ühenda-

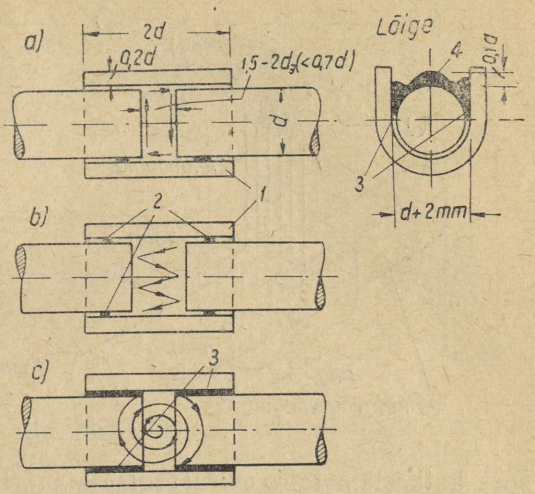
tud transformaatori *6* sekundaarmähis *5*. Üks kontaktidest on liikumatu, teine aga liikuv. Pärast varraste otste lähendamist kuumenevad varraste otsad voolu toimel kuni keevitustemperatuurini, mille järel käivitatakse kokkusurvemehhanism *7*. Põkkjätk on näidatud joon. 33. Keevituskoha jämendamiseks kaotsiminev varda pikkuse osa võrdub ligikaudu varda läbimõõduga, kui keevitus toimub automaatagregaadil. Agregaatide võimsus kõigub 25 kuni 500 kW. Voolupinge sekundaarmähises kõigub piires 2—15 V, voolutugevus ulatub 30 000 amprini ja rohkemgi. Kokkusuruv jõud kõigub piires 1000 kuni 20 000 kg, kusjuures suuremate jõudude puhul kasutatakse hüdraulilisi presse. Tunnis teostatavate jätkude arv on 20 kuni 100.



*Joon. 33*

Teraseid, mida töödeldakse külmalt (muljumine, kaliibrimine jne.), tuleb jätkata enne töötlemist. Viimased pingebetooni instruktsioonid (CH 10-57) lubavad siiski ka külmalttöödeldud vardaid jätkata põkk-kontaktkeevitusega, kuid ühes ristlõikes jätkatavate varraste pind ei tohi seejuures ületada 25% varraste üldpinnast. Ei soovitata jätkata vardaid, mille läbimõõdud on tunduvalt erinevad (näiteks, kui $d_1 > 1{,}5\,d_2$). Samuti ei soovitata kasutada põkk-kontaktkeevitust, kui varda läbimõõt $d > 10$ kuni 14 mm.

Põkk-keevitamise masinad on statsionaarsed, seepärast jämedamate varraste montaažijätk teostus seni peamiselt ikka külgkeevitusega ja sidevarrastega (vt. allpool). Kuid viimastel aastatel on sel puhul, eriti suurtel hüdrotehnilistel ehitustel kasutatud nn. **vannkeevitust,** mille skeem kahe horisontaalse varda pikijätku puhul on esitatud joon. 34. Jätkuvate varraste (läbimõõduga *d*) otsad viiakse kokku nn. vannis *1*, mis on valmistatud terasplekist paksusega 6—15 mm (on ette pandud kasutada vanni materjalina ka vaske ja keraamilisi detaile, kuid need pole end praktikas õigustanud). Jätkatavate varraste

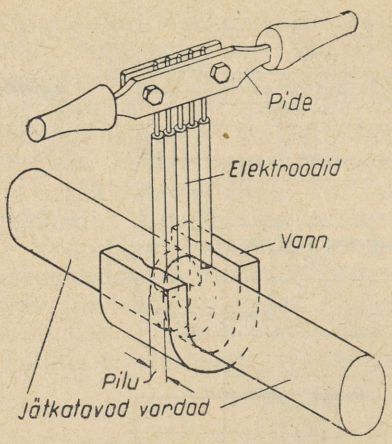



*Joon. 34*

otste vahele jäetakse vannis pilu laiusega kaks kasutatava elektroodi läbimõõtu ($2d_э$), s. o. 10—30 mm, kuid mitte rohkem kui 0,7 *d*. Pilusse viiakse elektroodid ja süüdatakse kaarleek. Normaalse laiusega pilu puhul liigutatakse elektroode pilus, nagu on näidatud joon. 34, *a*, laiendatud pilu puhul aga nagu joon. 34, *b*. Pilus tekib sulametalli tiigike. See sisaldab peale elektroodide metalli ka varraste metalli, mis on sulanud 3—5 mm paksuselt varraste otstest. Kui vanni pilu sulametall on tõusnud varraste välispinnani, keevitatakse elektroodi metallist peale veel 3—5 mm paksune tugevuskiht *4*, liigutades seejuures elektroodi mööda spiraali (joon. 34, *c*). Edasi toimub varraste ja vanni vahelise pilu kinnikeevitus külgkeevitusega *3*. Varraste ja vanni vastastikune asend fikseeritakse enne keevituse algust elektroodmetalli tilgakestega *2*.

Kaetud elektroodide jämedus on $d_э = 5—8$ mm, kusjuures varraste suuremate läbimõõtude juures kasutatakse ühele käepidemele koondatud elektroodide patareid, mis koosneb 4—5 elektroodist (joon. 35).

Vannkeevitusega on võimalik saada jätkatavate varrastega täiesti võrdtugevaid jätke, kui valitud elektroodid ja keevitusrežiim on sobivad. Seejuures omab erilist täht-




Joon. 35

sust katkestamata keevitusprotsess ja šlaki eemaldamine sulametalli tiigikeselt.

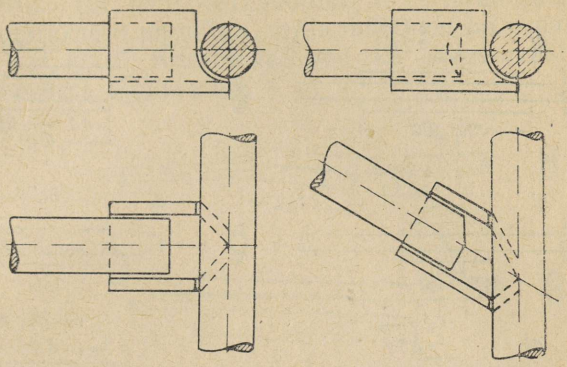
Tööjõu kulu ühele jätkule on kaks korda, maksumus kolm korda, metalli kulu kümme korda väiksem kui külg-elektroodkeevituse puhul. Teisest küljest vannkeevitus eeldab montaažtööde suuremat täpsust, seda eriti jätkuvate varraste vahelise pilu osas. Liiga suure pilu puhul kasvab jätku maksumus järsult. Samuti nõuab keevitusprotsess hoolsat järelevalvet, kuna hilisem kvaliteedi kontroll on raskendatud.

Vannkeevitust ei kasutata varraste väiksemate läbimõõtude puhul kui 20 mm.

Vannkeevitust on võimalik kasutada ka varraste kinnitamisel mitmesuguste nurkade all, mis on eriti oluline tänapäeval kasutatavate kandvate armatuurkarkasside ja armatuurplokkide teostamisel. Joon. 36 on esitatud varraste kinnitamise variandid nende lõikumisel 90° ja 60° nurga all.

Vannkeevitust on harvemini kasutatud ka vertikaalsete varraste jätkamisel. Vastavad vormi ja varraste otste töötluse detailid ning otstarbekohane elektroodide liikumise suund on näidatud joon. 37.

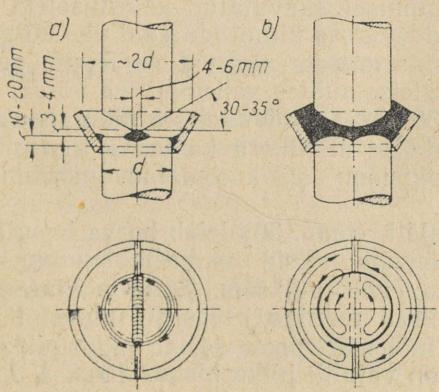
Elektroodkeevitamine **sidevarraste** kasutamisega on vähem tundlik montaaži ebatäpsuste ja mõningal määral ka keevitustööde kvaliteedi suhtes. Samuti võib keevitusagre-



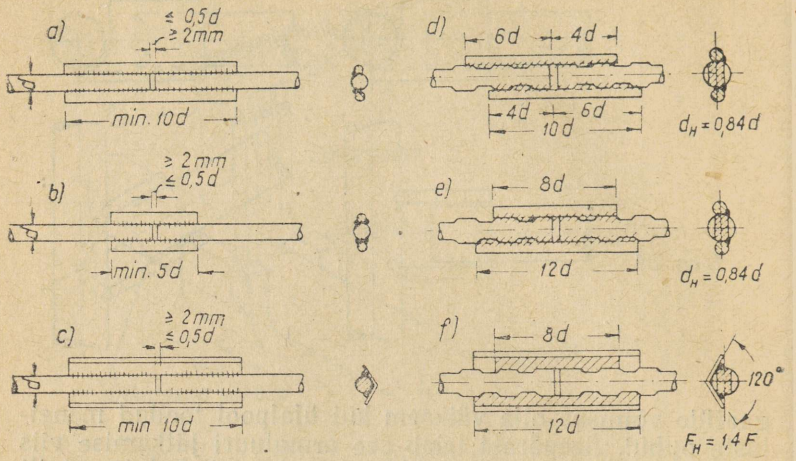
Joon. 36

gaatide võimsus olla väiksem kui ülalpool toodud menetluste puhul. Seepärast leiab see armatuuri jätkamise viis praktikas ikka veel ulatuslikku kasutamist, kuigi metalli ja tööjõu kulu on siin tunduvalt suurem.

Jätku keevisõmblused tavaliselt ei kuulu arvutamisele, vaid valitakse vastavalt instruktiivsele materjalile. Joon. 38 on esitatud praktikas peamiselt kasutatavad jätkutüübid. Keevis-külgõmbluste kõrgus peab olema vähemalt $0{,}25\,d$ (kuid vähemalt 4 mm), nende laius $0{,}7\,d$ (kuid vähemalt 10 mm). Sidevarrastena kasutatakse peamiselt ümar- ja nurkraudu, mille tõmbetugevus peab võrduma vähemalt




Joon. 37

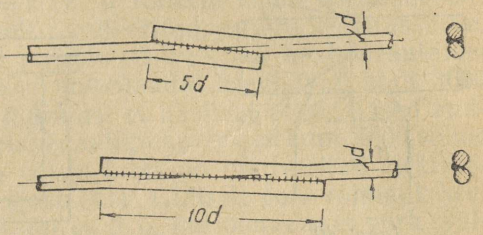



*Joon. 38*

jätkatavate varraste omaga. Poole sidevarda pikkus peab võrduma kahe külgõmbluse korral vähemalt 5 *d* (joon. 38, *a*, 38, *c* — keevitamine on võimalik vaid ühelt poolt) ja nelja külgõmbluse puhul vähemalt 2,5 *d* (joon. 38, b). Siledapinnaliste Ст. 3 ja Ст. 0 puhul on võimalik joon. 38 esitatud jätkupikkusi vähendada 20% võrra. Külmaltmuljutud teraste jätkamisel tuleb rakendada abinõusid, et vältida põhiterase liigset kuumenemist, millega seoses kaoks terase külmalt muljumisel saavutatud kalestusefekt. Selleks lubatakse iga sidevarras kinnitada vaid ühe külgõmblusega, kusjuures sidevarraste algused ja lõpud peavad olema nihutatud üksteise suhtes vähemalt 2 *d* võrra, nagu on näidatud joon. 38, *d, e, f*. Sidevarraste nihutamist üksteise suhtes kasutatakse mõnikord ka teiste teraseliikide juures, kui konstruktsioon on koormatud märkimuutva koormusega.

Ülekattega keevisjätk (joon. 39) leiab harva kasutamist ja sedagi vaid siledapinnaliste varraste juures, kuigi terase kulu on käesolevalt väiksem. Selle põhjuseks on kõrgendatud nõudmised montaaži täpsuse suhtes. Kui on võimalik keevitada mõlemalt poolt, piisab jätku pikkuseks 5 *d*, vastasel juhul on vajalik jätku pikkus 10 *d*. Viimasel ajal on kasutatud sidevarraste kinnitamisel ka nn. **punkt-**

**elektroodkeevitust** (vt. joon. 47). Joonisel 38 esitatud külgkeevitus asendatakse 8 punktiga, mille mõõtmed on orienteerivalt $1{,}2\,d \times 1{,}5\,d$. Käesolevalt on ka sidevarraste pikkused mõnevõrra väiksemad.




*Joon. 39*

Nagu nägime, on armatuuri jätku kujundus üldiselt tihedalt seotud jätkatavate varraste eelneva külmtöötlemisega, et vältida kalestusefekti nõrgendamist. Kuna praktikas sageli esineb selle vastu patustamisi, on kohane tähtsamaid seisukohti veel kord kokkuvõtlikult meenutada:

a) külmalttõmmatud traatide puhul pole lubatav kasutada ei põkk- ega ka elektroodkeevitust;

b) põkk-keevitust tuleb rakendada enne terase külmalt töötlemist;

c) kaliibritud teraste puhul ei lubata kasutada elektroodkeevitust;

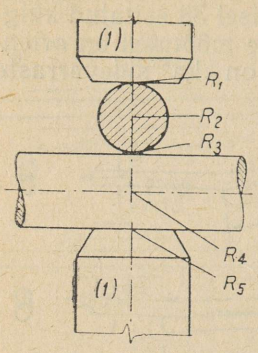
d) külmaltmuljutud teraste puhul on võimalik kasutada elektroodkeevitust vaid nihutatud jätkuvarraste puhul.

## 5. KEEVITATUD ARMATUURIVÕRGUD JA -KARKASSID

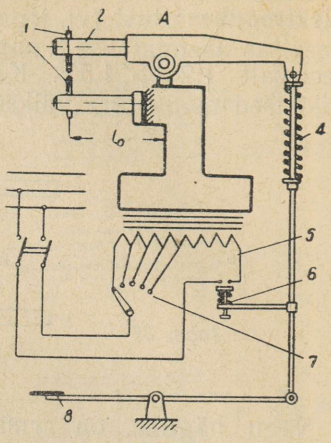
Armatuuritööde jõudlus tõuseb järsult (4—5 korda) keevitatud võrkude ja karkasside rakendamisega.

Sõlmed ühendatakse tavaliselt nn. **kontakt-punktkeevitusega** (kuni varraste läbimõõduni $d = 32$ mm). Elektroodkeevitust on keelatud kasutada karkasside või võrkude valmistamisel, kui varda läbimõõt $d < 8$ mm.

Punktkeevitus seisneb järgmises. Varraste sõlmpunkt asetatakse elektroodide *1* vahele (joon. 40). Ülemise liikuva elektroodi viimisel sõlmega kontakti suletakse aparaadi sekundaarvooluring ja sõlme läbib tugev, kuni




*Joon. 40*




*Joon. 41*

10 000 A madala pingega (3—10 V) vool. Kuna peaaegu kogu vooluringi takistus on koondatud varraste kontaktpindadele, siis esineb puutepunktis järsk temperatuuri tõus. Arendades ülemise elektroodiga survet varraste sõlmele, toimubki sõlme varraste kokkukeevitus. Voolu kestus on seejuures vaid sekundi murdosa. Nagu näitavad katsed, piisab traatide $d = 5$ kuni $d = 9$ mm keevitamisel, kui transformaatori võimsus on 60—70 kW, keevitusajast 0,01 sek. Suurem keevitusaeg kuumutab asjatult üle traaditerase ja mõjub halvasti (eriti külmalt töödeldud) traatide tugevusomadustele. Siiski, keevituskestus 0,1 sek. ei vähenda külmalttõmmatud traatide voolavuspiiri rohkem kui 4—7%. Seepärast on ka automatiseerimata keevitusrežiimiga (s. o. jalapedaaliga) aparaatidel saavutatud rahuldavaid tulemusi. Vajalik sõlme kokkusurve oleneb varraste läbimõõdust. Kuni $d = 16$ mm, piisab survest, mis ei ületa 500 kg. Kui varda $d = 100$ mm, siis on vajalik surve juba 12 000 kg.

Lihtsa punktkeevitusaparaadi skeem on esitatud joon. 41. Elektroodide 1 vahele asetatakse keevitatav varraste sõlm. Elektroodide hoidjatest *2* on ülemine pöörlev ümber šarniiri *A*. *4* on keevitussurve mehhanism, mida teenindatakse jalapedaaliga *8*. Transformaatori sekundaarmähis on ühendatud elektroodidega, kuna primaarmähise *5*

vooluring sulgub survemehhanismi käivitamisel kontakti *6* abil. Primaarmähise keerdude arvu ja seega elektri pinget on võimalik kohandada vooluregulaatori 7 abil.

NSV Liidus on kasutamisel rida punktkeevitusautomaate, mis keevitavad 12 ja rohkem sõlme samaaegselt. Voolu kestus on täpselt reguleeritud, samuti keevitussurve, mis arendatakse nii pneumaatiliselt kui ka hüdrauliliste presside abil. Sellised automaadid keevitavad kuni 3600 sõlme tunnis (tuleb märkida, et üksikud eesrindlased andsid ühepunktilisel, jalapedaaliga aparaadil kuni 1000 sõlme tunnis). Keevitatava võrgu laius on limiteeritud elektroodide hoidja uluga $l_0$ (joon. 41). Üldiselt pole võimalik keevitada laiemat võrku kui ca 2 $l_0$, kui oletada, et võrk valmistamise ajal korra ringi pööratakse.

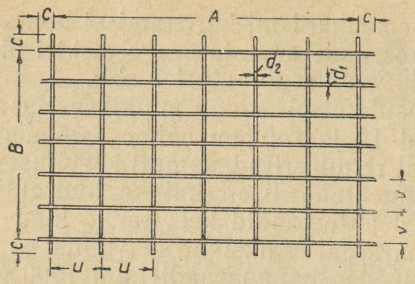
On võimalik võrgu laiust veelgi suurendada, kui paar keskmist pikivarrast kinnitada sidumise teel. Samuti on võimalik suurendada võrgu laiust, kui võrgu lõikepunktid keevitatakse võrgu perimeetril nii, et iga varda ots oleks kinnitatud keevitusega vähemalt kolmes punktis. Keskmised sõlmed üle kahe-kolme sõlme seotakse sidumistraadiga. Seejuures — eriti suuremate läbimõõtudega, sileda välispinnaga armatuuri puhul — võib terase tugevus osutuda mitte täiesti kasutatuks puuduliku nakke tõttu betooniga.

Seepärast ka võimsamate automaatide puhul on praegu võrkude laiuse piiriks 4 m. On konstrueeritud ka kantavaid **punktkeevitustange**, mis võimaldavad keevitada võrgu mis tahes punktis. Seega kujuneb võrgu laius piiramatuks. Kahjuks on töö selliste tangidega (kaal 5—6 kg) raske ja halvasti mehhaniseeritav, mistõttu nad pole leidnud ulatuslikku rakendamist.

Nagu nägime, nõuab punktkeevitus küllalt täpset režiimi. Seepärast on vaja keevitatud sõlmede ristikujuliste proovikehade tugevust süstemaatiliselt kontrollida. Seejuures ei kuulu kontrollimisele ainult keevituspunkti lõiketugevus, vaid külmalttöödeldud terastraatide puhul esmajoones nende tugevusparameetrid, mis võivad halveneda ebakohase keevitusrežiimi tõttu.

Keevitatud võrgud on oma mõõdetelt mõningal määral normitud koos vastavate hälvetega.

Lisas on tabelis 29 esitatud keevitatud võrkude sorti-




*Joon. 42*

ment, millele vastavad geomeetrilised suurused on toodud joonisel 42. Jaotusarmatuuri samm on sama kõigil võrgutüüpidel — 200 mm, läbimõõt kõigub 3—5 mm. Tüüpide nr. 1—12 puhul asetseb peaarmatuur pikisuunas. Sellised võrgud on otstarbekohased näiteks jätkuvate plaatide armeerimisel. Tüüpidel nr. 13—26 puhul asetseb armatuur põiksuunas. Seega on võimalik nendega katta plaadi avasid, mille suurus on võrdne võrgu laiusega *B*. Samuti on nad kasutatavad jätkuvate ja ristiarmeeritud plaatide tugirajoonide armeerimisel negatiivsete momentide vastuvõtul. Pikisuunas võib mainitud võrke transportimisel rulli keerata vaatamata põikarmatuuri läbimõõdule.

Tüüpe nr. 27—34 kasutatakse ristiarmeeritud plaatide armeerimiseks. Neid on võimalik transportida rullidena, kui traadi läbimõõt $d \leqslant 5$ mm.

Tabelis toodud võrgud on üldiselt valmistatud külmalttõmmatud vähese süsinikusisaldusega traatidest, kuid suuremate traadi läbimõõtude puhul on mõeldav ka külmaltmuljutud ja kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga Ст. 5 varraste kasutamine. Lisas, tabelis 30, on toodud armatuurivõrkude nomenklatuur vastavalt ГОСТ 8478-57. Siinjuures on ette nähtud kasutada töötava armatuurina ka terast 25Г2С. Jaotusvarraste samm on 250 ja 300 mm.

Keevitatud võrkude jätkamine toimub põhiliselt vaid ülekatetega. Jätkamine siledapinnaliste peavarraste suunas (ei esine üldiselt väga sageli) peab toimuma vastavalt ühele skeemile jooniselt 43, kus jätku pikkusel peab asetsema vähemalt 3 põikvarrast. Joon. 43, *a* on paigutatud põikvardad, joon. 43, *c* aga töötavad vardad ühte pinda. Joonisel 44 on esitatud võrgujätk, kui peaarmatuur

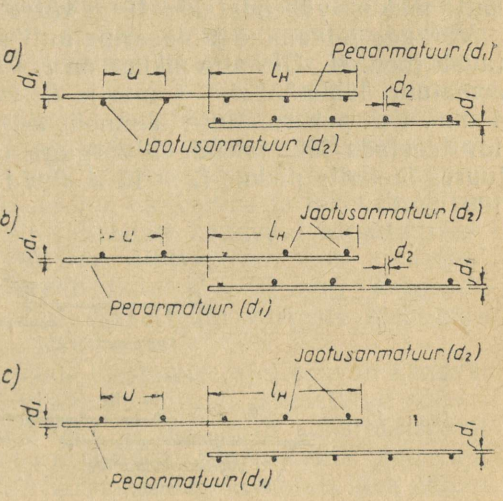
on perioodilise profiiliga. Seejuures võib jätku pikkusel põikarmatuur puududa. Peaarmatuuri on soovitav paigutada ühte pinda.

Minimaalsed ülekatte pikkused $l_н$ on toodud järgmises tabelis, kuid igal juhul peab ta olema vähemalt 250 mm.

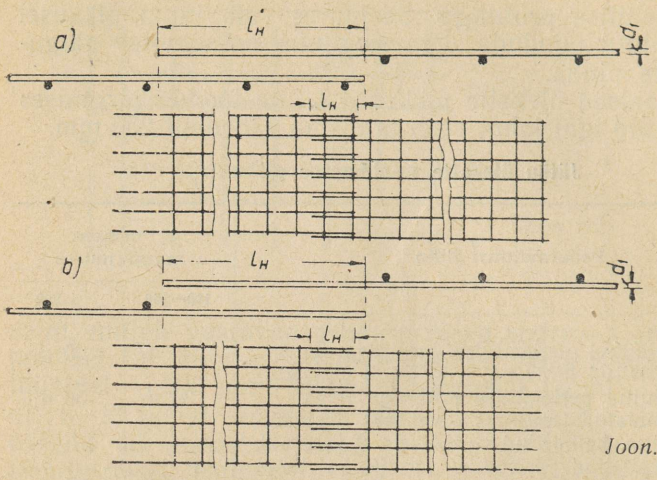
**Jätku ülekatte minimaalne pikkus $l_н$**

| Peaarmatuuri tüüp | $l_н$ betooni margi juures | |
|---|---|---|
| | 100—150 | ⩾ 200 |
| Kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga Ст. 5 . | 30 $d_1$ | 25 $d_1$ |
| Kuumaltvaltsitud teras Ст. 0 ja Ст. 3 ning külmaltmuljutud perioodilise profiiliga teras . . | 35 $d_1$ | 30 $d_1$ |
| Külmalttõmmatud terastraat vähese süsinikusisaldusega, kaliibritud vardad Ст. 0 ja Ст. 3, kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga teras 25Г2С . . . . . | 40 $d_1$ | 35 $d_1$ |

Kergbetoonide (M 100 ja 150) puhul tuleb tabelis toodud ülekatte pikkusi, kui siledapinnaliste teraste puhul $d_1 \geqslant 12$ mm ja perioodilise profiiliga teraste puhul $d_1 \geqslant 16$ mm, suurendada $10\,d_1$ võrra. Samuti tuleb tabelis




*Joon. 43*

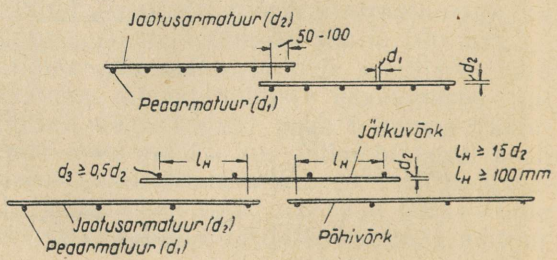



*Joon. 44*

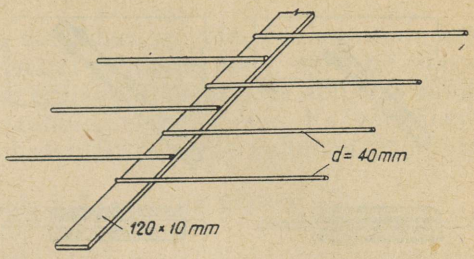
toodud ülekatte pikkusi suurendada 5 $d_1$ võrra, kui perioodilise profiiliga peavarraste puhul puuduvad jätkus põikvardad (joon. 44).

Surutud tsoonis asetsevate võrkude jätkamisel peaarmatuuri suunas jääb kõik öeldu kehtima, ainult jätku ülekatte pikkust vähendatakse 10 $d_1$ võrra.

Võrkude jätkamine jaotusarmatuuri suunas toimub vastavalt joon. 45. Ülekatte pikkus on $l_H \geqslant 50$ mm, kui jaotusarmatuuri läbimõõt $d_2 \leqslant 4$ mm ja $l_H \geqslant 100$ mm, kui $d_2 > 4$ mm. Kui peaarmatuuri läbimõõt $d_1 \geqslant 16$ mm, on soovitav teostada jätk täiendava võrguga (joon. 45, all), kusjuures ülekatte pikkus $l_H \geqslant 15\ d$ (kuid mitte vähem kui 100 mm).




*Joon. 45*



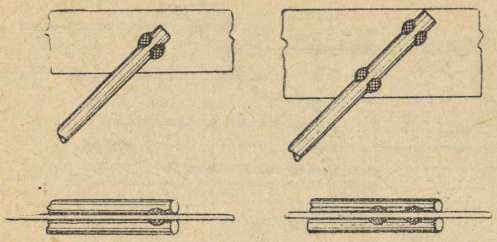

Joon. 46

Jämedatest varrastest võrkude puhul tuleb montaažil kasutada keevisjätku. Üks variant on esitatud joon. 46. Et olla sõltumatu peavarraste vastastikusest asetusest jätkus, on kasutatud jätkus läbiminevat lattrauda, mille laius, käesolevalt 120 mm, on määratud peaarmatuuri kinnitamise võimalusest elektroodkeevituse abil.

Talade armeerimisel kasutatakse tänapäeval massiliselt **keevitatud armatuurikarkasse**, kus pikivardad ja põikvardad (rangid) on tavaliselt ühendatud punktkeevitusega. Karkasside arv tala ristlõikes on tala laiuse $b \leqslant 15$ cm puhul üks ja tala laiuse $b \geqslant 20$ cm puhul vähemalt kaks. Keevitatud karkasside ja nende kasutamise kohta üksikasjalisemalt vt. § 11, 3.

**Kandvad keevitatud karkassid**, mis on arvutatud ja konstrueeritud selliselt, et nad võivad teraskonstruktsioonina kuni betooni kivistumiseni vastu võtta kõik koormused (armatuuri, raketiste, värske betooni omakaalu, materjali transpordivahendite kaalu, tööliste kaalu, tuulekoormuse jne.), võimaldavad loobuda raketise toetamisest postidega, misjuures — eriti kõrgete ruumide katete ehitamisel — oluliselt tõuseb üldine tööjõudlus ja lüheneb ehitustähtaeg. Esmakordselt rakendati kandvaid armatuurikarkasse ulatuslikult 1939. a. Volgastroil, kus suhteliselt jämedad armatuurivardad (kuni $d = 85$ mm) kergendasid kandvate karkasside survetsooni varraste stabiilsuse küsimust.

Seoses sellega, et tööde teostamise ajal peavad kandvad karkassid töötama üldiselt ruumiliselt jäigastatud sõrestikena, mispuhul esineb neis paratamatult konstruktsioonielemente, mis hiljem raudbetooni armatuurina pole vajalikud, esineb kandvate karkasside kasutamisel ikka mõnin-

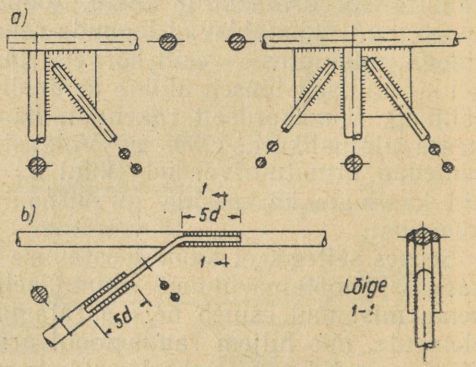


*Joon. 47*

gane armatuuri ülekulu (kuni 20%). Sageli kompenseeritakse see ülekulu suurema tööjõudlusega (ulatub kuni 50%) ja ehituskestuse lühenemisega (2 ja rohkem korda).

Kandvate armatuurikarkasside arvutus ja konstruktsioon toimub vastavalt teraskonstruktsioonide puhul väljakujunenud printsiipidele, kusjuures tuleb arvestada kergendavat asjaolu, et armatuuri töötamine teraskonstruktsioonina on lühiaegne. Samuti on erinevuseks võrreldes teraskonstruktsioonidega asjaolu, et kasutatakse ümarvardaid. Põhiliselt toimub varraste kinnitamine sõlmedesse elektroodkeevitusega. Väiksemate varraste kinnitamine (kuni $d = 10$ mm) kandva karkassi vööde külge võib toimuda nn. punkt-elektroodkeevituse abil (joon. 47), kus 2—4 elektroodimetallist punkti osutuvad tavaliselt küllaldaseks sõlmedes esinevate nihkejõudude vastuvõtuks.

Suuremate karkass-sõrestike puhul kasutatakse elektroodkeevitust. Joon. 48, *a* on karkassi sõlm moodustatud




*Joon. 48*

erilise sõlmlehe abil, mispuhul on võimalik kinnitada vardad sõlme ka raskeimatel juhtudel. Joon. 48, *b* on diagonaal kinnitatud sõlme eriliste jätkuvarraste abil, mis annab real juhtudel täiesti rahuldava lahenduse. Ka vannkeevitust on kandvate armatuurikarkasside valmistamisel ulatuslikult kasutatud.

Kandvate karkasside kohta vt. ka § 11.3.

# RAUDBETOONKONSTRUKTSIOONIDE ARVUTUS

## § 7. ÜLDISED MÄRKUSED

### 1. KASUTATAVAID TEOORIAID

NSV Liidus oli kuni 1938. aastani (välismaal kuni tänapäevani) kasutusel nn. **klassikaline arvutusteooria,** mispuhul raudbetoonkonstruktsioonid esinevad arvutustes idealiseeritud elastsete kehadena. Konstruktsiooni kandevõime hinnatakse seejuures vastavalt tugevusõpetuse metoodikale leitud ekspluatatsiooniolukorra maksimaalsete pingete võrdlemisega betooni ja armatuuri lubatavate pingetega. Konstruktsiooni tegelik kandevõime jääb seejuures määramata.

Juba 30-ndate aastate algul NSV Liidus alustatud ulatuslikud katseseeriad, mille initsiaatoriks oli *A. F. Loleit* ja tegelikuks teostajaks *A. A. Gvozdjev* oma kaastöölistega, näitasid, et raudbetoonkonstruktsioon käitub koormamisel erinevalt elastsest kehast. Selgus, et deformatsioonid pole kaugeltki proportsionaalsed koormusega, mistõttu näiteks survetsooni pingete diagrammid paindeelemendi purunemise eel ei kujunenud katsetel kolmnurkseteks, vaid pigem ristkülikulisteks. Kuna konstruktsioone tuleb ehitada põhiliselt nii, et nad ekspluatatsioonis ei puruneks, omab suurt praktilist tähtsust osata hinnata koormust, mis valitud konstruktsiooni puhul osutub purustavaks.

1938. a. raudbetoonkonstruktsioonide normidega anti NSV Liidus arvutusalused purustava koormuse määramiseks, mis baseerusid ulatuslikkudel katseandmetel. Sellest nn. **purustava koormuse teooria** alusel leitud koormusest hoiti ekspluatatsiooniolukorra koormus teatud normitud koond-varuteguri *k* abil vajalikus kauguses.

Kuigi purustava koormuse teooria oli kahtlemata suu-

reks sammuks edasi võrreldes klassikalise teooriaga, tuleb siiski märkida rida puudusi ka selle teooria puhul. Nendest tähtsamad on järgmised. Konstruktsioon võib välja langeda ekspluatatsioonist mitte ainult purunemise tõttu, vaid teatud juhtudel ka tunduvalt varem teistel põhjustel: näiteks liiga suurte deformatsioonide-paigutuste, liiga suurte pragude jne. tõttu. Seepärast ei tuleks leppida ainult purunemise olukorra vaatlemisega, vaid on vajalik hinnata ka teisi piirolukordi. Nimetatud puuduste kõrvaldamiseks on NSV Liidus alates 1. jaan. 1955. a. СНиП-iga kehtestatud ehituskonstruktsioonide (nende hulgas ka raudbetoonkonstruktsioonide) arvutamisel nn. **unifitseeritud piirolukordade menetlus**, mis näeb ette kolme järgmise piirolukorra:

a) kandevõime (purunemise või stabiilsusekao),

b) deformatsioonide (õigem paigutuste) ja

c) kohalikkude kahjustuste (näiteks liiga laiade pragude jne.) kontrollimist.

**Kandevõime piirolukorda** kirjeldatakse pikemalt allpool. Raudbetoonkonstruktsioonide puhul on siin tegemist peamiselt purunemisolukorraga. Stabiilsuse kadu esineb raudbetoonkonstruktsioonide puhul suhteliselt harva, kuigi see nähe võib mõjutada purustavat koormust kaastegurina, eriti surutud elementides (vt. § 12, § 14).

Veel hiljuti polnud **paigutuste piirolukord** raudbetoonkonstruktsioonide puhul üldiselt normitud, kuna viimaste jäikused olid tavaliselt küllaldased, et vältida talumatuid paigutusi ekspluatatsioonis (näiteks talade puhul läbipaindeid). Viimastel aastatel, seoses monteeritava raudbetooni võidukäiguga, rakendatakse praktikas ulatuslikult ökonoomseid ristlõikeid, mis toob enesega kaasa raudbetoonelementide jäikuse tunduva kahanemise. Seetõttu osutub nüüd vajalikuks limiteerida ka raudbetoontalade puhul läbipaindeid ekspluatatsiooniolukorras (näiteks tala läbipaindumise suhe ava pikkusega $f : l = 1 : 600$ kuni $1 : 200$). Raudbetoonelementide jäikuse arvutus, mis on vajalik läbipainete arvutamisel dünaamikaküsimuste ja staatiliselt määramata ülesannete lahendamisel, toimub vastavalt *V. I. Murašovi* teooriale (vt. § 10.2).

**Kolmas piirolukord**, s. o. pragude tekkimine ja nende avanemise suurus on samuti paljude raudbetoonkonstrukt-

sioonide puhul oluline. Tuleb alla kriipsutada *V. I. Murašovi* uurimistöid nende küsimuste selgitamisel (vt. § 10. 3, 4).

Teiseks tähtsaks uuenduseks 1955. a. raudbetooninormides on **diferentseeritud varutegurite süsteemi** kehtestamine seniste koondvarutegurite asemel. See samm astuti pärast *N. S. Streletski, I. I. Goldenblati, A. A. Gvozdjevi, K. E. Thali* jt. palju aastaid kestnud uurimisi.

## 2. DIFERENTSEERITUD VARUTEGURITE SÜSTEEM

Mingisuguse raudbetoonelemendi tugevustingimuse võib meelevaldse deformatsiooni (s. o. painde, surve, väände või muu) puhul väljendada üldiselt kujul

$$N \leqslant \Phi(S; k_1 R_1^{\text{н}}; m_1; k_2 R_2^{\text{н}}; m_2; \ldots), \qquad (2.1)$$

kus $N$ — arvutuslik, s. o. mõeldavalt suurim üldistatud sisejõud (normaaljõud, moment, põikjõud jne., vt. § 7. 4);

$k_1; k_2$ — rakendatavate materjalide tugevusomaduste homogeensus-ühtlustegurid (vt. § 7. 3);

$R_1^{\text{н}}; R_2^{\text{н}}$ — materjalide normitugevused (purunemis- või voolavuspiiri pinged);

$S$ — vaadeldava elemendi geomeetrilistest mõõdetest olenev funktsioon (näiteks ristlõike pind, vastupidavusmoment jne.);

$m_1; m_2$ — töötamistingimuste tegurid;

$\Phi$ — funktsioon, mis iseloomustab elemendi deformatsiooni (surve, tõmme, paine jne.).

Avaldis (2. 1) nõuab, et mõeldavalt suurim üldistatud sisejõud, arvestades ka statistiliselt võimalikku maksimaalset ülekoormust, oleks siiski väiksem kui elemendi statistiliselt võimalik väikseim vastupanu. Koondvarutegurit avaldis (21) ei sisalda. Ta on asendatud ülekoormustegurite*ga* $n$ (esinevad arvutuslikus üldistatud sisejõus), materjalide ühtlustegurite*ga* $k$ ja lõpuks töötamistingimuste tegurite*ga*.

Tavaliselt kujuneb avaldis (2. 1) konkreetsetel juhtudel lihtsamaks, kuna selle paremal poolel osutub sageli otsustavaks mingi ühe materjali tugevusnäitaja.

Näiteks kontrollimisel paindele saame [vt. (2.5)].

$$\Sigma M_i^н n_i \leqslant m F_a k_a R_a^н h_0 \left(1 - 0{,}5 \frac{k_a}{k_б} \frac{F_a R_a^н}{R_и^н b h_0}\right), \qquad (2.2)$$

kus $n_i$ — normikoormusliigile $q_i$ vastav ülekoormustegur;

$M_i^н$ — samale koormusele vastav paindemoment;

$m$ — töötamistingimuste tegur;

$k_a$ — armatuuri ühtlustegur ($\approx 0{,}8$ kuni 0,9);

$k_б$ — betooni ühtlustegur ($\approx 0{,}4$ kuni 0,7);

$R_a^н$ — armatuuri normitugevus (tavaliselt tema voolavuspiir $\sigma_т^н$);

$R_и^н$ — betooni normitugevus survele paindel;

$b$; $h_0$ — ristlõike laius ja kasulik kõrgus;

$F_a$ — armatuuri pind.

Kui pidada silmas, et avaldise (2.2) parema poole sulgudes esinev murdliige on suhteliselt väike võrreldes ühikuga, näeme, et käesolevalt elemendi vastupanu paindemomendile oleneb peamiselt armatuuri arvutustugevusest $R_a = k_a R_a^н$. Seevastu avaldise vasakul poolel võivad erinevatel koormustel (kasuskoormus, omakaal, tuulekoormus, temperatuurikoormus jne.) olla küllalt erinevad ülekoormuse tegurid $n_i$.

Kui aga siiski oletada, et $n_i = n$ (s. o. kõigil koormusliikidel on sama ülekoormustegur), siis saame

$$\frac{n}{m k_a} \Sigma M^н = F_a R_a^н h_0 \left(1 - 0{,}5 \frac{k_a}{k_б} \frac{F_a R_a^н}{b h_0 R_и^н}\right), \qquad (2.2')$$

mispuhul kordajat

$$\frac{n}{m k_a} = k$$

võime vaadelda juba koondvarutegurina.

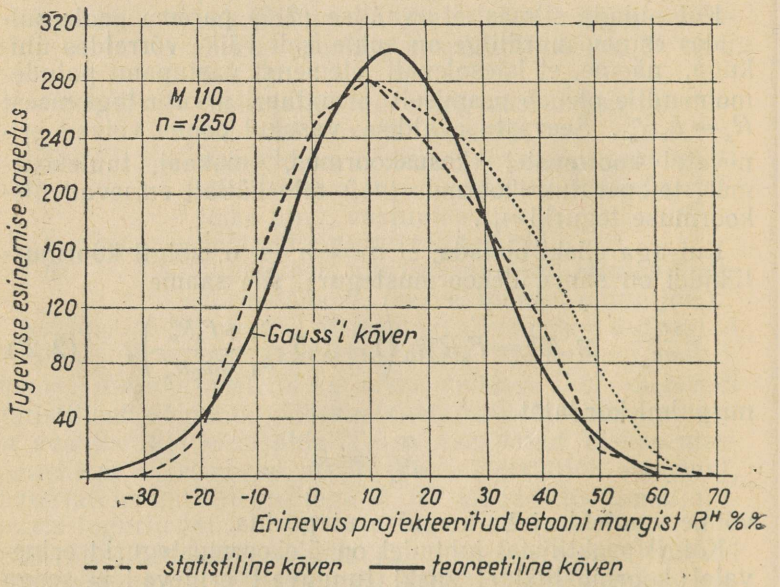
Kõigil praktilistel juhtudel on ülekoormustegurid erinevatel koormusliikidel siiski tunduvalt erinevad ja seega koondvarutegurigа arvutus ei osutu võimalikuks.

### 3. MATERJALIDE ÜHTLUSTEGURID

Vaatleme esmalt betooni ühtlustegurite määramise metoodikat.

NSV Liidus on teostatud ulatuslikke statistilisi uurimisi betooni tugevusomaduste hälvete jälgimisel, kusjuures võeti vaatluse alla nii uurimis- kui ka ehitusorganisatsioonide poolt pikema aja kestel kogutud kümned tuhanded katseprotokollid.

Vaatleme näiteks betooni margi M110 puhul ühtlusteguri määramist. Uurimiskomisjonil oli kasutada üldse $n = 1250$ katseprotokolli, mille puhul oli projekteeritud betooni mark M110. Joon. 49, *a* on kriipsjoonega toodud tegelikult proovidel saadud kuubikutugevuste jaotus vastavalt nende esinemise sagedustele. Näeme, et täpselt tabati mark M110 ainult 240 juhul (erinevus projekteeritud margist $R^{II} - 0\%$). 280 juhul oli saavutatud valitud margist 10% võrra suuremaid tugevusi ($R = 1{,}1\,R^{II}$).




*Joon. 49, a*

Väikseim esinenud tugevus oli $R_{min} = 75\% R^н$, suurim $R_{max} = 170\% R^н$. Kogu seeria aritmeetiliseks keskmiseks oli $\bar{R} = 113\% R^н$. Üldiselt, nagu näeme joon. 49, *a*, meenutab sageduste-tugevuste kõver tõenäosuse teoorias tuntud *Gauss'i* hälvete normaalse jaotuse seaduse kõverat (näidatud joon. 49 täisjoonega). Seepärast ka vaadeldaval juhul kujuneb standard või ruuthälve

$$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\bar{R} - R)^2}{n}}$$

tähtsaks betooni tugevusomaduste stabiilsuse näitajaks.

Joon. 49, *a* esitatud juhul oli standard

$$\sigma = 18{,}5 \text{ kg/cm}^2 = 16{,}8\% R^н.$$

Kui nõuda, et arvutatav minimaalne betooni tugevus esineks tõenäosusega vähem kui 1/1000, siis on võimalik oletada, et minimaalne, s. o. arvutustugevus on väiksem keskmisest tugevusest $\bar{R}$ kolme standardi võrra. Seega arvutustugevus

$$R^а = \bar{R} - 3\sigma.$$

Siit järgneb materjali ühtlustegur

$$k = \frac{R^а}{R^н} = \frac{\bar{R} - 3\sigma}{R^н} = \frac{\bar{R}}{R^н}\left(1 - 3\,\frac{\sigma}{\bar{R}}\right).$$

Joon. 49, *a* toodud näites $k \approx 0{,}5$.

Nagu näeme, oleneb materjali kvaliteedi tegur $k$ peamiselt standardist $\sigma$, mille väärtus kõigub betoonitehastes (kus valitsev režiim soodustab ühtlasemat betooni kvaliteeti) piires $0{,}1\,R^н$ kuni $0{,}15\,R^н$ ja ehitusplatsi tingimustes piires $0{,}15\,R^н$ kuni $0{,}2\,R^н$. On esinenud isegi juhuseid, kus standard on ulatunud kuni $0{,}75\,R^н$, mispuhul materjali ühtlustegur kujuneks paradoksaalselt negatiivseks. Sarnasel arvutusel pole ilmselt enam reaalset sisu. Siit tuleneb siis tungiv nõue betoonimajanduse kultuuri tõstmiseks ja korrastamiseks.

On läbi töötatud ka suur arv katseprotokolle teiste betooni markide kohta, kust järgnes, et kõrgemate markide puhul proovide keskmine $\bar{R}$ läheneb valitud margile

$R$ ja väheneb ühtlasi standard (suurem hool!). Üldiselt on $\overline{R}$ 5—15% võrra suurem kui $R$ (ettevaatus!).

Kui $\frac{\sigma}{\overline{R}} > 0{,}12$, siis arvestades mõnel juhul sagedustugevuste suuremate tugevuste suunalist asümmeetriat (näidatud joon. 49, *a* punktiiris), on võimalik saada õigustatult soodsamaid betooni ühtlustegureid $k_6$.

Seejuures arvutatakse ГОСТ 6901-54 põhjal esmalt prooviseeria nn. asümmeetria

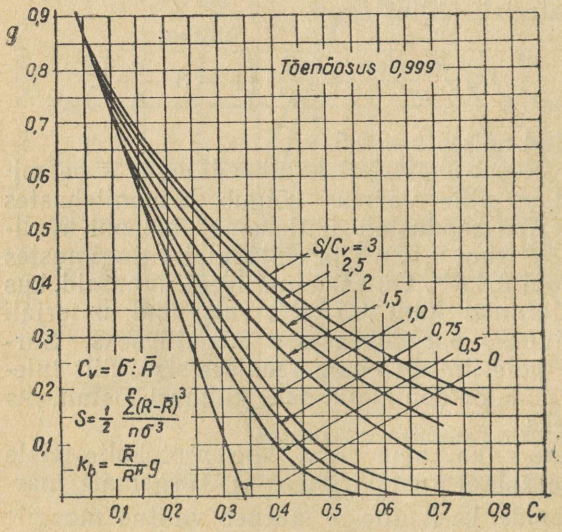
$$S = \frac{1}{2} \frac{\sum^{n} (R - \overline{R})^3}{n\sigma^3},$$

kus, nagu varemgi, $R$ on üksik prooviresultaat, $\overline{R}$ — prooviseeria keskmine.

Suuremate tugevuste suunalise asümmeetria puhul peab $S > 0$.

Betooni ühtlustegur $k_6$ määratakse siis avaldisest

$$k_6 = \frac{\overline{R}}{R^н} g,$$




*Joon. 49, b*

kus $g$ leitakse joon. 49, *b* esitatud graafikust suuruste $C_v = \frac{\sigma}{R}$ ja $\frac{S}{C_v}$ abil.

Suurematel ehitusplatsidel, betooni- ja raudbetoonelementide tehastes nõutakse betooni ühtlusteguri kontrolli vähemalt üks kord kvartalis. Seejuures samamargiliste statistiliselt vaadeldavate betooni proovide arv peab olema vähemalt 150.

Tabelis 1 (vt. lisa) on toodud kehtivad betooni ühtlustegurid.

Samu kaalutlusi tuleb rakendada ka armatuuriterase ühtlustegurite määramisel. Siin võetakse aluseks mitte armatuuri keskmine tugevusparameeter (näit. keskmine voolavuspiir $\sigma_T$), vaid voolavuspiiri väärtus, mis esineb mingi väiksema proovikehade arvuga (3—5) katseseeria praakmiinimumina. (Seevastu betooni puhul oli $R^н$ mingi väiksema proovikehade arvuga seeria keskmine tulemus.)

Kui mingi vaadeldava terasesordi suure arvu tõmbeproovide tulemusi kanda jälle diagrammile sagedused-tugevused, siis selgub, et terase tugevusomadused on kaugelt stabiilsemad kui betoonil. Seetõttu moodustavad standardite väärtused siin vaid mõne protsendi praakmiinimumi $R_a^н$ enese väärtusest.

Ka vastavad ühtlustegurid

$$k_a = \frac{\bar{R}_a - 3\sigma}{R_a^н} < 1$$

on hoopis lähemal ühele ja kõiguvad piirides 0,8 kuni 0,9.

Raudbetoonkonstruktsioonide normidega kehtestatud terase ühtlustegurite süsteem on toodud lisas tabelis 2. Lisas tabelites 4 ja 7 on esitatud raudbetoonis kasutatavate materjalide normitugevused.

Tegelikkudes arvutustes on otstarbekohane kasutada kohe **arvutuslikke tugevusparameetreid** ($R$), mis saadakse normitugevuste $R^н$ korrutamisel vastavate kvaliteediteguritega $k$. Need nn. arvutustugevused on esitatud tabelites 6, 7. Betoonide normi- ja arvutuselastsusmoodulid on toodud tabelis 5.

## 4. ÜLEKOORMUSTEGURID

Tavaliselt konstruktsiooni koormus (näiteks lae ühele ruutmeetrile) on määratud kas normidega, tegelike vaatlustega või ka muude kaalutlustega. Kuid on ikkagi võimalik, et esialgselt hinnatud koormus (nn. normikoormus) konstruktsiooni pikemal ekspluateerimisel ületatakse suuremal või vähemal määral. On selge, et omakaalu koormuse hindamisel võib võrdlemisi vähe eksida, mistõttu ülekoormustegurit võiks sel puhul hinnata $n_g = 1{,}1$.

Veerõhu koormus reservuaaris, kus veepinna kõrgus on reguleeritud, võib samuti muutuda tühisel määral. Siis $n_p = 1{,}1$.

Teised kasuskoormused võivad aga oluliselt muutuda, mistõttu nende puhul esineb $n_p = 1{,}2$ kuni $n_p = 1{,}5$.

Tuleb märkida, et ülekoormustegurite $n$ määramisel polnud võimalik rakendada sellist ulatuslikku statistilist materjali nagu materjalide ühtlustegurite $k$ määramisel. Sageli tuleb ülekoormustegurid valida lihtsalt hindamisi. Praegu kehtivad ülekoormustegurid $n$ on toodud tabelis 3. Samas on esitatud nii kehtivad normikoormused $q^н$ kui ka arvutuskoormused $q = nq^н$.

## 5. TÖÖTAMISTINGIMUSTE TEGURID

Töötamistingimuste teguritega võetakse arvutustes arvesse konstruktsiooni elemendi või ka materjali erilisi tingimusi tema ekspluateerimisel, tootmisel jne.

**Konstruktsiooni või elemendi töötamistingimuste tegur** $m$ (vt. näiteks 2. 2) võrdub üldiselt ühega, välja arvatud allpool loetletud juhtudel.

a) Monteeritavate elementide puhul, mis on valmistatud tehastes kõigiti valju kontrolli tingimustes, $m = 1{,}1$, kui $S_6 \leqslant 0{,}6\,S_0$ (vt. 2. 20).

b) Monoliitsete tsentriliselt surutud raudbetoonpostide puhul, mille ristlõige on väiksem kui 30×30 cm, ja monoliitsete ekstsentriliselt surutud raudbetoonpostide puhul, kui suurema külje pikkus on vähem kui 30 cm, $m = 0{,}8$.

Toodud töötamistingimuse teguriga võetakse arvesse võimalike betoonitühemike mõju postide kandejõule, mis väiksema ristlõikega postide puhul on tunduvam.

c) Ristiarmeeritud plaatide puhul, mis on kogu kontuuril ääristatud monoliitselt seotud raudbetoonribidega, on olenevalt vaadeldava ristlõike asukohast ja küljepikkuste suhtest (vt. üksikasjalikumalt § 11. 2. 2), $m = 1{,}1 - 1{,}25$ (on põhjustatud purunemisolukorras tekkivate horisontaaljõudude soodustavast toimest).

d) Hüdrostaatilisest koormusest põhjustatud tõmbe puhul elementide kontrollil pragudekindlusele, kui hüdrostaatiline rõhk on kuni 1 atü, $m = 1{,}9$.

Ka **materjalide töötamistingimuste tegurid** $m_a$ (armatuuri) ja $m_б$ (betooni) võrduvad üldiselt ühega, välja arvatud all-loetletud juhtudel.

a) Betooni margi 100 puhul kuumaltvaltsitud terase Ст. 3 ja kaliibritud teraste Ст. 3 ning Ст. 0 puhul seotud armatuurikarkassides ning -võrkudes, kui ka kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga ja külmaltmuljutud teraste puhul $m_a = 0{,}9$.

b) Tõmmatud või surutud külmaltmuljutud terase kui ka külmalttõmmatud traadist keevitatud karkasside või võrkude puhul $m_a = 0{,}65$. Toodud töötamistingimuse tegur on põhjustatud asjaolust, et külmaltmuljutud terase ja külmalttõmmatud traatide arvutustugevus $R_a$ (tabelis 7) on antud nende purunemispingete suhtes. Töötamistingimuse tegur $m_a = 0{,}65$ redutseerib seega terase purustava pinge voolavuspiiri pingele, mis vaadeldavate jäikade teraseliikide puhul on raskelt määratav. Olgu märgitud, et pingebetooni puhul on nimetatud tegur $m_н = 0{,}7$.

c) Rangide ja ülespöörete puhul elemendi arvutamisel põikjõule projektsioonivõrrandis (2. 29) üldiselt $m_н = 0{,}8$, välja arvatud külmalttõmmatud traadi kasutamise juht, mispuhul $m_н = 0{,}7$.

d) Kandevõime arvutamisel kaliibritud tõmbearmatuuri puhul terasest 25Г2С ja Ст. 5 pingebetoonis mark 150 ja üle selle $m_a = 0{,}9$. Samadest terastest pingevarraste puhul vaatamata betooni margile on $m_{на} = 0{,}9$.

e) Pingestatud rangide ja ülespöörete arvutamisel põikjõule projektsioonivõrrandis $m_{нн} = 0{,}8$.

f) Pingestatud külmalttõmmatud traatidest rangide ja ülespöörete arvutamisel põikjõule nii projektsiooni- kui ka momendivõrrandites $m_{нн} = 0{,}7$, kui traadid painutatakse rohkem kui 30° ümber pulga, mille läbimõõt on väiksem

kui 8 traadi läbimõõtu $d$. Seejuures tegur $m_{нн} = 0{,}7$ arvestatakse vaid 30 $d$ ulatuses kummalegi poole ülespööret.

g) Pingebetooni tõmbetsooni betooni puhul viiakse eelpingestamise olukorra survetugevuse kontrollil sisse tegur $m_б = 1{,}2$.

h) Pingebetoon-paindeelementide tõmbetsooni kontrollimisel pragudekindlusele betooni töötamistingimuse tegur $m_{бр} = 1{,}5$.

Tuleb märkida, et viimastes pingebetooni arvutuseeskirjades (CH 10-57) kui ka rea autorite töödes raudbetooni alal on kasutatud terase ja betooni arvutustugevuste asemel nn. **tingimuslikke arvutustugevusi**, mis kujutavad enesest arvutustugevuse korrutist vastava materjali töötamistingimuse teguriga. Betooni puhul üldiselt võrduvad arvutustugevused tingimuslikkude arvutustugevustega, kuna peaaegu alati $m_б = 1$. Armatuuri ja pingevarraste puhul tingimuslik arvutustugevus $R_{ay} = m_a R_a$ tuleks arvutada vastavalt teraseliigile ja ülaltoodud töötamistingimuse teguritele $m_a$, $m_н$ jne.

## 6. MÄRKUSI DIFERENTSEERITUD VARUTEGURITE SÜSTEEMI KOHTA

Nagu näeme, annab see süsteem võimaluse minna arvutustes tunduvalt lähemale tegelikkusele. Sageli püütakse väita, et uus diferentseeritud varutegurite süsteem annab teatud protsendi ehitusmaterjalide säästu võrreldes koondvaruteguriga. See väide ei pea alati paika.

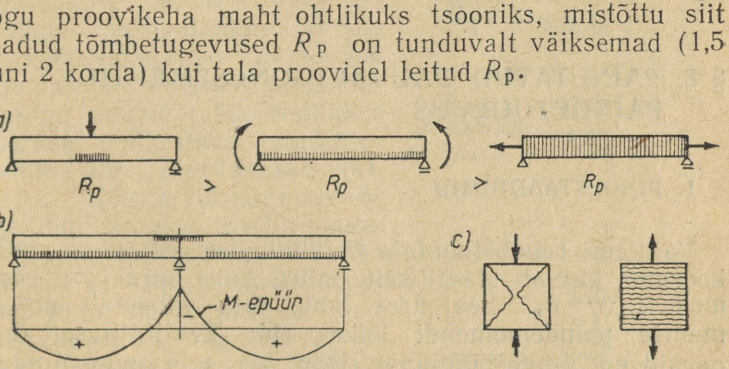
Kui on tegemist raudbetoonkonstruktsiooniga, kus omakaal on domineeriv koormus (seega ülekoormuse tegur suhteliselt väike) ja kandevõime oleneb armatuuri arvutustugevusest (materjali ühtlustegur küllalt lähedane ühele), siis on ilmne, et uus diferentseeritud varutegurite süsteem annab tunduva armatuuri kokkuhoiu, võrreldes koondvaruteguriga $k$ arvutamise juhuga. Seevastu, kui raudbetoonkonstruktsiooni koormuseks on peamiselt kasuskoormus (kus ülekoormuse tegur $n$ ulatub kuni 1,5-ni) ja kandevõime määratakse betooni tugevusparameetriga (mispuhul materjali ühtlustegur langeb kuni $k_б = 0{,}45$), siis materjalide vajadus diferentseeritud varutegurite süsteemi rakendamisel kujuneb suuremaks.

Olgu märgitud, et mõningaid sätteid diferentseeritud varutegurite süsteemist sisaldasid ka varasemad NSV Liidu raudbetoonkonstruktsioonide arvutusnormid. (1949. a. raudbetoonkonstruktsioonide normid.) Näiteks liialt suur kasuskoormuse osatähtsus üldkoormuse bilansis kui ka betooni tugevusomaduste domineerimine raudbetoonelemendi kandevõime määramisel põhjustasid mõnevõrra suuremaid koondvarutegureid.

Muidugi, raudbetoonelementides võivad osutuda projektist erinevaiks ka geomeetrilised suurused: ristlõike mõõted, armatuuri pinnad jne. Siit tulenevad mõjutused elemendi kandejõule on sageli küllaltki tunduvad, kuid kahjuks muutuks, arvestades ka võimalikke geomeetriliste mõõdete hälbeid, kogu varutegurite süsteem liialt raskepäraseks.

Lõpuks on vaja ka raudbetoonelementide katse- ja proovitulemuste interpreteerimisel silmas pidada kvalitatiivseid statistilisi kaalutlusi. Selle kohta mõned näited.

Joon. 50, *a* on esitatud kolm ühesugust betoonproovikeha. Koondatud jõuga painutatud proovikeha puhul saame suurima betooni tõmbetugevuse $R_p$, sest tõenäosus, et mingi betooni viga (näiteks molekulaarpragu) satuks ava keskele ja just alumisse kiudu, pole suur. Kui aga sama element on allutatud kogu oma pikkuses konstantsele paindemomendile $M$, siis kujuneb ohtlikuks tsooniks tala alumine kiud kogu pikkuses ja oodatav tõmbetugevus $R_p$ on mõnevõrra väiksem. Tsentrilisel tõmbel on aga kogu proovikeha maht ohtlikuks tsooniks, mistõttu siit saadud tõmbetugevused $R_p$ on tunduvalt väiksemad (1,5 kuni 2 korda) kui tala proovidel leitud $R_p$.




*Joon. 50*

Ohtliku tsooni mahu kaalutlused jätkuva tala puhul (joon. 50, *b*) peaksid õigustama toemomentide vastuvõtul hoopis suuremaid materjalide ühtlustegureid kui välimomentide vastuvõtul, sest viimasel juhul on ohtlik maht ilmselt suurem.

Joon. 50, *c* on võrreldud tuntud kuubiku surveproov (mis tegelikult ikkagi puruneb tõmbepeapingele püramiidipindades) ja tõmbeproov. On selge, et kuubiku survetugevus peab olema palju kordi suurem tema tõmbetugevusest, sest esimesel juhul piirdub ohustatud tsoon vaid purunemise püramiidide välispindadega, kuna teisel juhul on selleks kogu kuubiku maht.

Ka vajaliku armatuuri pinna $F_a$ valimisel pole ükskõik, kas valida suur arv väikese läbimõõduga armatuurivardaid või väike arv suure läbimõõduga vardaid. On selge, et esimesel juhul tõenäosus, et varraste suhteliselt nõrgemad alad satuksid samasse ristlõikesse, on väike ja seega peaks materjali kvaliteedi tegur $k_a$ veelgi lähenema ühele. Muidugi, armatuuri läbimõõtude valikul on siiski üldiselt olulisemad teised, peamiselt konstruktiivsed kaalutlused.

Nagu näeme ülaltoodud mõningatest statistlistest kaalutlustest, jätab diferentseeritud varusüsteem veel palju olulisi asjaolusid arvestamata. Kuid kahtlemata viib ta arvutuse tegelikkusele tunduvalt lähemale kui senised arvutusviisid.

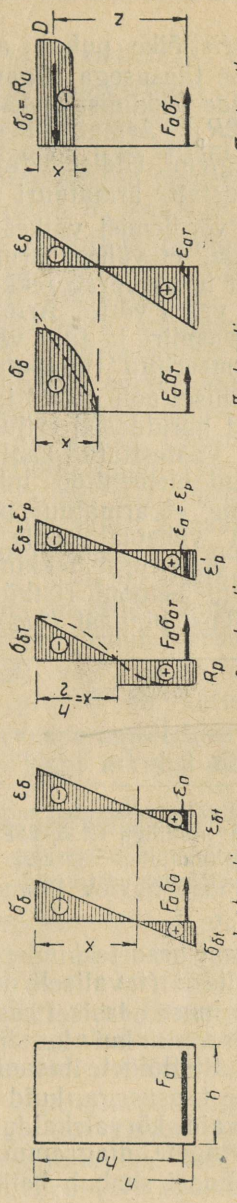
## § 8. PAINUTATUD RAUDBETOONELEMENTIDE PAINDETUGEVUS

### 1. PINGESTAADIUMID

Vaatleme raudbetoontala ristkülikulise ristlõikega, mille koormus kasvab staatiliselt nullist kuni purustava koormuseni $0 \rightarrow P_p$. Seejuures läbib tala vähemalt maksimaalse paindemomendi lõikes rida kvalitatiivselt erinevaid nn. pingestaadiume (joon. 51), mis omavad suurt tähtsust raudbetoon-paindeelementide teoorias.

Väikeste koormuste (resp. väikeste paindemomentide) puhul kehtib veel ristlõigete tasapindsuse hüpotees ja *Hooke*'i seadus nii surve- kui ka tõmbetsoonis (nn. I staadium). Nulljoon asetseb sügaval. Tema kaugus surutud servast $x > \frac{1}{2}h$, sest armatuuri pind ristlõike raskuskeskme arvutamisel tuleb arvestada elastsusmoodulite suhte ($n = E_a : E_b = 5$ kuni 20) kordselt.

Koormuse edasisel kasvul kehtib küll ristlõigete tasapindsuse hüpotees, kuid tõmbetsoonis läheb kaotsi *Hooke*'i seadus, kus arenevad tõmmatud betooni plastilised deformatsioonid. Seetõttu levib alumistes kiududes saavutatud betooni tõmbetugevus $R_p$ ülespoole niikaua, kuni alumises kius betooni deformatsioonid on saavutanud oma piirväärtuse ($\varepsilon_p = 0{,}1$ kuni $0{,}15‰$). Sellele, nn. Ia staadiumile vastava koormuse edasine suurendamine kutsub otsekohe esile prao tala tõmbetsoonis. Ia staadiumi pingediagrammi rakendatakse ristlõikes pragusid põhjustava paindemomendi $M_T$ arvutamisel (vt. § 10.3). Neis arvutustes tavaliselt lihtsustatakse tegelik pingediagramm mõnevõrra. Nii oletatakse, et betooni tõmbetsooni diagramm on kujunenud ristkülikukujuliseks, aga survetsooni pingediagramm on jäänud veel kolmnurkseks. Ristküliku-




Joon. 51

lise ristlõike puhul asetseb nulljoon praktiliselt küllaldase täpsusega sügavuses $x = h : 2$, mistõttu just enne pragude tekkimist maksimaalne betooni survetsooni pinge $\sigma_б \approx 2R_p$. Armatuuri pinge samal ajal $\sigma_{aT} \approx 200$ kuni 300 kg/cm². Üldiselt, tala tavalise armatuurikoguse puhul moodustab armatuuri sisejõud $F_a \sigma_{aT}$ kogu tõmbetsooni jõust võrdlemisi väikese osa (15—20%). Seepärast võib juhtuda, et vähese armatuuri puhul ei suuda armatuur pärast betooniprao tekkimist betoonist vabanevaid tõmbejõude vastu võtta. Armatuuris tekkivad pinged ületavad voolavuspiiri ja tala variseb. Siis on meil tegemist n. n. **allaarmeeritud raudbetoonkonstruktsiooniga**. Sellisel armeerimisel pole mõtet ja teda tuleb vältida (välja arvatud mõned haruldased erijuhud, kus see osutub otstarbekohaseks). Vastesitatud kaalutlustest on võimalik määrata painutatud elementide minimaalne armatuuri kogus, kui nõuame, et armatuur peaks pärast prao tekkimist vastu võtma vähemalt selle paindemomendi, mis tala võttis vastu enne prao tekkimist. Minimaalne tõmbearmatuuri protsent betooni ristkülikulise ja ribiplaatristlõike ribi kasulikust pinnast ($bh_0$) on toodud järgmises tabelis:

| Terase liik | Betooni mark | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 35—75 | 100—150 | 200 | 300—400 | 500—600 |
| Teras Ст. 0 ja Ст. 3 | 0,10 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 |
| Kuumaltvaltsitud terased perioodilise profiiliga Ст. 5, 25Г2С, külmaltmuljutud terased ja külmalttõmmatud traadid | — | 0,10 | 0,10 | 0,15 | 0,20 |

Pärast prao tekkimist betoonis tõuseb pinge armatuuris hüppeliselt (tavaliselt mitmekordseks).

Koormuse edasisel kasvul suurenevad pinged nii betooni survetsoonis kui ka tõmbearmatuuris. Nulljoon jätkab tõusu. Ristlõigete tasapindsuse hüpotees kehtib veel küllaldase täpsusega, kuid ka survetsoonis on juba märgata tunduvaid kõrvalekaldumisi *Hooke*'i seadusest, mistõttu survepingete diagramm muutub paraboolitaoliseks kõveraks. Edasi saabub hetk, kus tõmbearmatuuri pinge saa-

vutab oma voolamispiiri pinge $\sigma_T$ (II staadium). Armatuuri sisejõud $F_a \sigma_T$ on tõmbetsooni armatuuri maksimaalne mõeldav sisejõud. Kuigi pärast armatuuri voolamisala (pehmete teraste puhul vähemalt 4%) läbimist esineb teraste puhul tavaliselt veel suurendatud pingete vastuvõtuvõime kalestusala ulatuses (kuni $\sigma_p \approx 1{,}4\ \sigma_T$), on vaevalt võimalik seda praktiliselt kasutada raudbetoontalade puhul, kuna enne seda osutub raudbetoontala ekspluatatsiooniks kõlbmatuks suurte läbivajumiste tõttu. II staadium on aluseks nn. klassikalisele arvutusmeetodile. Seejuures oletatakse tavaliselt, et survetsoonis kehtib veel *Hooke*'i seadus, mistõttu arvutustes survetsooni pingediagramm kujuneb kolmnurkseks. Neil eeldustel on rakendatav tuntud tugevusõpetuse metoodika. Ühekordselt armeeritud antud ristkülikulise ristlõike puhul (joon. 51) esineb ülesandes kolm tundmatut ($x$, $\sigma_6$, $\sigma_a$), mille leidmiseks on võimalik koostada kolm võrrandit: 2 tasakaalutingimust ($\Sigma X = 0$ ja $\Sigma M = 0$) ning üks deformatsioonide sobivuse tingimus ($\varepsilon_6 : \varepsilon_a = x : h_0 - x$). Vastupidisel ülesandel, s. o. dimensioneerimisel, on jälle 3 tundmatut ($F_a$, $\sigma_6$, $x$), kuna $\sigma_a$ on antud ja võrdub armatuuri lubatava pingega [$\sigma_a$]. Tuleb ainult veel jälgida, et seejuures ka $\sigma_6 < [\sigma_6]$. Lubatavad pinged on varuteguri korda väiksemad vastavatest tugevusparameetritest (näiteks $[\sigma_a] = \sigma_T : k$). Seega toimub kogu arvutus ekspluatatsioonikoormuste olukorras.

Koormus, mis kutsub tõmbearmatuuris esile voolavuspiiri pinge $\sigma_T$ (s. o. II staadiumi), ei pruugi olla veel purustav, sest koormus resp. paindemoment võivad veel mõnevõrra kasvada. Kuigi tõmbetsooni resultant $F_a \sigma_T$ jääb edasisel koormuse kasvul konstantseks, nagu temaga tasakaalus olev survetsooni resultantki $D$, siis suureneb nende kaugus üksteisest (nn. sisemine õlg) $z$ nulljoone pideva tõusu tõttu ja seega ka vastuvõetav paindemoment, mis ilmselt võrdub $M = F_a \sigma_T z$. Survetsooni diagramm läheneb järjest enam ristkülikulisele kujule, tema pinge aga survetugevusele paindel $R_и$, kuigi survetsooni pingete diagrammi pind jääb seejuures muutmatuks. Kui survetsoonis saabub vastkirjeldatud olukord (III staadium —

nn. purustav olukord), puruneb vaadeldav element ja normaalselt just survetsoonis.

Sellele nn. **normaalsele purunemisele**, kus purunemine algab õieti tõmbetsooni armatuuri voolamisega ja lõpeb survetsooni purunemisega, kaasnevad tala ulatuslikud läbipaindumised. Purunemislõikes tekib justkui **plastiline liigend**, mis meenutab teraskonstruktsioonides tekkivaid plastilisi liigendeid ja mis samuti lubab ulatuslikke soodsaid sisejõudude ümberjaotusi staatiliselt määramata skeemides (v. § 11. 3, 2). Erinevus raudbetoontalade plastilistel liigenditel, võrreldes teraskonstruktsioonides esinevate plastiliste liigenditega, on see, et esimestel toimub talaosade pöörlemine üksteise suhtes praktiliselt survetsooni raskuskeskme ümber, kuna viimastel ristlõike raskuskeskme ümber.

On võimalik kujutleda raudbetoontala ristlõiget niivõrd võimsa tõmbetsooni armatuuriga, et survetsoon puruneb enne, kui tõmbearmatuur saavutab voolavuspiiri. Sel juhul on tegemist nn. **ülearmeeritud ristlõikega**. Arusaadavalt on selline armatuuriga liialdamine mõttetu, kuna survetsooni tugevusega määratakse niikuinii väiksem purustav koormus. Vastandina normaalselt armeeritud elementidele, kus purunemine toimub plastiliselt (s. o. plastilise liigendi tekkimisega), toimub purunemine ülearmeeritud ristlõigete puhul jäigalt, sest ei armatuur ($\sigma_a < \sigma_T$) ega ka betoon suuda arendada deformatsioone, mis on vajalikud plastilise liigendi tekkimiseks. Seega pole võimalik liiga võimsa armatuuri puhul arvestada sisejõudude soodsat ümberjaotust plastiliste liigendite toimel.

## 2. TÕMBE- JA SURVEARMATUURIGA RISTKÜLIKULISTE RISTLÕIGETE ARVUTUS

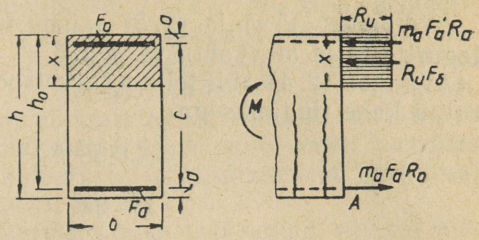
Vaatleme joon. 52 esitatud ristlõiget. Vastavalt § 8, I toodud kaalutlustele oletatakse:

a) tõmmatud tsoonis ei tööta betoon pragude tõttu kaasa;

b) survetsoonis on betooni survepinged saavutanud arvutusliku survetugevuse paindel — $R_{и}$;

c) tõmbetsooni armatuuri pinged on saavutanud arvutustugevuse, arvutusliku voolavuspiiri $R_a$;

*Joon. 52*




d) ka survetsoonis asetsev armatuur ($F_a'$) saavutab oma arvutustugevuse $R_a$ (oletatakse, et tõmbe- ja survetsoonides kasutatakse samu terase marke).

Alljärgnevaid mõttekäike on kerge üldistada ka juhule, kui surve- ja tõmbetsoonid armeeritakse erinevate terastega. Oletust d) võib põhjendada järgmiselt: survetsoonis on mõõdetud enne viimase purunemist pikideformatsioone vähemalt $\varepsilon_б' = 2‰$. Seega, kui survearmatuur töötaks elastses olukorras, peaks temas esinema just enne purunemist pinge

$$\sigma_a' = \varepsilon_б' E_a = 0{,}002 \cdot 2100000 = 4200 \text{ kg/cm}^2,$$

mis ületab survetsooni armatuuri tavalise voolavuspiiri $\sigma_т$.

On võimalik kasutada kahte tasakaalutingimust, mis pole samaaegselt nullid.

Projektsiooni varda teljele tasakaalu tingimus

$$m_a R_a F_a - m_a R_a F_a' = R_и bx, \qquad (2.3)$$

kust

$$x = \frac{m_a R_a (F_a - F_a')}{R_и b}. \qquad (2.4)$$

Momendi tasakaalu tingimus punkti $A$ kohta (joon. 52)

$$M \leqslant m\left[R_и bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + m_a R_a F_a' (h_0 - a')\right]. \qquad (2.5)$$

Seega, kui on antud kõik ristlõike geomeetrilised andmed ja materjalide arvutustugevused, on võimalik avaldisest (2.4) leida survetsooni sügavus $x$ ja edasi avaldise (2.5) abil **kontrollida** ristlõike sobivust arvutusliku momendi $M$ vastuvõtmiseks [kui on täidetud ka tingimused (2.6), (2.7)].

Avaldistes (2. 4) ja (2. 5) esinevate töötamistingimuste tegurite $m$ ja $m_a$ kohta vt. § 7. 5.

Avaldise (2. 4) abil leitud survetsooni sügavus $x$ on piiratud kahe tingimusega

$$x \leqslant 0{,}55\, h_0; \tag{2. 6}$$

$$x \geqslant 2a'. \tag{2. 7}$$

Tingimus (2. 6) on tuletatud empiiriliselt ja eraldab ülalkirjeldatud (§ 8. 1) normaalse purunemise olukorra ($x \leqslant 0{,}55\, h_0$) jäigast purunemise olukorrast ($x > 0{,}55\, h_0$), mille puhul purunemine algab survetsoonist ja ristlõige osutub tõmbetsoonis ülearmeerituks.

Tingimus (2. 7) püüab tagada, et survearmatuur purunemisel saavutaks ikkagi arvutustugevuse $R_a$. Tõepoolest, kui $x < 2a'$, siis survearmatuur satub kihti, kus betooni ja seega ka armatuuri survedeformatsioonid on nulljoone läheduse tõttu juba oluliselt väiksemad.

Tuleb märkida, et armeerimisel külmalttõmmatud terastraatidest (kuni läbimõõduni 5,5 mm) karkassidega ja võrkudega asendub avaldis (2. 6) avaldisega

$$x \leqslant 0{,}45\, h_0. \tag{2. 6′}$$

Rakendades monteeritavate raudbetoonkonstruktsioonide puhul töötamistingimuse tegurit $m = 1{,}1$, tuleb (2. 6) asendada

$$x \leqslant 0{,}37\, h_0. \tag{2. 6″}$$

Sagedasem ülesanne praktikas on **dimensioneerimise ülesanne. Survearmatuurita ristkülikuliste ristlõigete** puhul võivad esineda järgmised ülesanded.

1. Antud on nn. põhiandmete kompleks $M$, $R_a$, $R_н$, $m$, $m_a$ ja $b$. Leida ristlõike kõrgus $h$ ja tõmbearmatuuri pind $F_a$.

Ristlõike laius $b$ kuulub tavaliselt ikka antud suuruste hulka, mis valitakse kas lähtudes konstruktiivsetest kaalutlustest (näiteks et sobivalt paigutada valitud pikiarmatuuri) või põikjõukindluse arvutusest (vt. § 9).

Püstitatud ülesanne pole seega käesolevalt üheselt lahendatav, sest tundmatute arv on kolm: $h$, $F_a$ ja $x$, võrrandeid vaid kaks — (2. 3) ja (2. 5). Tavaliselt tuleb vali-

misele armeerimise koefitsient $\mu = F_a : bh_0$ resp. armeerimise protsent $p = 100 F_a : bh_0$, mispuhul võiks oodata ökonoomseimat ristlõiget. Suurendades ristlõike kõrgust $h$ on võimalik vähendada armatuuri pinda $F_a$ ja vastupidi. Armeerimise protsendi määramine, mis annaks konstruktsiooni minimaalse maksumuse, on võrdlemisi keerukas ning oleneb oluliselt kohalikkudest tingimustest. Seepärast tehakse selliseid arvutusi harva.

Mõningad sobivad armeerimise protsendid võiksid olla kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga terase Ст. 5 puhul järgmised: ristkülikulise ristlõikega taladel ja plaatidel — 0,6—1,0%; ristiarmeeritud plaatide puhul — 0,4—0,7%; ribiplaatristlõigete puhul — 1,0—1,5% (ribiristlõikest). Avaldis (2. 5) omab käesolevalt (ainult tõmbearmatuuriga ristlõike puhul) kuju

$$M = m\left[R_и b h_0^2 \frac{x}{h_0}\left(1 - 0{,}5\frac{x}{h_0}\right)\right], \qquad (2.5')$$

kust

$$h_0 = \frac{1}{\sqrt{\frac{x}{h_0}\left(1 - 0{,}5\frac{x}{h_0}\right) R_и}} \sqrt{\frac{M}{mb}} = r\sqrt{\frac{M}{mb}}. \qquad (2.8)$$

Avaldisest (2.4) leiame

$$\alpha = \frac{x}{h_0} = \frac{F_a m_a R_a}{b h_0 R_и} = \mu \frac{m_a R_a}{R_и}. \qquad (2.9)$$

Seega, antud $\mu$ (resp. p%) puhul on võimalik leida (2. 9) abil $\alpha = x : h_0$ ja edasi (2. 8) abil $h_0$. Armatuuripinna leiame avaldisest $F_a = \mu b h_0$, kus kõik suurused on nüüd tuntud.

Valemist (2. 5′) nähtub esimesel pilgul, nagu oleneks arvutusmomendi vastuvõtt peamiselt betooni arvutustugevusest. Asendades (2. 5′) aga $x : h_0$ avaldisest (2. 9), saame

$$M = m\left[m_a R_a F_a h_0\left(1 - 0{,}5\frac{m_a R_a F_a}{b h_0 R_и}\right)\right], \qquad (2.5'')$$

kust nähtub, et $R_и$ tähtsus arvutusmomendi $M$ suurusele on väike.

Arvutusi on võimalik lisas toodud tabelite abil oluliselt

lihtsustada. Tabelites 8 on omavahel seotud armeerimise protsent $p$; $r$; $\gamma = 1 - 0{,}5\,\frac{x}{h_0} = \frac{z}{h_0}$ ja $A = \frac{x}{h_0}\,\gamma R_{\text{и}}$.

Tabelid 8 *a, b, c, d* erinevad kasutatavate terase markide poolest. Tabel 9 võimaldab lahendada sama ülesannet materjalide meelevaldsete markide puhul [α vt. (2. 9)].

Avaldisest (2. 5′) nähtub, et

$$M = mbh_0^2 A. \qquad (2.\ 10)$$

Võime seega antud armeerimise protsendi puhul leida tabelitest 8 suuruse $r$, edasi (2. 8) abil kasuliku kõrguse $h_0$ ja armatuuri pinna $F_{\text{a}} = pbh_0 : 100$.

Tabelis 8 ülemine tugev joon piirab juhud, kus ristlõige osutub allaarmeerituks (ülalpool seda joont leiduvaid suurusi rakendatakse vaid ribiplaat-ristlõigete puhul). Alumine tugev joon väldib ülearmeeritud ristlõiked. Seega tuleb valida põhiliselt vaid neid arvusid, mis asetsevad kahe tugeva joone vahel.

**Näide 1.**

Raudbetoonist lihttala-katusekandja, avaga $l = 6{,}6$ m, on koormatud normi-omakaaluga $g^{\text{н}} = 2{,}0$ t/m ja normi-lumekoormusega $p^{\text{н}} = 0{,}3$ t/m. Betoon M 150 ($R_{\text{и}} = 80$ kg/cm²). Armatuur Ст. 5, perioodilise profiiliga ($R_{\text{a}} = 2400$ kg/cm²). Töötamistingimuse tegurid: $m_{\text{a}} = m = 1$. Ristlõike laius $b = 25$ cm.

Arvutusmoment

$$M = (n_{\text{g}} \cdot g + n_{\text{p}} \cdot p)\,\frac{l^2}{8} = (1{,}1 \cdot 2{,}0 + 1{,}4 \cdot 0{,}3)\,\frac{6{,}6^2}{8} = 14{,}3 \text{ tm}.$$

Valime armeerimise protsendi $p = 0{,}87\%$.

$$\frac{x}{h_0} = 0{,}0087 \cdot \frac{2400}{80} = 0{,}261 < 0{,}55.$$

Avaldis (2. 8) annab

$$r = \frac{1}{\sqrt{0{,}261(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}261)80}} = 0{,}235.$$

Sama suuruse leiame ka otse tabelist 8, *c*, kui $p = 0{,}87\%$.

Edasi leiame (2. 8) abil ristlõike kasuliku kõrguse

$$h_0 = 0{,}235\,\sqrt{\frac{14{,}3 \cdot 10^5}{1 \cdot 25}} = 56{,}0 \text{ cm}.$$

Ristlõike kogukõrgus

$$h = h_0 + a = 56{,}0 + 4{,}0 = 60 \text{ cm}.$$

Armatuuri vajalik pind

$$F_a = \mu b h_0 = 0{,}0087 \cdot 25 \cdot 56 = 12{,}2 \text{ cm}^2.$$

2. Antud on põhiandmete kompleks nagu eelmiselgi juhul ja tala kõrgus $h$. Kasulik kõrgus on siis

$$h_0 = h - a.$$

Siin on otstarbekohane järgmine arvutustee armatuuri pinna $F_a$ määramiseks. Avaldisest (2. 10) leiame

$$A = \frac{M}{mbh_0^2}.$$

Edasi leiame tabelist 8 vastavalt arvutatud $A$-le armeerimise protsendi $p$ ja armatuuri pind $F_a = pbh_0 : 100$.

Sama ülesannet on võimalik lahendada ka lisas graafikul 1 toodud nomogrammi abil, mis on rakendatav betooni ja terase meelevaldsete markide puhul. Valides näiteks lähteandmetena: $M = 2{,}5$ tm; $R_a = 2400$ kg/cm$^2$; $R_и = 100$ kg/cm$^2$ (betoon M 200), $b = 20$ cm; $h = 30$ cm, leiame nomogrammist, liikudes skaalal vastu kellaosuti liikumise suunda (punktiirjoon) $\alpha = 0{,}18$ ja edasi

$$F_a = \alpha \frac{bh_0 R_и}{m_a R_a} = 4{,}13 \text{ cm}^2.$$

Nomogrammi abil on võimalik määrata mistahes üht nimetatud suurust ülejäänute kaudu.

**Näide 2.**

Valime põhiandmete kompleksi näitest 1, kuid anname ette tala kõrguse 60 cm. Kasuskõrgus $h_0 = 56$ cm.

$$A = \frac{M}{mbh_0^2} = \frac{14{,}3 \cdot 10^5}{25 \cdot 56^2} = 18{,}2$$

ja tabelist 8, $c$ leiame $p = 0{,}87\%$.
Vajalik armatuuri pind $F_a$ on jällegi 12,2 cm$^2$.

Lõpuks võib defineerida nn. **piirmomendi** $\overline{M}$, millest suuremat pole ristlõige antud betooni gabariidiga ja mar-

giga võimeline vastu võtma ka mistahes võimsa tõmbearmatuuri olemasolul. Sel juhul $x : h_0 = 0{,}55$ (vt. 2,6); (2. 5′) abil leiame

$$\overline{M} = m \cdot 0{,}40\, R_и b h_0^2. \qquad (2.\,11)$$

Analoogiliselt vastavalt avaldistele (2. 6′) ja (2. 6″) leiame

$$\overline{M} = m \cdot 0{,}35\, R_и b h_0^2 \qquad (2.\,11')$$

$$\overline{M} = m \cdot 0{,}30 \cdot R_и b h_0^2. \qquad (2.\,11'')$$

Nagu nägime, pole betooni mark arvutusmomendi määramisel otsustav, seega määratakse piirmomendi $\overline{M}$ väärtus käesolevalt vaid betooni margiga.

Kui tegelik arvutusmoment on suurem kui piirmoment, siis tuleb kas suurendada ristlõike mõõteid, tõsta betooni marki või kasutada survearmatuuri. Viimane variant on kõige vähem ökonoomne.

Survearmatuuriga ristlõiked leiavad üldiselt harva rakendamist, kuna survejõudude vastuvõtt betooniga on odavam kui terasega.

**Survearmatuuriga ristlõigete** dimensioneerimise ülesanne on püstitatud ikka nii, et on antud põhiandmete kompleks $M, R_a, R_и, m, m_a, b,$ ja kasulik kõrgus $h_0$ (resp. $h$), kuna vaja on leida tõmbe- ja survearmatuuri pinnad $F_a$ ja $F_a'$. Seejuures on soovitav, et

$$M \leqslant 0{,}5\, R_и b h_0^2.$$

Avaldis (2. 5) annab käesolevalt, kui $x = 0{,}55\, h_0$:

$$M = m\,[0{,}40\, R_и\, b h_0^2 + m_a R_a F_a' \,(h_0 - a')], \qquad (2.\,5''')$$

kust leiame

$$F_a' = \frac{\dfrac{M}{m} - 0{,}40\, R_и\, b h_0^2}{m_a R_a\,(h_0 - a')} \qquad (2.\,12)$$

ja edasi

$$F_a = 0{,}55\, \frac{R_и}{m_a R_a}\, b h_0 + F_a'. \qquad (2.\,13)$$

Avaldise (2. 13) I liige vastab avaldise (2. 5‴) I liikmele ja on armatuuri kogus, mis on vajalik tõmbetsoonis

piirmomendi $\overline{M}$ vastuvõtmiseks. Kuna avaldisest (2.9) on käesolevalt

$$0{,}55 = \frac{F_{aI} m_a R_a}{R_и b h_0},$$

siis

$$F_{aI} = 0{,}55 \frac{R_и b h_0}{m_a R_a}.$$

Ilmselt on avaldises (2.5‴) teisele liikmele vastav tõmbearmatuuri pind võrdne survearmatuuri pinnaga, s. o. $F_{aII} = F'_a$ (kui armatuuri margid on samad).

Avaldises (2.5‴) tuleb liikme $0{,}4 R_и b h_0^2$ asemel vajalikul juhul kasutada avaldistega (2.11′) ja (2.11″) antud suurusi.

Sageli esineb juhte, kus survearmatuur asetatakse ristlõikesse, lähtudes mitte survetsooni tugevuskaalutlustest, vaid mitmesugustest konstruktiivsetest kaalutlustest (näiteks võib esineda koormuskombinatsioone, kus vaadeldavas ülesandes surutud serv osutub tõmmatuks).

Siis on survearmatuur $F'_a$ antud kas konstruktiivselt või mõnest teisest arvutusetapist. Jääb üle leida veel tõmbearmatuur $F_a$. Leiame arvutusmomendi, mille võtab vastu survearmatuur koos tõmbearmatuuri sama suure pinnaosaga (2.5):

$$M_{II} = F'_a m_a R_a (h_0 - a').$$

Moment, mille peab vastu võtma betooni survetsoon koos ülejäänud tõmbearmatuuriga, on

$$M_I = \frac{M}{m} - M_{II}.$$

Edasi leiame, nii nagu ühekordselt armeeritud ristlõike puhul,

$$A_I = \frac{M_I}{m b h_0^2}$$

abil tabelist 8 vastava armeerimise protsendi $p_I$ ja

$$F_{aI} = p_I b h_0 : 100.$$

Kogu tõmbearmatuuri vajalik pind on

$$F_a = F_{aI} + F'_a.$$

Survearmatuuri arvestamine viimasel juhul, s. o. kui survetsooni tugevuse seisukohalt survearmatuur ei osutu vajalikuks, toimub eesmärgil, et vähendada tõmbetsooni armatuuri mõne protsendi võrra. See võimalus on põhjustatud sisejõudude õla $z$ suurenemisest, sest survearmatuur asub üldiselt surutud servale lähemal kui betooni survetsooni resulteeriv jõud.

**Näide 3.**

Ristlõikele mõõdetega $60 \times 25$ cm ($h_0 = 56$ cm) mõjub arvutuslik moment $M = 30{,}2$ tm. Betooni mark M 150 ($R_и = 80$ kg/cm²); armatuur Ст. 5 perioodilise profiiliga ($R_a = 2400$ kg/cm²); töötamistingimuse tegurid $m = m_a = 1$.

Survearmatuur

$$F'_a = \frac{\frac{M}{m} - 0{,}40\, R_и\, bh_0^2}{m_a R_a\ (h_0 - a')} = \frac{30{,}2 \cdot 10^5 - 0{,}40 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 80}{1 \cdot 2400 \cdot 52} =$$

$$= 4{,}0 \text{ cm}^2;$$

$$F_a = 0{,}55 \frac{R_и bh_0}{m_a R_a} + F'_a = 0{,}55 \cdot \frac{80 \cdot 25 \cdot 56}{2400} + 4{,}0 = 29{,}7 \text{ cm}^2.$$

**Näide 4.**

Valitud näite 1 andmed, kuid konstruktiivsetel kaalutlustel olgu ette antud survearmatuur $2\phi 16 = 4{,}02$ cm² (teras Ст. 3; $R_a = 2100$ kg/cm²). Siis

$$M_{II} = F'_a\ m_a R_a\ (h_0 - a') = 4{,}02 \cdot 12\,100 \cdot 52 = 4{,}4 \cdot 10^5 \text{ kgcm};$$

$$M_I = \frac{M}{m} - M_{II} = 14{,}3 \cdot 10^5 - 4{,}4 \cdot 10^5 = 9{,}9 \cdot 10^5 \text{ kgcm};$$

$$A_I = \frac{M_I}{mbh_0^2} = \frac{9{,}9 \cdot 10^5}{25 \cdot 56^2} = 12{,}62;\ \text{tabelist 8, } c\ \ p_I = 0{,}575\%;$$

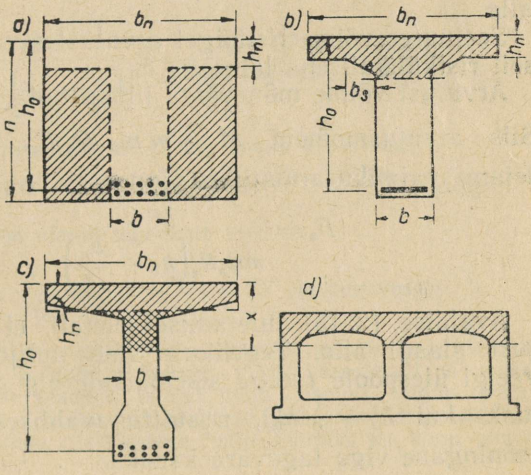
$$F_a = \frac{p_I bh_0}{100} + F'_a \frac{R_a\ (\text{Ст. 3})}{R_a\ (\text{Ст. 5})} = \frac{0{,}575}{100} \cdot 25 \cdot 56 + 4{,}02 \cdot \frac{2100}{2400} =$$

$$= 11{,}56 < 12{,}20 \text{ cm}^2.$$

Seega tõmbearmatuuri kokkuhoid võrreldes näite 1 vajadusega on 5%. Kordaja 2100 : 2400 redutseerib Ст. 3 (survetsoonis) Ст. 5-le (tõmbetsoonis).

### 3. RIBIPLAAT-RISTLÕIKED

Kuna tõmbetsoonis on betoon praoga eraldatud, siis paindemomentide vastuvõtul betoon tõmmatud servast kuni nulljooneni (s. o. sageli suuremas osas ristlõike pinnast) ei tööta kaasa. Seega võib betooni ristlõike osad tõmmatud tsoonis välja jätta ilma talla tugevust kahjustamata, sellega vähendades konstruktsiooni omakaalu ja maksumust. Kuid seda tohib teha vaid teatud piirini, et kindlustada tõmbetsooni armatuurile korralikku betoonikatet, tagades seejuures ühtlasi ka elemendi vastupanu põikjõule. Joon. 53 on esitatud ribiplaat-ristlõikeid. Joon. 53, *a* tekib ribiplaat-ristlõige, kui eemaldada kriipsutatud mittetöötavad osad. Joon. 53, *b* on esitatud ristlõige vuutidega (tavaliselt kaldega 1:3), mis tänapäeval leiab kasutamist vaid sillaehituses ja tööstusehituses, kus esinevad suured dünaamilised koormused. Joon. 53, *c* on toodud mõnevõrra keerulisem monteeritavast raudbetoonist elemendi ristlõige. Plaadi alumine pind on asetatud kaldu, millega saavutatakse parem elemendi raketistest vabastamine ja eeliseid elemendi tugevuses, sest ribi lähedal on plaadi paksused suuremad. Arvutustes oletatakse plaadi paksus konstantsena, nagu näidatud samal joonisel




*Joon. 53*

punktiiriga. Tõmbetsoonis on ette nähtud ristlõike laiendus tõmbearmatuuri paremaks paigutamiseks. Sageli ribi laius $b$ kasvab talla keskelt toe poole (tavaliselt hüppeliselt), vastavalt põikjõudude kasvule samas suunas.

Mitmesugused õõnespaneelide ristlõiked (joon. 53, *d*) kuuluvad samuti ribiplaat-ristlõigete hulka.

Kui ühe ribi kohta langeb küllalt lai plaadi riba laiusega $b_n$, siis arvutustes ei arvestata siiski suuremat laiust kui

$$b_n \leqslant 12\,h_n + b$$
$$\leqslant \tfrac{1}{3}\,l_0,$$

kus $h_n$ — plaadi paksus, $l_0$ — talla ava.

Ristlõiked, mille plaadid asetsevad tõmbetsoonis, esinevad arvutustes ristkülikuliste ristlõigetena, mille laiused võrduvad ribide laiustega $b$.

Survetsoonis esineva plaadi puhul on peaaegu alati rahuldatud tingimus

$$m_a R_a F_a \leqslant R_n b_n h_n, \qquad (2.\,14)$$

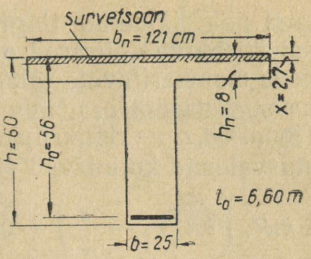
s. o. tõmbetsooni armatuuri arvutusjõud $F_a R_a$ on väiksem kui survetsoonina töötava plaadi arvutustugevus. Seega on avaldise (2. 14) rahuldamisega kindlustatud normaalne purunemine ja nulljoone tõusmine vähemalt plaadi alla.

Seejuures võime ristlõiget arvutustes vaadelda formaalselt ristkülikulisena laiusega $b_n$.

Arvutust võime mõnevõrra lihtsustada, kui $h_n : h_0 \leqslant 0{,}2$. Siis arvutusmoment $M = m\,m_a\,R_a\,F_a\left(h_0 - \frac{h_n}{2}\right)$, kust leiame vajaliku armatuuri pinna:

$$F_a = \frac{M}{m m_a R_a \left(h_0 - \frac{h_n}{2}\right)}. \qquad (2.\,15)$$

Avaldise (2. 15) tuletamisel oletati, et nulljoon tõusis just plaadi alla. Tegelikult võib nulljoon aga tõusta veelgi ülespoole (seega sisejõudude õlg $z$ kujuneb suuremaks kui $h_0 - \frac{1}{2}h_n$), mistõttu avaldises (2. 15) esineb mõningane viga tagavara kasuks.




*Joon. 54*

**Näide 5.**

Joon. 54 esitatud ristlõike mõõdete, betooni margi M 150 ($R_и$ = = 80 kg/cm²), terase Ст. 5 ($R_a$ = 2400 kg/cm²), töötamistingimuse teguri $m$ = 1, arvutusmomendi $M$ = 14,3 tm puhul leida vajalik tõmbearmatuuri pind.

Kaasa töötav plaadi laius $b_п$ (oletame, et ribide vahe $B$ = 2,0 m) on käesolevalt $b_п = 12 \cdot 8 + 25 = 121$ cm või $l_0 : 3 = 220$ cm. Määrav on seega $b_п$ = 121 cm.

Oletame, et tingimus (2. 14) on täidetud. Vaadeldes ristkülikulist ristlõiget laiusega $b_п$, leiame

$$A = \frac{M}{mb_п h_0^2} = \frac{14{,}3 \cdot 10^5}{1 \cdot 121 \cdot 56^2} = 3{,}75.$$

Tabelist 8, $c$ $p = 0{,}16\%$ ja $F_a = 0{,}0016 \cdot 121 \cdot 56 = 10{,}9$ cm². Lihtsustatud avaldis (2. 15) annaks käesolevalt ($h_п = 8 < 0{,}2\,h_0 =$ = 11,2 cm)

$$F_a = \frac{M}{mm_a R_a \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)} = \frac{14{,}3 \cdot 10^5}{2400\ (56-4)} = 11{,}4 \text{ cm}^2.$$

Survetsooni tugevuse kontroll (2. 14) annab käesolevalt

$$N_a = 10{,}9 \cdot 2400 = 26\,200 < N_6 = 121 \cdot 8 \cdot 80 = 77\,500 \text{ kg}.$$

Näeme, et survetsoon ulatub tegelikult

$$x \approx h_п \frac{N_a}{N_6} = 8 \cdot \frac{26{,}2}{77{,}5} = 2{,}7 \text{ cm sügavusele.}$$

Seega võib teatud arvutuskogemusi omades survetsooni tugevuse kontroll ära jääda. Selgub, et betooni mark käesolevalt ei avalda arvutuse tulemustele peaaegu mingit mõju. Samuti selgub toodud näitest, et tavaliselt võib ka mitmesugused õõnespaneelid (joon. 53, *d*) arvutada ristkülikuliste ristlõigetena, mille laiuseks on kogu paneeli laius.

Kui laga pole täidetud tingimus (2. 14), mis praktikas esineb siiski harva (piiratud plaadi laiusega kraanatalade ja mõnede monteeritavate talade puhul), siis tuleb arvesse võtta ka survetsooni osa, mis asetseb ribis ülalpool nulljoont (joon. 53, *c* — ristikriipsutatud osa).

Arvutusvalemid kujunevad siis järgmisteks:

$$M \leqslant mR_{и}\left[bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + 0{,}8\left(b_{п} - b\right)\left(h_0 - \frac{h_{п}}{2}\right)h_{п}\right], \tag{2. 16}$$

kusjuures survetsooni sügavus $x$ määratakse tasakaalutingimusest

$$m_{а}R_{а}F_{а} = R_{и}\left[bx + 0{,}8\left(b_{п} - b\right)h_{п}\right]. \tag{2. 17}$$

Empiiriline tegur 0,8 võtab arvesse plaadi puudulikku kaasatöötamist survetsoonis.

### 4. MEELEVALDSE RISTLÕIKE ARVUTUS, MILLE KOORMUSPIND ASETSEB RISTLÕIKE SÜMMEETRIAPINNAS.

Joon. 55 on esitatud mõned ristlõiked, mille redutseerimine arvutustes ristkülikulisteks ei osutu võimalikuks.

Siis (joon. 55, *a*) momendi tasakaalutingimus tõmbearmatuuri raskuskeskme kohta annab

$$M \leqslant m\left(R_{и}S_{б} + m_{а}R_{а}S_{а}\right), \tag{2. 18}$$

kuna projektsiooni tasakaalutingimus varda teljele on

$$m_{а}R_{а}F_{а} - m_{а}R_{а}F'_{а} = R_{и}F_{б}. \tag{2. 19}$$

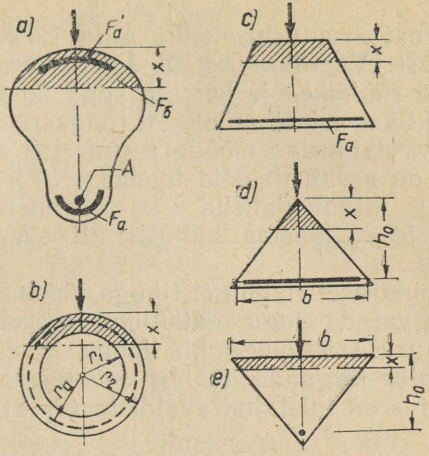
Avaldistes (2. 18) ja (2. 19) on:

$F_{а}$ ja $F'_{а}$ — tõmbe- ja survearmatuuri pinnad;

$F_{б}$ ja $S_{б}$ — survetsooni pind ja staatiline moment tõmbearmatuuri raskuskeskme $A$ kohta (vt. joon. 55);

$S_{а}$ — kogu armatuuri pinna staatiline moment tõmbearmatuuri raskuskeskme $A$ kohta (s. o. tegelikult survearmatuuri staatiline moment punkti $A$ kohta).

Seejuures peavad olema veel täidetud tingimused




Joon. 55

$$S_б \leqslant 0{,}8\, S_0 \text{ ja } z \leqslant h_0 - a', \qquad (2.20)$$

selleks, et purunemine algaks tõmbearmatuuri voolamisega (s. o. tekiks normaalne purunemine) ja et survearmatuur saavutaks voolavuspiiri. Tingimused (2.20) on analoogilised tingimustele (2.6) ja (2.7).

Tingimusele (2.6′) vastab üldiselt avaldis

$$S_б \leqslant 0{,}7\, S_0, \qquad (2.20')$$

kuna tingimusele (2.6″) vastab avaldis

$$S_б \leqslant 0{,}6\, S_0. \qquad (2.20'')$$

Avaldises (2.20) on $S_0$ kogu betooni ristlõike kasuliku pinna (s. o. kogu betooni ristlõike pind ilma tõmbearmatuuri kattekihita) staatiline moment tõmbearmatuuri raskuskeskme kohta.

Avaldised (2.18), (2.19) ja (2.20) viivad vaid erijuhtudel suletud avaldistele dimensioneerimiseks. Üldjuhul tuleb ristlõike esialgsed mõõted ja armatuuri võimsus määrata mõne lähendusarvutuse kohaselt. Edasi määratakse avaldisest (2.19) nulljoone asend, mis samuti tuleb sageli teostada katseliselt. Pärast seda osutub võimalikuks määrata $S_б$ ja (2.18) abil kontrollida valitud ristlõike

vastavust arvutusmeetodile ning (2. 20) abil survetsooni tugevust. Vajaduse korral tuleb korrigeerida esialgselt valitud ristlõiked ja korrata kogu kontrollarvutust.

Praktikas esineb mõnikord rõngasristlõige ühtlaselt jaotatud armatuuriga mööda perimeetrit (joon. 55, *b*), mille kohta on arvutustabelid toodud НиТУ 123-55. Samas on toodud arvutustabelid ka trapetsristlõigete kohta (joon. 55, *c*) lühema küljega nii surve- kui ka tõmbetsoonis.

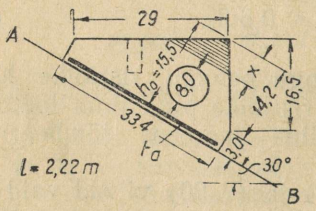
Kolmnurkset ristlõiget tipuga tõmbetsoonis (joon. 55, *e*) võib arvutada nagu ristkülikulist ristlõiget laiusega *b*. Kolmnurkse ristlõike kohta tipuga survetsoonis (joon. 55, *d*) on kehtiv järgmine avaldis arvutusmomendi kontrollimiseks, mis on tuletatud avaldiste (2. 18) ja (2. 19) abil:

$$M = mA_0R_и bh_0^2,$$

kus $A_0 = \frac{\alpha^2}{2} - \frac{\alpha^3}{3}$, kus omakorda $\alpha = x : h_0$ tuleb määrata tingimusest

$$F_a = bh_0 \frac{\alpha^2}{2} \frac{R_и}{m_aR_a}.$$

Seejuures peab olema rahuldatud survetsooni tugevustingimus $A_0 \leqslant 1 : 7{,}5$, mis tuleb asendada monteeritavate elementide kontrollimisel, kui $m = 1{,}1$, tingimusega $A_0 \leqslant 1 : 10$.




*Joon. 56*

**Näide 6.**

Teostame joon. 56 esitatud monteeritavast raudbetoonist trepiastme kontrollarvutuse, kui iga astme kohta valitud armatuur $F_a = 2\phi 5T = 0{,}39$ cm² (külmalttõmmatud terastraat $R_a = 4500$, $m_a = 0{,}65$); betooni mark M 150.

Arvutuskoormus ühe astme jooksvale meetrile:

$$q = (n_g g^н + n_p p^н)\cos 30° = (1{,}1 \cdot 80 + 1{,}4 \cdot 350 \cdot 0{,}29) \cdot 0{,}866 \approx$$

$$\approx 200 \text{ kg/m};$$

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{200 \cdot 2{,}22^2}{8} = 123 \text{ kgm};$$

$$\alpha^2 = \frac{2F_a m_a R_a}{bh_0 R_н} = \frac{2 \cdot 0{,}39 \cdot 0{,}65 \cdot 4500}{33{,}4 \cdot 15{,}5 \cdot 80} = 0{,}055; \quad \alpha = 0{,}234;$$

$$A_0 = \frac{\alpha^2}{2} - \frac{\alpha^3}{3} = 0{,}0232 < 0{,}1$$

$$M = mA_0 R_н b h_0^2 = 1{,}1 \cdot 0{,}0232 \cdot 80 \cdot 33{,}4 \cdot 15{,}5^2 = 16\,400 > 12\,300 \text{ kgcm}$$

Lõpuks tuleb märkida, et vildakpainde teooria (s. o. juht, kui koormustasapind ei läbi ristlõike ühte sümmeetriatasapinda) pole raudbetoonist paindeelementide jaoks veel välja töötatud. Ka näites 6 ei lange koormustasapind, mis on normaalne pinnale $A$—$B$ (joon. 56), ristlõike sümmeetriatasapinda, sest seda polegi olemas. Kuid antud juhul võib eeldada, et esinev viga arvutuses ei mõjuta oluliselt tulemusi.

## § 9. PAINUTATUD RAUDBETOONELEMENTIDE VASTUPANU PÕIKJÕULE

### 1. ÜLDISED MÄRKUSED

Painutatud raudbetoonelementide vastupanu põikjõule on raudbetooni teooria üks tähtsamaid küsimusi, sest kaugelt suurem osa raudbetoonkonstruktsioonidega toimunud avariisid tuleb kanda mitteküllaldase põikjõukindluse arvele. Tuleb märkida, et raudbetoonelementide põikjõule vastupanu küsimus on ka tänapäeval veel lõpuni lahendamata.

Nii nagu terassõrestikus, kus põikjõud pingestavad sõrestiku poste ja diagonaale (nn. täitevardaid), mis ühendavad sõrestiku surve- ja tõmbetsoone, nii ka raudbetoontalas pingestavad põikjõud neid sidemeid, mis ühen-

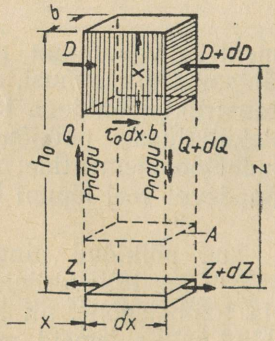
davad tala surve- ja tõmbetsoone. Kui need sidemed purustatakse liigsel koormamisel, puruneb ka raudbetoontala.

Põikjõukindluse arvutustes kasutati NSV Liidus kuni 1. 01. 1955. a. (mujal maailmas kasutatakse seniajani) nn. klassikalist teooriat, mis vaatles raudbetoonist paindeelemente isotroopse ja homogeense elastse kehana. Arvutustes oldi sunnitud rakendama tervet rida täiendavaid oletusi, et viia teooriaid numbrilistele tulemustele.

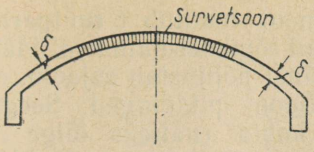
## 2. RAUDBETOON-PAINDEELEMENTIDE ARVUTUS PÕIKJÕULE NN. KLASSIKALISE TEOORIA ABIL

Järgnevalt vaatleme põikjõukindluse arvutust NSV Liidu normide kohaselt, mis kehtisid kuni 1. 01. 1955. a. Kuna tundub, et sellel meetodil pole tänapäeval üksnes ajalooline tähtsus, seda eriti seoses pingebetooni massilise rakendamisega, siis on vajalik seda arvutusviisi käesolevalt valgustada võrdlemisi üksikasjaliselt. Arvutus toimub koondvaruteguri abil. Käesolevas punktis on põikjõud, paindemomendid, pinged $R_p$ ; $\tau_0$; $\sigma_1$ jne. normisuurused (lihtsustamiseks on tähistustes indeks н ära jäetud).

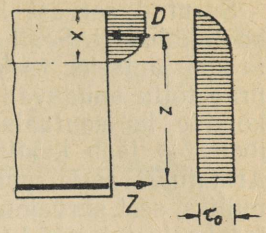
Vastavalt varem öeldule töötab betoon pikipingetele vaid survetsoonis, kuna tõmbetsoon on praoga eraldatud. Selline olukord oletatakse piki tala kehtivana kuni lihttala toeni, kuigi toelähedases rajoonis vertikaalsed paindepraod võivad puududa seal esinevate suhteliselt väikeste paindemomentide tõttu.




*Joon. 57*




Joon. 58




Joon. 59

Survetsooni pinnaga $bx$ ja pikkusega $dx$ paralleelepipeedi tasakaalust tala telje suunas saame (joon. 57)

$$dD = \tau_0 b\, dx, \tag{2.21}$$

kust vaadeldavas ristlõikes esinev suurim nihkepinge

$$\tau_0 = \frac{1}{b}\frac{dD}{dx} = \frac{1}{b}\frac{d}{dx}\left(\frac{M}{z}\right), \tag{2.22}$$

sest survetsooni resulteeriv jõud $D = M : z$.

Käesolevalt on kasutatud nii survetsooni sügavuse kui ka tala teljesuunalise koordinaadi puhul sama tähist $x$.

Kui tala kõrgus $h$ on konstantne, siis on ka sisejõudude õlg $z$ ligikaudselt konstantne ja maksimaalne nihkepinge vaadeldavas ristlõikes on

$$\tau_0 = \frac{1}{bz}\frac{dM}{dx} = \frac{Q}{bz}. \tag{2.23}$$

Seejuures võib hinnata sisejõudude õla küllaldase täpsusega $z = \frac{7}{8} h_0$.

Tuleb märkida, et avaldis (2.23) on ilma kitsendusteta kehtiv meelevaldse kujuga ristlõike puhul. Alati tuleb laiuse $b$ all mõelda just väiksemat ristlõikes esinevat laiust. Näiteks joon. 58 esitatud õhukeseseinalise kandja ristlõike puhul on $b = 2\delta$.

Ristlõike kõrguse suunas erineb nihkepingete $\tau$ diagramm prao olemasolu tõttu märgatavalt tugevusõpetusest tuntud tala nihkepingete paraboolsest jaotusest (joon. 59).

Surutud servast kuni nulljooneni muutub $\tau$ ruutparabooli kohaselt. Sealt allapoole kuni tõmbearmatuurini jääb ta konstantseks: $\tau = \tau_0$. Sellist nähet põhjustab asjaolu, et prao tõttu puuduvad allpool nulljoont pikipinged. Seega kõikide horisontaalsete lõigete kohta (näiteks lõige *A* joon. 57) jääb kehtima sama tasakaalutingimus (2. 21). Armatuuri raskuspunktist allpool osutuvad nihkepinged nulliks, sest survejõudude juurdekasv $dD$ avaldises (2. 21) tasakaalustub nüüd tõmbejõudude juurdekasvuga $dZ$.

Pikisuunas, nagu nähtub avaldisest (2. 23) muutub $\tau_0$ afiinselt põikjõudude epüürile.

Kui tala kõrgus $h$ on muutuv, siis on muutuv ka sisejõudude õlg $z = z\,(x)$.

Avaldis (2. 22) annab sel juhul

$$\tau_0 = \frac{1}{b}\,\frac{\frac{dM}{dx}\,z - M\,\frac{dz}{dx}}{z^2} = \frac{Q}{bz} - \frac{M\,\frac{dz}{dx}}{bz^2} =$$

$$= \frac{Q}{bz} - \frac{M \operatorname{tg} \alpha}{bzh_0}, \qquad (2.\,24)$$

kusjuures (vt. joon. 60):

$$\frac{dz}{dx} = \operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \alpha \cdot \frac{z}{h_0},$$

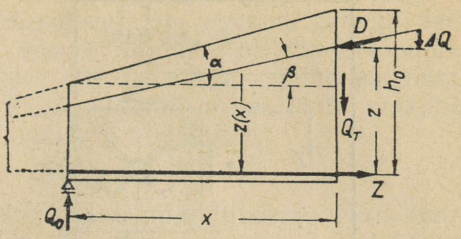
sest

$$\operatorname{tg} \beta : \operatorname{tg} \alpha \approx \frac{z}{h_0}.$$

Olenevalt paindemomendi $M$ märgist võib avaldises (2. 24) esinev täiendusliige nihkepinget absoluutselt kas suurendada või vähendada. Siin kehtib järgmine reegel: kui ristlõike kõrgus $h$ kasvab või kahaneb koos paindemomendi absoluutväärtusega, siis vähendab täiendusliige $\tau_0$ absoluutset suurust.

Näiteks joon. 60 juhul, kus paindemoment kasvab koos ristlõike kõrgusega $h$, täiendusliige vähendab $\tau_0$ suurust, nagu see on ka otse jooniselt 60 nähtav: tõepoolest, välispõikjõu $Q$ tasakaalustab lisaks ristlõike põikjõule $Q$ käesolevalt veel survejõu kaldest tekkiv viimase vertikaalkomponent $\Delta Q$.

Muutuvate tala kõrguste puhul kaotab $\tau_0$ epüür oma afiinsuse põikjõudude epüüriga.

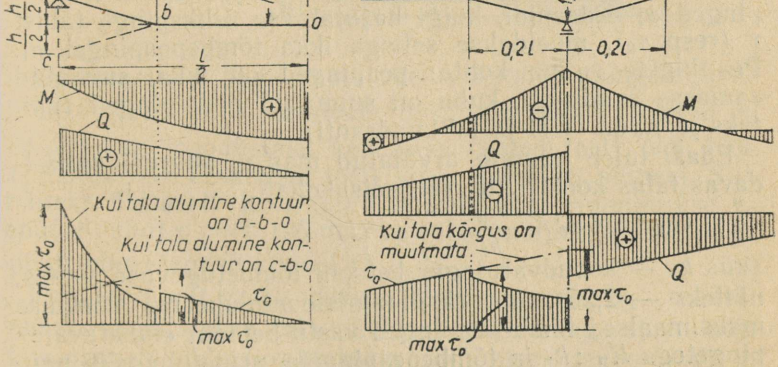



*Joon. 60*

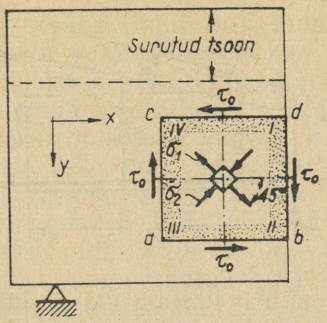
Joon. 61, *a* esitab $\tau_0$ epüüri lihttala otsas, kuna 61, *b* jätkuva tala keskmise toe rajoonis. Nagu näha joon. 61, vuudi kasutamine lihttala otsas, mis suurendab või vähendab otsaristlõike kõrgust, raskendab üldiselt vastupanu põikjõule. Seevastu vuudid jätkuva tala keskmistel tugedel tõstavad märgatavalt tala vastupanu põikjõule.

Max $\tau_0$ asetseb üldiselt toeristlõikes, kui tala kõrgus on konstantne, või toe lähedal, kui tala kõrgus on muutuv (joon. 61).

Armatuuri raskuspunktist kuni nulljooneni kehtib kogu talas puht-nihkepinge olukord (joon. 62), sest pragude tõttu puuduvad tala telje suunalised pikipinged. Edasi peame oletama, et kuigi pragu ei võta vastu pikitõmbe-




*Joon. 61*




*Joon. 62*

pingeid, siis nihkepingeid on ta võimeline vastu võtma prao pinna konaruste tõttu (vastasel juhul poleks võimalik ette kujutada ka horisontaalsuunalist nihkepinget $\tau$).

Nagu tugevusõpetusest teada, põhjustab puht-nihkepinge olukord tala põhiteljestikuga 45° all pööratud suundades tõmbepeapingeid ($\sigma_1$) ja survepeapingeid ($\sigma_2$), kusjuures absoluutselt on kõik need pinged omavahel võrdsed, s. o.

$$|\tau_0| = |\sigma_1| = |\sigma_2|. \qquad (2.25)$$

Nagu nägime (§ 5, 3), võime vastavaid tugevusi orienteeruvalt hinnata:

nihketugevus 2 kuni 2,5 $R_p$,

survetugevus 10 kuni 15 $R_p$.

Seega määrab tala põikjõule vastupanu käesolevalt tõmbetugevus ja ohtlikeks osutuvad esmajoones tõmbepeapinged $\sigma_1$. Edaspidi, kuigi kasutatakse nihkepinge tähist $\tau$ (resp. $\tau_0$), mõeldakse sellega ikka tõmbepeapinget $\sigma_1$. Peapingete suuna kohta: peapinged on ikka suunatud samasse kvadranti, kuhu on suunatud nihkepinged (näiteks joon. 62 — II ja IV kvadranti).

Edasi tuleb hinnata arvutatud max $\tau_0$ suurusi vaadeldavas talas konstruktiivselt seisukohalt.

a) Kui max $\tau_0 \leqslant \frac{R_p}{k_1}$

(kus $k_1$ — koondvarutegur betooni tõmbetugevuse suhtes, näiteks — 2,25), siis ekspluatatsiooniolukorras võetakse maksimaalsed tõmbepeapinged vastu betooni «lubatavate» pingetega $R_p : k_1$ ja tõmbepeapingete armatuur võib puududa või määratakse konstruktiivselt.

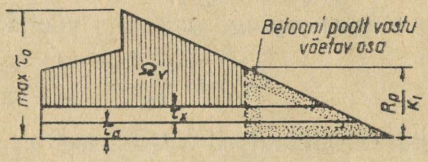
Tuleb märkida, et käesolevalt on tegemist juhuga, kus betooni projekteeritud margi tagamine on raudbetoonelemendis eriti oluline. Suur osa tavariidest raudbetoonkonstruktsioonidega tuleb kanda talade arvele, kus põikjõukindluse tagamine on usaldatud betoonile.

b) Kui max $\tau_0 > \frac{1}{7} R_и$ ($\approx 1{,}5 R_р$),

siis on oodata juba ekspluatatsiooniolukorras liialt suuri tõmbepeapingetest põhjustatud kaldpragusid. Seepärast tuleks raudbetoonelement ümber projekteerida, kas suurendades ristlõiget või tõstes betooni marki.

c) Kui $\frac{R_р}{k_1} < \max \tau_0 < \frac{1}{7} R_и$, tuleb ette näha arvutuslik tõmbepeapingete nn. põikarmatuur, mis koosneb kas vertikaalsetest rangidest või ülespööratest (tavaliselt pööratud 45° nurga all tala teljega) või koguni mõlematest.

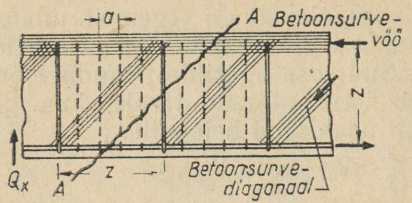
Vaatleme järgnevalt põikarmatuuri arvutuse metoodikat. $\tau_0$ epüüri pind (poole lava kohta) kaetakse (joon. 63) tõmbepeapinge osaga pikiarmatuurist $\tau_a$, tõmbepeapinge osaga rangidest $\tau_x$, betooni poolt vastuvõetava osaga $R_р : k_1$ ja 45° all ülespööratud armatuurile langeva osaga $\Omega_v$.




*Joon. 63*

Pikiarmatuuri poolt vastu võetav tõmbepeapinge $\tau_a$ valitakse vastavalt normidele nii, et $\tau_a$ poolt kaetud $\tau_0$ epüüri osa moodustaks kas 20% (vabal toel) või 40% (jätkuva tala keskmisel toel) kogu $\tau_0$ epüüri pinnast. Siis näiteks ühtlaselt koormatud lihttala toel kolmnurkse $\tau_0$ epüüri puhul $\tau_a = 0{,}106 \max \tau_0$. Pikiarmatuuri sellise mõju põhjendus järgneb allpool (§ 9, 3).

Rangide poolt vastu võetava tõmbepeapinge $\tau_x$ määramiseks asendatakse tala mõeldava sõrestikuga (joon. 64), kus paneeli pikkus valitakse võrdne sisejõudude õlaga $z$. Sõrestiku postid on moodustatud ühe sellise paneeli ula-




*Joon. 64*

tuses koondatud rangidest. Kui rangide samm piki tala on $a$, ühe rangi varraste lõigete arv $n$ ja ühe varda pind $f_x$, siis ühe mõeldava sõrestikuposti pind on

$$n \frac{z}{a} f_x.$$

Lubatav sisejõud sõrestiku postis, nagu näeme joon. 64 lõike $A$—$A$ vertikaalsuunalisest tasakaalust, on seega

$$Q_x = n \frac{z}{a} f_x \frac{\sigma_T}{k},$$

kus $\sigma_T$ — rangivarda terase voolavuspiiri pinge,
$k$ — koondvarutegur terase tugevusnäitaja suhtes (näiteks 1,8).

Siit tõmbepeapinge osa, mis võetakse vastu rangidega:

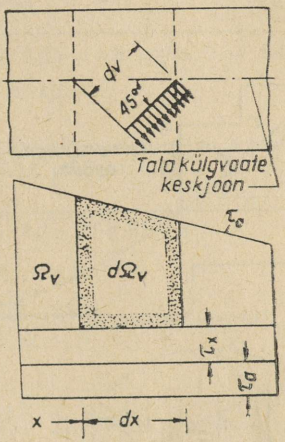
$$\tau_x = \frac{Q_x}{bz} = \frac{nf_x}{ab} \frac{\sigma_T}{k}. \qquad (2.26)$$

Rangide minimaalsed võimsused on normidega kindlaks määratud. Rangitraadi läbimõõt peab olema vähemalt veerand pikiarmatuuri läbimõõdust, kuid minimaalselt 6 mm. Rangide sammu $a$ piiriks on talades kõrgusega kuni 40 cm — 20 cm, aga kõrgemate talade puhul kas pool tala kõrgust ($h : 2$) või 50 cm. Seotud karkassides kasutatakse tavaliselt kahelõikelisi ($n = 2$) range, kui tala laius $b \leqslant 35$ cm, ja neljalõikelisi, kui $b > 35$ cm. Esimene rang asetseb 5 cm kaugusel toest, toe enese ulatuses range ei asetata.

Joon. 63 on esitatud betooni poolt vastuvõetav $\tau_0$ epüüri osa, kusjuures betooni mõju oletatakse kehtivat vaid selles tala rajoonis, kus $\tau_0 < R_p : k_1$. Tuleb märkida, et on ette pandud arvutusmeetodeid, kus tala terves pikkuses

loeti betooni poolt vastuvõetuks $\tau_0$ epüüris riba kõrgusega $R_p : k_1$. Seda ettepanekut ei saa lugeda õigeks, sest rajoonis, kus $\tau_0 > R_p : k_1$, on võimalik pragude tekkimine juba ekspluatatsioonikoormustel, millega betoon lülitub välja edaspidisest tõmbepeapingete vastuvõtust.

Ülejäänud $\tau$ epüüri pinna osa $\Omega_v$ võetakse vastu ülespööretega, milleks vajalik armatuuri pind (kogu poole tala pikkusele) leitakse järgmiselt (joon. 65).




*Joon. 65*

Tõmbepeapingete «voo» element on kitsam kui tala pikkuse element $dx$:

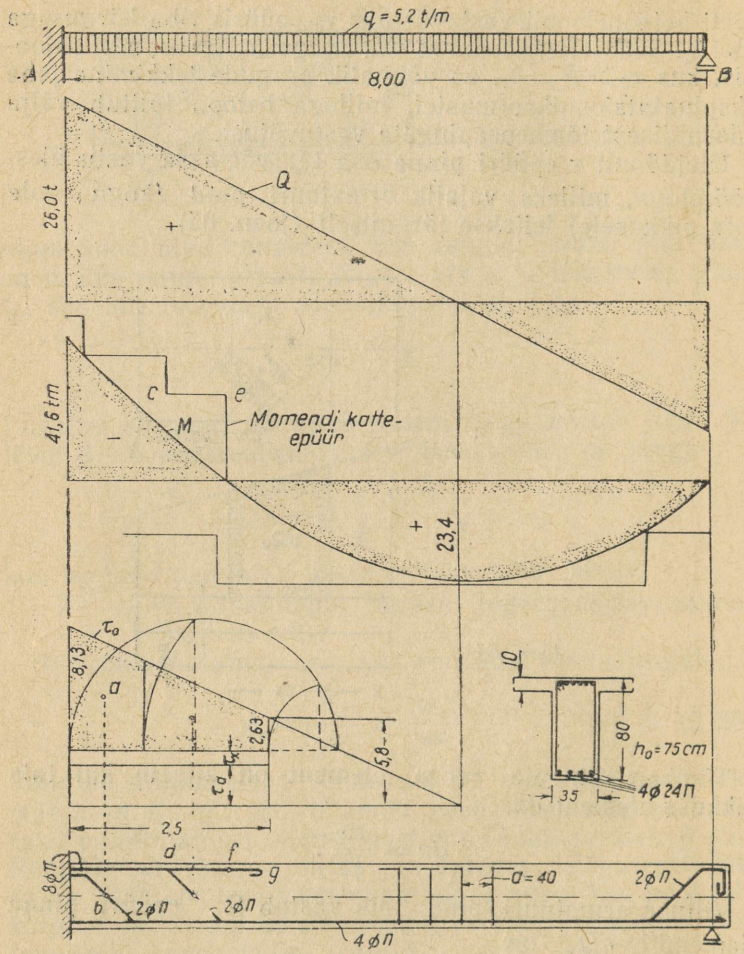
$$dv = \frac{dx}{\sqrt{2}}.$$

Viltuse armatuuri pind, mis vastab $\Omega_v$ epüüri pinna elemendile $d\Omega_v$ on

$$dF_0 = \frac{d\Omega_v b}{\sqrt{2}} \frac{k}{\sigma_T}.$$

Seega kogu talapoole vajalik viltuse armatuuri pind on

$$F_0 = \frac{k\Omega_v b}{\sqrt{2}\,\sigma_T}. \qquad (2.27)$$




*Joon. 66*

**Näide 7.**

Vaatleme näidet joon. 66, mis imiteerib jätkuva tala äärmist välja. Omakaal $g = 2{,}2$ t/m; kasuskoormus $p = 3{,}0$ t/m. Seega $q = 5{,}2$ t/m. Momentide ja põikjõudude epüürid on esitatud joon. 66.

Valitud betooni mark M 150; pikiarmatuur ja ülespöörded Ст. 5 perioodilise profiiliga ($\sigma_T = 3500$ kg/cm²). Rangid valitud kahelõikelised läbimõõduga 6 mm, Ст. 3 ($\sigma_T = 2850$ kg/cm²), sammuga

$a = 40$ cm. Määrame esmalt vajaliku paindemomendi armatuuri toel

$$A = \frac{kM}{bh_0^2} = \frac{1{,}8 \cdot 41{,}6 \cdot 10^5}{35 \cdot 75^2} = 37{,}9; \qquad p = 1{,}3\%.$$

$$F_a = \frac{p}{100} bh_0 = 0{,}013 \cdot 35 \cdot 75 = 34{,}0 \text{ cm}^2;$$

valitud on $8\phi 24\text{П} = 36{,}4$ cm$^2$.

$$\max \tau_0 = \frac{\max Q}{bz} = \frac{26\,000 \cdot 8}{35 \cdot 7 \cdot 75} = 11{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

on ühest küljest suurem kui $13 : 2{,}25 = 5{,}8$ kg/cm$^2$ ja teisest küljest väiksem kui $\frac{1}{7} R_{II} = 140 : 7 = 20$ kg/cm$^2$.

Tõmbepeapinge tuleb vastu võtta seega arvutusliku armatuuriga. Toe $A$ rajoonis võib 40% kogu $\tau_0$ epüüri pinnast lugeda vastuvõetuks pikiarmatuuriga. Siis

$$\tau_a = 0{,}225 \max \tau_0 = 2{,}54 \text{ kg/cm}^2.$$

Valitud rangide puhul on (2. 26)

$$\tau_x = \frac{nf_x \sigma_T}{ab\ k} = \frac{2 \cdot 0{,}283 \cdot 2850}{35 \cdot 40 \cdot 1{,}8} = 0{,}63 \text{ kg/cm}^2.$$

Edasi (joon. 66)

$$\Omega_v = \frac{8{,}13 + 2{,}63}{2} \cdot 250 = 1342 \text{ kg/cm}$$

ja (2. 27)

$$F_0 = \frac{k\Omega_v b}{\sqrt{2}\,\sigma_T} = \frac{1{,}8 \cdot 1342 \cdot 35}{\sqrt{2} \cdot 3500} = 17{,}15 \text{ cm}^2;$$

valitud on $4\phi$ 24П $= 18{,}1$ cm$^2$.

Käesolevalt on üles pööratud kaks korda $2\phi 24\text{П}$. Seega trapetsiline $\tau_0$ epüüri osa $\Omega_v$, mis tuleb vastu võtta ülespööretega, tuleb jagada kahte võrdsesse ossa. Vastav graafiline konstruktsioon on näidatud $\tau_0$ epüüril. Keerulisema $\tau_0$ epüüri (näit. joon. 61, *b*) kui ka erinevate läbimõõtudega ülespööratavate varraste puhul tuleb pind $\Omega_v$ jagada katseliselt varraste pindadega proportsionaalseteks osadeks. Vastavad armatuuri ülespöörded läbivad kokkuleppeliselt $\Omega_v$ pinna osakeste raskuspunkte (näit. *a*) läbiva korraldusjoone ($a - b$) ja tala külgvaate keskjoone lõikepunkti (näit. *b*).

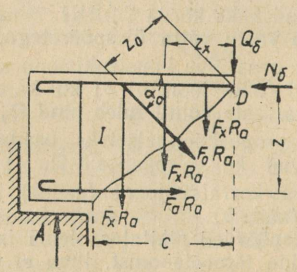
Teisest küljest peavad ülespöörded pikitalas olema jaotatud nii, et nad lahkuvad paindemomentide tõmbetsoonist, ilma et tekiks häireid

paindemomentide vastuvõtul. Selleks tuleb konstrueerida armatuuri momentide-katteepüür (edaspidi lihtsalt — katteepüür), mille ordinaadid on arvutatavad avaldisest $M = F_a \frac{\sigma_T}{k} z$. Katteepüür kujuneb astmeliseks jooneks, kusjuures näiteks punktid *c* ja *d* asetsevad samal korraldusjoonel. Et momendi kate armatuuri poolt oleks kõikjal tagatud, peab katteepüür ümbritsema tegelikku paindemomentide epüüri ilma viimasesse lõikumata. Sirged vardad võib teoreetiliselt lõpetada momendi nullpunktis (punktid *e* ja *f* asetsevad samal korraldusjoonel), kuid tegelikult peavad vardad olema juba punktis *f* ankurdatud, milleks osutub vajalikuks tõmbevardaid jätkata veel edasi 20 läbimõõdu, s. o. antud juhul ca 50 cm võrra (kuni punktini *g*).

## 3. RAUDBETOON-PAINDEELEMENTIDE PÕIKJÕUKINDLUSE KONTROLL KANDEVÕIME TEOORIA KOHASELT

Järgnevalt kirjeldatav teooria on välja töötatud *A. A. Gvozdjevi* ja *M. S. Borišanski* poolt. Tuleb märkida, et põikjõukindluse arvutus kandevõime teooria alusel oli NSV Liidus kehtestatud juba 1942. a. normidega. Hiljem (1945. a.) taaskehtestati klassikaline teooria, kusjuures kandevõime teooria jäi kehtima üksnes keevitatud karkassidega raudbetoontalade arvutamisel. Alles 1955. a. kehtestati kandevõime teooria uuesti, kusjuures klassikaline teooria jäi esialgu kehtima veel pingebetooni, raudbetoonsildade jne. arvutamisel. Järgnevalt toimub arvutus jälle diferentseeritud varutegurite süsteemiga. Seega *M*, *Q*, $R_a$ jne. on jälle arvutuslikud suurused.

Vaadeldakse mingi talaosa tasakaalu **kaldpraos.** Näiteks joon. 67 tala toeosa *I* püüab pöörelda ümber survetsooni raskuskeskme *D* või vertikaalsuunas nihkuda ülejäänud talaosa suhtes. Selles takistavad teda sisejõud-




*Joon. 67*

sidemed, mis seovad talaosa *I* ülejäänud talaga ja mis on seejuures pingestatud nende kandevõimeni. Purustava olukorra jaoks on võimalik koostada kaks järgmist tasakaalutingimust.

Tasakaalutingimus tala osa *I* pöörlemisel ümber kaldprao otsa (*D*):

$$M \leqslant m m_a R_a (F_a z + \Sigma F_0 z_0 + \Sigma F_x z_x) \qquad (2.28)$$

ja tasakaalutingimus talaosade üksteise suhtes vertikaalsuunalisel nihkumisel

$$Q \leqslant m [m_н m_a R_a (\Sigma F_0 \sin \alpha_0 + \Sigma F_x) + Q_б], \qquad (2.29)$$

kus $M, Q$ — vastavalt arvutuslik paindemoment ja põikjõud prao otsa (*D*) kohta,

$Q_б$ — survetsooni piirsisejõu projektsioon vertikaalsuunale (survetsooni läbilõikejõud),

$m_н$ = 0,7 kuni 0,8 — rangide ja ülespöörete töötamistingimuse tegur, mis arvestab asjaolu, et pöördetsentri lähedased ülespöörded ja rangid võivad piirolukorras omada arvutuspingetest väiksemaid pingeid. Sellest tekkiv viga momendi võrrandis (2.28) punkti *D* lähedase põikarmatuuri väikeste õlgade tõttu pole oluline, mistõttu seal $m_н = 1$.

Ülejäänud suurused on esitatud joonisel 67.

Tsentraalseks suuruseks vaadeldavas teoorias on survetsooni lõikejõud $Q_б$, mis on antud järgmise empiirilise avaldise abil:

$$Q_б = \frac{0{,}15 R_н b h_0^2}{c}, \qquad (2.30)$$

kus *b* on ristlõike laius (ribiplaat-ristlõikes ribi laius),

*c* — kaldprao pikkuse projektsioon varda teljele.

Avaldis (2.30) on kutsunud esile rea vastuväiteid, millest olulisemad on järgmised.

a) Ribiplaat-ristlõigete purunemisel lõigatakse plaat läbi kogu laiuses, mistõttu avaldises (2.30) peaks esinema ***b*** asemel $b_п$. Katsed aga näitavad, et plaadi olemasolu survetsoonis ei suurenda $Q_б$.

b) Survetsooni läbilõikumist purunemisel, s. o. mõlemate tala otste vertikaalsuunalist nihkumist üksteise suh-

tes, esineb tegelikel katsetel väga harva. Tavaliselt puruneb kaldprao survetsoon survepeapingetele, mis ilmneb paljude pikipragude tekkimises kaldprao survetsoonis.

c) Mõningatel juhtudel ei lõika kaldpragu läbi tõmbearmatuuri, vaid areneb toe suunas ülalpool tõmbearmatuuri. Näib, et $Q_6$-le avaldab mõju ka pikiarmatuuri võimsus ja tema nakkeomadused.

Vaatamata toodud märkustele on $Q_6$ avaldis (2.30) katsetega heas kooskõlas.

Ühtlasi selgub siit klassikalises teoorias (§ 9,2) esinev pikiarmatuuri mõju põikjõukindluse arvutuses ($\tau_a$). Avaldises (2.28) esineb otseselt pikiarmatuuri liige, kuna avaldises (2.29) on pikiarmatuuri mõju peidetud $Q_6$-s.

Kontroll võrranditega (2.28) ja (2.29) võib ära jääda ja põikarmatuur määratakse konstruktiivsetel kaalutlustel, kui

$$Q_6 \leqslant m R_p bh. \qquad (2.31)$$

Avaldis (2.31) vastab klassikalise põikjõukindluse teooria tingimusele § 9.2 (*a*). Tuleb märkida, et ülemine piir, mis vastab klassikalise teooria seosele § 9.2 (*b*), käesolevalt puudub.

Vaatleme lähemalt tingimuse (2.29) rakendamist.

Tuleb märkida, et võrrand (2.29) on põhiline võrrand, mis määrab põikarmatuuri võimsuse.

Purustava põikjõu osa, mis kaldpraos vastu võetakse survetsooni lõikejõu $Q_6$ ja rangide poolt, on

$$Q_{x6} = cq_x + Q_6, \qquad (2.32)$$

kus tala pikkusühiku rangide poolt vastuvõetav vertikaaljõud rangide arvutustugevuse puhul:

$$q_x = m_н m_a R_a \frac{nf_x}{a} = m_н m_a R_a F_x, \qquad (2.33)$$

kus $F_x$ — rangide kogupind elemendi pikkusühikule.

Leiame kaldprao sellise pikkuse $c_0$, mille puhul esineb minimaalne $Q_{x6}$. Avaldisest (2.32) saame

$$\frac{dQ_{x6}}{dc} = \frac{d}{dc}\left(cq_x + \frac{0{,}15R_н bh^2_0}{c}\right) = q_x - \frac{0{,}15bh^2_0 R_н}{c^2} = 0,$$

kust kriitilise kaldprao pikkus

$$c_0 = \sqrt{\frac{0{,}15R_и\, bh^2_0}{q_x}}. \qquad (2.34)$$

Asetades leitud $c_0$ väärtuse avaldisse (2.32), saame minimaalse $Q_{xб}$ (edaspidi nimetame lihtsalt $Q_{xб}$):

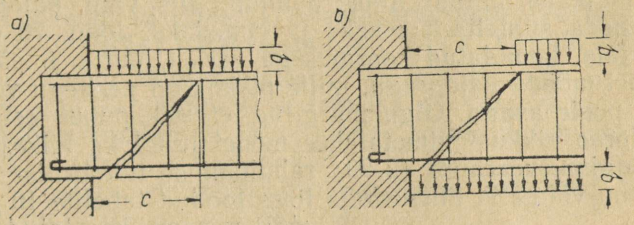
$$Q_{xб} = \frac{q_x}{\sqrt{q_x}}\sqrt{0{,}15R_и\, bh^2_0} + \frac{0{,}15bh^2_0R_и}{\sqrt{0{,}15bh^2_0R_и}}\sqrt{q_x} =$$

$$= 2\sqrt{q_x}\sqrt{0{,}15bh^2_0R_и}.$$

Seega

$$Q_{xб} = \sqrt{0{,}6R_и bh^2_0 q_x}. \qquad (2.35)$$

Kui koormus $q$ on rakendatud tala ülemisse pinda ja kui ta vältimatult esineb kaldprao kohal (joon. 68, *a*), on võimalik avaldistes (2.34) ja (2.35) $q_x$ asendada $q_x + q$, mis tunduvalt suurendab $Q_{xб}$. Kui väliskoormus on rakendatud tala alumisse pinda või on võimalik (joon. 68, *b*), et üles rakendatud koormus kaldprao ulatuses puudub, langeb nimetatud soodustus ära.




*Joon. 68*

Kui arvutuslik põikjõud $Q$ ületab $Q_{xб}$ vastavalt (2.35), siis tuleb kas tõsta betooni marki, suurendada rangide võimsust $q_x$, suurendada betooni ristlõiget või ette näha ülespöördeid.

Vajalike armatuuri ülespöörete ristlõike pind ühes ülespöörde tasapinnas arvutatakse seejuures järgmise avaldise abil (vt. 2.29):

$$F_0 = \frac{\frac{Q}{m} - Q_{xб}}{m_н m_a R_a \sin\alpha}. \qquad (2.36)$$

Avaldise (2. 36) kasutamise kohta on lähemalt öeldud seoses näitega 8.

Võrreldes avaldisi (2. 27) ja (2. 36) näeme, et klassikalise teooria kohaselt töötavad ülespöörded sama terasekulu juures soodsamalt kui rangid, kandevõime teooria kohaselt aga esineb vastupidine nähe.

(2. 30) määrab ka rangide ja ülespöörete maksimaalsed kaugused üksteisest. Kuna kaldpraos, mis mahub kahe rangi vahele (joon. 69, *a*) või ühe ülespöörde alguse ja temale järgneva ülespöörde lõpu vahele (joon. 69, *b*), ei esine põikarmatuuri, siis peab olema $Q \leqslant mQ_6$ ja (2. 30) annab

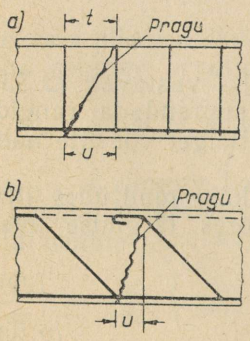
$$c_{max} = \frac{0{,}15m\,R_и bh^2_0}{Q},$$

mispuhul ümardades julgestuse kasuks saame

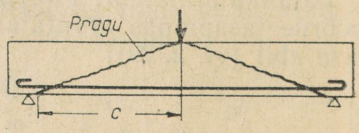
$$u = \frac{0{,}1m\,R_и\,bh^2_0}{Q}. \qquad (2.\,37)$$

Kui põikarmatuur üldse puudub, siis võib kaldpragu kujuneda suhteliselt pikaks ja lamedaks. Joon. 70 esitatud tala, koondatud koormusega keskel, puruneb põikjõu toimel mööda kaldpragu, mille pikkus on peaaegu võrdne tala poole avaga. Olgu märgitud, et sel puhul esinevat kaldprao pikkust nimetatakse mõnel juhul ka lõikeavaks.

Tingimusvõrrandi (2. 29) rahuldamise numbrilisi arvutusi on võimalik lihtsustada lisas toodud tabelite 10 ja 11 abil, mis on koostatud järgmiste teraseliikide kasutamise juhtudeks põikarmatuurina:




Joon. 69




Joon. 70

a) teras Ст. 3: $m_н m_a R_a = 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 2100 = 1680$ kg/cm²;

b) külmalttõmmatud traadid läbimõõduga 6 mm ja enam:

$$m_н m_a R_a = 0{,}7 \cdot 0{,}65 \cdot 3600 = 1680 \text{ kg/cm}^2;$$

c) kuumaltvaltsitud perioodiline profiil Ст. 5:

$$m_н m_a R_a = 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 2400 = 1920 \text{ kg/cm}^2;$$

d) külmalttõmmatud traadid läbimõõduga kuni 5,5 mm:

$$m_н m_a R_a = 0{,}7 \cdot 0{,}65 \cdot 4500 = 2100 \text{ kg/cm}^2.$$

Seejuures on kasutatavad betooni margid: 150, 200, 300 ja 400.

Nimetatud tabelite varal on võimalik lahendada järgmisi ülesandeid, kui prao ulatuses ei esine koormuse soodustavat mõju.

1) Antud: $b$, $h$, $Q$, $R_a$, $R_н$, $m$, $m_a$ ja $m_н$. Arvutada rangid, kui ülespöörded puuduvad.

Arvutatakse parameeter $\varepsilon = \frac{Q}{mbh_0R_н}$, millele vastavalt antud betooni markide ja teraste arvutustugevuste puhul tabelist 10 (lisas) leitakse suurused $\xi$ ja $\nu$. Vajalik rangide pind elemendi jooksvale meetrile on siis $F_x = \xi \cdot b$. Rangi varda pind $f_x$ määratakse tabelist 11 vastavalt valitud rangide sammule $a$ ja rangi lõigete arvule $n$. Lõpuks teostatakse kontroll: $a \leqslant u = \nu h_0$.

2) Teostada elemendi, mis on armeeritud vaid rangidega, tugevuse kontroll põikjõule.

Selleks määratakse etteantud $f_x$, $a$ ja $n$ alusel tabelist $F_x$ ja arvutatakse $\xi = \frac{F_x}{b}$. Edasi tabelist 9, samuti etteantud suuruste $R_н$, $m_a$, $m_н$ ja $R_a$ alusel, määratakse koefitsiendid $\varepsilon$ ja $\nu$. Seega ristlõike poolt vastuvõetav põikjõud on $Q = \varepsilon mbh_0R_н$. Lõpuks kontrollitakse jälle rangide vahekaugused $a \leqslant \nu h_0$.

3) Teostada elemendi tugevusarvutus põikjõule, kui osutuvad vajalikuks ka ülespöörded. Siis leitakse antud rangide andmete abil tabelist $F_x$. Edasi $\xi = F_x : b$ abil leitakse tabelist $\varepsilon$ ja $\nu$. Pärast $Q_{x6} = \varepsilon mbh_0R_н$ arvutamist on võimalik (2.36) abil leida ülespöörete pind $F_{от}$.

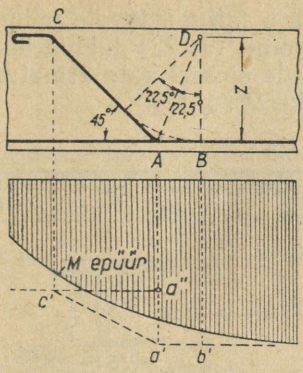
Järgnevalt vaatleme tingimuse (2.28) rakendamist. Vajadus raudbetoon-paindeelemendi kontrollimiseks (2.28) kohaselt esineb praktikas harva ja ei toimu, kui on täidetud järgmised tingimused.

a) Tõmbearmatuur lihttala toel on küllaldaselt ankurdatud. Betooni margi 100 (ja kõrgema) puhul, kui on rahuldatud avaldis (2.31), tuleb pikiarmatuuri vardad viia toe eesmisest servast kuni elemendi lõpuni, kuid vähemalt $5d$ võrra. Kui aga (2.31) pole täidetud, siis on minimaalne ankurduspikkus sileda armatuurivarda puhul $15d$ ja perioodilise profiiliga varda puhul — $15d$ (betooni M 150 korral) ja $10d$ (kui betooni $M \geqslant 200$). Kui toodud ankurduspikkusi pole võimalik tagada, tuleb võtta kasutusele teised abinõud armatuuri ankurduseks (täiendavad keevitatud rangid, erilised ankrud pikivarraste otstes jne.). Tuleb märkida, et ankurduse nõudmiste mitterahuldamisel võib avaldises (2.28) pikiarmatuuri poolt vastu võetav momendi osa $mm_a R_a F_a$ tunduvalt väheneda, kuna purunemisolukorras pikiarmatuuri pinged ei saavuta arvutustugevust $R_a$. Varasemates, 1942. a. normides oli pikiarmatuuri mitteküllaldase ankurduse puhuks esitatud vastav arvutusmetoodika. 1955. a. normides vastavad sätted puuduvad ja seega pikiarmatuuri vajaliku ankurduse tagamine tuleb lugeda nõutavaks.

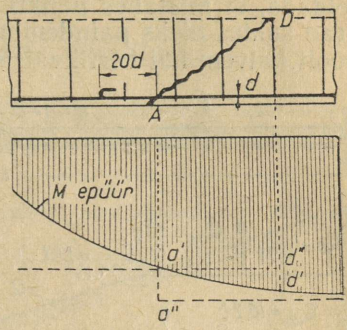
b) Ülespööre algus tõmmatud tsoonis peab asetsema vertikaalristlõikest, kus ülespööratavaid vardaid vajatakse täielikult paindemomendi katteks, vähemalt $\frac{1}{2} h_0$ kaugusel. Ülespööre lõpp ei tohi asetseda lähemal sellest vertikaalsest ristlõikest, kus ülespööratavad vardad ei osutu enam vajalikeks paindemomentide vastuvõtul. Need tingimused määravad, et ülespööre ei anna mingil juhul väiksemat momendi katet mistahes kaldprao kohta kui vertikaalristlõike kohta. Tõepoolest (joon. 71) varda ülespööre alguse $A$ kauguse puhul punktist $B$ (kus ülespööret vajatakse $M$ epüüri katteks)

$$\overline{AB} = z \operatorname{tg} 22{,}5^\circ = 0{,}415\, z \approx \frac{h_0}{2}$$

on kindlustatud, et ülespööre mistahes punkti $D$ läbiva kaldprao puhul ei anna väiksemat paindemomendi katet kui vastav pikiarmatuur.




Joon. 71




Joon. 72

Kui aga ülespööre jõuab liiga vara survetsooni, siis võib juhtuda, et punktis $C$ pole enam paindemomendi katet.

Siit määratakse ka uus armatuuri momentide katteepüür $b'$-$a'$-$c'$, mis hõlbustab tunduvalt momentide epüüri katet, võrreldes senini kasutatava kattejoonega $b'$-$a'$-$a''$-$c'$.

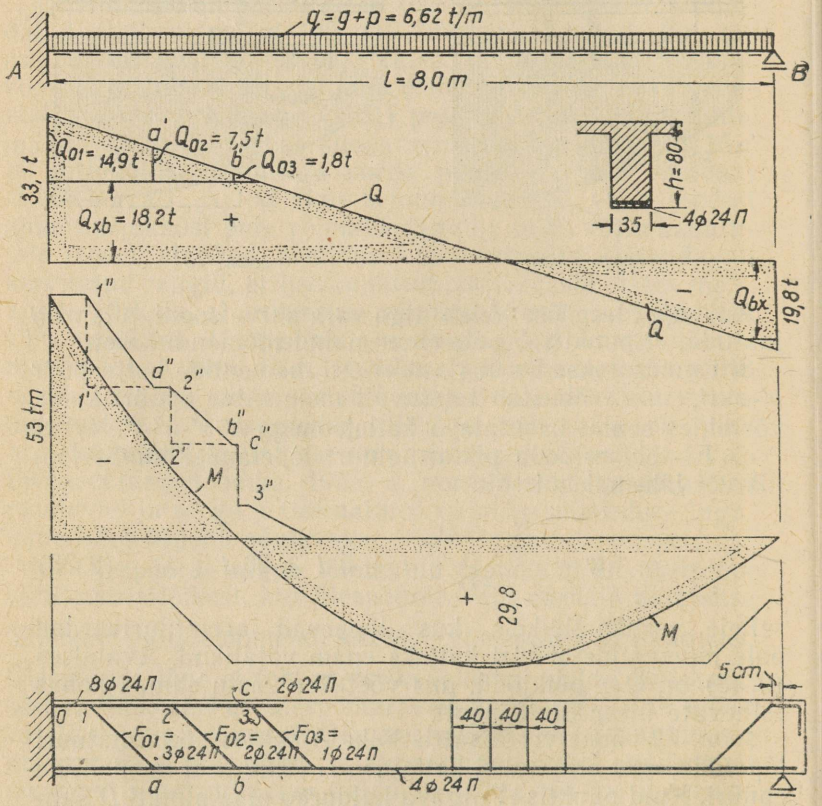
c) Ei tohi esineda pikiarmatuuri lõpetamisi tõmbetsoonis või lähemal kui

$$w = \frac{\frac{Q}{m} - Q_{0T}}{2q_x} + 5d \geqslant 20d \qquad (2.38)$$

sellele vertikaallõikele, kus lõppevad armatuurivardad pole momentide epüüri katteks enam vajalikud. Avaldises (2.38) on $Q_{0T}$ põikjõud, mis võetakse vastu samas kohas esinevate ülespöörete poolt.

Joon. 72 võime vertikaalristlõike $A$ suhtes pikiarmatuuri lõpetada, sest armatuuri kattejoon ei lõiku veel momentide epüüri. Kuid punktis $A$ algava kaldprao otsa punkti $D$ suhtes on olukord halvem, kuna siin ilmselt tekib pikiarmatuuri momendi katte puudujääk $d'$—$d''$. Kaldpragu lõikavad rangid katavad täielikult selle kattemomendi puudujäägi, kui pikiarmatuuri tegelik lõpetamine on nihutatud punktist $A$ vasakule vähemalt $w$ (2.38) võrra. Siiski tuleb püüda, kui võimalik, vältida tõmbearmatuuri lõpetamisi tõmbetsoonis, viies kõik tõmbevardad üle toe eesmise serva sirgetena või surutud tsooni ülespööretena.

Kokkuvõttes tingimuste a, b ja c täitmisel pole põhjust eeldada, et mistahes punkti $D$ (joon. 71, 72) läbiva kaldprao suhtes oleks paindemomentide epüüri kate armatuuri poolt halvem kui vertikaalristlõike $D$ suhtes.




Joon. 73.

**Näide 8.**

Vaatleme tala põikjõukindluse küsimust kandevõime teooria kohaselt näite 7 andmetega (vt. joon. 73):

$$g^{n} = 2{,}2 \text{ t/m}; \quad g = n_g g^{n} = 1{,}1 \cdot 2{,}2 = 2{,}42 \text{ t/m}$$
$$p^{n} = 3{,}0 \text{ t/m}; \quad p = n_p p^{n} = 1{,}4 \cdot 3{,}0 = 4{,}20 \text{ „}$$
$$q = 6{,}62 \text{ t/m}$$

$$M_A = \frac{ql^2}{8} = \frac{6{,}62 \cdot 8{,}0^2}{8} = 53{,}0 \text{ tm};$$

$$Q_A = \frac{5}{8} ql = \frac{5}{8} \cdot 6{,}62 \cdot 8{,}0 = 33{,}1 \text{ t}.$$

Toeristlõike arvutus paindemomendile, kui materjalide andmed on: betoon M 150, $R_и = 80$ kg/cm²; teras Ст. 5, $R_a = 2400$ kg/cm²; töötamistingimuse tegurid $m = m_a = 1$.

$$A = \frac{M}{bh_0^2} = \frac{53 \cdot 10^5}{35 \cdot 75^2} = 26{,}8$$ ja tabelist 8, *c* leiame $p = 1{,}4\%$.

$$F_a = 0{,}01\, pbh_0 = 0{,}014 \cdot 35 \cdot 75 = 36{,}8 \text{ cm}^2.$$

Valitud 8⌀ 24П = 36,4 cm².
Avaldise (2.31) kontroll:

$$33\,100 > 5{,}2 \cdot 35 \cdot 75 = 13\,600.$$

Seega tuleb ette näha arvutuslik põikarmatuur. Valitud käesolevalt minimaalne normidega lubatud rangide võimsus (kahelõikelised rangid, traadi läbimõõt 6 mm; Ст. 3, samm $a = 40$ cm). Kontrollime rangide sammu vastavalt (2.37):

$$a = 40 < \frac{0{,}1\, m R_и\, bh_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \cdot 80 \cdot 35 \cdot 75^2}{33\,100} = 47{,}6 \text{ cm}.$$

Valitud rangide puhul on

$$q_x = m_a m_и \frac{R_a f_x n}{a} = 0{,}8 \cdot \frac{2100 \cdot 0{,}283 \cdot 2}{40} = 23{,}8 \text{ kg/cm}.$$

Kui arvestada poole omakaalu mõjuga $Q_{x6}$ avaldises (2.35) $g' = 0{,}5\, g = 12{,}1$ kg/cm, siis

$$Q_{x6} = \sqrt{0{,}6\, R_и\, bh_0^2 (g_a + g')} = \sqrt{0{,}6 \cdot 80 \cdot 35 \cdot 75^2 (23{,}8 + 12{,}1)} =$$

$$= 18\,200 \text{ kg}.$$

Valitud on ülespöörded vastavalt joon. 73.

Toelt arvates 1. ülespööre on valitud 38 cm (s. o. $h_0/2$) kaugusel toest, et vältida vajadust teostada avaldise (2.28) kontrolli. Lõigete *a* ja *2* ning *b* ja *3* horisontaalne kaugus üksteisest on väiksem kui $u = 47{,}6$ cm (vt. 2.37).

Seega on kõik tingimused ülespöörete suhtes täidetud.

Selgub, et toe poolt arvates 1. ülespööre peab vastu võtma põikjõu $Q_{01} = 14\,900$ kg. Teisele ülespöördele loetakse kehtivaks see põikjõujääk, mis on 1. ülespöörde lõpu kohal ($a'$) — 7500 kg, kuna kolmas ülespööre peab vastu võtma põikjõujäägi, mis asub 2. pöörde lõpu kohal ($b'$) — 1800 kg.

Joon. 73 asuvad punktid $a, a'$ ja $a''$ ühel korraldusjoonel.

Vajalikud ülespöörete pinnad on seega (vt. 2.36)

$$F_{01} = \frac{Q_{01}}{m_н m_a R_a \sin 45°} = \frac{14\,900}{0{,}8 \cdot 2400 \cdot 0{,}707} =$$

$= 11{,}0$ cm²; valitud $3\phi 24П = 13{,}6$ cm².

$$F_{02} = \frac{Q_{02}}{m_н m_a R_a \sin 45°} = \frac{7500}{0{,}8 \cdot 2400 \cdot 0{,}707} =$$

$= 5{,}5$ cm²; valitud $2\phi 24П = 9{,}06$ cm².

$$F_{03} = \frac{Q_{03}}{m\ m_a R_a \sin 45°} = \frac{1800}{0{,}8 \cdot 2400 \cdot 0{,}707} =$$

$= 1{,}32$ cm²; valitud $1\phi 24П = 4{,}53$ cm².

Armatuuri uus momentide katteepüür on esitatud momentide epüüri kohal täisjoonega. Näeme, et endine katteepüür (punktiirjoonega) lõikaks sisse momentide epüüri, kuna uus katteepüür hoidub $M$ epüürist küllaldasele kaugusele. Toel ettenähtud $8\phi 24П$ on seega viidud ülespööretesse $6\phi 24П$. Ülejäänud $2\phi 24П$ on lõpetatud punktis $c$, kust nad on edasi viidud veel $20\,d \approx 50$ cm võrra (ei kutsu käesolevalt esile kahtlusi (2. 28) suhtes, kuna armatuur lõpeb survetsoonis).

Vaba toe $B$ juures võib ülespööre alata mitte kaugemalt kui 5 cm toe eesmisest servast. Põikjõudude epüürist nähtub, et rohkem ülespöördeid ei osutu ka vajalikuks. Käesolevalt on välditud armatuuri lõpetamisi tõmbetsoonides.

Toodud arvutusnäitest nähtub, et uus põikjõukindluse kontrolli meetod jätab projekteerijaile hoopis vabamad käed kui klassikaline arvutusmeetod. Lisaks sellele on arvutamiskäik palju lühem ja ülevaatlikum, mistõttu variantide võrdlus on tunduvalt hõlpsam.

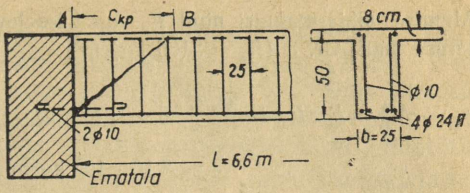
**Näide 9.**

Vaatleme joon. 74 esinevat juhtu, kus momendi võrrandi (2. 28) kontroll osutub vajalikuks. Talad on armeeritud kahe keevitatud karkassiga, kumbki $2\phi 24П$, rangid $\phi$ 10, $a = 25$ cm. Armatuurikarkassid ulatuvad kuni emataladeni, millega ühenduse moodustavad talade alumises pinnas vaid 2 varrast $\phi$ 10 terasest Ст. 3.

Arvutuslik kogukoormus $q = 3000$ kg/m. Arvutuslik reaktsioon $A = 3{,}3 \cdot 3000 = 10\,000$ kg. Tegelik betooni mark osutus käesolevalt madalaks — M 100.

Kontrollime momendi tasakaalu võrrandit (2. 28) punkti $B$ kohta, mis asub kaugusel $c_{кр}$ toest $A$. Kriitilise kaldprao pikkus $c_{кр}$ määratakse tingimusest, et punktis $B$ sisejõudude piirmomendi $M_B^s$ ja välise arvutusmomendi $M_B^v$ vahe oleks minimaalne (arusaadav, et siit saadud kaldprao kriitiline pikkus on erinev (2. 34) kohaselt leitud kriitilisest prao pikkusest).

Välismoment $B$ kohta:




Joon. 74

$$M_B^v = M_A + Q c_{кр} - q \frac{c_{кр}^2}{2}.$$

Sisejõudude moment $B$ kohta:

$$M_B^s = F_a z R_a + \frac{q_x c_{кр}^2}{2}.$$

Nende vahe on

$$M_B^s - M_B^v = F_a z R_a + \frac{q_x c_{кр}^2}{2} - M_A - Q c_{кр} + \frac{q c_{кр}^2}{2}.$$

See avaldis on minimaalne, kui

$$\frac{d\left(M_B^s - M_B^v\right)}{d c_{кр}} = q_x c_{кр} - Q + q c_{кр} = 0,$$

kust

$$c_{кр} = \frac{Q}{q_x + q}. \qquad (2.39)$$

Märkus. Avaldises (2.39) võib mõnel juhul $q$ puududa. Samuti võib nimetajas esineda veel $F_0 \cdot \sin\alpha$, kui prao ulatuses esineb ka ülespöördeid. Näeme, et avaldisele (2.28) vastav kriitiline pragu lõpeb seal, kus välispõikjõud $Q$ (või ka $Q - qc_{кр}$) on võrdne prao ulatuses asuva põikarmatuuri vertikaalprojektsiooniga.

Jätkates esitatud arvutusnäidet, leiame, kui loobume $q$ mõjust,

$$c_{кр} = \frac{Q}{q_x} = \frac{10\,000}{132} = 76 \text{ cm},$$

kus

$$q_x = m_a R_a \frac{f_x n}{a} = 1 \cdot 2100 \cdot \frac{0{,}785 \cdot 2}{25} = 132 \text{ kg/cm}$$

(meenutame, et avaldise (2.28) rahuldamisel on $m_н = 1$).

Kuna toel ülemine pikiarmatuur puudub, siis $M_A = 0$ ja

$$M_B^v = Q c_{кр} = 10\,000 \cdot 76 = 7{,}6 \cdot 10^5 \text{ kgcm}.$$

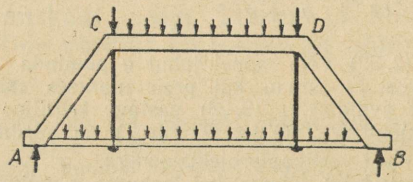
Alumise pikiarmatuuri pind $F_a$ on käesolevalt $2 \cdot 0{,}785 = 1{,}57$ cm², terase mark Ст. 3 ($R_a = 2100$ kg/cm²).

$$M_B^s = F_a z R_a + \frac{q_x c_{kp}^2}{2} = 1{,}57 \cdot 41 \cdot 2100 + \frac{132 \cdot 76^2}{2} =$$

$$= 5{,}16 \cdot 10^5 \text{ kgcm}.$$

Näeme, et käesolevalt on välismoment kaldprao otsas tunduvalt suurem kui sisejõudude vastupanumoment. Kuigi vertikaalristlõigete suhtes on valitud konstruktsiooni puhul kõik korras, näitab kaldprao kontroll, et konstruktsioon on projekteeritud ebakorrektselt.

Lõpuks olgu märgitud, et praktikas esineb raudbetoonkonstruktsioone, kus kõrvuti suure põikjõuga esineb ka suhteliselt suur normaalsurvejõud. Sellised konstruktsioonid on kõigepealt kõik pingebetoonkonstruktsioonid (vt. IV peatükk). On võimalik tuua rida näiteid ka hariliku raudbetooni praktikast, kus esineb nimetatud ülesanne. Näiteks joon. 75 on esitatud raudbetoon-riivtugistik, mis on allutatud rasketele koormustele. Vardas $C-D$ esineb lisaks põikjõule tunduv normaalsurvejõud, kuna vardas $A-B$ seevastu lisaks põikjõule esineb ka tõmbejõud. Klassikalise teooria kujutluse kohaselt kergeneb tunduvalt tõmbepeapingete olukord vardas $C-D$.




*Joon. 75*

Tõepoolest, tugevusõpetusest on teada, et tõmbepeapinge on

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \qquad (2.40)$$

kus käesolevalt $\sigma_y = 0$; $\sigma_x = -\frac{N}{F}$; $\tau_{xy} = \tau_0$. Seega $\sigma_1 < \tau_0$, kuid siiski $\sigma_1 > 0$.

Kaalutlused kandevõime teooria kohaselt näitavad, et

momentide võrrandisse (2.28) lisandub soodustav liige normaaljõust. Seevastu olulisemas seoses (2.29) võib survenormaaljõud esineda vaid liikmes $Q_6$. Seni sooritatud sellesuunalised katsed pole kahjuks näidanud mingit süstemaatilist $Q_6$ kasvu survenormaaljõu mõjul. Seetõttu NSV Liidu uuemates pingebetooni arvutuseeskirjades (CH 10-57) kehtib $Q_6$ kohta muutmatult avaldis (2.30).

Ka tõmmatud varda (näit. *AB* joon. 75) arvutuse kohta puudub veel usaldusväärne katsematerjal.

## § 10. PAINDEELEMENTIDE DEFORMATSIOONIDE, PRAGUDE VÄLTIMISE JA PRAGUDE LAIUSTE ARVUTUSED

### 1. ÜLDISED MÄRKUSED

Painutatud elementide deformatsioonide (s. o. paigutuste, pöördenurkade jne.) arvutuse küsimused omavad järjest suuremat tähtsust, kuna raudbetoonkonstruktsioonid, seoses monteeritavuse printsiibi ulatusliku rakendamisega, ehitatakse tänapäeval suhteliselt väikeste ristlõigetega. Kui veel hiljuti raudbetoon-paindeelemendid monoliitses raudbetoonis omasid väga suuri jäikusi, nii et talade maksimaalseid paigutusi ei normitudki, siis 1955. a. normides on ka raudbetoonist paindeelementide läbipainded normitud järgmiselt:

| Jrk. nr. | Elemendi nimetus | Piirläbipainde suhe avaga $f : l$ |
|---|---|---|
| 1 | Kraanatalad | |
| | a) käsikraanade puhul . . . . . | 1/500 |
| | b) elektrimootoriga kraanade puhul . . | 1/600 |
| 2 | Lagede paindeelemendid tasase laepinna puhul, kui | |
| | $l < 7$ m . . . . . | 1/200 |
| | $l > 7$ m . . . . . | 1/300 |

| Jrk. nr. | Elemendi nimetus | Piirläbipainde suhe avaga $f : l$ |
|---|---|---|
| 3 | Lagede ja treppide elemendid ribilise laepinna puhul, kui | |
| | $l < 5$ m | 1/200 |
| | $5 \text{ m} \leqslant l \leqslant 7$ m | 1/300 |
| | $l > 7$ m | 1/400 |
| 4 | Tööstusruumide katete elemendid | |
| | $l < 7$ m | 1/200 |
| | $l \geqslant 7$ m | 1/300 |

Seejuures ei tohi krohvitavate lagede ja katete elementide läbipainded üksnes kasuskoormusest ületada 1/350.

Monteeritavate raudbetoonkonstruktsioonide puhul, millele on antud ehitus-eeltõus, võib tabelis toodud piirläbipaindeid suurendada veel eeltõusu võrra. Viimast on üldiselt otstarbekohane valida võrdseks omakaalu koormusest põhjustatud läbipaindega.

Tuleb märkida, et tänapäeval kasutatavad monteeritavast raudbetoonist paindeelemendid sageli vaevu rahuldavad toodud tabelis püstitatud nõudeid. Seevastu omal ajal oli monoliitsest raudbetoonist paindeelementide puhul läbipainde ja ava suhe $f : l$ harilikult alla 1/1000 ja isegi alla 1/2000.

Raudbetoonelementide **paindejäikuse** õige hindamine omab nüüd suurt praktilist tähtsust. Paindejäikused osutusid ka varem vajalikeks staatiliselt määramata süsteemide arvutamisel, kuigi seejuures arvutustes esinesid hoopis sagedamini konstruktsiooni üksikute varraste jäikuste suhted, mis on määratavad hoopis väiksema veaga kui varraste jäikused ise.

Eriti oluline on aga paindejäikuste määramine mitmesuguste dünaamika ülesannete puhul. Näiteks konstruktsiooni omavõnkesageduste hindamine eeldab mõnel juhul, eriti kui resonantsioht on lähedal, küllalt täpset paindejäikuste arvutamist, kuna sellest oleneb otseselt dünaamiline tegur.

Paindemomendi, mis kutsub vaadeldava ristlõike tõmbe-

tsoonis esile prao, arvutamisele ei pöörata 1955. a. normides tähelepanu, sest paindeelementide puhul on peaaegu alati võimalik lubada teatud piiratud laiusega pragude tekkimist ilma oluliste ekspluatatsiooni häireteta. Seevastu hoopis suurem rõhk on asetatud **pragude laiuse määramisele.** Kahjuks pole tekkivate pragude laius, mida võiks lugeda antud tingimustel lubatavaks, veel lõplikult selgunud. Sellel kahtlemata õigel teel on vaja sooritada veel ulatuslikke uurimistöid. Orienteerivad andmed on järgmised: soodsates ekspluatatsioonitingimustes (näit. elamuehituses jne.) võib lubada prao laiuse piiriks 0,3 mm. Raskematel töötamistingimustel (näit. sillad niisketes jõeorgudes, silod, raudbetoonkorstnad jne.) võiks prao laiuse piiriks olla 0,2 mm, ilma et oleks oodata terase märgatavat korrosiooni. Eriti rasketel juhtudel (raudbetoonist laevad, ujuvdokid, vedelike reservuaarid) tuleks piirduda prao laiusega 0,1 mm. Tuleb märkida, et mõnel juhul lubatakse ka tunduvalt suuremaid pragude laiusi. Näiteks kõrgahjude vundamentide arvutamisel on ette kirjutatud prao laiuse ülemmääraks 0,5 mm.

Need suurused on muidugi esialgsed ja nõuavad täpsustamist ekspluatatsioonis olevate objektide ulatuslike vaatluste teel.

Tuleb märkida, et paindeelementide jäikuste ja pragude laiuste arvutused toimuvad ekspluatatsiooni-, s. o. **normikoormustele** vastavalt.

Vaadeldava küsimustekompleksi teooria on põhiliselt välja töötanud *V. I. Murašov* ja tema koolkond.

## 2. PAINDEELEMENTIDE PAINDEJÄIKUS

Järgnevalt tuletatakse raudbetoonist paindeelemendi paindejäikus $B$, mis esineb kordajana tugevusõpetusest tuntud elastse joone diferentsiaalvõrrandis

$$\frac{B}{\varrho} \approx B \frac{d^2w}{ds^2} = -M^n,$$

kus $w$ — paindeelemendi telje normaalisuunaline paigutus,
$s$ — elemendi telje suunaline koordinaat,
$M^n$ — normikoormustele vastav paindemoment.

Seejuures arvestatakse survetsooni plastilisi deformatsioone, pragude tekkimist tõmbetsooni betoonis ja betooni kaasatöötamist pragude vahel.

Betooni $\sigma - \varepsilon$ diagramm kujuneb plastiliste deformatsioonide tõttu kõverjooneliseks (joon. 76). Mingi betoonipinge $\sigma_б$ puhul koosneb kogu deformatsioon elastsest ja plastilisest osast

$$\varepsilon_б = \varepsilon_0 + \varepsilon_{пл}. \qquad (2.41)$$

Tähistades $\nu = \varepsilon_0 : \varepsilon_б$ ja defineerides betooni pinge esmalt elastse deformatsiooni kaudu

$$\sigma_б = \varepsilon_0 E_б \qquad (2.42)$$

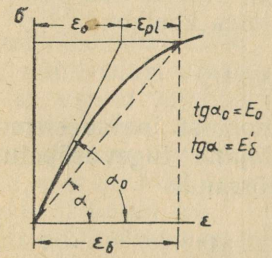
ning siis tegelike deformatsioonide kaudu

$$\sigma_б = \varepsilon_б E'_б, \qquad (2.43)$$

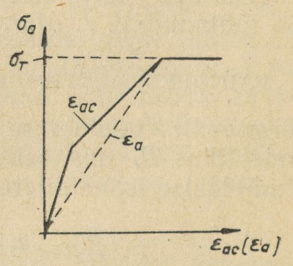
saame betooni elastsusmooduli $E_б$ ja näiva elastsusmooduli $E'_б$ vahel seose, kui jagame avaldise (2.42) (2.43)-ga:

$$E'_б = \nu E_б. \qquad (2.44)$$

Tuleb märkida, et avaldis (2.43) on fiktsioon, sest tegelikult plastilisi deformatsioone arvestades pole üldiselt kehtiv *Hooke*'i seadusele vastav seos. Nagu nähtub joon. 76, on iga $\sigma_б$ puhul erinev $E'_б$.




*Joon. 76*




*Joon. 77*

Kui terase puhul on $\sigma - \varepsilon$ diagramm põhiliselt lineaarne kuni armatuuri voolavuspiirini $\sigma_т$, siis betoonis asetseva armatuuri puhul läheb see lineaarsus kaotsi,

nagu nähtub $\sigma - \varepsilon$ diagrammist (joon. 77). Selle nähte põhjuseks on betooni tõmbetsooni kaasatöötamine pragude vahel.

Praos esineb armatuuri pinge $\sigma_a^H$ ja vastav deformatsioon on

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_a^H}{E_a}. \tag{2.45}$$

Kuid betooni kaasatöötamise tõttu pragude vahel on kogu tõmbetsooni deformatsioon $\varepsilon_{ac}$ väiksem ja seos (2.45) asendub avaldisega

$$\varepsilon_{ac} = \frac{\sigma_a^H}{E_{ac}}, \tag{2.46}$$

kus $E_{ac} > E_a$ on armatuuri näiv elastsusmoodul raudbetoonist paindeelemendi tõmbetsoonis.

Jagades avaldise (2.45) (2.46)-ga saame

$$E_{ac} = \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_{ac}} E_a = \frac{E_a}{\psi}, \tag{2.47}$$

kus

$$\psi = \frac{\varepsilon_{ac}}{\varepsilon_a} \leqslant 1.$$

Andmed $\psi$ kohta on esitatud lisas — tabelis 12 ristkülikuliste ristlõigetega, tabelis 13 ribiplaatristlõigetega (plaadiga tõmbetsoonis) ja tabelis 14 karbikujuliste ristlõigetega elementide jaoks.

Vaatleme joon. 78 esitatud paindeelementi. Pragude tõttu esineb kõikumisi survetsooni sügavuses $x$, samuti betooni ja armatuuri deformatsioonides $\varepsilon_6$ ja $\varepsilon_a$, nagu on näidatud joonisel punktiirjoontega. Edaspidiseks arvutuseks on valitud keskmised suurused $x_{cp}$, $\varepsilon_6$ ja $\varepsilon_{ac}$. Oletades, et on kehtiv ristlõigete tasapindsuse hüpotees ja betooni survetsoonis ristkülikuline betoonipingete diagramm, saame kolmnurkade $OAB$ ja $BCD$ sarnasusest

$$\frac{1}{\varrho} \approx \frac{\varepsilon_{ac}}{h_0 - x_{cp}},$$

kust, arvestades avaldist (2. 46), saame

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{\sigma_a^H}{E_{ac}(h_0 - x_{cp})}.$$

Kuna

$$\sigma_a^H = \frac{M^H}{W_a},$$

kus $W_a$ on ristlõike vastupidavusmoment armatuuri suhtes:

$$W_a = F_a\,(h_0 - 0{,}5\,x_{cp}), \qquad (2.48)$$

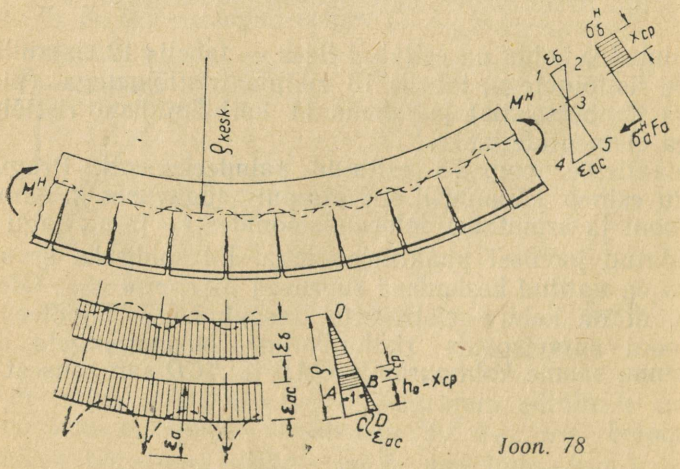
siis

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{d^2w}{dx^2} = \frac{M^H}{E_{ac}W_a(h_0 - x_{cp})} = \frac{M^H}{B}, \qquad (2.49)$$

kus, arvestades (2. 47), paindejäikus on

$$B = \frac{E_a}{\psi}\,W_a\,(h_0 - x_{cp}). \qquad (2.50)$$

Avaldises (2. 50) esinev survetsooni keskmine sügavus $x_{cp}$ määratakse ristkülikulise ristlõike puhul järgmiselt.




*Joon. 78*

Ristlõigete tasapindsuse hüpotees annab (joon. 78 — sarnased kolmnurgad *1—2—3* ja *4—5—3*):

$$\frac{\varepsilon_б}{\varepsilon_{ac}} = \frac{x_{cp}}{h_0 - x_{cp}},$$

arvestades (2.43) ja (2.46) saame

$$\sigma_б = \frac{\sigma_a}{n'} \frac{x_{cp}}{h_0 - x_{cp}}. \qquad (2.51)$$

Deformatsioonimoodulite suhe on

$$n' = \frac{E_{ac}}{E'_б} = \frac{E_a}{\psi E'_б} = \frac{E_a}{\psi\nu E_б} = \frac{n}{\psi\nu}, \qquad (2.52)$$

kus

$$n = E_a : E_б.$$

Avaldises (2.52) esinevaks betooni deformatsioonimooduliks valitakse arvutuslik elastsusmoodul $E_б$, kui konstruktsioon on monoliitsest raudbetoonist, ja normielastsusmoodul $E^н_б$, kui konstruktsioon on monteeritavast raudbetoonist, vaatamata sellele, et deformatsioonide kontroll toimub alati vaid normikoormuste arvestamisega.

Katsetega on kindlaks tehtud, et korrutis $\psi\nu$ avaldises (2.52) on peaaegu konstantne ja võrdub ⅓, sest koormuste kasvul ning nõrgema betooni puhul $\psi$ kasvab, aga $\nu$ kahaneb. Seega on võimalik lühiajalistel koormustel hinnata $n' = 3n$.

Projektsiooni tasakaalutingimus elemendi telje suunas on

$$F_a \sigma_a = x_{cp}\, b \sigma_б, \qquad (2.53)$$

mis, võttes arvesse (2.51), annab

$$x^2_{cp} + \frac{n' F_a}{b} x_{cp} - \frac{h_0 F_a}{b} n' = 0. \qquad (2.54)$$

Sellest avaldisest leitakse survetsooni sügavus $x_{cp}$ kas katseliselt või ka avaldise (2.54′) abil:

$$x_{cp} = 0{,}5\,\mu n' h_0 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\mu n'}}\right), \qquad (2.54')$$

kus

$$\mu = F_a : bh_0; \qquad n' = E_a : \psi E'_6 = 3n.$$

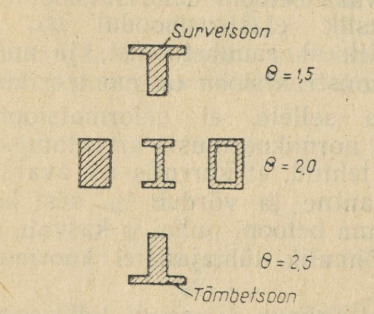
Asetades $x_{cp}$ avaldisse (2. 50), leiame paindejäikuse $B$ lühiajaliste koormuste jaoks.

Kestvamate koormuste (näiteks omakaalu jne.) puhul on tegelik paindejäikus ($B$) väiksem, mis hinnatakse käesolevalt järgmiselt:

$$B = B \frac{q^н}{g^н \Theta + p^н}, \qquad (2.55)$$

kus $q^н$, $g^н$, $p^н$ — vastavalt kogu, pikema kestusega ja lühema kestusega normikoormused;

$\Theta$ — paindejäikuse vähenemise tegur, mille väärtused rea ristlõigete jaoks on antud joon. 79.




Joon. 79

Pikema kestusega koormuste hulka tuleb lugeda lisaks konstruktsiooni omakaalule veel näiteks kasuskoormused raamatukogude fondides, arhiivides ja mõningad kestvamad kasuskoormuste liigid tööstushoonetes.

Avaldisse (2. 55) viiakse õõnespaneelide paindejäikuse arvutamisel tegur 1,2.

Omavõnkesageduste määramisel on võimalik kasutada avaldist (2. 50), samuti nagu läbipaindumiste arvutamisel korduvalt mõjuvate kasuskoormuste puhul (näiteks

kraanakoormused jne.), kuid siis tuleb avaldises (2.50) kasutada $\psi = 1$.

Mingisuguse ristkülikulisest erineva ristlõike puhul on kogu esitatud mõttekäik otseselt rakendatav. Erinevus esineb ainult $x_{cp}$ määramises, kusjuures osutub vajalikuks kujundada avaldised (2.53) ja (2.54) vastavalt ümber (vt. näide 11). Ühe- ja kahekordselt armeeritud ribiplaat- ja karpristlõigete puhul võib $x_{cp}$ arvutada avaldisest $x_{cp} = \xi_{cp} h_0$, kus $\xi_{cp}$ on leitav lisas tabelitest 15 ja 16. Nimetatud tabelites on antud ka suurus $c$, mille abil saab arvutada otse paindejäikuse:

$$B = \frac{c}{\psi} F_a h^2_0.$$

Avaldisest (2.50) selgub, et paindejäikus $B$ pole antud ristlõikele vastav kindel suurus, nagu tugevusõpetuses. Nii oleneb ta momendi $M^н$ suurusest (teguri $\psi$ kaudu), armatuuri kogusest ($\psi$ ja $x_{cp}$ kaudu). Ühe ristkülikulise ristlõikega talaülesande puhul, kasutades armatuuriks Ст. 0 ($R_a = 1700$ kg/cm²), Ст. 5 ($R_a = 2400$ kg/cm²), 25Г2С ($R_a = 3400$ kg/cm²), olid paindejäikused vastavalt 135%, 100% ja 78%. Kõrgemate terasemarkide puhul esinevad väiksemad paindejäikused on põhjustatud sama paindemomendi vastuvõtul vajaliku väiksema armatuuripinna tõttu. Tuleb märkida, et kõrgemate terase markide (näit. 25Г2С) puhul on võimalik paindejäikust tõsta tunduvalt, kasutades armatuuri vähemalt konstruktiivset eelpingestust.

Survearmatuuri mõju võib ignoreerida paindejäikuste hindamisel, kuid nii surve- kui ka tõmbetsoonis esinevad plaadid võivad tunduvalt tõsta tala paindejäikust. Et vältida piki tala «jooksva» paindejäikuse tülikat arvutamist, oletatakse, et absoluutselt võttes maksimaalse paindemomendi lõikes arvutatud paindejäikus on kehtiv kogu samamärgilise momentide epüüri ulatuses.

**Näide 10.**

Vaatleme tala ristkülikulise ristlõikega ($h \cdot b = 50 \cdot 25$; $h_0 = 46{,}5$ cm). Betooni mark M 150, mispuhul $E_б = 165\,000$ kg/cm² ($E^н_б = 240\,000$ kg/cm²); armatuur Ст. 5 : 4⌀20П; $F_a = 12{,}56$ cm².

Siis

$$n' = 3\frac{E_a}{E_6} = 3 \cdot \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{0{,}165 \cdot 10^6} = 38{,}2; \quad \alpha = \frac{n'F_a}{bh_0} = \frac{38{,}2 \cdot 12{,}56}{25 \cdot 46{,}5} =$$

$$= 0{,}413.$$

Vaatleme juhtu, kui normikoormuste puhul esinev armatuuri pinge $\sigma_a^н = 2000$ kg/cm². Siis leiame tabelist 12 $\psi = 0{,}96$. (2. 54) annab

$$x_{ср}^2 + 19{,}2\,x_{ср} - 890 = 0; \qquad x_{ср} = 21{,}7 \text{ cm}.$$

$$W_a = F_a\left(h_0 - \frac{x_{ср}}{2}\right) = 12{,}56\ (46{,}5 - 10{,}9) = 446 \text{ cm}^3.$$

$$B = \frac{E_a}{\psi} W_a\,(h_0 - x_{ср}) = \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{0{,}96} \cdot 446\ (46{,}5 - 21{,}7) =$$

$$= 2{,}42 \cdot 10^{10} \text{ kgcm}^2.$$

Tuleb märkida, et varem arvutati raudbetoonist paindeelementide jäikusi tugevusõpetusest tuntud avaldise kohaselt:

$$B = E_6 \frac{bh^3}{12} = 165\,000 \cdot \frac{25 \cdot 50^3}{12} = 3{,}91 \cdot 10^{10} \text{ kgcm}^2,$$

mis on seega ligikaudu 60% võrra üle hinnatud.

See arvutusviis on ka praegu lubatav, kui tõmmatud tsoonis ekspluatatsioonikoormustel ei esine pragusid (näiteks pingebetooni puhul). Kui samas näites oleksime oletanud surveplaadi olemasolu $b_п \cdot h_п = 100 \cdot 8$ cm, siis oleks paindejäikus $B = 3{,}5 \cdot 10^{10}$ kgcm². Seega oleks esinenud jäikuse suurenemine 45% väiksema $x_{ср}$ tõttu.

Kui aga samas näites oleks sama plaat esinenud vaid tõmbetsoonis, siis paindejäikus $B = 2{,}9 \cdot 10^{10}$ kgcm². Seega suurenemine 20% väiksema $\psi$ tõttu.

**Näide 11.**

Joon. 80, *a* esitatud vahelaepaneeli puhul, mis katab $B' = 1{,}2$ m laiuse laepinna, on valitud betooni mark M 200, armatuur perioodilise profiiliga Ст. 5, arvutusava $l = 5{,}75$ m. Normikoormused on: raudbetooni omakaal 250 kg/m²; põranda kaal 130 kg/m²; vaheseinte kaal 170 kg/m²; kasuskoormus 150 kg/m².

Määrame laepaneeli jäikuse ja läbipainde. Arvutame vajaliku armatuuri tugevustingimusest.

Arvutuskoormus

$$q = n_g g^н + n_p p^н = 1{,}1\ (250 + 130 + 170) + 1{,}4 \cdot 150 = 815 \text{ kg/m}^2.$$

Ühe paneeli arvutuslik paindemoment

$$M = \frac{B' \cdot ql^2}{8} = \frac{1{,}2 \cdot 815 \cdot 5{,}75^2}{8} = 4040 \text{ kgm}.$$

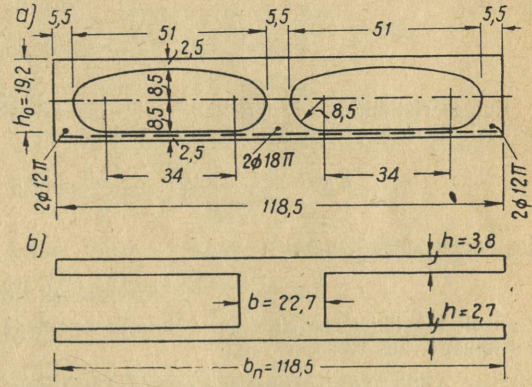
Oletades, et survetsooni laius on paneeli laius, leiame

$$A = \frac{M}{mbh_0^2} = \frac{404\,000}{1 \cdot 118{,}5 \cdot 19{,}2^2} = 9{,}28$$

ja tabelist 8, *c*: $p = 0{,}405\%$; $F_a = 0{,}00405 \cdot 118{,}5 \cdot 19{,}2 = 9{,}20$ cm². Valitud on $2\phi 18\text{П} + 4\phi 12\text{П} = 9{,}61$ cm².
Survetsooni kõrgus on

$$x = \frac{R_a F_a}{R_и b} = \frac{2400 \cdot 9{,}2}{100 \cdot 118{,}5} = 1{,}86 < 2{,}5 \text{ cm}.$$

Seega oletus, et survetsoon asub õõnsustest kõrgemal, on õigustatud. Jäikuste arvutamisel asendatakse tegelikud õõnsused ristkülikulistega, millel on tegelikkude õõnsustega samad raskuskeskmed, inertsmomendid ja pinnad.




*Joon. 80*

Ühe õõnsuse pind (vt. joon. 80)

$$F = 34 \cdot 8{,}5 + 2 \cdot \frac{\pi \cdot 8{,}5^2}{4} + \frac{\pi \cdot 8{,}5 \cdot 25{,}5}{2} = 289{,}0 + 113{,}4 + 340{,}3 = 742{,}7 \text{ cm}^2.$$

Tema staatiline moment paneeli keskjoone kohta

$$S = 289 \cdot 4{,}25 - \frac{\pi}{2}(25{,}5 - 8{,}5)\,8{,}5^2 \cdot 0{,}424 = 409 \text{ cm}^3.$$

Õõnsuse raskuspunkt asub allpool paneeli keskjoont

$$y_0 = \frac{409}{742{,}7} = 0{,}55 \text{ cm}.$$

Tegeliku õõnsuse inertsmoment

$$I = \frac{34 \cdot 8{,}5^3}{12} + 289\,(4{,}25 - 0{,}55)^2 + 0{,}110 \cdot 8{,}5^4 +$$

$$+ 113{,}4\,(8{,}5 \cdot 0{,}424 - 0{,}55)^2 + 0{,}110 \cdot 25{,}5 \cdot 8{,}5^3 +$$
$$+ 340{,}3\,(8{,}5 \cdot 0{,}424 + 0{,}55)^2 = 14\,856 \text{ cm}^4.$$

Aseristküliku pind ja inertsmoment on

$$F = \bar{b}\bar{h}; \quad I = \frac{F\bar{h}^2}{12},$$

siit

$$\bar{h} = \sqrt{\frac{12J}{F}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 14\,856}{742{,}7}} = 15{,}5 \text{ cm}$$

ja laius

$$\bar{b} = \frac{F}{h} = \frac{742{,}7}{15{,}5} = 47{,}9 \text{ cm}.$$

Kui aseristküliku ja tegeliku ava raskuskeskmed ühtuvad, siis paneeli ülemise plaadi redutseeritud paksus on

$$h'_{\text{п}} = \frac{22}{2} + 0{,}55 - \frac{15{,}5}{2} = 3{,}8 \text{ cm}$$

ja alumise plaadi paksus

$$h_{\text{п}} = 22 - 3{,}8 - 15{,}5 = 2{,}7 \text{ cm}.$$

Paneeli tegelikku ristlõiget on võimalik asendada joon. 80, *b* esitatud ristlõikega, kus ribi laius on

$$b = 3 \cdot 5{,}5 + 2\,(51 - 47{,}9) = 22{,}7 \text{ cm}.$$

Nulljoone kauguse $x_{\text{cp}}$ määrame analoogiliselt ristkülikulise ristlõikega tala juhule.

Jõudude tasakaal varda teljele:

$$F_{\text{a}}\sigma_{\text{a}} = [h_{\text{п}}(b_{\text{п}} - b) + x_{\text{cp}}\, b]\,\sigma_{\text{б}}. \qquad (2.53')$$

Asendades $\sigma_{\text{б}}$ avaldisest (2.51), saame ruutvõrrandi $x_{\text{cp}}$ suhtes

$$x_{\text{cp}}^2 + \left[\frac{n'F_{\text{a}}}{b} + h_{\text{п}}\left(\frac{b_{\text{п}}}{b} - 1\right)\right] x_{\text{cp}} - n'F_{\text{a}}\frac{h_0}{b} = 0, \qquad (2.54')$$

kust leiame, kui $n' = 3 \cdot \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{2{,}9 \cdot 10^5} = 21{,}8$;

$$x_{cp} = 5{,}7 \text{ cm}.$$

Arvutuse seda osa on võimalik lühendada, kasutades lisas toodud tabelit 15.

Ekspluatatsioonipinge armatuuris on

$$\sigma_a = \frac{M^н}{F_a \cdot z} = \frac{348\,000}{9{,}61\,(19{,}2 - 1{,}9)} = 2100 \text{ kg/cm}^2,$$

kus normikoormuse paindemoment

$$M^н = \frac{q^н \cdot l^2}{8} B' = \frac{700 \cdot 5{,}75^2}{8} \cdot 1{,}2 = 3480 \text{ kgm}.$$

Edasi

$$\alpha = n'\mu = 21{,}8 \cdot \frac{9{,}61}{22{,}7 \cdot 19{,}2} = 0{,}48$$

$$\gamma' = \frac{(b_п - b)h_п}{bh_0} = \frac{(118{,}5 - 22{,}7) \cdot 2{,}7}{22{,}7 \cdot 19{,}2} = 0{,}60.$$

Lisas toodud tabeli 13 abil leiame: $\psi = 0{,}82$ ja

$$B = \frac{E_a}{\psi} W_a (h_0 - x_{cp}) = \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{0{,}82} \cdot 9{,}61 \cdot 17{,}3\,(19{,}2 - 5{,}7) =$$

$$= 5{,}8 \cdot 10^9 \text{ kgcm}^2.$$

Õõnsate paneelide puhul tuleb vastleitud paindejäikus korrutada teguriga 1,2.

Kestev koormus on käesolevalt

$$g^н = 250 + 130 + 0{,}4 \cdot 170 = 450 \text{ kg/m}^2$$

(0,4 võtab arvesse vaheseina teatud isekannet); lühiajaline koormus $p^н = 150$ kg/m$^2$. Kogu koormus läbipainete arvutamisel $q^н = 600$ kg/m$^2$. Seega kestva koormuse puhul on paindejäikus

$$B = 1{,}2 \cdot 5{,}8 \cdot 10^9 \cdot \frac{600}{2 \cdot 450 + 150} = 4{,}0 \cdot 10^9 \text{ kgcm}^2.$$

Maksimaalne läbipaine on

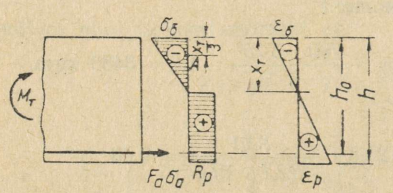
$$f = \frac{5}{384} \frac{q^н B'}{100} \cdot \frac{l^4}{B} = \frac{5}{384} \cdot \frac{600 \cdot 1{,}2}{100} \cdot \frac{575^4}{4{,}0 \cdot 10^9} = 2{,}6 \text{ cm};$$

$$f : l = 2{,}6 : 575 = 1 : 220 < 1 : 200.$$

### 3. PRAGUDE VÄLTIMINE

Nagu ülalpool märgitud, omab painutatud elementide pragude vältimise küsimus harva praktilist tähtsust iseseisva, otsese probleemina, sest painutatud elementide puhul lubatakse ikka betooni tõmbetsooni pragunemist, kusjuures pragude laius on rohkem või vähem piiratud.

Kuid alljärgnevalt vaadeldav ülesanne on vajalik kahes raudbetooni teooria tähtsas küsimuses: pingebetooni ja pragude laiuse arvutamisel.




*Joon. 81*

Vaatleme joon. 81 esitatud ristkülikulises ristlõikes esinevaid pinge- ja deformatsioonidiagramme (vt. *I, a* staadium joon. 51) just enne prao tekkimist. Arvutame sel puhul esineva nn. **pragusid esilekutsuva paindemomendi** $M_т$. Pragu tekib, kui betooni tõmbedeformatsioon tõmbetsooni alumises servas saavutab betooni katkemisvenivuse $\varepsilon_p \approx 0{,}1$ kuni $0{,}2‰$.

Tõmbearmatuuri pinge on siis

$$\sigma_a \approx \varepsilon_p E_a . \qquad (2.56)$$

Kasutame jälle *Hooke*'i seadusele sarnanevat seost betooni tõmbepingete ja deformatsioonide vahel, vaatamata plastiliste deformatsioonide olemasolule:

$$R_p = \varepsilon_p E'_{бp} ,$$

kus $E'_{бp}$ — betooni näiv tõmbe-elastsusmoodul — määratakse analoogiliselt betooni näivale surve-elastsusmoodulile (2.44)

$$E'_{бp} = \nu_p E_б , \qquad (2.57)$$

kus omakorda $\nu_p \approx 0{,}5$.

Seega (2. 56) annab

$$\sigma_a = R_p \frac{E_a}{E'_{6p}} = n'_p R_p, \qquad (2.56')$$

kus $n'_p = 2n$.

Kasutades deformatsioonide tasapindsuse hüpoteesi, väljendame tala surutud serva betooni pinge (kus $\nu = 1$) betooni tõmbetugevuse $R_p$ kaudu:

$$\sigma_6 = \varepsilon_p \frac{x_T}{h - x_T} E_6 = \frac{E_6}{E'_{6p}} R_p \frac{x_T}{h - x_T} = \frac{R_p}{\nu_p} \frac{x_T}{h - x_T} \qquad (2.58)$$

Jõudude tasakaalu tingimus elemendi telje suunas annab

$$F_a \sigma_a + R_p b (h - x_T) - \frac{\sigma_6 x_T b}{2} = 0.$$

Asendades $\sigma_a$ ja $\sigma_6$ vastavalt (2. 56') ja (2. 58) abil, saame

$$F_a R_p n'_p + R_p b (h - x_T) - \frac{R_p}{2\nu_p} \frac{x_T^2 b}{h - x_T} = 0$$

ja siit

$$F_a n'_p + b (h - x_T) - \frac{x_T^2 b}{2\nu_p (h - x_T)} = 0, \qquad (2.59)$$

Kui $\nu_p = 0{,}5$, siis (2.59) annab

$$x_T = \frac{F_a n'_p h + bh^2}{F_a n'_p + 2bh} = \frac{1 + \frac{F_a n'_p}{bh}}{2 + \frac{F_a n'_p}{bh}} h \approx 0{,}5\, h. \qquad (2.60)$$

Momendi tasakaalu tingimus survetsooni raskuskeskme $A$ kohta (joon. 81) annabki paindemomendi, mis kutsub esile praod:

$$M_T = F_a \sigma_a \left(h - a - \frac{x_T}{3}\right) + (h - x_T) R_p b \frac{3h + x_T}{6}.$$

Kui

$$\xi_T = \frac{x_T}{h}; \qquad \alpha_1 = n'_p \frac{F_a}{bh}; \qquad \delta = \frac{a}{h}, \text{ siis}$$

$$M_T = R_p b h^2 \left[ (1 - \xi_T) \frac{3 + \xi_T}{6} + \alpha_1 \left( 1 - \delta - \frac{\xi_T}{3} \right) \right] = R_p W_6. \quad (2.61)$$

Kui valime (2.60) vastavalt $\xi_T = 0{,}5$ ja $\delta = 0{,}08$, siis

$$W_6 = (0{,}292 + 0{,}75\,\alpha_1)\, b h^2. \quad (2.62)$$

Toodud mõttekäiguga analoogiliselt võime leida $W_6$ mistahes kujuga ristlõike jaoks (vt. näide 13). Meelevaldse ristlõike puhul on sama küsimust veel puudutatud § 23, 2 (vt. ka lisas toodud tabel 28).

4. PRAGUDE LAIUS

Kui pragude kaugus üksteisest on $l_T$, siis prao laius on

$$a_T \approx \varepsilon_{ac} l_T, \quad (2.63)$$

misjuures oletatakse, et kogu tõmbearmatuuri kius tekkiv keskmine deformatsioon $\varepsilon_{ac}$ kulub prao avamiseks. Seega avaldis (2.63) annab prao laiuse mõningase liiaga, kuna osa tõmbetsooni kogu deformatsioonist $\varepsilon_{ac}$ kulub ka pragudevahelise betooni venivusele.

Asendades (2.46), saame

$$a_T = \frac{\psi \sigma_a^H}{E_a} l_T = \frac{\psi M^H}{E_a W_a} l_T. \quad (2.63')$$

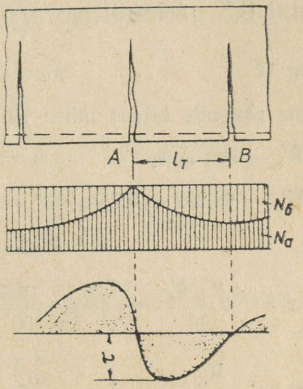
Tsentraalseks suuruseks on käesolevalt pragude kaugus üksteisest $l_T$, mis leitakse järgmise mõttekäigu abil.

Praod tekivad üldiselt peaaegu samaaegselt nn. pragusid tekitava paindemomendi $M_T$ puhul, kuna edasine koormuste kasv suurendab peamiselt nende laiusi. Siis mingis lõikes $A$ on just tekkinud pragu (joon. 82), kus armatuuri pinge on ilmselt

$$\sigma_{aT} = \frac{W_6 R_p}{W_a}, \quad (2.64)$$

sest $W_6 R_p$ on moment, mis esile kutsus prao (2.61), $W_a$ — vastupidavusmoment armatuuri suhtes (2.48). Esialgselt tekkinud praolõikest mõlemale poole armatuuri jõud $N_a$ kahaneb ja betooni poolt vastuvõetav tõmbejõud

$N_б$ kasvab (joon. 82). Naaberpragu tekib lõikes $B$, kus betooni tõmbejõud $N_б$ on saavutanud oma piirväärtuse. Armatuuri jõu $N_a$ vähenemine lõikest $A$ kuni lõikeni $B$ toimub nakkepingete $\tau$ toimel, mille orienteeriv epüür on samuti esitatud joon. 82.




*Joon. 82*

Võrrandi koostamisel $l_т$ määramiseks lähtume tingimusest, et armatuuri sisejõu $N_a$ kahanemine lõikest $A$ kuni lõikeni $B$ (s. o. betooni tõmbejõud $N_б$) oleks võrdne nakkejõuga betooni ja armatuuri vahel $l_т$ ulatuses, s. o.

$$N_б = \sigma_{aт} F_a - n'_p R_p F_a = \omega \tau s l_т , \qquad (2.65)$$

kus $n'_p R_p$ — armatuuri pinge lõikes $B$ enne prao tekkimist (vt. 2.56′);

$\omega$ — tegur, mis võtab arvesse nakkepingete $\tau$ epüüri kuju (ristkülikulise epüüri puhul $\omega = 1$, kolmnurkse epüüri puhul $\omega = 0{,}5$ jne.);

$s$ — kogu tõmbearmatuuri ümbermõõt.

Asendades $\sigma_{aт}$ avaldise (2.64) abil, saame avaldisest (2.65)

$$l_т = \frac{W_б}{W_a} \frac{R_p F_a}{\omega \tau s} - \frac{n'_p R_p F_a}{\omega \tau s} = \varphi_т n'_p u \frac{R_p}{\omega \tau} , \qquad (2.66)$$

kus

$$\varphi_т = \frac{W_б}{W_a n'_p} - 1 ,$$

$$u = \frac{F_a}{s} \text{ (ümararmatuuri puhul } d : 4).$$

Tavaliselt võib võtta $\omega \approx 0{,}5$ ja $\tau \approx 2R_p$, mistõttu tegur $\frac{R_p}{\omega\tau} \approx 1{,}0$ kuni 0,8, kui armatuur on siledapinnaline, ja 0,8 kuni 0,5 perioodilise profiiliga varraste puhul.

**Näide 12.**

Leiame pragude laiuse näite 10 andmetel.

$$W_a = 446 \text{ cm}^3;$$

$$W_б = (0{,}292 + 0{,}75\alpha_1)bh^2 = (0{,}292 + 0{,}75 \cdot 0{,}256)\, 25 \cdot 50^2 =$$

$$= 30{,}2 \cdot 10^3 \text{ cm}^3,$$

kus

$$\alpha_1 = \frac{n'_p F_a}{bh} = \frac{25{,}5 \cdot 12{,}56}{25 \cdot 50} = 0{,}256.$$

Edasi

$$\varphi_т = \frac{W_б}{W_a n'_p} - 1 = \frac{30{,}2 \cdot 10^3}{446 \cdot 25{,}5} - 1 = 1{,}66;$$

$$u = d : 4 = 0{,}5 \text{ cm}; \quad \frac{R_p}{\omega\tau} = 0{,}5;$$

$$l_т = \varphi_т\, n'_p\, u\, \frac{R_p}{\omega\tau} = 1{,}66 \cdot 25{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}5 = 10{,}6 \text{ cm};$$

$$a_т = \frac{\psi\sigma_a^и}{E_a} l_т = \frac{0{,}96 \cdot 2000}{2{,}1 \cdot 10^6} \cdot 10{,}6 = 0{,}009 \text{ cm} \approx 0{,}1 \text{ mm}.$$

Pragude laiuse arvutuste lihtsustamiseks on lisas toodud tabelid 12, 13, 14, 15 ja 16.

Käesolevas näites on

$$\alpha = 3\, \frac{F_a}{bh_0}\, \frac{E_a}{E_б} = 3 \cdot \frac{12{,}56}{25 \cdot 46{,}5} \cdot \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{0{,}165 \cdot 10^6} = 0{,}412.$$

Tabelist 12 leiame

$$k_1 = l_т : nu = 3{,}3;$$

$$l_т = 0{,}5k_1 nu = 0{,}5 \cdot 3{,}3 \cdot 12{,}7 \cdot 0{,}5 = 10{,}5 \text{ cm}.$$

Tegur 0,5 võtab arvesse asjaolu, et valitud armatuur omab perioodilist profiili.

**Näide 13.**

Vaatleme laepaneeli näite 11 andmetel. Teras Ст. 5 olgu seejuures asendatud terasega 25Г2С, mis olgu kaliibritud kuni 3,5%-lise venivuseni. Sel puhul arvutuspinge armatuuris $R = 4500$ kg/cm². Vajalik armatuuri pind on pöördvõrdeline arvutuspingetega.

$$F_a \approx 9{,}20 \cdot \frac{2400}{4500} = 5{,}0 \text{ cm}^2.$$

Valitud $2\phi 14\text{ПЛ} + 2\phi 12\text{ПЛ} = 5{,}34$ cm².
Ekspluatatsioonipinge armatuuris on

$$\sigma_a^{н} = \frac{M^{н}}{F_a z} = \frac{348\,000}{5{,}34 \cdot 17{,}3} = 3770 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\alpha = n'\mu = 21{,}8 \cdot \frac{5{,}34}{22{,}7 \cdot 19{,}2} = 0{,}266;$$

$$\gamma_1 = \frac{(b_п - b)h_п}{bh_0} = \frac{(118{,}5 - 22{,}7) \cdot 2{,}7}{22{,}7 \cdot 19{,}2} = 0{,}60;$$

$$\psi \approx 1.$$

Arvutame läbipainde ja ava suhte $f : l$.
(2.54′) annab käesolevalt $x_{cp} = 3{,}90$.

$$B = E_a F_a z (h_0 - x_{cp}) = 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 5{,}34 \cdot 17{,}3 (19{,}2 - 3{,}9) =$$
$$= 2{,}97 \cdot 10^9 \text{ kgcm}^2.$$

Kestevkoormuse puhul (2.55) saame

$$B = 1{,}2 \cdot 2{,}97 \cdot 10^9 \frac{600}{2 \cdot 450 + 150} = 2{,}04 \cdot 10^9 \text{ kgcm}^2$$

ja

$$f : l = 1 : 117 > 1 : 200,$$

seega paneeli jäikus pole küllaldane.
Paindejäikuse oleksime saanud arvutada mõnevõrra lihtsamalt, kasutades lisas toodud tabelit 15. Siis

$$\gamma' = \frac{(118{,}5 - 22{,}7) \cdot 3{,}8}{22{,}7 \cdot 22} = 0{,}73.$$

Edasi $\alpha = 0{,}266$ abil oleksime leidnud $c = 0{,}75$ ja

$$B = cE_a F_a h^2_0 = 2{,}94 \cdot 10^9 \text{ kgcm}^2.$$

Arvutame pragude laiuse.

$$W_a = 5{,}34 \cdot 17{,}3 = 92{,}0 \text{ cm}^2.$$

$W_б$ määramine toimub järgmiselt.
Avaldised (2. 56′) ja (2. 58) kehtivad ka käesoleval juhul. Jõudude tasakaalutingimus varda teljele:

$$F_a \sigma_a + R_p \left[ b(h - x_т) + (b_п - b) h_п \right] - \sigma_б \left[ \frac{x_т b}{2} + \right.$$
$$\left. + (b_п - b) h'_п \left( 1 - \frac{h'_п}{2 x_т} \right) \right] = 0,$$

kust saame pärast $\sigma_a$ ja $\sigma_б$ elimineerimist:

$$F_a n'_p + \left[ b(h - x_т) + (b_п - b) h_п \right] - \frac{x_т}{\nu_p (h - x_т)} \left[ \frac{x_т b}{2} + \right.$$
$$\left. + (b_п - b) h'_п \left( 1 - \frac{h'_п}{2 x_т} \right) \right] = 0.$$

Leiame $x_т = 9{,}6$ cm.

Betooni surutud serva pinge (2. 58)

$$\sigma_б = 1{,}55 R_p.$$

Betooni surveplaadi keskmine pinge

$$\sigma'_б = \sigma_б \left( 1 - \frac{h'_п}{2 x_т} \right) = 1{,}24 R_p.$$

Koostame momendi võrrandi tõmbearmatuuri raskuskeskme kohta:

$$M_т = R_p \left[ 3{,}8 (118{,}5 - 22{,}7)\, 1{,}24 \cdot 17{,}3 + \frac{22{,}7 \cdot 9{,}6 \cdot 1{,}55}{2} \right.$$
$$(19{,}2 - 3{,}2) - 22{,}7 (22 - 9{,}6) \left( \frac{22 - 9{,}6}{2} - 2{,}8 \right) + 2{,}7 (118{,}5 -$$
$$\left. - 22{,}7) (2{,}8 - \frac{2{,}7}{2}) \right] = R_p \cdot 9940.$$

Seega

$$W_б = 9940 \text{ cm}^3;$$

$$\varphi_т = \frac{W_б}{W_a n'_p} - 1 = \frac{9940}{92 \cdot 14{,}5} - 1 = 6{,}45;$$

$$l_т = 0{,}5 \varphi_т n'_p \frac{F_a}{s} = 0{,}5 \cdot 6{,}45 \cdot 14{,}5 \cdot \frac{5{,}34}{16{,}3} = 15{,}25 \text{ cm};$$

$$a_T = \frac{\psi \sigma_a^H}{E_a} l_T = \frac{1 \cdot 3770}{2{,}1 \cdot 10^6} \cdot 15{,}25 = 0{,}027 \text{ cm} = 0{,}27 \text{ mm}.$$

Pragude laiuse arvutust saame tunduvalt lihtsustada, kasutades lisas toodud tabelit 14. Kui käesolevalt $\gamma_1 = 0{,}60$; $\alpha = 0{,}266$, siis interpoleerides $k_1 = 12{,}3$ ja

$$l_T = 0{,}5\ k_1 n u = 0{,}5 \cdot 12{,}3 \cdot 7{,}3 \cdot \frac{5{,}34}{2 \cdot 3{,}14(1{,}4 + 1{,}2)} = 15{,}0 \text{ cm}.$$

Nagu näeme esitatud näitest, esinevad kõrgendatud terasemargiga armatuuri 25Г2С korral lubamatult suured läbipainded, kuna aga pragude laiust võiks lugeda elamuehituse tingimustes veel lubatavaks. Et kõrvaldada liialt suured läbipainded, tuleks rakendada armatuuri eelpingestust, mille puhul võiks paneeli paindejäikust hinnata (vt. joon. 80):

$$B = EI = 290\,000 \left( \frac{118{,}5 \cdot 22^3}{12} - \frac{95{,}8 \cdot 15{,}5^3}{12} \right) =$$

$$= 21{,}8 \cdot 10^9 \text{ kgcm}^2.$$

Läbipainded vähenevad seega peaaegu neljakordselt, võrreldes näitega 11.

Ühtlasi likvideeritakse ka küllalt suurte pragude tekkimine ekspluatatsiooniolukorras. Siiski enamikul juhtudel, kus pingebetooni kasutamine osutub vajalikuks, tuleb selle peamiseks põhjuseks lugeda paindeelementide jäikuse tõstmist.

## § 11. MÄRKUSI PAINDEELEMENTIDE KONSTRUKTSIOONI JA ARVUTUSE KOHTA

### 1. ÜLDISED MÄRKUSED

Käesolevalt vaatleme mõningaid konstruktiivseid detaile, mis paindeelementide kohta on määratud normidega või välja kujunenud praktikas. Edasi käsitletakse rida ehitusstaatika alaseid küsimusi, mille eesmärk on lihtsustada arvutusskeeme.

Tuleb märkida, et raudbetoonkonstruktsioonide arvutustes esineb sageli järgmine paradoks. Sisejõud määratakse tavalise ehitusstaatika reeglite kohaselt, vaadeldes raudbetoonkonstruktsiooni elastse kehana. Nii leitud sisejõudude alusel dimensioneeritakse ristlõige vastavalt purunemisolukorrale, mille puhul konstruktsiooni sisejõudude jaotus võib olla hoopis erinev sisejõudude jaotusest elast-

ses olukorras. Sellega seoses osutub vajalikuks käesolevalt peatuda lühidalt raudbetoonkonstruktsioonide arvutamise n. n. **piirkoormuse** meetodil, mis võtab arvesse konstruktsiooni plastilisi deformatsioone. Sel puhul ei määrata konstruktsiooni kandevõimet mingi ühe ristlõike tugevusega, vaid kas rohkema arvu ristlõigete või konstruktsiooni kui terviku tugevusega. Sageli toob arvutus plastiliste deformatsioonide arvessevõtmisega purunemisolukorras enesega kaasa ka arvutustöö märgatavaid lihtsustusi.

## 2. TASAPINNALISED HORISONTAALSED PLAATKONSTRUKTSIOONID

Käesolevalt vaatleme ainult neid plaatkonstruktsioone, mis töötavad paindele normaalkoormuste toimel. Plaadid, mis töötavad nende oma pinnas mõjuvatele koormustele (näiteks punkrite seinad, kõrged talad) ja plaadid, mis töötavad ruumiliste sisejõudude olukorras (näiteks plaadid tahkkandjates ja koorikkonstruktsioonides), leiavad käsitlemist teose II köites.

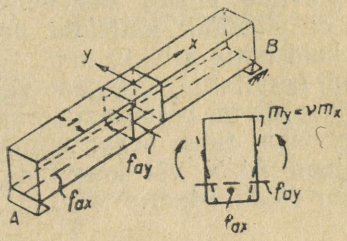
Painutatud plaatide puhul tagatakse **põikjõu vastupanu** alati betooni tugevusega, mistõttu peab olema rahuldatud (2. 31). Ette antud betooni margi puhul määratakse seega plaadi minimaalne paksus $h_n$. Plaatide konstruktiivsete detailide kohta esineb rida eeskirju.

Monoliitsest raudbetoonist ühes suunas töötava plaadi minimaalne lubatav paksus on: katusekatteplaatide puhul — 6 cm; kõrgehituste vahelagede puhul — 7 cm; tööstushoonete vahelagede puhul — 8 cm; ülekäikude all, kus võimalikuks koormuseks on ka autoratas, — 10 cm.

Betooni margi M 200 ja kõrgema puhul võib neid minimaalseid paksusi vähendada 1 cm võrra, kuid mitte alla 6 cm.

Kui plaat töötab vaid ühes suunas, siis teises suunas tuleb ette näha nn. jaotusarmatuur, mille pind on vähemalt 10% (suurte koondatud koormuste võimaluse puhul kuni 20%) peaarmatuurist $f_a$, kuid mitte vähem kui 3 rauda jooksvale meetrile. Tuleb märkida, et jaotusarmatuuri ülesanne pole ainult võimalikkude koondatud koormuste jaotamine laiemale plaadipinnale, vaid ka *Poisson*'i efekti tagamine (joon. 83). Plaadist väljalõigatud riba $A—B$ ristlõige deformeerub momendi $m_x$ toimel, nagu

näidatud joon. 83 punktiiriga. Et ribad sobiksid hiljem jälle üksteise kõrvale monoliitseks plaadiks, on vaja




*Joon. 83*

rakendada ka teises suunas paindemoment, mille suurus on

$$m_y = \nu m_x,$$

kus ν — *Poisson*'i tegur betooni jaoks (ν = 1:6 kuni 1:10). See moment tingibki jaotusarmatuuri vajaduse ka siis, kui ei esine koondatud koormusi. Nagu näha, tuleb jaotusarmatuur asetada ikka sinna plaadi pinda, kus asub peaarmatuur.

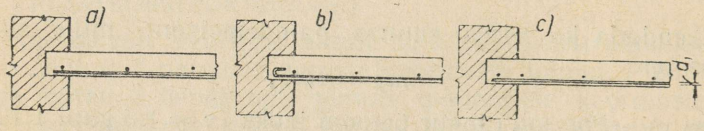
Seotud armatuurivõrkude puhul on arvutusliku armatuuri varraste maksimaalne kaugus üksteisest 20 cm, kui plaadi paksus $h_n$ on kuni 15 cm, ja 1,5 $h_n$ suuremate paksuste puhul. Vähemalt ⅓ välimomentide raudadest (kuid mitte vähem kui 3 varrast) tuleb viia üle toe eesmise serva.

Varraste arvuga ei tule liialdada. Sama paindemomendi võime vastu võtta kas suurema arvu väiksemaläbimõõduliste varrastega või väiksema arvu suuremaläbimõõduliste varrastega. Plaadi töötamistingimused on kõigiti paremad väiksema läbimõõduga varraste kasutamisel (väiksemad pragude laiused tõmbetsoonis, suuremad paindejäikused), kuid teisest küljest raskendab selline valik mõnel juhul liialt armeerijate tööd. Seepärast kasutatakse harva plaadi laiuse ühel meetril suuremat varraste arvu kui 10—12. Tuleb märkida, et 1949. a. normides oli maksimaalne varraste arv plaadi laiuse ühel meetril piiratud 14 vardaga.

Betoon-kattekihi paksus peaarmatuuril peab olema plaatide puhul, mille paksus ei ületa 10 cm — vähemalt 10 mm (kerge betooni puhul 15 mm) ja plaatide puhul, mille paksus on suurem kui 10 cm — vähemalt 15 mm.

Kattekihi paksust suurendatakse agressiivsete mõjude olemasolul vähemalt 10 mm võrra. Monteeritavate raudbetoonplaatide puhul, kus betooni mark on vähemalt M 200, on võimalik kattekihi paksust vähendada 5 mm võrra, kuid mitte alla 10 mm.

Plaadi keevitatud võrk peab vabal toel omama vähemalt ühe põikvarda toe eesmisest servast tagapool (joon. 84, *a*), vastasel juhul tuleb peaarmatuur toel varustada konksudega (joon. 84, *b*) või keevitada vajalik täiendav põikarmatuur (joon. 84, *c*).




*Joon. 84*

Õhemate plaatide (näit. paksusega alla 8 cm) puhul tehakse väliarmatuuri ülespöörded toe lähedal 30° all, tavalise 45° asemel.

Nii monoliitseid kui ka monteeritavaid raudbetoonplaate võib jagada:

a) ühes suunas töötavad plaadid (joonis 85, *a*), kus plaadi paneeli plaaniliste mõõdete suhe $l_y : l_x \geqslant 2$;

b) ristiarmeeritud (või kontuuril toetuvad) plaadid (joon. 85, *b*), kus $l_y : l_x < 2$ ja

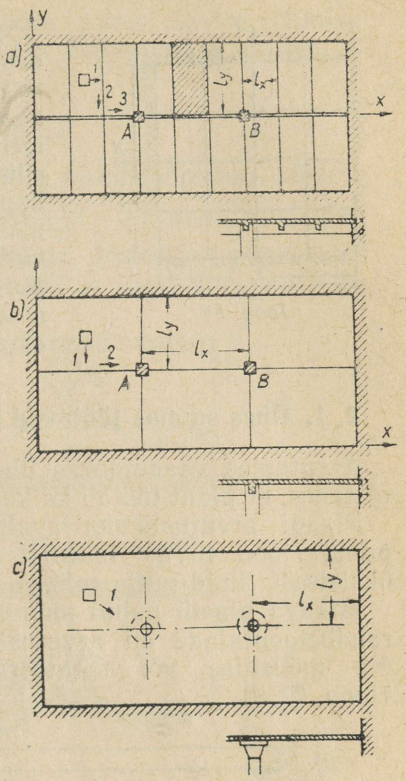
c) punkttoetusega (või seenlaetüüpi) plaadid (joon. 85, *c*).

Joon. 85 on esitatud ühe ja sama hoone lae 3 varianti, toetusvõimalustega välisseintele ja postidele *A* ning *B*.

Joon. 85, *a*, kus plaat töötab ühes — *x* — suunas (variant I), on plaat toetatud abitaladega ja viimased omakorda emataladega. Koormus jõuab postile kolme ülekandega.

Joon. 85, *b* esitatud ristiarmeeritud plaadi iga väli töötab mõlemas suunas — *x*, *y* (variant II), seejuures koormus kantakse postile kahe ülekandega. Tuleb märkida, et plaadiväli töötab peamiselt lühemas suunas. Mida suurem on pikema ava suhe väiksemasse avasse, seda rohkem koormust kantakse lühemas suunas taladele.

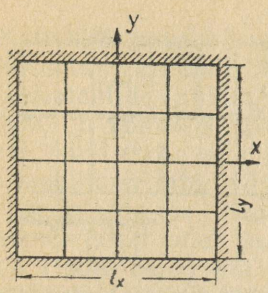
Lõpuks joon. 85, *c* juhul kantakse koormus plaadi poolt otse postidele (variant III). Kuid erinevalt eelmistest variantidest, töötab plaat käesolevalt peamiselt pikema ava suunas. See asjaolu nähtub ilma pikemata, kui laseme lühema ava pikkust läheneda nullile — siis kandub kogu koormus pikema ava suunas.




*Joon. 85*

Toodud variantide majanduslik võrdlus näitab, et suhteliselt väikeste koormuste ja suurte avade puhul annab I variant soodsaima lahenduse. Suhteliselt suuremate koormuste ja väiksemate avade puhul osutub ökonoomsemaks II variant. Väga suurte koormuste ja väikeste avade puhul (eriti vundamendiplaatide puhul) on ökonoomseim III variant. Ühe või teise variandi valikut mõjutavad ka teostamise võimalused või arhitektuurilised kaalutlused. Nii näiteks kasutati monteeritavuse printsiibi rakendamise algaastail peamiselt esimest skeemi, mis võimaldas suhteliselt kergete elementide paigaldamisel toime tulla kergete tõstemehhanismidega. Nüüd, vastavalt sellele, kuidas ehitustel on kasvanud tõstemehhanismide võimsus, rakendatakse ka II (nn. monteeritavad «terve toa» laeelemendid) ja isegi III skeemi (tööstusehitustes).

Olgu märgitud, et mõnel juhul on ruumide katmisel, mille põhiplaan on lähedane ruudule, kasutatud monoliitset kassettlage (joon. 86), kus ristuvate talade vahele tekivad ruudulähedased plaadi pinnad (näit. mõõdetega




*Joon. 86*

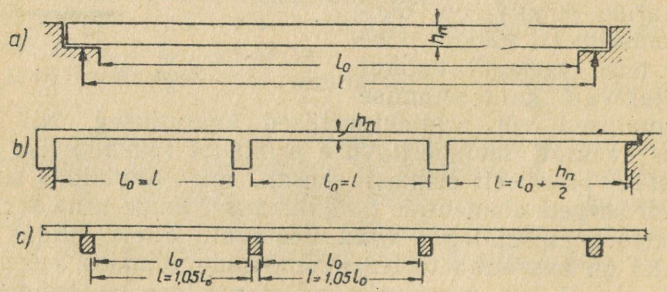
3 × 3 m). Nagu on selgunud, ei osutu sellise raudbetoonist risttalastiku kasutamine ökonoomseks. Seepärast, kui kassettlagi on soovitav arhitektuurilistel kaalutlustel, asetatakse kandvad talad vaid ühes, lühemas suunas, ristisuunas esinevad vaid butafoorsed talad. Monteeritavates suurpaneelides seevastu kasutatakse kassette sageli (vt. joon. 119).

## 2. 1. Ühes suunas töötavad plaadid

Arvutustes vaadeldakse ühe pikkusühiku laiust riba, oletades, et plaat töötab ka kogu ülejäänud laiusel samuti.

Plaadi arvutuslikuks avaks loetakse lihttala skeemi puhul (joon. 87, *a*) faktilist toetuskeskpindade kaugust üksteisest (kuid mitte rohkem kui $l_0 + h_n$).

Jätkuva plaadi puhul monoliitses konstruktsioonis üle raudbetoontalade on arvutuslik ava $l = l_0$ (joon. 87, *b*), üle müüritise või monteeritud tala aga $l = 1{,}05\, l_0$ (joon. 87, *c*).



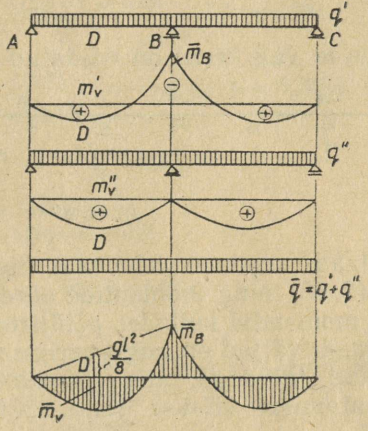

*Joon. 87*

Jätkuva plaadi arvutamisel oletatakse plastiliste liigendite tekkimist, mis toob enesega kaasa sisejõudude ümberjaotuse. Näiteks joon. 88 esitatud juhul töötab plaat (õige-

mini plaadi 1 cm või 1 m laiune riba) elastse jätkuva talana üle tugede $A$—$B$—$C$, kuni koormusel $q'$ on toel $B$ saavutatud purustav moment

$$\bar{m}_B = m_a R_a f_a z.$$

Plaatide arvutamisel tähistame paindemomente väikese tähega, näit. $m_x$ (dimensiooniga $\frac{tm}{m} = t$), kuna vaadeldav moment mõjub plaadi laiusühikule. Plaadi edasisel koormamisel esineb toe $B$ lõige plastilise liigendina, mistõttu




*Joon. 88*

kasvavad veel üksnes välimomendid. Koormusel $q' + q''$ tekib lõikes $D$ välimoment $m'_v + m''_v$, mis võrdub vaadeldava välilõike purustava momendiga $\bar{m}_v$. Seega tekib nüüd ka välilõikes $D$ liigend, millega vaadeldav plaat muutub ühtlasi mehhanismiks ja variseb. Koormus $\bar{q} = q' + q''$ on vaadeldavale plaadile **piirkoormuseks.** Toodud kaalutlustes pole püstitatud erilisi nõudeid $\bar{m}_B$ ja $\bar{m}_v$ suhtele. On üksnes vaja, nagu nähtub joonisest 88, et

$$\frac{\bar{m}_A + \bar{m}_B}{2} + \bar{m}_v = \frac{\bar{q}l^2}{8}, \qquad (2.67)$$

ja et kumbki moment $\bar{m}_B$ ja $\bar{m}_v$ ei oleks väiksem kui

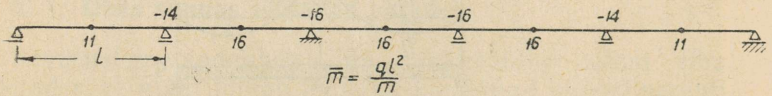
$$\overline{m} = \overline{q}l^2 : 24. \qquad (2.68)$$

Tuleb märkida, et kogu toodud mõttekäik eeldab normaalselt armeeritud ristlõigete olemasolu, sest ülearmeeritud ristlõigete puhul plastilised liigendid ei arene.

Selline vabadus toe- ja välimomentide puhul võimaldab valida toe- ja väliliigendite momendid $m$, mis on otstarbekohaseimad. Näit. joon. 89 esitatud võrdsete avadega jätkuva plaadi puhul on soovitav valida nimetatud momendid

$$\overline{m} = \frac{ql^2}{m},$$

kusjuures $m$ väärtused on näidatud joonisel 89.




*Joon. 89*

Kui plaadi avad on erinevad, siis kasutades tingimusi (2.67), (2.68) ning momentide võrdsust toel, on võimalik määrata momendid kõikides põhilistes lõigetes.

Kui plaadi väljad on kogu perimeetril piiratud monoliitselt seotud taladega, siis sisemiste väli- ja toeristlõigete arvutamisel viiakse sisse töötamistingimuse tegur $m = 1{,}25$.

**Näide 14.**

Vaatleme joonisel 85, *a* esitatud laeplaadi dimensioneerimist, kui abitalade kaugused üksteisest on $l_x = 2{,}0$ m; betooni mark M 150 ($R_u = 80$ kg/cm²; $R_p = 5{,}2$ kg/cm²); valitud teras Ст. 3 ($R_a = 2100$ kg/cm²); plaadi paksus $h_n = 8$ cm. Normikoormused: omakaal $g^H = 280$ kg/m²; kasuskoormus $p^H = 600$ kg/m². Talade ribilaiuste $b = 20$ cm puhul on plaadi arvutuslik ava $l = 2{,}0 - 0{,}2 = 1{,}80$ m.

Arvutuskoormus

$$q = n_g g^H + n_p p^H = 1{,}1 \cdot 280 + 1{,}4 \cdot 600 \approx 1150 \text{ kg/cm}^2.$$

Plaadi paksuse kontroll (2.31) kohaselt:

$$1150 \frac{1{,}8}{2} = 1035 \text{ kg} < 5{,}2 \cdot 100 \cdot 8 = 4160 \text{ kg}.$$

Plaadi kasuskõrgus $h_0 = 8{,}0 - 1{,}0 - 0{,}3 = 6{,}7$ cm.
Ääreava välimoment

$$m_x = \frac{ql^2}{11} = \frac{1150 \cdot 1{,}8^2}{11} = 338 \text{ kgm/m};$$

$$A = \frac{m_x}{mbh^2_0} = \frac{33\,800}{1 \cdot 100 \cdot 6{,}7^2} = 7{,}55; \text{ tabelist 8, } b\text{: } p = 0{,}38\%;$$

$$f_a = pbh_0 : 100 = 0{,}38 \cdot 6{,}7 = 2{,}54 \text{ cm}^2/\text{m};$$

valitud $5\phi 8 = 2{,}51$ cm²/m.
Ääreava toemoment

$$m_x = -\frac{1150 \cdot 1{,}8^2}{14} = -266 \text{ kgm/m};$$

$$A = \frac{26\,600}{1 \cdot 100 \cdot 6{,}7^2} = 5{,}93; \quad p = 0{,}30\%;$$

$$f_a = 0{,}30 \cdot 6{,}7 = 2{,}01 \text{ cm}^2/\text{m};$$

valitud $2{,}5\phi 8 + 2{,}5\phi 6 = 1{,}96$ cm²/m.
Keskmiste avade toe- ja välimomendid

$$m_x = \frac{1150 \cdot 1{,}8^2}{16} = 232 \text{ kgm/m};$$

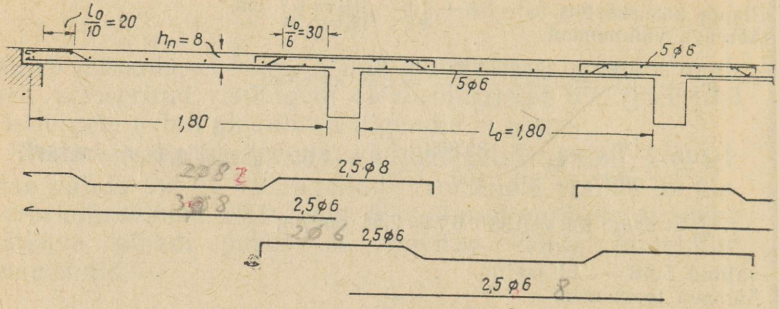
$$A = \frac{m_x}{mbh^2_0} = \frac{23\,200}{1{,}25 \cdot 100 \cdot 6{,}7^2} = 4{,}14; \quad p = 0{,}20\%;$$

$$f_a = 0{,}20 \cdot 6{,}7 = 1{,}34 \text{ cm}^2/\text{m};$$

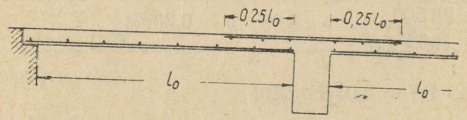
valitud $5\phi 6 = 1{,}42$ cm²/m.
Armatuurivarraste kaugus üksteisest (20 cm) on parajasti maksimaalne lubatav.

Pooled väliarmatuuri varrastest pööratakse üles tugedele, kuna pooled lähevad sirgelt toele. Vajalik on teatud sobivus toe- ja väliarmatuuri varraste arvus, nagu nähtub joon. 90. Kasutades, nagu näidatud joonisel 91, keevitatud armatuurivõrkusid, võib toel ja väljas armatuuri valida sõltumatult üksteisest.

Kui ühes suunas töötavale plaadile satub **koondatud koormus** (näiteks autoratas keldrilaele), siis tuleb kasutada sildade sõiduteeplaatide ligikaudseid arvutusmeetodeid. Autoratas koormab läbi sõidutee katte ja isolatsioonide




*Joon. 90*

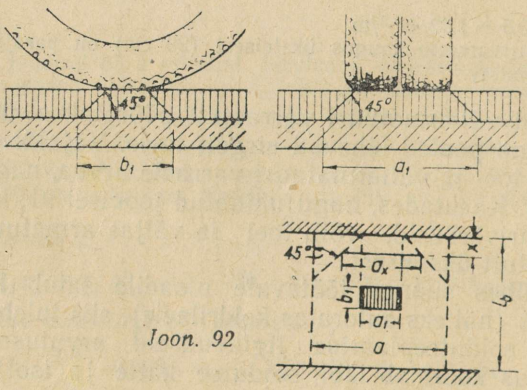



*Joon. 91*

raudbetoonplaadi pinna osa $a_1 \cdot b_1$ (joon. 92, *a*). Kaasatöötava plaadiosa laius $a$ on, kui mõjub üks ratas,

$$a = a_1 + \frac{l_b}{3},$$

kuid mitte vähem kui 0,6 $l_b$ (joon. 92, *b*).




*Joon. 92*

Kui mõjuvad kaks ratast, mille kaugus üksteisest on $d$, siis kahele rattale kaasa töötava plaadiosa laius on

$$a' = a_1 + d + \frac{l_b}{3},$$

kuid mitte vähem kui $0{,}6\, l_b + d$ (joon. 93).

Põikjõule kontrollimisel tuleb silmas pidada asjaolu, et otse toe naabruses asetseva koormuse puhul töötab plaat vaid laiusega $a_1$. Toelähedase koormuse puhul määratakse kaasa töötava plaadiosa laius $a_x$ nii, nagu on näidatud joon. 92, *b*.

Jätkuva plaadi puhul arvutatakse ligikaudselt toemoment

$$M = -0{,}7\, M_0$$

ja välimoment

$$M = 0{,}7\, M_0,$$

kus $M_0$ on sama plaadi maksimaalne lihttala moment.

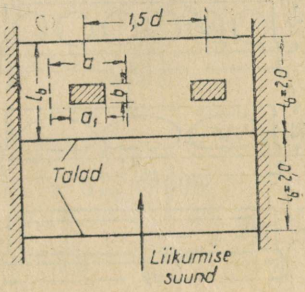
**Näide 15.**

Vaatleme ülekäigu aluse kütteruumi laeplaadi arvutust (joon. 93). Auto kummagi, üksteisest $d = 1{,}5$ m kaugusel asetseva tagumise ratta arvutuskoormus $P = 6{,}0$ t. Betoon M 150 ($R_{\text{ü}} = 80$ kg/cm²; $R_{\text{p}} = 5{,}2$ kg/cm²). Teras Ст. 5 ($R_{\text{a}} = 2400$ kg/cm²). Plaadi paksus $h_{\text{n}} = 12$ cm ($h_0 = 10{,}0$ cm). Kattekihi paksus 15 cm.

$$a_1 = 40 + 2 \cdot 15 = 70 \text{ cm}; \quad b_1 = 10 + 2 \cdot 15 = 40 \text{ cm}.$$

Kaasa töötava plaadiosa laius on

$$a = 70 + \frac{200}{3} = 137 \text{ cm} > 0{,}6 \cdot 200 = 120 \text{ cm}.$$




*Joon. 93*

Kuna $a$ on väiksem kui rataste kaugus üksteisest $d = 1{,}5$ m, siis on käesolevalt vaja arvutada vaid ühe ratta järgi.

$$M_0 = \frac{P\left(l - \frac{b_1}{2}\right)}{4} = \frac{6000(2{,}0 - 0{,}2)}{4} = 2700 \text{ kgm.}$$

Toemoment

$$M_A = 0{,}7M_0 = 1890 \text{ kgm,}$$

ehk ühe meetri laiusele plaadiribale

$$m_A = \frac{M_A}{a} = \frac{1890}{1{,}37} = 1380 \text{ kgm/m;}$$

$$A = \frac{m_A}{bh^2_0} = \frac{138\,000}{100 \cdot 10^2} = 13{,}8; \text{ tabelist 8, } c\text{: } p = 0{,}64\%;$$

$$f_a = \frac{pbh_0}{100} = 0{,}0064 \cdot 100 \cdot 10 = 6{,}4 \text{ cm}^2\text{/m;}$$

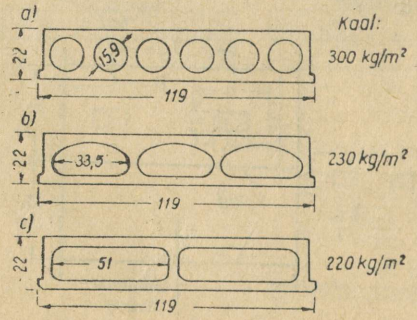
valitud $6\phi 12\text{П} = 6{,}78$ cm²/m.
Maksimaalne põikjõud on

$$Q \approx 6{,}0 \cdot \frac{1{,}8}{2{,}0} = 5{,}4 \text{ t.}$$

Avaldise (2.31) kontroll

$$5400 < 5{,}2 \cdot 12 \left(70 + 66 \cdot \frac{20}{33}\right) = 6850 \text{ kg.}$$

Viimasel ajal massiliselt kasutatavad mitmesugused **õõnespaneelid** on sisuliselt ühes suunas töötavad plaadid. Joonisel 94 on esitatud mõned lae- või katusepanee-




Joon. 94

lide tüübid. Esialgu kasutatud ümaröõntega paneelid (joon. 94, *a*) annavad viimaseil aastail aset ovaalõõntega paneelidele (94, *b*, *c*), kuna viimaste betoonikulu on ca 25% väiksem. Sedavõrd, kuidas kasvavad tõstemehhanismide võimsused, kasvab ka avade arv ühes paneelis resp. paneeli laius. Algul kasutati paneele kahe ümaröõnega, nüüd ületab nende arv mõnel juhul kümmet. Nagu nägime näite 11 puhul, asub selliste paneelide survetsoon purunemisolukorras õõntest kõrgemal, mistõttu võib paneele arvutada ühes suunas töötava lihttalaplaadina. Tuleb tähelepanu juhtida asjaolule, et eriti ovaalõõntega paneelide puhul on betooni põikjõu vastuvõtt oluliselt ära kasutatud, mistõttu betooni projekteeritud mark peab olema kindlustatud. Nagu nägime näite 11 puhul, on (2.31) vaevu rahuldatud, sest arvutuslik põikjõud $\frac{815 \cdot 1{,}2 \cdot 5{,}72}{2} = 2800$ kg on koguni suurem kui arvutuslik vastupanu $7{,}2 \cdot 3 \cdot 5{,}5 \cdot 22 = 2610$ kg. Kolme suure õõne puhul on raskused põikjõu vastuvõtul veelgi suuremad.

## 2.2. Ristiarmeeritud plaadid

Arvutus toimub tavaliselt tabelite abil, mis on koostatud järgmise mõttekäigu alusel.

Vabalt toetatud servadega plaat (joon. 95) avadega $l_x$ ja $l_y < 2l_x$ on koormatud arvutuskoormusega $q$.

Vaatleme kahte plaadi keskel asetsevat ühe meetri laiust ristuvat riba $A—B$ ja $D—E$, mis olgu koormatud vastavalt koormuskomponentidega $q_x$ ja $q_y$.

Plaadi keskpunkti $C$ läbipainded ühes ja teises suunas peavad olema võrdsed, s. o.

$$f_c = \frac{5 q_x l_x^4}{384 EJ} = \frac{5 q_y l_y^4}{384 EJ},$$

kust

$$q_x l_x^4 = q_y l_y^4.$$

Võttes arvesse, et $q = q_x + q_y$, saame

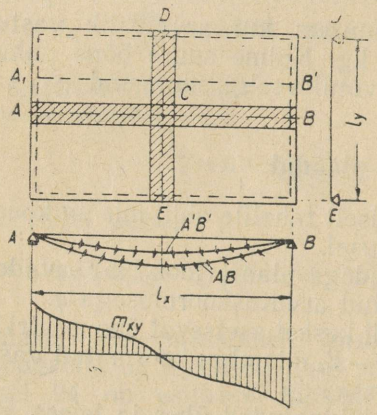
$$q_x = \varkappa_x q = \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} q \text{ ja } q_y = \varkappa_y q = \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} q. \quad (2.69)$$

Kui $l_y \to \infty$, siis $q_x \to q$, $q_y \to 0$.

Välimomendid vaadeldavates ribades on

$$m_x = q_x l_x^2 : 8; \; m_y = q_y l_y^2 : 8.$$

Võrreldes neid tulemusi plaaditeooria kohaselt leitud tulemustega selgub, et tegelikud paindemomendid on tunduvalt väiksemad kui esitatud lähendusarvutuse kohaselt arvutatud. Erinevuse põhjuseks on plaadis esinevate väändemomentide $m_{xy}$ mõju. Joon. 95 on esitatud riba $A$—$B$ ja tema naaberriba $A'$—$B'$ läbipainded. Kahe riba liitejoonel on naabruses asuvatel punktidel elastse joone kalded erinevad, mida on võimalik likvideerida joon. 95




*Joon. 95*

näidatud väändemomentidega $m_{xy}$. Samaaegselt kutsuvad väändemomendid esile riba $A$—$B$ läbipainete ja seega ka paindemomentide vähenemise.

Näiteks ruudukujulise plaadi puhul väheneb plaadi keskel välimoment $m_x = \frac{ql^2}{16}$ kuni $m_x = \frac{ql^2}{27{,}43}$, seega 42%.

Paindemomentide vähenemine väändemomentide toimel on jäigalt kinnitatud servadega plaadi puhul tunduvalt väiksem — 14%.

Välimomendi selline kahanemine on mõeldav vaid siis,

kui väändemomendid on tegelikult realiseeritavad. Nagu joon. 95 nähtub, on väändemomendid maksimaalsed plaadi toetusjoontel. Kui plaat on toetatud temaga monoliitselt ühendatud raudbetoonribidele, siis on väändemomendi vastuvõtt kindlustatud. Kui aga plaat toetub tellismüüritisse jäetud trappi, siis pole väändemomendi vastuvõtt täielikult tagatud ja tuleks loobuda väändemomentide soodustava mõju arvestamisest kas osaliselt või täielikult.

**Välimomentide arvutusvalemid** kujunevad seega kokkuvõttes

$$m_x = \frac{\varkappa_x l_x^2}{m\nu_x} q = \frac{q l_x^2}{\frac{m\nu_x}{\varkappa_x}} = \frac{q l_x^2}{\varphi_{nx}}, \qquad (2.70)$$

kus $\varkappa_x$ — koormuse lahutamise tegur suundadele $x$ ja $y$ (ilmselt $\varkappa_x + \varkappa_y = 1$);

$m$ — tegur, mis arvestab ribade toetustingimusi (näit. vabalt toetatud ribade puhul $m = 8$);

$\nu_x$ — tegur, mis arvestab väändemomentide $m_{ny}$ mõju (on määratud nii, et vaadeldav lähendusarvutus annaks plaaditeooriaga sobivaid tulemusi).

Lisas esitatud tabelis 17 on toodud avaldises (2.70) esinevad koondtegurid serva toetustingimuste kuue erineva juhu jaoks.

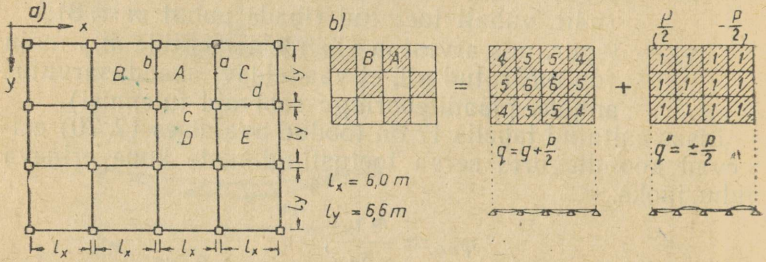
$$\varphi_{nx} = \frac{m\nu_x}{\varkappa_x},$$

kus $n$ tähistab plaadi toetustingimuste skeemi numbrit.

Teatud ligikaudsusega on võimalik samu tabeleid kasutada ka jätkuvate plaatide arvutamisel. Joonis 96, *a* toodud tööstuslae plaadi puhul olgu avad telgede $x$ ja $y$ suunas vastavalt $l_x$ ja $l_y$ (käesolevat lähendusmeetodit võib kasutada ka siis, kui avad ühes suunas erinevad kuni 20%). Maksimaalse välimomendi saame, kui vaadeldav laepaneel $A$ on koormatud kasuskoormusega, aga ülejäänud paneelid on koormatud kasuskoormusega $p$ malekorras (joon. 96, *b*). Valitud malelise koormusskeemi võib asendada kahe koormusskeemiga (joon. 96, *b*):

a) kõik väljad on koormatud koormusega $q' = g + \frac{p}{2}$ ja

b) koormatud väljadele mõjub koormus $+\frac{p}{2}$, aga koormamata väljadele $-\frac{p}{2}$ (s. o. $q'' = \pm\frac{p}{2}$). Nagu näeme, saame summeerides koormusskeemid $q'$ ja $q''$ jälle malelise algkoormusskeemi. Koormusskeemi $q'$ puhul plaadi paneelide servad raudbetoontaladel koormussümmeetria tõttu peaaegu ei pöördu. Seega võime kasutada tabeli 17 andmeid, kusjuures joon. 96, *b* paneelidesse kirjutatud arvud on tabeli 17 servatingimuste skeemi numbrid. Näiteks nurgaplaatidel on kaks välisseintele toetuvat naaberserva vabalt toetatud ja kaks ülejäänud raudbetoontaladele toetuvat siseserva jäigalt kinnitatud. Seega skeemi number on 4. Koormusskeemi $q''$ puhul on kõik laeplaadi paneelid peaaegu vabalt toetatud kõigil neljal serval, sest talade kohal on naaberpaneelide paigutused antisümmeetrilised.




*Joon. 96*

Seega välimomendid, näiteks paneelis *A* on:

$$m_x = \frac{q' l^2 x}{\varphi_{5x}} \pm \frac{q'' l^2 x}{\varphi_{1x}}; \quad m_y = \frac{q' l^2 y}{\varphi_{5y}} \pm \frac{q'' l^2 y}{\varphi_{1y}}.$$

Nagu näeme, võivad koormamata paneelis *B* tekkida ka negatiivsed välimomendid, kui kasuskoormus $p$ on küllalt suur võrreldes omakaaluga $g$.

**Toemomendid** plaadi servadel arvutatakse nagu vastava jäigalt kinnitatud talagi puhul ligikaudselt, ilma väändemomentide mõju arvestamiseta, sest jäigalt kinnitatud servadel viimased puuduvad (joon. 96, *a*):

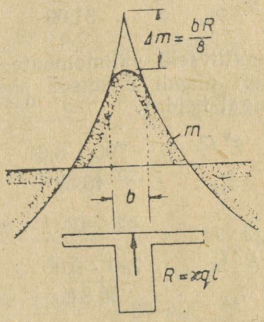
$$m_a = -\frac{\varkappa_{x_5} q l_x^2}{12} \left(\text{või} \; -\frac{\varkappa_{x_4} q l_x^2}{8}\right),$$

$$m_b = -\frac{\varkappa_{x_5} q l_x^2}{12},$$

$$m_c = -\frac{\varkappa_{y_5} q l_y^2}{8} \left(\text{või} \; -\frac{\varkappa_{y_6} q l_y^2}{12}\right).$$

Dimensioneerimisel võib arvestada $m_a$ ja $m_c$ puhul keskmist toemomenti.

Toemomente on võimalik vähendada talade lõpliku laiuse $b$ tõttu (joon. 97) $\Delta m = \frac{bR}{8}$ võrra.




*Joon. 97*

Plaatide proovidel on kindlaks tehtud, et monoliitse raudbetoontalastikuga ääristatud plaatides tekivad purunemisolukorras plaatide kandejõudu suurendavad horisontaalsed pikisisejõud. Seda nähet arvestatakse järgmiste töötamistingimuse tegurite skeemiga. Sisemiste väli- ja toeristlõigete puhul $m = 1{,}25$. Äärmiste väli- ja toeristlõigete puhul, kui

$$l_k : l < 1{,}5 \quad — \; m = 1{,}25$$

$$1{,}5 \leqslant l_k : l \leqslant 2{,}0 \quad — \; m = 1{,}10,$$

kus $l_k$, $l$ — äärmise laepaneeli avad normaalselt servale ja piki serva.

**Näide 16.**

Joon. 96, *a* esitatud skeemi puhul on arvutuslikud avad $l_x = 6{,}0$ m; $l_y = 6{,}6$ m. Betooni mark M 150 ($R_n = 80$ kg/cm²; $R_p = 5{,}2$ kg/cm²).

Armatuuriks valitud külmalttõmmatud terastraatidest või külmaltmuljutud varrastest Ст. 3 ($R_a = 3600$ kg/cm², kuid $m_a = 0{,}65$) keevitatud võrgud (vt. lisas toodud tabel 29).

Omakaal $g^H = 400$ kg/m²; kasuskoormus $p^H = 500$ kg/m². Järgnevalt dimensioneerime osa plaadist.

Arvutuskoormused

$$q' = 1{,}1 \cdot 400 + 1{,}4 \cdot \frac{500}{2} = 790 \text{ kg/m}^2;$$

$$q'' = \pm 350 \text{ kg/m}^2.$$

Plaadi avade suhe

$$\lambda = l_y : l_x = 6{,}6 : 6{,}0 = 1{,}10.$$

Väli $C$:

$$m_x = \frac{q' l_x^2}{\varphi_{4x}} \pm \frac{q'' l_x^2}{\varphi_{1x}} = \frac{790 \cdot 6{,}0^2}{31{,}09} \pm \frac{350 \cdot 6{,}0^2}{22{,}79} = 1467 \text{ kgm/m}$$

(näeme, et negatiivseid välimomente ei teki. Viimased põhjustaksid erilise armatuuri plaadi ülemises pinnas, mida oleks betoneerimise ajal tülikas paigal hoida).

$$m_y = \frac{q' l_y^2}{\varphi_{4y}} \pm \frac{q'' l_y^2}{\varphi_{1y}} = \frac{790 \cdot 6{,}6^2}{45{,}52} \pm \frac{350 \cdot 6{,}6^2}{33{,}34} = 1186 \text{ kgm/m}$$

Väli $A$:

$$m_x = \frac{q' l_x^2}{\varphi_{5x}} \pm \frac{q'' l_x^2}{\varphi_{1x}} = \frac{790 \cdot 6{,}0^2}{38{,}84} \pm \frac{350 \cdot 6{,}0^2}{22{,}79} = 1110 \text{ kgm/m};$$

$$m_y = \frac{q' l_y^2}{\varphi_{5y}} \pm \frac{q'' l_y^2}{\varphi_{1y}} = \frac{790 \cdot 6{,}6^2}{65{,}30} \pm \frac{350 \cdot 6{,}6^2}{33{,}37} = 985 \text{ kgm/m}.$$

Serva $a$ toemoment:

$$\varkappa_{5x} = 0{,}745; \quad \varkappa_{4x} = 0{,}594; \quad q = 790 + 350 = 1140 \text{ kg/m}^2.$$

$$m_{a_5} = -\frac{0{,}745 \cdot 1140 \cdot 6{,}0^2}{12} = -2540 \text{ kg};$$

$$m_{a_4} = -\frac{0{,}594 \cdot 1140 \cdot 6{,}0^2}{8} = -3060 \text{ kg}.$$

$$m_a = -\frac{1}{2} \cdot (2540 + 3060) = -2800 \text{ kg}.$$

Arvestades tala ribi laiust $b = 25$ cm ja plaadi reaktsiooni ribil

$$R = \frac{(0{,}745 + 0{,}594) \cdot 1140 \cdot 6{,}0}{2} = 4580 \text{ kg/m}.$$

saame

$$\Delta m_a = \frac{0{,}25 \cdot 4580}{8} = 140 \text{ kg.}$$

$$m'_a = -2800 + 140 = -2660 \text{ kg.}$$

Serval $b$:

$$m_b = -2540 \text{ kg;}$$

$$R = 0{,}745 \cdot 1140 \cdot 6{,}0 = 5090 \text{ kg/m;}$$

$$\Delta m_b = \frac{0{,}25 \cdot 5090}{8} = 160 \text{ kg;}$$

$$m'_b = -2380 \text{ kg.}$$

Serval $c$: $\varkappa_{5y} = 0{,}255$; $\varkappa_{6y} = 0{,}406$;

$$m_{c_5} = -\frac{0{,}255 \cdot 1140 \cdot 6{,}6^2}{8} = -1580 \text{ kg;}$$

$$m_{c_6} = -\frac{0{,}406 \cdot 1140 \cdot 6{,}6^2}{12} = -1680 \text{ kg;}$$

$$m_c = -1630 \text{ kg.}$$

$$R = \frac{(0{,}255 + 0{,}406) \cdot 1140 \cdot 6{,}6}{2} = 2440 \text{ kg/m;}$$

$$\Delta m_c = \frac{0{,}25 \cdot 2440}{8} = 80 \text{ kg;}$$

$$m'_c = -1550 \text{ kg.}$$

Serval $d$:

$$\varkappa_{4y} = 0{,}406; \quad \varkappa_{5y} = 0{,}567;$$

$$m_{d_4} = -\frac{0{,}406 \cdot 1140 \cdot 6{,}6^2}{8} = -2520 \text{ kg;}$$

$$m_{d_4} = -\frac{0{,}567 \cdot 1140 \cdot 6{,}6^2}{12} = -2340 \text{ kg;}$$

$$m_d = -2430 \text{ kg.}$$

$$R = \frac{(0{,}406 + 0{,}567) \cdot 6{,}6}{2} = 3210 \text{ kg/m;}$$

$$\Delta m_d = \frac{0{,}25 \cdot 3210}{8} = 100 \text{ kg;} \qquad m'_d = -2330 \text{ kg.}$$

Plaadi paksus valitud $h_п = 12$ cm. Maksimaalne põikjõud asub toe serva $b$ juures

$$\max Q = \frac{0{,}745 \cdot 1140 \cdot 6}{2} = 2550 \text{ kg}.$$

(2.31) kontroll näitab, et valitud plaadi paksus on küllaldane, sest

$$2550 < 5{,}2 \cdot 100 \cdot 12 = 6250 \text{ kg}.$$

Armatuur asub allpool lühemate avade $x$-suunas. Seega kasulikud kõrgused

$$h_{0x} = 12 - 1{,}5 - 0{,}5 = 10{,}0 \text{ cm};$$

$$h_{0y} = 10{,}0 - 1{,}0 = 9{,}0 \text{ cm}.$$

Dimensioneerimine.

Väli $C$: vajalik armatuur $x$-suunas ($m = 1{,}25$; $m_a = 0{,}65$):

$$A_0 = \frac{m_x}{mbh_0^2 R_и} = \frac{146\,700}{1{,}25 \cdot 100 \cdot 10^2 \cdot 80} = 0{,}147.$$

Lisas toodud tabelist 19: $\alpha = 0{,}16$.

$$f_{ax} = \alpha b h_0 \frac{R_и}{m_a R_a} = 0{,}16 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{80}{0{,}65 \cdot 3600} = 5{,}46 \text{ cm}^2.$$

Sama $y$-suunas:

$$A_0 = \frac{118\,600}{1{,}25 \cdot 100 \cdot 9^2 \cdot 80} = 0{,}146; \quad \alpha = 0{,}16$$

$$f_{ay} = 0{,}16 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{80}{0{,}65 \cdot 3600} = 4{,}93 \text{ cm}^2.$$

Valitud keevitatud võrk 8—100/8—100 (s. o. mõlemas suunas 10⌀8T, seega 5,03 cm²/m).

Väli $A$: $x$-suunas:

$$A_0 = \frac{111\,000}{1{,}25 \cdot 100 \cdot 10^2 \cdot 80} = 0{,}111; \quad \alpha = 0{,}12;$$

$$f_{ax} = 0{,}12 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{80}{0{,}65 \cdot 3600} = 4{,}1 \text{ cm}^2.$$

$y$-suunas:

$$A_0 = \frac{98\,500}{1{,}25 \cdot 100 \cdot 9^2 \cdot 80} = 0{,}122; \quad \alpha = 0{,}13;$$

$$f_{ay} = 0{,}13 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{80}{0{,}65 \cdot 3600} = 4{,}0 \text{ cm}^2.$$

Valitud ruuduline keevitatud võrk 8—125/8—125 (s. o. mõlemas suunas 8⌀8T mm/m, seega 4,02 cm²/m).

Tugedel on kasulik kõrgus mõlemas suunas $h_0 = 10{,}0$ cm.

Toel *a*:

$$A_0 = \frac{266\,000}{1{,}25 \cdot 100 \cdot 10^2 \cdot 80} = 0{,}266; \quad \alpha = 0{,}315$$

$$f_a = 0{,}315 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{80}{0{,}65 \cdot 3600} = 10{,}77 \text{ cm}^2.$$

Valitud võrk 5—200/12—100 (töötav armatuur 10⌀12ПС = = 11,3 cm²/m).

Toel *b*: $f_a \approx 10{,}77 \cdot \frac{2350}{2660} = 9{,}65 \text{ cm}^2$;

valitud võrk 5—200/12—125 (töötav armatuur 8⌀12ПС = = 9,05 cm²/m).

Toel *d*: $f_a \approx 10{,}77 \cdot \frac{2330}{2660} = 9{,}43 \text{ cm}^2$;

valitud võrk 5—200/12—125 (s. o. 8⌀12ПС = 9,05 cm²/m).

Toel *c*: $A_0 = \frac{155\,000}{1{,}25 \cdot 100 \cdot 10^2 \cdot 80} = 0{,}155; \quad \alpha = 0{,}17;$

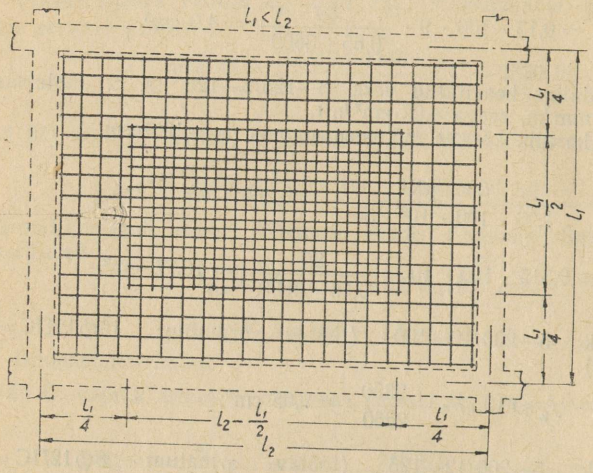
$$f_a = 0{,}17 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{80}{0{,}65 \cdot 3600} = 5{,}82 \text{ cm}^2;$$

valitud võrk 5—200/12—200 (s. o. 5⌀12ПС = 5,65 cm²/m).

Sisemiste paneelide (näit. *A*, *B*, *D*, *E* jne.) puhul soovitatakse välisarmatuur asetada kahe võrguna joon. 98 skeemi kohaselt nii, et plaadi äärerajoonides oleks armatuurikogus plaadi ühe meetri laiusele vaid 50% arvutustega vajalikust armatuurist. See soovitus on põhjustatud asjaolust, et vastavalt plaaditeooriale väljade äärerajoonides välimomendid vähenevad. Toemomendid jäävad oluliselt muutumatuks kogu serva pikkusel, mistõttu siin vastmainitud soodustust armeerimisel ei esine.

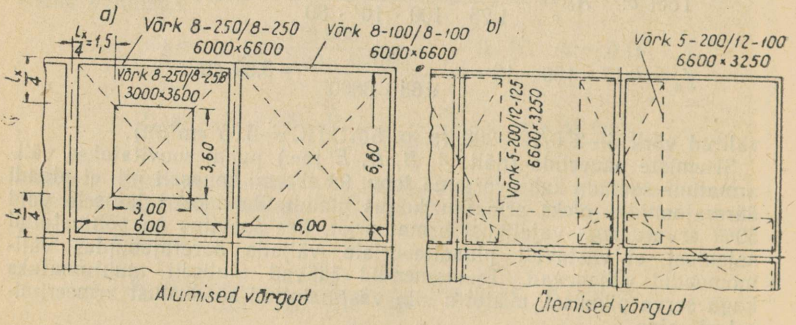
Joonisel 99, *a* on esitatud paneelide *A* ja *C* alumine armatuur välimomentide vastuvõtuks ning joonisel 99, *b* armatuur toemomentide vastuvõtuks.

Tuleb märkida, et küllaldaste mõõdetega mõlemas suunas töötava armatuuriga võrkude puudumisel lubatakse kasutada vastavalt instruktsioonidele (CH 15-57) väljade




*Joon. 98*

armeerimisel ka kitsaid ühesuunalisi võrke, mis paigaldatakse lihtsalt üksteise kõrvale ilma ülekatteta. Arusaadav, et seejuures ühe suuna jaotusarmatuur ei tööta teises suunas, mis tunduvalt vähendab võrkude efektiivsust.




*Joon. 99*

*A. A. Gvozdjevi* poolt on välja töötatud **ristiarmeeritud plaadi piirkoormuse teooria,** kui plaat on koormatud ühtlaselt jaotatud arvutuskoormusega *q*. Plaadi tugevuse kontroll toimub siis järgmise avaldise kohaselt (joon. 100):

$$q \leqslant \frac{12m}{l_1^2(3l_2 - l_1)}\left(2\bar{M}_1 + 2\bar{M}_2 + \bar{M}_{\text{I}} + \bar{M}'_{\text{I}} + \bar{M}_{\text{II}} + \bar{M}'_{\text{II}}\right), \tag{2.71}$$

kus $m$ — töötamistingimuse tegur ($m = 1{,}1$ või $1{,}25$);

$\bar{M}_1$, $\bar{M}_2$, $\bar{M}_{\text{I}}$ jne. — plastiliste joonliigendite purustavad momendid kogu vastaval plaadi laiusel.

Näiteks $\bar{M}_1 = m_a R_a F_{a_1} Z$, kus $F_{a_1}$ on armatuuri pind kogu lõikes *1—1* (joon. 100). (2.71) on kehtiv, kui suurema ava suhe väiksemasse $l_2 : l_1 \leqslant 2$.

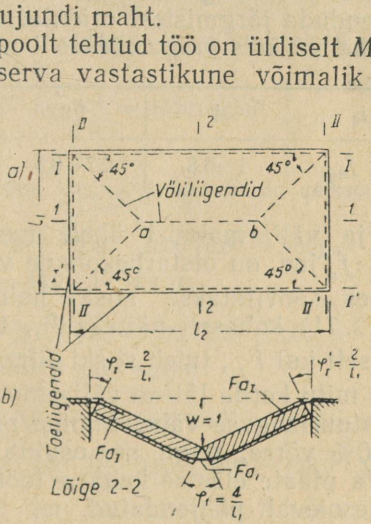
Avaldis (2.71) on tuletatud **võimalikkude paigutuste lause** abil, oletades, et plaadis tekivad joonliigendid, nagu näidatud punktiiriga joon. 100, *a*. Andes joonliigendile *a—b* võimaliku vertikaalse paigutuse $w = 1$, võrrutatakse seejuures esinev väliskoormuse töö sisejõudude (s. o. käesolevalt purustavate momentide) tööga plastilistes joonliigendites.

Välisjõudude töö on ilmselt

$$A_v = qV,$$

kus $V = \frac{1}{2}\left(l_1 l_2 - \frac{l_1^2}{3}\right)$ — võimalikul paigutusel $w = 1$ esinev plaadi paigutuskujundi maht.

Paindemomentide poolt tehtud töö on üldiselt $M\varphi$, kus $\varphi$ on liigendi mõlema serva vastastikune võimalik pöördenurk (joon. 100, *b*).




*Joon. 100*

Siis paneeli kontuuril tehtud töö on:

$$\frac{2}{l_1}\left(\overline{M}_{\mathrm{I}}+\overline{M}'_{\mathrm{I}}+\overline{M}_{\mathrm{II}}+\overline{M}'_{\mathrm{II}}\right);$$

väliliigendis $a$—$b$:

$$\frac{4}{l_1}\,\frac{(l_2-l_1)}{l_2}\,\overline{M}_1;$$

diagonaalliigendites

$$4\left(\overline{M}_1\,\frac{l_1}{2l_2}\,\frac{2}{l_1}+\overline{M}_2\,\frac{1}{2}\,\frac{2}{l_1}\right);$$

summeerides

$$A_s=\frac{2}{l_1}\left(\overline{M}_{\mathrm{I}}+\overline{M}'_{\mathrm{I}}+\overline{M}_{\mathrm{II}}+\overline{M}'_{\mathrm{II}}+2\overline{M}_1+2\overline{M}_2\right).$$

Võrrutades $A_v$ ja $A_s$, saame avaldise (2.71). Nagu sellest nähtub, on sama arvutuskoormust $q$ võimalik vastu võtta lõpmatu hulga armatuurikombinatsioonidega. Keevitatud võrkude puhul, kui plaadi külgede suhe $l_2:l_1 < 1{,}5$, soovitatakse kasutada võrke ruudulise silmaga, samaläbimööduliste varrastega mõlemas suunas. Üldiselt on soovitav juhenduda järgmistest orienteerivatest armatuuri pindade suhetest, mis paigutatakse 1 m plaadi laiusele:

| $l_1 : l_2$ | 1 | 1,3 | 1,6 | 2,0 |
|---|---|---|---|---|
| $f_{a_1} : f_{a_2}$ | 1—0,8 | 0,7—0,5 | 0,5—0,3 | 0,3—0,15 |

Toe- ja väliarmatuuri ühele meetrile plaadi laiusele suhe $f_{aI}:f_{a_1}$ jne. on otstarbekohane valida piirides 1—2,5, kusjuures soovitatakse siiski hoiduda lähemale 2,5-le. Kuigi (2.71) kohaselt näiteks $F_{aI}$ töötab 2 korda vähem efektiivselt kui $F_{a_1}$, tuleb siiski silmas pidada, et toearmatuur on mitu korda lühem väliarmatuurist. Selgub samuti, et armatuurikoguse vähendamine plaadi äärmistes rajoonides 50% võrra, nagu see osutub otstarbekohaseks, kui vaadelda plaate elastse kehana töötavana (vt. näide 16), pole käesolevalt põhjendatud.

Plaadi arvutus algab ikka mingi raskemas olukorras töötava paneeli vaatlemisega. Näiteks äärmise paneeli puhul võivad äärel puududa toemomendid, mis põhjustab ülejäänud toe- ja välimomentide suundades võimsama armatuuri. Vastvaadeldud paneeli toemomentide armatuur on naaberpaneelidele siis juba antud suurus, mistõttu nende puhul on võimalik piirduda ülejäänud suundades tagasihoidlikuma armatuuriga.

**Näide 17.**

Kontrollime näite 16 andmetel paneelide *A* ja *C* arvutuslikku koormust avaldise (2.71) kohaselt.

Paneel *C*:

$$\overline{M}_{\mathrm{I}} = 5{,}03 \cdot 6{,}65 \cdot 0{,}9 \cdot 10 \cdot 0{,}65 \cdot 3600 = 70{,}0 \cdot 10^4 \text{ kgcm};$$

$$\overline{M}_2 = 5{,}03 \cdot 6{,}75 \cdot 0{,}9 \cdot 9{,}0 \cdot 0{,}65 \cdot 3600 = 60{,}5 \cdot 10^4 \text{ kgcm};$$

$$\overline{M}_{\mathrm{I}} = 11{,}3 \cdot 6{,}60 \cdot 0{,}9 \cdot 10{,}0 \cdot 0{,}65 \cdot 3600 = 156{,}5 \cdot 10^4 \text{ kgcm};$$

$$\overline{M}_{\mathrm{II}} = 9{,}05 \cdot 6{,}00 \cdot 0{,}9 \cdot 9{,}0 \cdot 0{,}65 \cdot 3600 = 103{,}0 \cdot 10^4 \text{ kgcm}.$$

Avaldis (2.71) annab:

$$q = \frac{12 \cdot 1{,}25 \cdot 10^4}{600^2(3 \cdot 660 - 600)} \cdot (2 \cdot 70{,}0 + 2 \cdot 60{,}5 + 156{,}5 + 103{,}0) =$$

$$= 0{,}157 \text{ kg/cm}^2 = 1570 \text{ kg/m}^2.$$

Paneel *A*:

Väljas on kahekordne võrk, kusjuures ülemine on väiksema ulatusega.

$$\overline{M}_{\mathrm{I}} = 2{,}01 \cdot 0{,}9 \cdot 10{,}0 \cdot 0{,}65 \cdot 3600\ (6{,}60 + 3{,}60) =$$

$$= 43{,}0 \cdot 10^4 \text{ kgcm};$$

$$\overline{M}_2 = 2{,}01 \cdot 0{,}9 \cdot 9{,}0 \cdot 0{,}65 \cdot 3600\ (6{,}00 + 3{,}00) =$$

$$= 34{,}2 \cdot 10^4 \text{ kgcm};$$

$$\overline{M}_{\mathrm{I}} = 11{,}3 \cdot 6{,}60 \cdot 0{,}9 \cdot 10 \cdot 0{,}65 \cdot 3600 = 156{,}5 \cdot 10^4 \text{ kgcm};$$

$$\overline{M'}_{\mathrm{I}} = 9{,}05 \cdot 6{,}60 \cdot 0{,}9 \cdot 10 \cdot 0{,}65 \cdot 3600 = 126{,}0 \cdot 10^4 \text{ kgcm};$$

$$\overline{M}_{\mathrm{II}} = 5{,}65 \cdot 6{,}60 \cdot 0{,}9 \cdot 10 \cdot 0{,}65 \cdot 3600 = 78{,}8 \cdot 10^4 \text{ kgcm}.$$

Avaldis (2.71) annab:

$$q = \frac{12 \cdot 1{,}25 \cdot 10^4}{600^2\,(3 \cdot 660 - 600)}\,(2 \cdot 43.0 + 2 \cdot 34{,}2 + 156{,}5 + 126{,}0 + 78{,}8) =$$

$$= 0{,}156\ \text{kg/cm}^2 = 1560\ \text{kg/m}^2.$$

Võrreldes näitega 16 võib plaat käesolevalt, s. o. piirkoormuse teooria kohaselt kanda 35—40% võrra suuremaid arvutuskoormusi. Võrreldes arvutustulemusi paneelide *A* ja *C* puhul näeme, et arvutuslik kandejõud on peaaegu võrdne, mistõttu käesolevalt oli kohane piirata paneeli *A* väliarmatuuri äärmistes veerandites.

## 2. 3. Seenlaeplaadid

Seenlae-, punkttoetusega ehk talastikuta plaate kasutatakse peamiselt tööstus- ja laoehitistes. Lisaks ökonoomiale suuremate koormuste ja suhteliselt väiksemate avade puhul omab selline konstruktsioonitüüp veel järgmisi eeliseid:

a) üldine ehituskõrgus on võrreldes teiste kattetüüpidega väiksem;

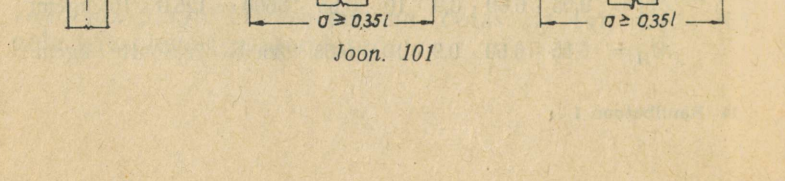
b) talade puudumise tõttu ei teki lae all seisvaid õhukotte; selle ventilatsiooni soodustava hügieenilise eelise tõttu leiavad seenlaeplaadid kasutamist vedelike (eriti puhta vee) mahutite katetena, koolihoonete lagedena jne.;

c) piiramata võimalused mitmesuguste torustike ja juhtmete paigaldamiseks tööstusruumides lagede alla;

d) arhitektuurilised eelised, mis seisnevad siledates, varjudeta laepindades, fassaadides raudbetoonraamistiku puudumises jne.;

e) teostamise lihtsus, seda eriti raketiste osas.

Tegelikud plaadi toetuspunktid kujunevad küllalt suurteks toetuspindadeks, mis arendatakse kandvate postide




*Joon. 101*

kohale nn. kapiteelidena. Joon. 101 on esitatud kolm põhilist praktikas esinevat kapiteeli tüüpi. Tüüp *III* on kasutatav peamiselt väljaspool NSV Liidu piire, tüüpi *II* aga rakendatakse ulatuslikult ka NSV Liidus tema soodsa staatilise töö ja arhitektuuriliste kaalutluste tõttu.

Olgu märgitud, et NSV Liidus teostatud seenlagede proovid näitasid, et laed *II* tüüpi kapiteelidega omasid süstemaatiliselt ligikaudselt 10% võrra suuremat kandejõudu võrreldes *III* tüüpi kapiteelidega lagedega, kui muud tingimused olid samad. Tüüpi *I* kasutatakse suhteliselt harvem ja seda väikeste koormuste puhul.

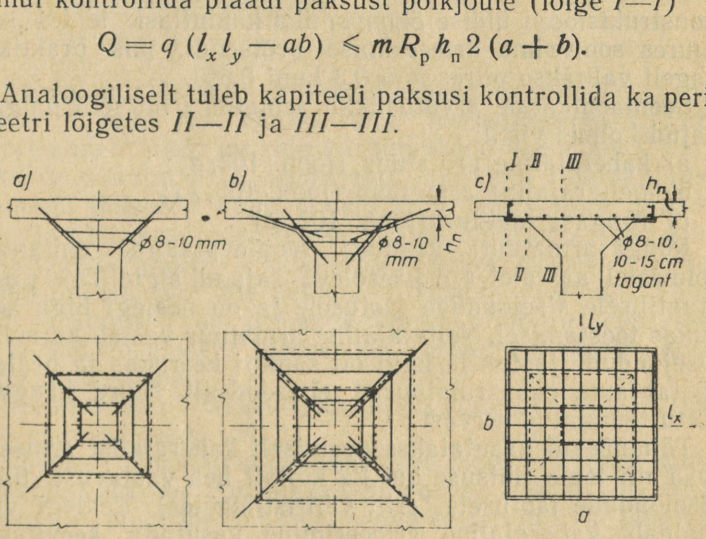
*II* tüübi puhul on sobivaimad kõrguste suhted

$$h_n : h_1 = \frac{2}{3} \div 1 \text{ ja } h_1 : h_2 = \frac{2}{3} \div \frac{1}{2}.$$

Kapiteeli laius plaadi alumisel pinnal määratakse plaadi põikjõukindluse kaalutlustest. Kuna plaadis puudub arvutuslik põikarmatuur, tuleb kogu põikjõud kapiteeli perimeetril vastu võtta betooniga nii, et oleks täidetud tingimus (2.31). Näiteks joon. 102, *c* tuleb *III* kapiteelitüübi puhul kontrollida plaadi paksust põikjõule (lõige *I—I*)

$$Q = q\,(l_x l_y - ab) \leqslant m R_p h_n 2\,(a + b).$$

Analoogiliselt tuleb kapiteeli paksusi kontrollida ka perimeetri lõigetes *II—II* ja *III—III*.




*Joon. 102*

Joonisel 102 on esitatud erinevate kapiteelitüüpide puhul kasutatav konstruktiivne armatuur.

Plaadi paksus on tavaliselt $h_п \geqslant 10$ cm või $h_п \geqslant \frac{l}{35}$, kus $l$ on käesolevalt pikem ava. Viimane võrratus püüab tagada teatud jäikuse kogu konstruktsioonile. On võimalik jäikust kontrollida ka § 10, 2 abil. *V. I. Murašovi* poolt soovitatakse maksimaalse läbipainde arvutamiseks ruudulise postivõrguga seenlaeplaadi puhul valemit

$$f_{max} = \frac{\psi(1+\gamma)\,\sigma_a^н\, l_0^2\, m}{E_a(1-x_{cp})}, \qquad (2.72)$$

kus $\psi$, $x_{cp}$, $\sigma_a^н$ kohta vt. § 10, 2;

$l_0 = l - c$ ($c$ vt. joon. 101); $m = \frac{1}{48} + \frac{3}{1000}\,\frac{\gamma^2-1}{\gamma^2}$;

$\gamma = h'_0 : h_0$;

$h_0$ — plaadi kasulik kõrgus;

$h'_0$ — kasulik kõrgus kapiteeli kohal, kus ristlõike kõrgus on $h'_п$ (vt. joon. 101).

Plaadi paksuse $h_п$ määramisel tuleb pidada silmas ka konstruktsiooni üldise ökonoomika kaalutlusi, leides seejuures sobivaima armeerimise protsendi, mis praktikas sageli valitakse piires $p = 0{,}3$ kuni 0,6%.

Seenlaeplaatide arvutuslikku armatuuri on seni paigaldatud kolmel viisil:

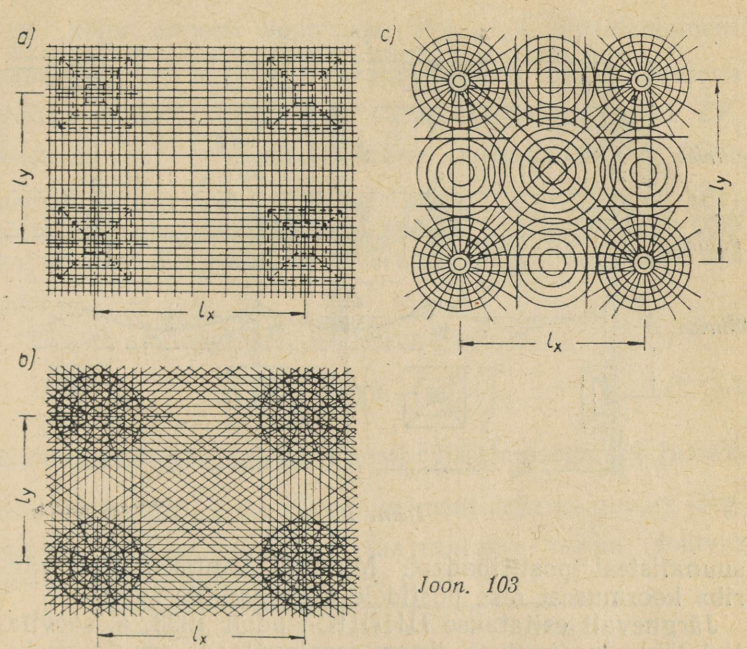
a) kaherajaline armatuur (joon. 103, *a*);

b) neljarajaline armatuur (joon. 103, *b*);

c) rõngasarmatuur (joon. 103, *c*).

Rõngasarmatuuri kasutati seenlaeplaatide ehitamise esimestel aastatel, s. o. käesoleva sajandi algul. Ta ei vasta staatilisele sisejõudude jaotusele ja on pealegi liiga keerukas teostamisel. Neljarajaline armatuur vastab paremini sisejõudude jaotusele, kuid on samuti keerukas ja pealegi töötab suur osa armatuurist ebasoodsalt suure kauguse tõttu tõmmatud servast.

Tänapäeval kasutatakse peamiselt kaherajalist armeerimist nii tema lihtsuse kui ka küllalt hea vastavuse tõttu sisejõudude jaotusele (eriti väliristlõigetes). Pealegi võimaldab kaherajaline armeerimine kasutada keevitatud armatuurivõrkusid ja monteeritavaid laevariante.

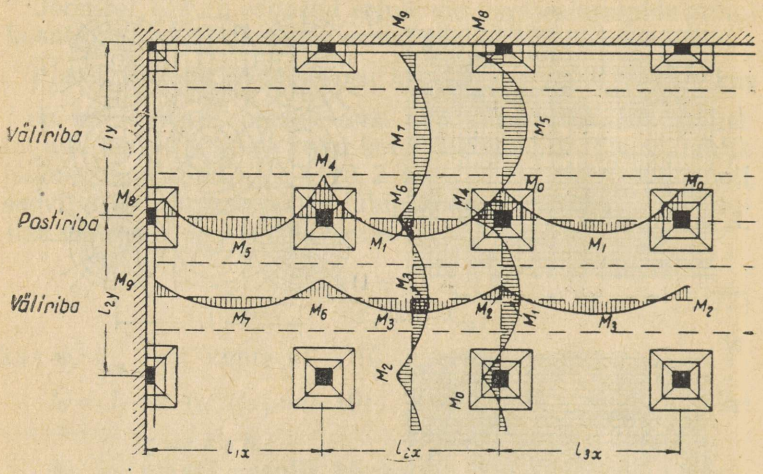



*Joon. 103*

Seenplaadi täpne arvutus on keerukas plaaditeooria probleem ja seda just ebamääraste toetustingimuste tõttu kapiteelidel. Siiski on rida kardinaalseid ülesandeid (näiteks ruudukujulised laepaneelid, toetatud ruudukujulise pinnaga jäikadele kapiteelidele jne.) lahendatud plaaditeooria abil, kasutades tuntud plaadi biharmooniliste diferentsiaalvõrrandite lahendamisel kahekordseid trigonomeetrilisi ridu või diferentsiaalvõrrandite meetodit. Sellised lahendused on projekteerimisel liialt raskepärased, kuid nad on aluseks insenerlike lahendusmeetodite sobivuse hindamisel.

Seenlaeplaadis tekkiv momentide epüür on kvalitatiivselt esitatud joon. 104.

Näeme, et maksimaalne positiivne moment esineb mitte paneeli, vaid poste ühendava plaadiriba keskel ($M_5$, $M_1$). Seega nn. postiriba kujutab enesest teatud määral jätkuvat tala, mis kannab ka osa väliriba koormusest. Ka väliriba töötab jätkuvana, kusjuures toed moodustatakse põiki-



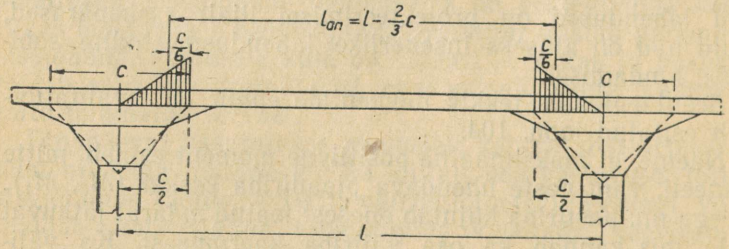

*Joon. 104*

suunalistest postiribadest. Muidugi kantakse osa väliriba koormusest otse postidele diagonaalide suunas.

Järgnevalt esitatakse ЦНИПС-i poolt 1933. a. soovitatud **lähendusarvutuse skeem** seenlaeplaadi arvutamiseks, kui ühes suunas on avad konstantsed. Seda meetodit kasutatakse tänaseni.

Plaadi pind jagatakse posti- ja väliribadeks. Kahe toelõike $A$—$B$ ja $C$—$D$ ning välilõike $EF$ (joon. 106) $x$-suunaliste paindemomentide absoluutne summa peab võrduma

$$\overline{M}_x = \frac{Pl_x}{8}\left(1 - \frac{2}{3}\,\frac{c}{l_x}\right)^2, \qquad (2.73)$$




*Joon. 105*

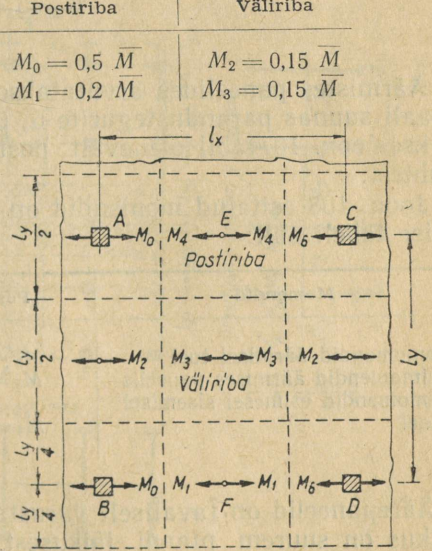
sest kogu paneeli koormuse $P = ql_x l_y$ lihttalamoment paneeli keskel $M_x = \frac{Pl_x}{8}$ võetakse vastu toemomentidega joontel $A—B$ ja $C—D$ ning välimomentidega joonel $EF$. Tegur $\left(1 - \frac{2}{3}\frac{c}{l_x}\right)^2$ võtab arvesse $x$-suunalise ava lühenemist kapiteeli arvutusliku laiuse $c$ (vt. joon. 101) tõttu. Kui oletada, et plaat koormab kapiteeli (joon. 105) kolmnurkse diagrammi kohaselt, siis plaadi arvutuslik ava on $l = l_x - \frac{2}{3}c$.

Täiesti analoogiliselt on teises suunas

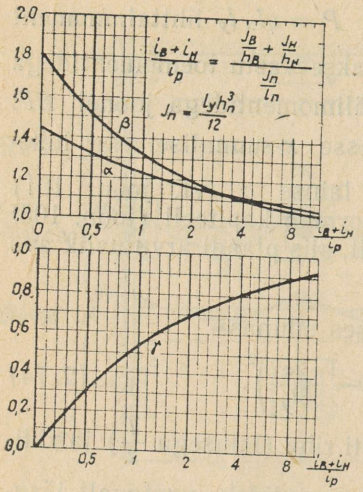
$$\overline{M}_y = \frac{Pl_y}{8}\left(1 - \frac{2c}{3l_y}\right)^2. \qquad (2.74)$$

Üldmomendid $\overline{M}$ jagatakse posti riba (laiusega $\frac{l}{2}$) ja väliriba (laiusega $\frac{l}{2}$) toe- ja välimomentideks vastavalt järgmisele tabelile, mispuhul saavutatakse parim sobivus plaaditeooria tulemustega (vt. joon. 106):

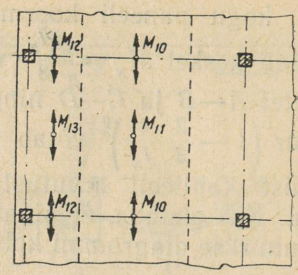
| Momendid | Postiriba | Väliriba |
|---|---|---|
| Toemoment | $M_0 = 0{,}5\ \overline{M}$ | $M_2 = 0{,}15\ \overline{M}$ |
| Välimoment | $M_1 = 0{,}2\ \overline{M}$ | $M_3 = 0{,}15\ \overline{M}$ |



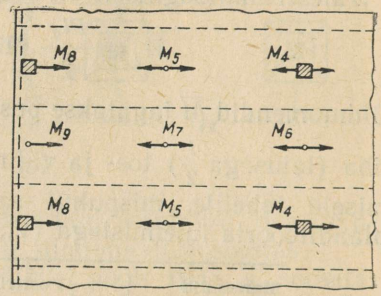

*Joon. 106*




*Joon. 107*




*Joon. 108*




*Joon. 109*

Äärmistes paneelides arvutatakse momendid serva normaali suunas parandustegurite α, β ja γ abil, mis määratakse joon. 107 abil olenevalt postide ja plaadi jäikuse suhtest.

Joon. 108 esitatud momendid on arvutatavad siis järgmise tabeli abil:

| Momendid | Postiriba | Väliriba |
|---|---|---|
| Toemomendid äärmisel toel | $M_8 = \gamma M_0$ | $M_9 = \gamma M_2$ |
| Välimomendid äärmises paneelis | $M_5 = \beta M_1$ | $M_7 = \beta M_3$ |
| Toemomendid esimesel sisemisel toel | $M_4 = \alpha M_0$ | $M_6 = \alpha M_2$ |

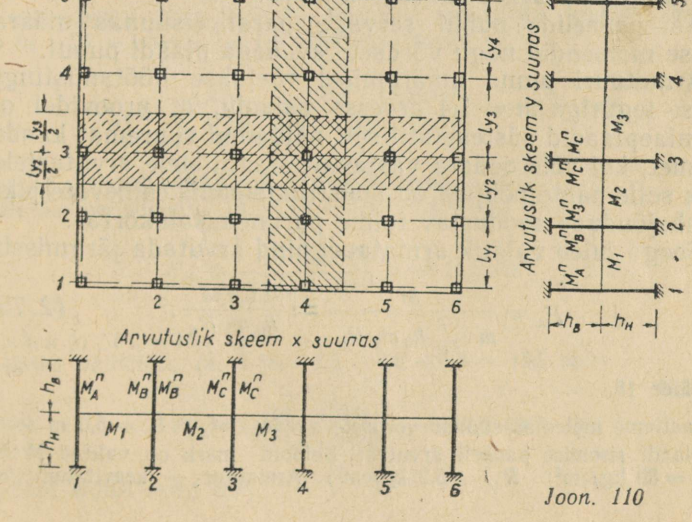
Äärepaneelid on tavaliselt varustatud servaribiga, mille jäikus on suurem plaadi jäikusest. Seetõttu kahanevad

äärepaneelis momendid paralleelselt servaga vastavalt järgnevale tabelile (joon. 109).

| Momendid | Postiriba | Väliriba |
|---|---|---|
| Toemomendid | $M_{12} = 0{,}5\,M_0$ | $M_{10} = 0{,}8\,M_2$ |
| Välimomendid | $M_{13} = 0{,}5\,M_1$ | $M_{11} = 0{,}8\,M_3$ |

Tuleb märkida, et ka võrdsete avade puhul võivad kasuskoormuste ebasoodsa paigutuse puhul esineda postides paindemomendid. Neid on võimalik ligikaudselt hinnata, vaadeldes seenlage aseraamina (vt. allpool).

Juhuks, kui paneelid on samas suunas erinevate avadega, on ЦНИПС-i 1933. a. instruktsioonides soovitatud arvutusskeem, mille kohaselt seenlagi on asendatud ristuvate nn. aseraamidega (joon. 110), mis arvutatakse ehitusmehaanika reeglite kohaselt.




*Joon. 110*

Aseraami riiv moodustatakse plaadi ribast, mille laius võrdub ristisuunalise postisammuga. Riivi arvutusava on väiksem postide sammust kapiteelide tõttu, s. o.

$$l = l_0 - \frac{2c}{3}.$$

Aseraami postid arvutatakse ülal ja all jäigalt kinnitatuna, kusjuures postide arvutuskõrgus $h$ on hinnatud

$$h = h_0 - \frac{c}{2}.$$

Aseraami riivis raamiteooria kohaselt leitud paindemomendid $\overline{M}$ jagatakse järgmiselt:

| Momendid | Postiriba | Väliriba |
|---|---|---|
| Toemomendid | 0,75 $\overline{M}$ | 0,25 $\overline{M}$ |
| Välimomendid | 0,55 $\overline{M}$ | 0,45 $\overline{M}$ |

Aseraami postide momendid võetakse vastu tegelike seenlaepostide poolt, mis on seega ekstsentriliselt surutud. Postide momendid võivad olla suurimad, kui aseraam on koormatud kasuskoormusega üle ava.

Äärepaneelide puhul servaga paralleelsuunas määratakse momendid nagu võrdsete avadega plaadi puhul.

Armatuuri pinna määramisel võetakse töötamistingimuse teguriga $m = 1{,}4$ arvesse asjaolu, et proovidel on seenlaeplaadid süstemaatiliselt näidanud suuremat kandevõimet, kui võis oodata vastavalt staatilistele arvutustele. Üks selle nähte põhjusi on konstruktsioonis esinevate pikitõmbejõudude soodustav toime purunemisolukorras.

Seega tuleb vajalik armatuuri pind arvutada järgmiselt:

$$F_a \approx \frac{M}{m \cdot \frac{7}{8} h_0 m_a R_a} = \frac{0{,}8\,M}{h_0 m_a R_a}. \qquad (2.75)$$

**Näide 18.**

Vaatleme mõlemas suunas võrdsete avadega $l_x = l_y = 5{,}0$ m seenlaeplaadi sisemise paneeli arvutust. Betooni mark on valitud M 150 ($R_и = 80$ kg/cm²; $R_p = 5{,}2$ kg/cm²). Armatuur — keevitatud võr-

gud külmalttõmmatud traadist. Kapiteeli arvutuslik laius $c = 1{,}1$ m. Plaadi paksus $h_п = 18$ cm. Kapiteeli tüüp III, kapiteeliplaadi paksus 9 cm. Normiomakaal $g^н = 530$ kg/m²; normi-kasuskoormus $p^н = 1500$ kg/m². Arvutuskoormus

$$q = 1{,}1 \cdot 530 + 1{,}4 \cdot 1500 = 2683 \text{ kg/m}^2.$$

Momentide määramine.

$$P = q l_x l_y = 2683 \cdot 5^2 = 67\,100 \text{ kg}.$$

Üldmoment sisemises paneelis

$$\bar{M} = 0{,}125\, Pl \left(1 - \frac{2}{3}\frac{c}{l}\right)^2 = 0{,}125 \cdot 67\,100 \cdot 5\left(1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{1{,}1}{5{,}0}\right)^2 =$$

$$= 30\,200 \text{ kgm}.$$

Seega

$$M_0 = -0{,}5\,\bar{M} = -15\,100 \text{ kgm};$$

$$M_2 = -0{,}15\,\bar{M} = -4\,530 \text{ kgm};$$

$$M_1 = 0{,}20\,\bar{M} = 6\,050 \text{ kgm};$$

$$M_3 = 0{,}15\,\bar{M} = 4\,530 \text{ kgm}.$$

Arvutame vajalikud armatuuri pinnad, kui külmalttõmmatud traadist armatuuri läbimõõt on 6—10 mm ($R_a = 3600$ kg/cm²; $m_a R_a = 0{,}65 \cdot 3600 = 2340$ kg/cm²). Postiriba toeristlõike kasulik kõrgus on $h_0 = 27 - 1{,}5 - 1{,}0 - 0{,}5 = 24$ cm; seega

$$F_{a0} = \frac{0{,}8\, M_0}{h_0 R_a m_a} = \frac{0{,}8 \cdot 1\,510\,000}{24 \cdot 2340} = 21{,}6 \text{ cm}^2;$$

valitud $30\phi 10\text{T} = 23{,}5$ cm² (samm 8,2 cm).
Väliriba toeristlõikes ($h_0 = 18 - 3{,}5 - 0{,}4 = 14{,}1$ cm):

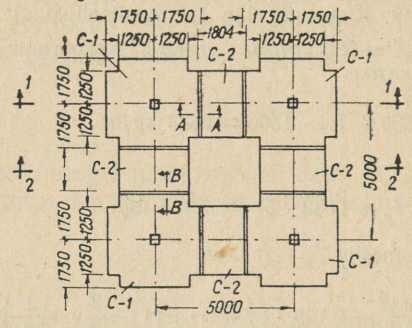
$$F_{a2} = \frac{0{,}8 \cdot 453\,000}{14{,}1 \cdot 2340} = 11{,}0 \text{ cm}^2;$$

valitud $31\phi 8\text{T} = 15{,}1$ cm².
Väliriba välilõikes ($h_0 = 18 - 1{,}5 - 0{,}6 - 0{,}3 = 15{,}6$ cm):

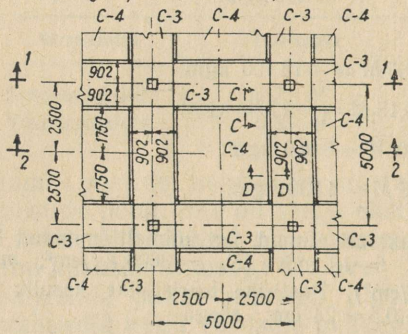
$$F_{a3} = \frac{0{,}8 \cdot 453\,000}{15{,}6 \cdot 2340} = 8{,}95 \text{ cm}^2;$$

valitud $30\phi 6\text{T} = 8{,}4$ cm².

*a) Võrgud plaadi ülemises pinnas*




*b) Võrgud plaadi alumises pinnas*




*Joon. 111*

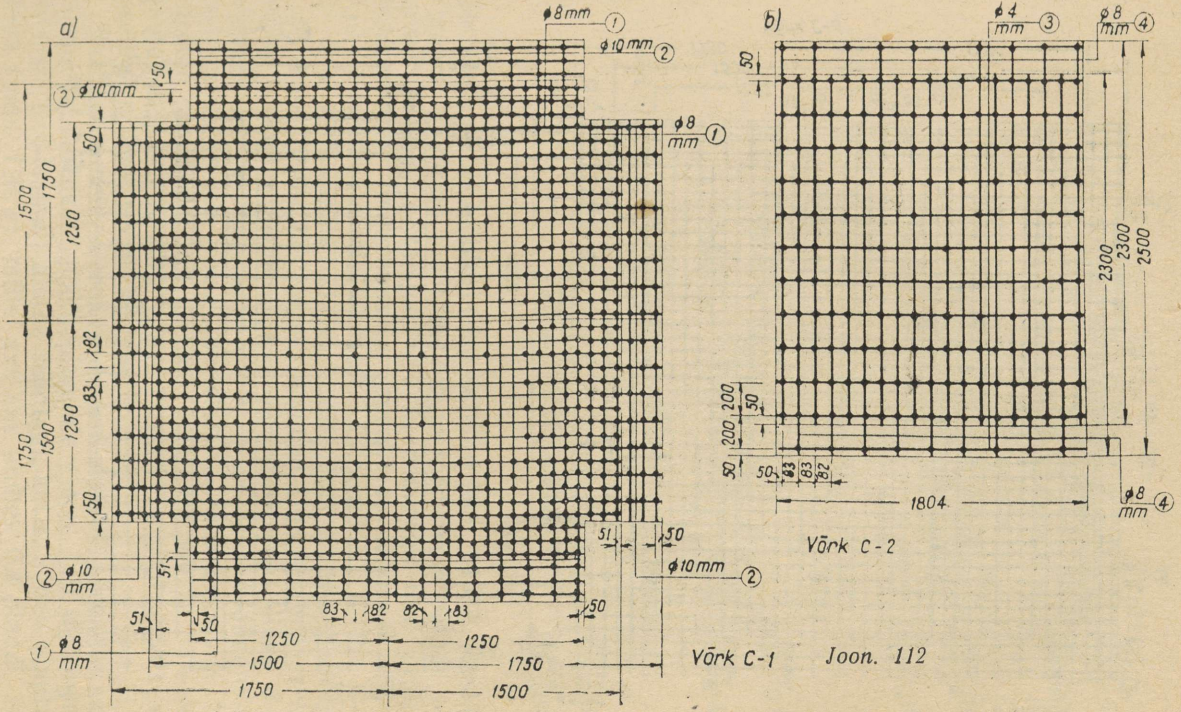
Postiriba välilõikes ($h_0 = 18 - 3{,}1 - 0{,}4 = 14{,}5$ cm):

$$F_{a1} = \frac{0{,}8 \cdot 605\,000}{14{,}5 \cdot 2340} = 14{,}3 \text{ cm}^2;$$

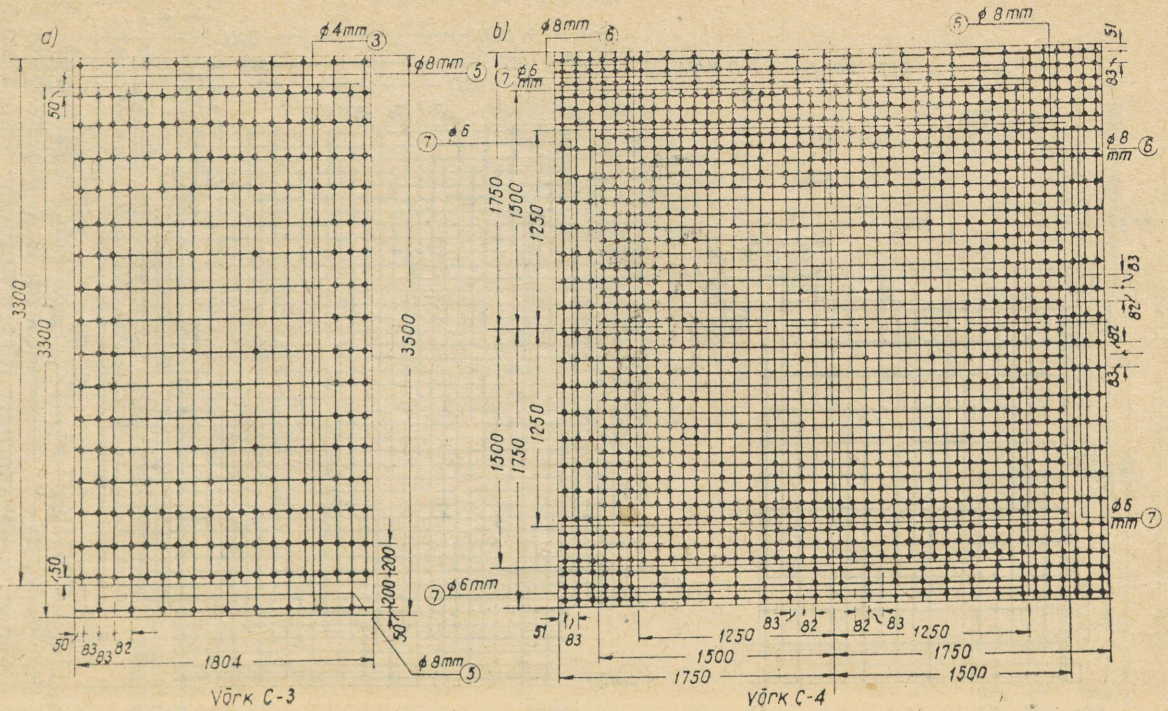
valitud 31$\phi$8T = 15,1 cm² (samm 8,2 cm).

Käesolevalt on projekteeritud 4 tüüpi võrke. Valitud võrkude skeem on näidatud joon. 111. Võrgud *C-1* ja *C-2* ning *C-3* ja *C-4* on esitatud vastavalt joon. 112 ja 113. Võrkude jätkud vastavalt joon. 111 näidatud lõigetele on esitatud joon. 114.

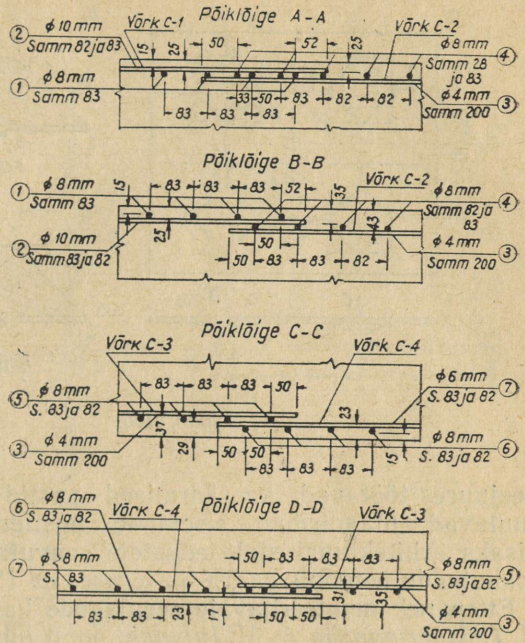
*A. A. Gvozdjevi* juhtimisel töötasid ЦНИПС-i teaduslikud kaastöötajad *A. S. Šepotjev* ja *V. S. Buljanov* välja seenlaeplaadi arvutusmeetodi piirkoormuse menetluse kohaselt. Seejuures oletatud joonliigendite skeem kogu lae


a)
b)
ϕ8 mm ①
ϕ10 mm ②
ϕ4 mm ③
ϕ8 mm ④
1500
1750
1250
1750
1500
1250
50
82
83
51
83
82
82
83
1250
1250
1500
1750
1750
1500
2300
2300
2500
200
200
50
50
83
83
82
1804
Vörk C-1
Vörk C-2

Joon. 112


a)
ϕ4mm 3
ϕ8mm 5
50
3300
3300
50
3500
200 200
50
50 83 83 82
1304
ϕ8mm 5
Võrk C-3
b)
ϕ8mm 6
7 ϕ6 mm
7 ϕ6
1750 1500 1250
1500 1750 1250
7 ϕ6mm
5 ϕ8mm
51
83
ϕ8 mm 6
83
82
82
83
ϕ6 mm 7
51 83
1250 83 82 82 83 1250
1500 1750
1750 1500
Võrk C-4

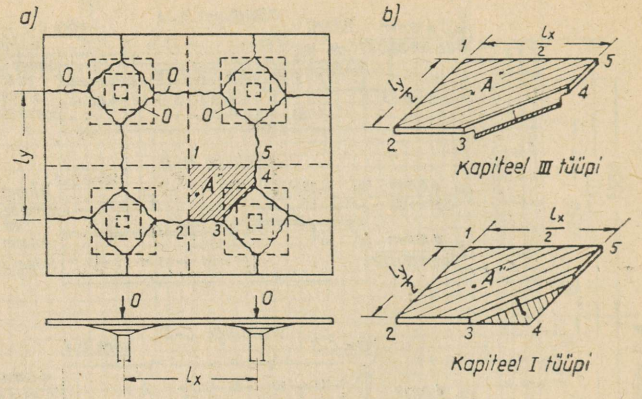
*Joon. 113*




*Joon. 114*

ühtlase koormuse juhuks on esitatud joon. 115, *a*. Punktiiriga on näidatud joonliigendid avanemisega plaadi alumises pinnas ja täisjoonega avanemisega ülal pinnas. Piirkoormuse määramiseks piisab elemendi *A* (joon. 115, *b*) tasakaalu vaatlemisest. Liigendites *1—2*, *1—5*, *2—3* ja *4—5* sümmeetria tõttu põikjõude ei esine. Seepärast, kuna nende lõigete piirmomendid on tuntud, on võimalik koostada momentide tasakaalutingimus lõike *3—4* survetsooni raskuskeskme kohta, kust valitud dimensioonide puhul esineb ainsa tundmatuna piirkoormus *q*. See meetod on siiski veel lõplikult välja töötamata. Pealegi jaotuvad joonliigendid plaadil (eriti ülalpool avanevad) seenlae proovidel tihti ka teisiti.

Real juhtumeil on loobutud seenlaeplaadi servades sammaste ja vastavate poolkapiteelide (joon. 116, *a*) kasutamisest. Soodsamalt töötab seenlagi, kui ta lõpeb uluplaadiga (joon. 116, *b*), mille ava on umbes 0,4 plaadi ava-

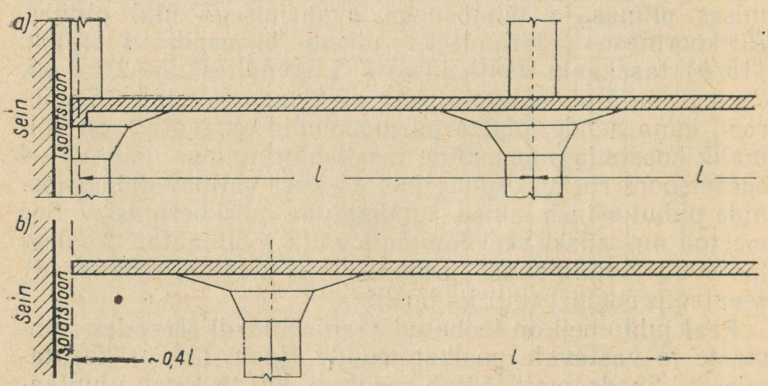



*Joon. 115*

Seejuures töötavad ka äärmised postid ja sinna juurde kuuluvad plaadiribad sisemiste postide jne. olukorras. Lisaks arhitektuurilistele eelistele saavutatakse seejuures kokkuhoidu betoonis ca 5% ja terases ca 15%.

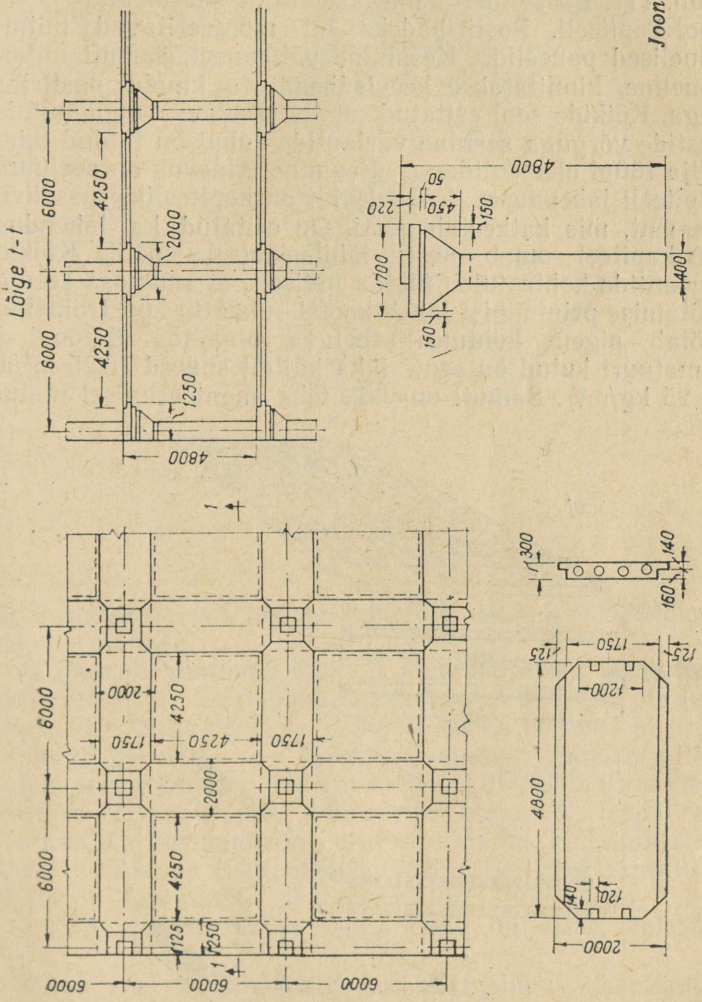
Ettepanek **monteeritavate seenlagede** kasutamiseks tehti *M. J. Štaermani* ja *A. M. Ivjanski* poolt juba 1933. a.

Alates 1954. a. tegeldakse NSV Liidus selle küsimusega jälle intensiivselt. On soovitatud rida variante,

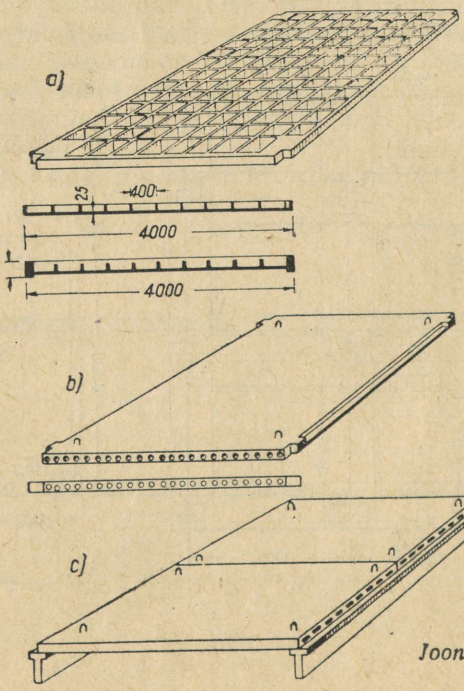



*Joon. 116*

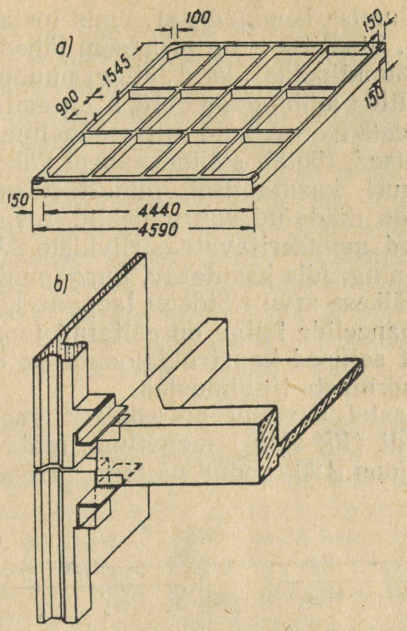
Joon. 117


Lõige 1-1
6000
4250
2000
6000
4250
1250
4800
4800
50
450
220
150
1700
400
150
300
140
160
1750
125
125
1200
4800
120
40
2000
6000
6000
6000
6000
2000
4250
1750
4250
1750
2000
4250
125
250

püstitatud katseehitisi, kuid lõplikku lahendust pole veel leitud. Üks monteeritava seenlae variantidest on esitatud joon. 117. Post omab kahte keevitatud jätku: ülal- ja allpool kapiteeli. Postiribadeks on monteeritavad mitmeõõnelised paneelid. Keskmine välipaneel, samuti mitmeõõneline, kinnitatakse keevisühenduste kaudu postiribadega. Kõikide seni esitatud monteeritavate ruudukujulise postide võrguga seenlae variantide puhul on tuldud toime nelja tüüpi elementidega. Peamine erinevus on seejuures kapiteeli lahenduses. Käesolevalt on kapiteeliks massiivne element, mis katkestab posti. On esitatud ka lahendusi, kus kapiteel omab posti läbilaskmiseks õõnt. Kõikide variantide kohta tuleb ütelda üldiselt, et suur osa seenlae töötamise printsiibist läheb kaotsi, mistõttu konstruktsioon töötab pigem kontuuril toetuva plaadina. Betooni ja armatuuri kulud on seni ikka küllalt suured (0,25 $m^3/m^2$ ja 25 $kg/m^2$). Samuti on vaja teha monteerimisel ulatus-




*Joon. 118*




Joon. 119

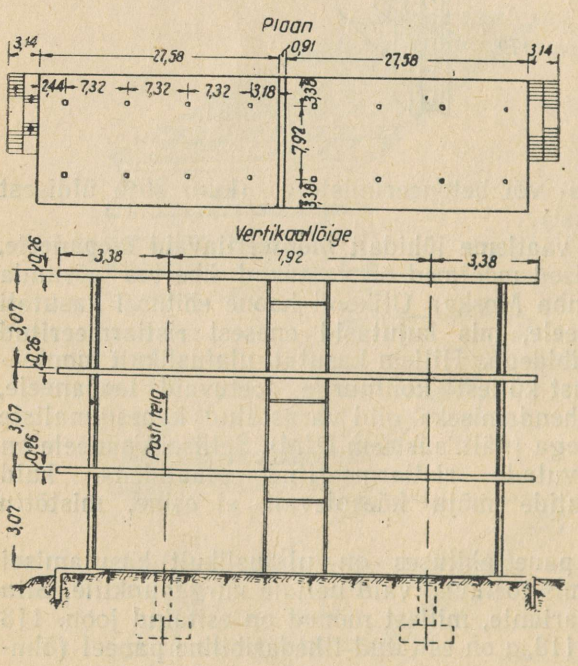
likke keevitus- või betoneerimistöid (kuni 30% üldisest betooni mahust).

Järgnevalt vaatleme lühidalt **monteeritavaid laepaneele,** mille plaanilised mõõtmed on vastavad ühe toa põranda mõõtmeile. Juba Moskva Ülikooli hoone ehitusel kasutati selliseid paneele, mis kujutasid enesest ristiarmeeritud plaate servaribidega. Hiljem kasutati ulatuslikult monteeritavaid neljast küljest kontuurile toetuvaid laepaneele, mis kaalu vähendamiseks olid varustatud kahesuunaliste tihedate ribidega (näit. süsteem DIM). Selliseid paneele on võimalik arvutada ristiarmeeritud plaatidena, kuid väändemomentide mõju käesolevalt ei esine, mistõttu $\nu = 1$.

Karkassita paneelehituses on ulatuslikult kasutamisel laepaneelid, mis toetuvad vaid neljale nurgapunktile. Siin esineb rida variante, millest mõned on esitatud joon. 118 ja 119. Joon. 118, *a* on esitatud tihedaribiline paneel (õhu-

kese alumise laeplaadiga), mis toetatakse neljale nurgapostile. Staatiliselt on probleem lähedane seenlae probleemile (punkttoetus), kuid jällegi puudub soodustav väändemomentide mõju. Joon. 118, *b* on esitatud samuti nurgapunktidele toetuv, kuid mitmeõõneline paneel. Nagu näitavad katsed, töötab selline paneel vähemalt eelpingestatud armatuuri kasutamisel punkttoetusega plaadina. Joon. 118, *c* on näidatud suurpaneelid ovaalsete õõntega, mis toetuvad monteeritavatele riividele. Joon. 119, *a* on toodud Leningradis kasutatav, nurgapunktidele toetuv suhteliselt väikese arvu ribidega laepaneel, mille ühendus välisseina paneelide külge on esitatud joonisel 119, *b*. Esialgu näib, et sellised konstruktsioonid on otstarbekohased kergete koormuste tingimustes.

Viimastel aastatel on edukalt kasutatud nn. tõstetava laeplaadi *(lift-slab-)* menetlust, mida käsitletakse allpool seoses joon. 120 toodud näitega. Hoone kolmekorruselise



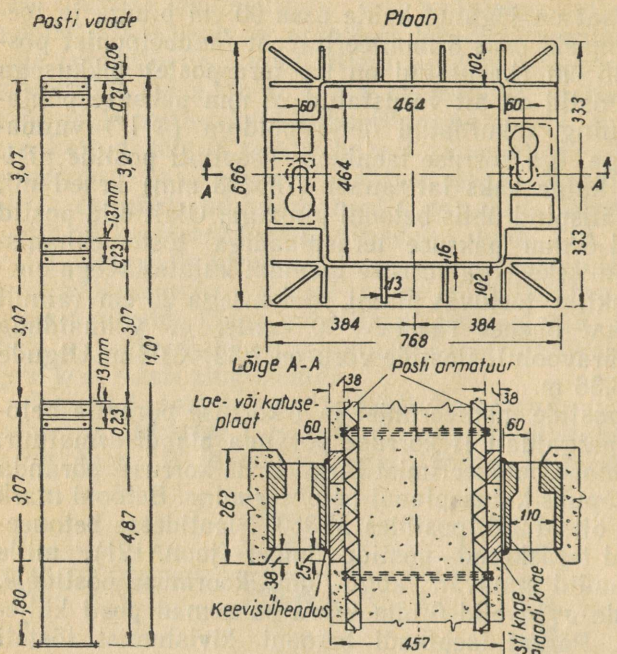

*Joon. 120*

tiiva laeplaat on jagatud kahte ossa 90 cm piluga ja toetatud kummaski osas 8 monteeritavast raudbetoonist postiga 45×45 cm (kasutatud on ka terasposte) pikkusega 11,35 m. Postid on alt varustatud 25 mm paksuse põhjaplaadiga ning ankurdatud nelja poldiga (Ø 1″) vundamendi külge. Iga korruse laenivoos keevitati postide pikiarmatuuri külge kaks lattrauast (75×38 mm) kraed nii, et nende välispind ühtis betooni pinnaga. Ülalt olid postid varustatud 5 mm paksuse terasplaadiga tõstemehhanismide toetamiseks. Iga korruse laeplaat kujutas seega enesest 8 punktile toetuvat plaati, paksusega 25 cm (ainult katuse plaat õhenes räästas 20 cm-le, et võimaldada vihmavee äravoolu). Postide võrk on 7,32×8,08 m. Ulgude pikkused 3,36 m.

Pärast postide monteerimist ja I korruse põranda betoneerimist paigaldati II korruse põranda plaadi armatuur. Pärast viimase betoneerimist järgnes III korruse põranda plaadi ja lõpuks katuseplaadi betoneerimine. Betooni mark laeplaadis oli M 250, postides M 350. Plaatidesse betoneeriti erilised teraskraed postide ümber (joon. 121), mille abil laeplaadid annavad kogu oma koormuse postidele. Teraskraede avad olid 6 mm võrra suuremad posti küljepikkustest. Pärast laeplaadi betooni kivistumist tõsteti plaadid, alates katuseplaadiga, ettenähtud kõrgusele postide otsa kinnitatud hüdrauliliste tungraudade abil. Tõstevardad kinnitati plaati betoneeritud kraede erilistesse pesadesse — nn. lukuaukudesse (joon. 121). Pärast mingi korruse plaadi paigaldamist keevitati plaatide kraed postide kraede külge (vt. joon. 121). Enne korruseplaadi tõstmist asetati sellele kõik vajalikud ehitusmaterjalid, mis kuulusid monteerimisele antud korrusel. Näiteks katuseplaadile asetati enne tõstmist kõik katusekattematerjalid.

Postid töötasid raskeimas olukorras, kui katuseplaat oli üles tõstetud, kuid veel kinni keevitamata. Posti nõtkekontroll toimus seejuures skeemi kohaselt, kus post on alt jäigalt kinnitatud, aga ülalt vaba. Posti jäikus määrati vastavalt pragunenud ristlõikele. Oletati, et igas postis esines horisontaaljõud, mille suurus on 2% posti pikijõust.

Esialgne 90 cm pilu monolitiseeriti hiljem. Ei peetud otstarbekohaseks tõsta terve korruse laeplaati korraga,




*Joon. 121*

sest plaadi tõstmine, mida kannab rohkem kui 12 posti, osutub raskepäraseks.

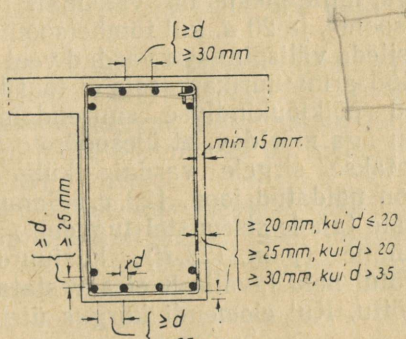
Vastkirjeldatud meetodi eelised on silmanähtavad. Tema kasutamine piirdub siiski võrdlemisi vähekorruseliste ehitistega, et ei tekiks liialt suuri raskusi postide dimensioneerimisel. Postide olukorda on võimalik kergendada vastavate kinnitustrosside süsteemi rakendamisega jne., kuid ka need abinõud on raskepärased.

## 3. RAUDBETOONIST TALAKANDJAD

### 3.1. Konstruktiivseid märkusi

Raudbetoontalade puhul peab töötav armatuur olema kaitstud teatud minimaalse **betoonkattekihiga** tuleohutuse tagamiseks, terase kaitsmiseks korrosiooni eest ja nakke

tagamiseks armatuuri ning betooni vahel, nagu on näidatud joon. 122. Vastavalt CH 15-57 lubatakse talade puhul, mille kõrgus on väiksem kui 25 cm, töötava armatuuri kattekihi paksuseks valida 15 mm. Kui tala kõrgus on $\geqslant$ 25 cm, siis võib valida kattekihi paksuseks 20 mm, kui töötava armatuuri läbimõõt $d \leqslant 20$ mm. Seevastu, kui töötava armatuuri läbimõõt $d > 35$ mm, tuleb valida kattekihi paksuseks 30 mm. Kui armatuuriks kasutatakse mõnda valtsitud terasest profiili (s. o. jäiga armatuuriga raudbetoonis), on vajaliku kattekihi paksus vähemalt 50 mm.




*Joon. 122*

Armatuuri kaugused elemendi sisemistest ööntest (näiteks karpristlõigete jne. puhul) peavad olema samad kui välimisest pinnastki.

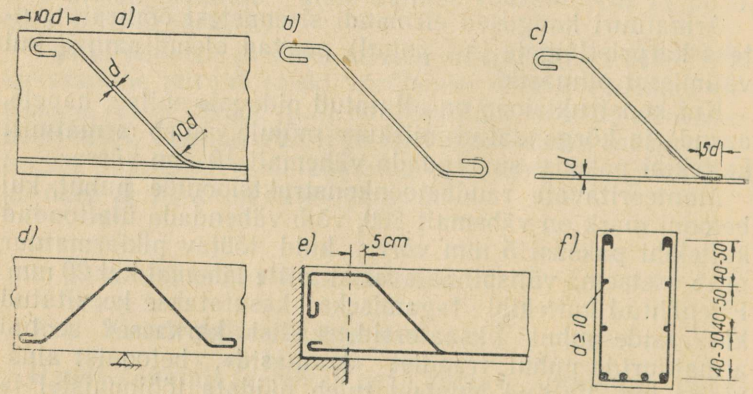
Kui konstruktsioon on allutatud pidevale suitsu, hapete, aurude ja kõrgendatud niiskuse mõjule, tuleb armatuuri kattekihi paksusi suurendada vähemalt 10 mm võrra.

Monteeritavate raudbetoonkonstruktsioonide puhul, kui betooni mark on vähemalt 200, võib vähendada ülaltoodud kattekihi paksusi 5 mm võrra, kuid töötav pikiarmatuur peab asetsema välispinnale siiski mitte lähemal kui 20 mm. Ettenähtud kattekihi tagamiseks kasutatakse keevitatud karkasside puhul fiksaatoreid, erilisi karkasse; seotud armatuuride puhul traadist «konnasid», betoonist aluskiotse jne. Valitud abinõud tuleb näidata tööjoonistel ja arvestada spetsifikatsioonides (näit. joon. 132—134).

Joon. 122 on näidatud ka varraste minimaalsed kaugused üksteisest. Keevitatud karkassides satuvad vardad sageli üksteisele lähemale, kui on näidatud joon. 122, kuid kahe naaberkarkassi pikivarraste vahekaugus peab vastama joonisel näidatud suurustele.

Minimaalne armatuurikogus on esitatud lk. 124 toodud tabelis. Ülespöörded (joon. 123, *a*) tuleb teha raadiusega vähemalt 10 *d*, kusjuures nende kaugus välispinnast peab olema vähemalt 2 *d* (kergete betoonide puhul tuleb, kui pikivarraste läbimõõt $d > 12$ mm, asetada ülespöörde põlve põikisuunas teraspulk). Ülespöörded lõpevad sirgete osadega, mille pikkus on vähemalt 10 *d*, kui varras lõpeb survetsoonis, ja 20 *d*, kui tõmbetsoonis. Seejuures varustatakse sileda välispinnaga vardad veel konksuga.

Seotud armatuurikarkassis ei tohi kasutada nn. ujuvaid vardaid põikjõukindluse suurendamiseks (joon. 123, *b*). Küll on aga mõeldav, et ülespöörete arvu suurendamiseks keevitatakse sirgele vardale külge mõned ülespöörded, nagu on näidatud joon. 123, *c*. Samuti on mõeldav läbijooksvate talade sisemistel tugedel ⌐¬-kujuliste varraste kasutamine (joon. 123, *d*), kusjuures paindemomentide vastuvõtul neid tavaliselt ei arvestata sirgete osade lühiduse tõttu. Kui elemendi kõrgus ületab ühe meetri, võib




*Joon. 123*

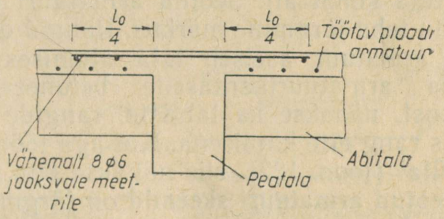
sirge osa ära jääda, kuid siis tuleb tingimata ette näha ülespöörde lõpul konks. Vabal toel peavad ülespöörded lõppema toe eesmisest servast mitte kaugemal kui 5 cm (joon. 123, *e*). Sisemisel toel ei tohi toelähedasim ülespööre asetseda toe eesmisest servast kaugemal kui *u* (vt. valem 2.37).

Ülespöörded asetatakse üldiselt 45° all. Eriti kõrgete talade puhul võib ülespöörete kaldenurka suurendada kuni 60°, madalate konstruktsioonide puhul aga vähendada kuni 30°.

Talade pikiarmatuuri varda läbimõõt *d* peab olema vähemalt 10 mm. Toeni ulatuvate varraste arv peab olema vähemalt kaks.

Kui tala kõrgus ületab 80 cm, siis tema külgpindadesse, välispinna lähedusse (joon. 123, *f*) asetatakse 40—50 cm kaugusele üksteisest konstruktiivne pikiarmatuur läbimõõduga vähemalt 10 mm, mille ülesandeks on mahukahanemispragude vältimine või piiramine.

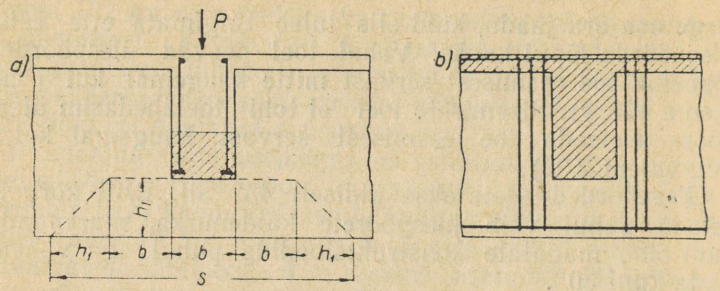
Joon. 85, *a* laeskeemi puhul, kus laeplaat töötab ühes suunas (s. o. paralleelselt peataladega), tuleb plaadi külgnemiskohal peatalaga ette näha konstruktiivne armatuur, nagu näidatud joon. 124.




*Joon. 124*

Kui tala on koormatud koondatud koormusega *P* (näiteks abitala reaktsiooniga) tala allosas või ka kogu kõrguses, tuleb kogu koondatud koormus kanda rangidega (harvem ka ülespööretega) üles, tala survetsooni. Vajalik põikarmatuuri pind on seejuures

$$F_н \geqslant \frac{P}{m\, m_a R_a},$$




*Joon. 125*

kusjuures arvesse tulevad vaid need rangid, mis asetsevad talaosa pikkusel (joon. 125, *a*)

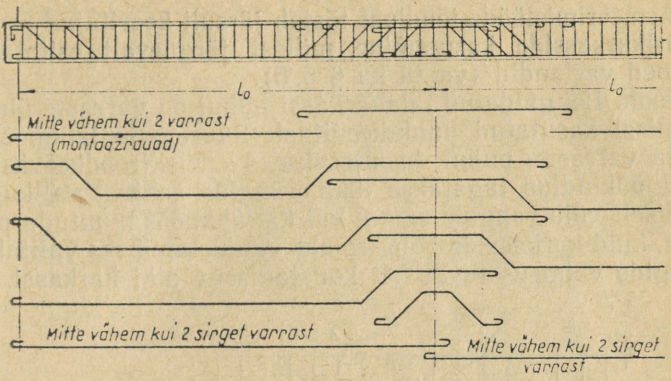
$$s = 2h_1 + 3b.$$

Sellega seoses tuleb asetada näiteks peataladesse abitalade suubumise otseses naabruses kummalegi poole 3—4 rangi (joon. 125, *b*). Joon. 125, *a* on näidatud viirutatult abitala ristlõike osa, mille kaudu toimub koormuse ülekandmine peatalale. Selleks lõike osaks võib olla vaid abitala survetsoon, mis jätkuva abitala puhul asetseb toe, s. o. peatala kohal all. Seotud armatuuri puhul tuleb rangide kohta teha järgmine märkus. Rangid on põhiliselt lahtised, kui armatuur asetseb tala alumises pinnas. Selleks et anda armatuurikarkassile betoneerimise ajal teatud jäikust, nähakse ka lahtiste rangide puhul iga neljasviies rang ette kinnisena. Kui aga töötav armatuur asetseb ka ülal (joon. 122), siis nähakse ette kinnised rangid.

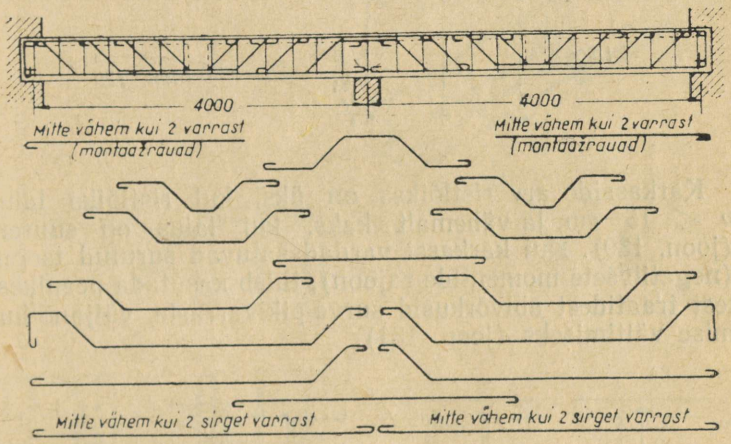
**Seotud armatuuri skeemid** on järgmised:

a) Armeerimine varraste viimisega ühest avast teise (joon. 126). Seejuures on soovitav piirata ülespöörete arv ühel vardal kahega. Selline armeerimine on otstarbekohane väiksemate talade puhul.

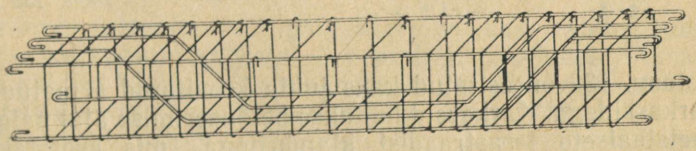
b) Nn. sõltumatu armeerimine (joon. 127), kus vardaid ühest avast teise ei viida. Suurem armatuuri kulu võrreldes eelmise juhuga kompenseeritakse armatuuri lihtsama monteerimisega, seda eriti kõrgete talade puhul. Viimasel juhul on otstarbekohane kasutada valmisseotud armatuurikarkasse raketistesse asetamiseks (joon. 128).




*Joon. 126*



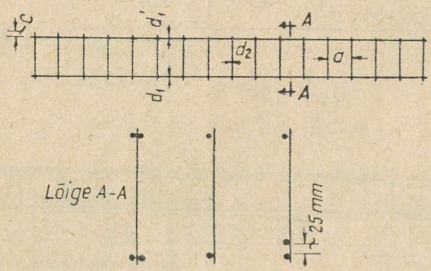

*Joon. 127*



*Joon. 128*

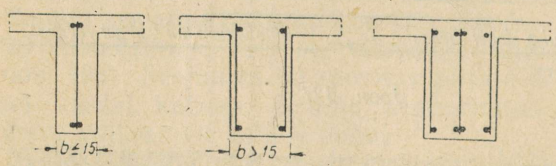
Armeerimistööde jõudlust tõstab järsult **keevitatud armatuurikarkasside** kasutamine, millest järgnevalt esitatakse mõned variandid (vaata ka § 6. 5).

Joon. 129 näidatud talakarkassi puhul on varraste ühendamisel kasutatud punktkeevitust. Suuremate läbimõõtudega varraste puhul kasutatakse ka elektroodkeevitust. Põikjõukindlus tagatakse ikka rangide sobiva valikuga. Üldiselt võib rangide samm kui ka läbimõõt muutuda piki tala, kuid karkasside hõlpsamaks valmistamiseks valitakse rangide võimsus tavaliselt konstantsena piki karkassi.



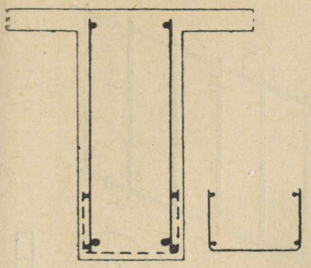

*Joon. 129*

Karkasside arv ristlõikes on üks, kui ristlõike laius $b \leqslant 15$ cm, ja vähemalt kaks, kui laius on suurem (joon. 130). Kui karkassi vardad satuvad surutud tsooni (negatiivsete momentide rajoon), tuleb kasutada peenikestest traatidest abivõrkusid surve-pikivarraste väljanõtkumise vältimiseks (joon. 131).

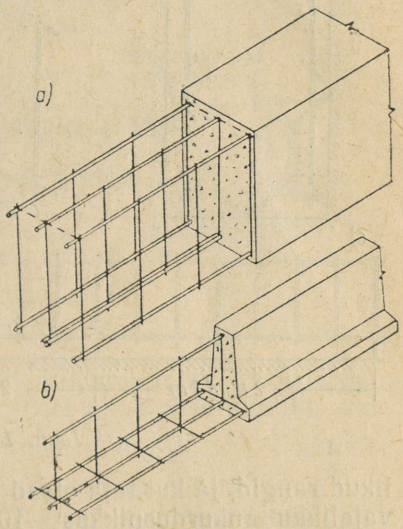



*Joon. 130*

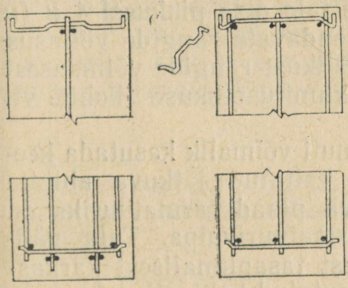
Joon. 132 on esitatud kaks juhtu keevitatud armatuurikarkassidega. Karkassid hoitakse betoneerimise ajal paigal spetsiaalsete terastraadist klambritega, mis asetatakse piki tala 1,5—2 m kaugusele üksteisest (joon. 133). Kui



*Joon. 131*



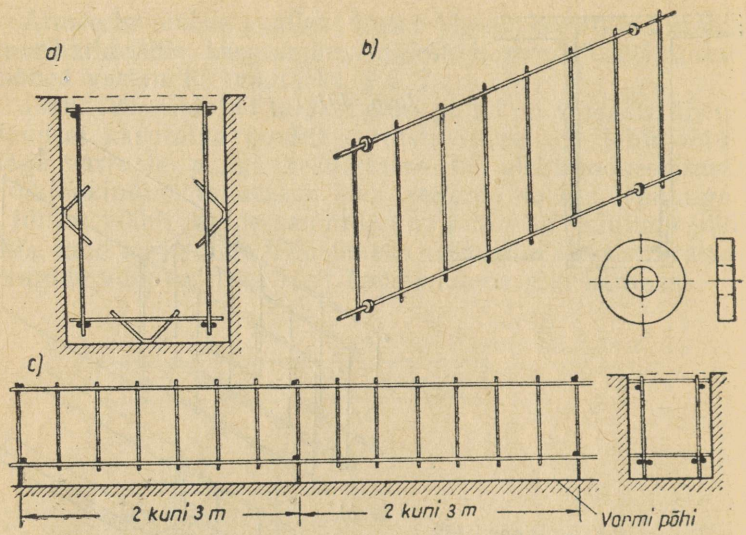

*Joon. 132*



*Joon. 133*

aga kogu tala armatuur paigaldatakse juba valmis ruumilise karkassina (koostatud peamiselt üksikutest tasapinnalistest karkassidest), siis tuleb ette näha erilised distantsihoidmise abinõud, nagu näidatud joon. 134.

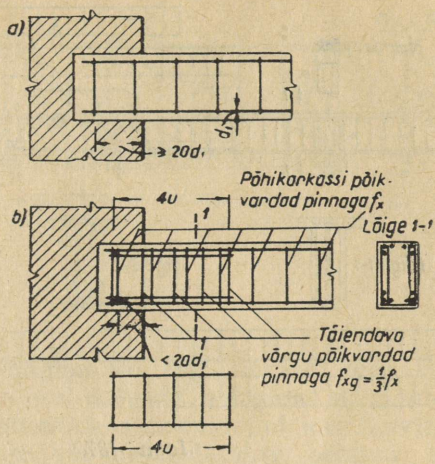
Kui vabalt toetatud tala otste puhul pole täidetud tugevustingimus (2.31) ja seega osutuvad vajalikuks arvutus-




*Joon. 134*

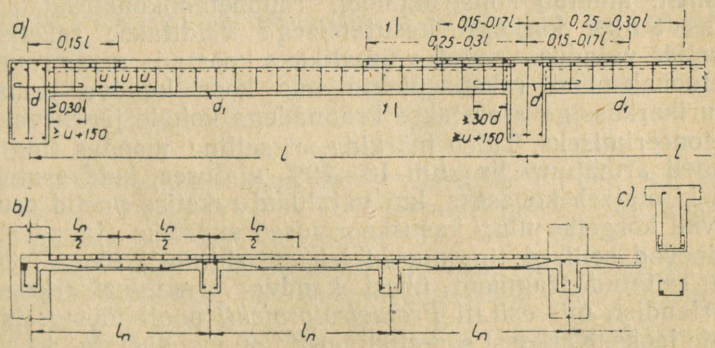
likud rangid, ja kui tala otsad ei võimalda pikiarmatuurile vajalikku ankurduspikkust 10—15 $d$ (joon. 135), tuleb kasutada täiendavaid karkasse tala otsa pikkusel 4 $u$ ($u$ vastavalt 2.37), mille puhul täiendavate rangide võimsus $\Delta q_x$ oleks vähemalt $^1/_3$ arvutuslikust rangide võimsusest $q_x$ (joon. 135, *b*). Armatuuri kinnituspikkuse kohta vt. § 9. 3.

**Jätkuvate talade** puhul on samuti võimalik kasutada keevitatud karkasse. Joon. 136 on esitatud jätkuva abitala armatuur. Ühes suunas töötava plaadi armatuuriks on kasutatud pidevat keevitatud armatuurivaipa. Tala väliarmatuur on moodustatud kahest tasapinnalisest karkassist. Toemomendi katteks on kasutatud kahte üksteise suhtes nihutatud armatuurivõrku, mispuhul negatiivse toemomendi kattearmatuur on jaotatud ühtlaselt kogu plaadi laiusele $l_n$, välja arvatud posti laius, kus katkestatud toemomendi armatuur on asendatud posti naabruses asetsevate täiendavate armatuurivarrastega. Selline lahendus ei kutsu esile vastuväiteid, kuna ЦНИПС-is teostatud katsed näitasid, et toemomendi armatuur töötab jaotatuna

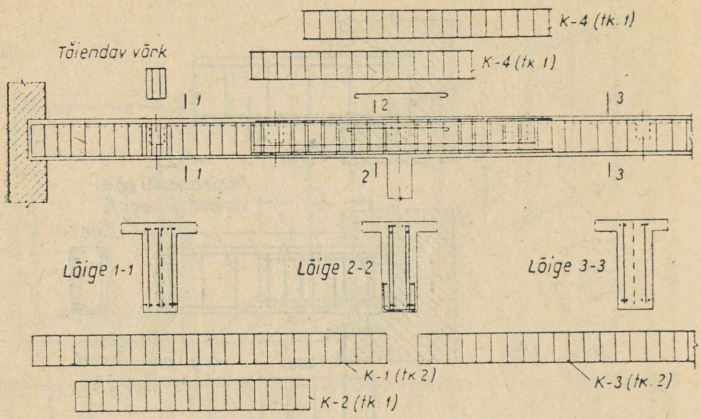



Joon. 135

kogu plaadi laiusele niisama efektiivselt kui koondatuna, nagu tavaliselt, ribi kohale. Toel jätkatakse alumine varras kahe vardaga, mille läbimõõt $d \geqslant \frac{1}{2} d_1$ ($d_1$ — alumise töötava armatuuri läbimõõt), kuid mitte vähem kui 10 mm. Selle armatuuri vajalik pikkus on näidatud joon. 136. Joon. 137 on toodud armatuuri variant, kus toemomendi armatuur ribi kohal on antud täiendavate tasapinnaliste karkasside abil. Seega saavutatakse ühtlasi ka vajalik suurem rangide võimsus sisemisel toel. Samal joonisel on



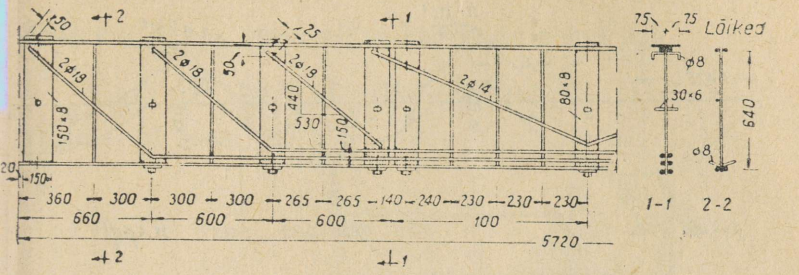

Joon. 136




*Joon. 137*

skemaatiliselt näidatud täiendavad võrgud, mis suurendavad rangide võimsust koondatud jõudude (abitalade reaktsioonide) rakenduskohtades, kui ka toe kohal ettenähtud täiendav võrk alumise survearmatuuri väljanõtkumise takistamiseks.

Sageli on leidnud kasutamist ka kandvad **ruumilised armatuurikarkassid,** mille ülesandeks on kanda oma-, raketiste ja värske betooni kaalu ning mõningaid väiksemaid koormusi betoneerimise käigus. Karkass arvutatakse sel juhul teraskonstruktsioonina. Hiljem, pärast betooni kivistumist, muutub konstruktsioon raudbetoonkonstruktsiooniks. Sellise karkassi kasutamisega välditakse raketise postide vajadus. Osutub võimalikuks koostada maas raudbetoonelemendi raketiseplokid, mis koos kandva armatuurikarkassiga asetatakse kraanadega kohale järgnevaks betoneerimiseks. Tuleb märkida, et selline moodus tingib sageli armatuuri lisakulu 10—20% ulatuses, kuid osutub siiski otstarbekohaseks, kui vajalikud raketise postid osutuvad kõrgeiks ning kasuskoormused suurteks (tavaliselt esinevad sellised tingimused tehaste ehitusel). Joon. 138 on esitatud fragment ühest kandva armatuurikarkassi variandist, mis esitati *Promstroiprojekti* poolt tööstusehitiste jaoks. Karkassi sõrestiku postid on moodustatud käesolevalt lattraudadest. Surveelementide nõtkekindlus on




*Joon. 138.*

tagatud nende tugistamise teel raketisekarbi külge keevitatud distantspulkade abil. Lõpuks märgime, et monteeritavate raudbetoonelementide sidestuslapid kas keevitatakse põhiarmatuuri külge või ankurdatakse betooni eriliste perioodilise profiiliga terasest sabavarrastega. Seevastu elementide tõstekonksud valmistatakse vaid harilikust terasest Ст. 3.

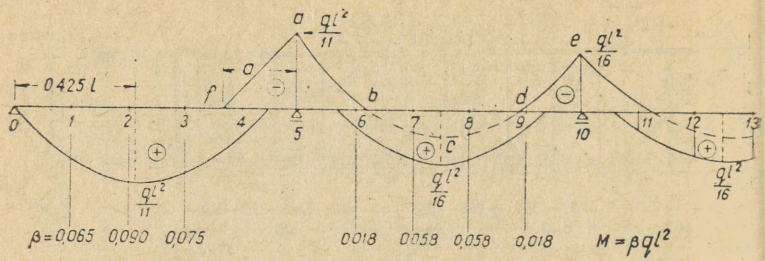
### 3.2. Talakandjate arvutus

Ühtlaselt koormatud ja võrdsete avadega (erinevus avades võib olla kuni 10%) jätkuvate abitalade puhul on võimalik samuti nagu ühes suunas töötavate plaatide puhul kasutada arvutustes piirkoormuse menetlust, oletades plastiliste liigendite tekkimist. Tingimuseks on, et toeristlõiked poleks alla- ega ülearmeeritud. Viimane nõue on rahuldatud, kui

$$p\% \leqslant 30 \frac{R_{и}^{н}}{R_{а}^{н}}.$$

Siis arvutuslikkude momentide väärtused on esitatud joonisel 139, kus $q = g + p$. Paindemomentide epüürid konstrueeritakse sel juhul järgmiselt (vt. joon. 139).

Minimaalsed välimomendid saadakse sisemistes väljades paraboolidena, mis on konstrueeritud vastavalt koormusele $q' = g + \frac{p}{4}$ ja mis läbivad arvutuslikkude toemomentide tippe (näit. joon *a—b—c—d—e* joon. 139).




*Joon. 139.*

Äärmistes väljades toemoment väheneb lineaarselt ava suunas (joon *a*—*f*), muutudes nulliks kaugusel

$$a = \frac{ql}{8q'}.$$

Maksimaalsete välimomentide epüürid konstrueeritakse paraboolidena vastavalt koormusele $q = g + p$. Seejuures ääreväljades asub maksimaalne moment ääretoest 0,425 $l$ kaugusel, siseväljades aga avade keskel.

Arvutuste lihtsustamiseks on joon. 139 võrdsete avadega jätkuva tala jaoks näidatud maksimaalsete-minimaalsete paindemomentide suurused $M = \beta ql^2$ rea ristlõigete jaoks. Kui avad ei erine rohkem kui 10%, võib kasutada samu andmeid.

Peatalade puhul plastiliste liigendite tekkimist ei arvestata ja arvutustes kasutatakse seepärast tavalisi ehitusmehaanika meetodeid.

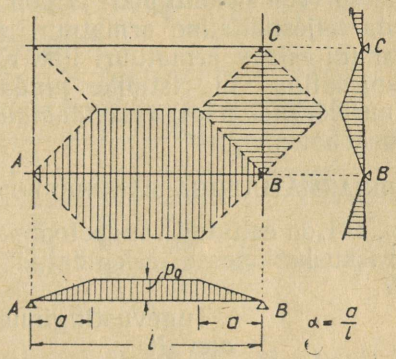
Kui peatala omakaal on abitalade koormusega võrreldes väike, võib peatala arvutustes tala omakaalu lisada koondatud koormustele ja võrdsete avade puhul arvutada lisas toodud tabeli 19 abil. Vastasel korral tuleb kasutada andmeid ka tabelist, mis on koostatud jaotatud koormuste jaoks (vt. lisas toodud tabel 18).

Kui tala on koormatud kolmnurkse või trapetsilise koormusega (ristiarmeeritud plaate toetavad talad — joon. 140), siis võib toemomentide leidmisel kasutada ühtlaselt koormatud talade jaoks koostatud tabeleid (lisas toodud tabel 18), kui kolmnurkse koormuse puhul asen-

dada $p = \frac{5}{8} p_0$, trapetsilise koormuse puhul aga

$$p = (1 - 2\alpha^2 + \alpha^3) p_0,$$

kus $\alpha$ — vt. joon. 140.




*Joon. 140.*

Jätkuvad kraanatalad on koormatud ühe või kahe kraanaga, s. o. ühe või kahe paari üksteisest kindlal kaugusel $a$ asuva koondatud koormusega. *V. A. Illarionovi* koostatud tabelid selliselt koormatud viieavalise jätkuva kraanatala arvutamiseks on toodud lisas (tabel 22).

Erinevate avapikkustega jätkuvate talade toemomentide arvutamise hõlbustamiseks on toodud lisas tabel 20, kus esinevad koormusliikmed erinevate koormustüüpide jaoks on esitatud tabelis 21. Tabelites 18 kuni 22 on oletatud, et talade ristlõige on kogu pikkuses konstantne.

## § 12. TSENTRILISELT SURUTUD RAUDBETOONELEMENDID

### 1. ÜLDISED MÄRKUSED

Kuigi vaadeldav koormusfunktsioon — tsentriline surve — puhtal kujul esineb võrdlemisi harva, on siiski suure arvu raudbetoonelementide puhul võimalik lugeda varda teljesuunalise pikijõu rakenduspunkti ekstsentrilisust väikeseks, võrreldes elemendi ristlõike mõõdetega.

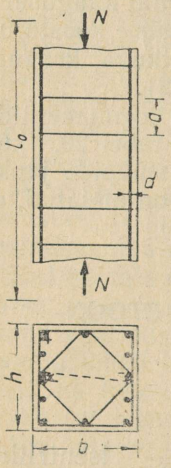
Tsentriliselt surutud raudbetoonelemente me kohtame raudbetoonpostidena, viimasel ajal ulatuslikult kasutusele võetud raudbetoonsõrestike survevarrastena, varraskaartena jne.

Painduva armatuuriga raudbetoonist surveelemente võib jagada: surveelemendid piki- ja põikarmatuuriga.

Varda teljesuunaline armatuur, nn. pikiarmatuur, on sagedamini esinev armatuuri liik. Kuid ka põikarmatuuri (kas spiraalina või ristlõike pinda asetatud keevitatud armatuurivõrkude näol) rakendamine on teatud erijuhtudel otstarbekohane.

## 2. PIKIARMATUURIGA RAUDBETOON-SURVEELEMENDID

Joon. 141 on esitatud raudbetoonpost, millele mõjub ristlõike raskuskeskmesse rakendatud arvutuslik normaaljõud $N$.




*Joon. 141.*

Tugevustingimus (2. 1) kujuneb käesolevalt

$$N \leqslant m\varphi(R_{пр}F_б + m_a R_a F_a), \quad (2.76)$$

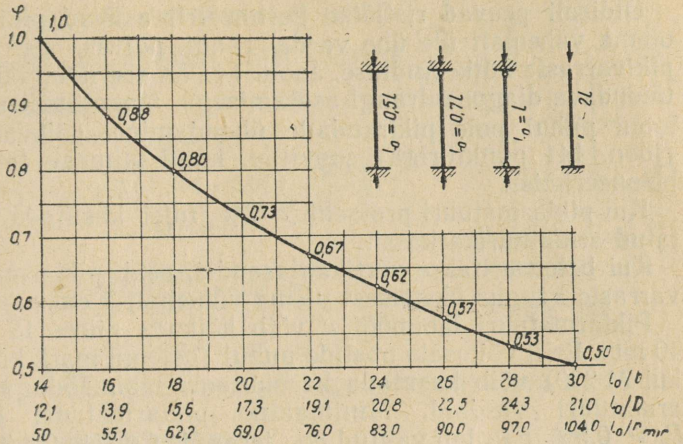
kus $m$ — töötamistingimuse tegur (üldiselt $m = 1$, välja arvatud juht, kui ristlõige on väiksem kui $30 \times 30$ cm, mispuhul $m = 0{,}8$);

$\varphi$ — nõtketegur, mida on võimalik määrata joon. 142 abil olenevalt posti nõtkepikkusest $l_0$ ja posti lühema külje pikkusest $b$ (või ümarposti läbimõõdust $D$, või meelevaldse ristlõikega posti minimaalsest inertsiraadiusest $r_{min}$);

$F_б$ $F_a$ — vastavalt ristlõike betooni brutopind ja pikiarmatuuri pind;

$m_a$ — armatuuri töötamistingimuse tegur (vt. § 7.5);

$R_a$, $R_{пр}$ — armatuuri ja betooni arvutustugevused.




*Joon. 142.*

Kui armeerimise protsent ületab 3%, siis tuleb betooni pinnast armatuuri pind maha arvata, kusjuures avaldises (2.76) armatuuri arvutustugevus $m_a R_a$ asendatakse $(m_a R_a - R_{np})$-ga.

Edasi on oletatud, et elemendi purunemiskoormusel ka armatuur saavutab oma arvutustugevuse $R_a$ (vt. analoogilised kaalutlused paindeelementide survearmatuuri kohta § 8, 2).

Avaldisest (2.76) nähtub, nagu ei mõjutaks rangide võimsus surutud elemendi kandejõudu. See pole siiski nii, sest rangidel on tähtsad konstruktiivsed ülesanded: tagada, et betoon oma purunemisel saavutaks prismalise survetugevuse $R_{np}$, ja hoida ära pikiarmatuuri väljanõtkumist. Seepärast on rangide ja pikiarmatuuri kohta normides püstitatud järgmised tingimused: Rangitraadi läbimõõt peab olema vähemalt veerand pikiarmatuuri läbimõõdust ($d$:4) või vähemalt 6 mm (külmalttõmmatud traadi puhul 5 mm). Rangide samm $a$ ei tohi ületada surutud elemendi väiksemat külje pikkust või 15-kordset pikiarmatuuri läbimõõtu $d$ (20 $d$ keevitatud karkasside puhul; 10 $d$ — keevitamata jätku juures ning juhul, kui pikiarmatuuri kogus ületab 3%) või 40 cm.

Üldiselt peavad ristlõike perimeetril asuvad pikirauad olema vähemalt üle ühe varda rangi põlves, see tagab pikivarraste nõtkekindluse. Joon. 141 on see nõue täidetud täiendava diagonaalrangi asetamisega. Monoliitse raudbetooni puhul pole pikiraudade ühendamine põikvardaga (joon. 141 punktiiriga) soovitav, kuna viimane takistab betoneerimist.

Kui pikiarmatuuri protsent $> 3\%$, tuleb kasutada keevitatud armatuurikarkassi.

Kui betoneeritakse vertikaalasendis, peab pikiarmatuuri varraste kaugus üksteisest olema vähemalt 5 cm.

Pikiarmatuuri läbimõõt $d$ võib kõikuda piires 12 kuni 40 mm. Eriti võimsate postide puhul (betooni mark kõrgem kui M 200) võib kasutada ka suurema läbimõõduga pikiarmatuuri vardaid. Minimaalne pikiarmatuuri kogus $F_a \geqslant 0{,}5\%\ F_6$, kui valitud on terased Ст. 0 ja Ст. 3, ning $F_a \geqslant 0{,}4\%$, kui terased Ст. 5 ja 25Г2С.

**Näide 19.**

Dimensioneerida ruudukujulise ristlõikega monoliitsest raudbetoonist post, kui betooni mark on M 150 ($R_{пр} = 65$ kg/cm²). Armatuuriteras Ст. 5 ($R_a = 2400$ kg/cm²), valitud 0,4%. Posti nõtkepikkus $l_0 = 6{,}5$ m. $N = 310$ t.

Avaldisest (2. 76)

$$F_6 \geqslant \frac{N}{m\varphi R_{пр}\left(1 + m_a\,\mu\,\frac{R_a}{R_{пр}}\right)} = \frac{310\,000}{1 \cdot 1 \cdot 65\left(1 + 1 \cdot 0{,}004\,\frac{2400}{65}\right)} =$$

$$= 4150 \text{ cm}^2.$$

Valitud post $65 \times 65 = 4225$ cm².

$F_a = 0{,}004 \cdot 4150 = 16{,}6$ cm²; valitud $6\phi 18П + 2\phi 12П = 17{,}2$ cm².

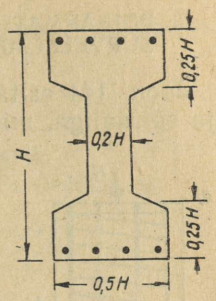
Ilmselt nõtketegur $\varphi = 1$, kui ka töötamistingimuse tegur $m = 1$. Kui posti ristlõike mõõtmed oleksid osutunud nii väikesteks, et nõtketegur $\varphi < 1$, siis oleks tulnud arvutust korrata tuntud nõtketeguri $\varphi$-ga. Arvutuskäik on seega iteratsiooniline, mis väga kiiresti koondub.

**Näide 20.**

Dimensioneerida joon. 143 esitatud monteeritavast raudbetoonist post, kui betooni mark on M 200 ($R_{пр} = 90$); valitud teras Ст. 5 ja armeerimisprotsent $p = 1\%$. Arvutuslik sisejõud $N = 328$ t. Posti pikkus $l_0 = 6{,}0$ m.

Posti pind on määratav kõrguse $H$ kaudu:

$$F_6 = 0{,}5 \cdot 0{,}5\,H^2 + 0{,}5 \cdot 0{,}2\,H^2 = 0{,}35\,H^2.$$




*Joon. 143.*

Vajalik betooni pind

$$F_6 = \frac{328\,000}{1 \cdot 1 \cdot 90\left(1 + 1 \cdot 0{,}01 \cdot \frac{2400}{90}\right)} =$$

$$= 2860 \text{ cm}^2;$$

$$H = \sqrt{\frac{2860}{0{,}35}} = 90 \text{ cm};$$

$$B = 0{,}5\,H = 45 \text{ cm};$$

$$F_a = 0{,}01 \cdot 2860 = 28{,}6 \text{ cm}^2; \text{ valitud } 8\phi 22\text{П} = 30{,}4 \text{ cm}^2.$$

Minimaalne inertsmoment on

$$I = \frac{2 \cdot 0{,}25\,H(0{,}5\,H)^3}{12} + \frac{0{,}5\,H(0{,}2\,H)^3}{12} = 0{,}0055\,H^4.$$

Minimaalne inertsraadius

$$r = \sqrt{\frac{J}{F}} = 0{,}125\,H = 11{,}3 \text{ cm};$$

$$l_0 : r = 600 : 11{,}3 = 52{,}8; \quad \varphi \approx 1.$$

**Näide 21.**

Dimensioneerida ruudukujulise ristlõikega monteeritavast raudbetoonist post, kui arvutuslik sisejõud $N = 65$ t, nõtkepikkus $l_0 = 6{,}0$ m, betooni mark M200 ($R_{пр} = 90$) ja armatuur terasest Ст. 5 ($p = 0{,}8\%$).

Vajalik betooni pind, kui $m = m_a = \varphi = 1$:

$$F_6 = \frac{65\,000}{1 \cdot 1 \cdot 90\left(1 + 1 \cdot 0{,}008 \cdot \frac{2400}{90}\right)} = 595 \text{ cm}^2.$$

Ristlõike külje pikkus $a = 24{,}4$ cm.

Arvestades nõtketeguri mõju, valitud posti ristlõike mõõtmed $30 \times 30$ cm; $m = 1$; $l_0 : b = 600 : 30 = 20$; $\varphi = 0{,}73$.

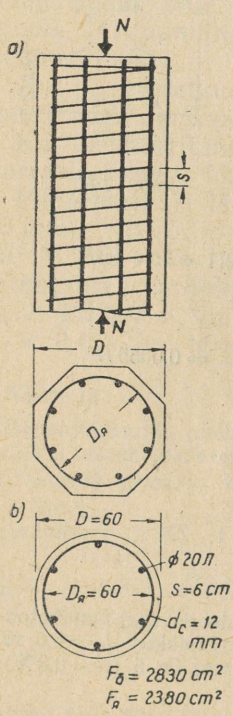
Vajalik betooni ristlõige on nüüd

$$F_6 = \frac{65\,000}{1 \cdot 0{,}73 \cdot 90 \cdot 1{,}213} = 816 < 900 \text{ cm}^2$$

$$F_a = 0{,}008 \cdot 816 = 6{,}5 \text{ cm}^2; \text{ valitud } 4\phi 16\text{П} = 8{,}04 \text{ cm}^2.$$

## 3. PÕIKARMATUURIGA (SPIRAALIGA) RAUDBETOONSURVEELEMENDID

Joon. 144 esitatud post on armeeritud pikiarmatuuriga ja spiraaliga, mis posti kandejõudu tunduvalt tõstab.




*Joon. 144.*

Pikisurvesisejõu $N$ mõjumisel tekivad harilikus raudbetoonpostis põiki, s. o. radiaalsuunas *Poisson*'i efekti tagajärjel pikenemised, mis nüüd takistatakse spiraali poolt. Selle tagajärjel satub spiraaliga ümbritsetud nn. tuumabetoon (läbimõõduga $D_я$) ruumilisse surveolukorda, spiraal ise allutatakse seejuures tõmbele. Betoon ruumilises surveolukorras on võimeline kandma hoopis suuremaid purunemispingeid ja arendama palju suuremaid plastilisi purunemisdeformatsioone kui lineaarpinge olukorras (vt. § 5, 3, 2). Sama efekti on võimalik saavutada mitte ainult spiraaliga, vaid ka kasutades põikarmatuurina keevitatud rõngaid või keevitatud armatuurivõrke.

Spiraalarmatuuriga posti arvutuskandejõu $N$ võime leida kvalitatiivselt järgmise mõttekäigu alusel.

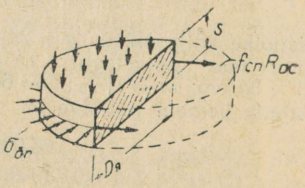
Postist välja lõigatud, ühe spiraaliga kaetud poolketta tasakaalust leiame betoonis esineva radiaalsurve $\sigma_{бr}$, kui spiraaliteras on saavutanud oma arvutustugevuse (joon 145):

$$\sigma_{бr} = \frac{2 f_{сп} m_a R_{ac}}{s D_я}, \quad (2.77)$$

kus $f_{сп}$ — spiraalitraadi pind

$$\left(f_{сп} = \frac{\pi d_c^2}{4}\right),$$

$s$ — spiraali samm.




*Joon. 145.*

Seetõttu posti pikisuunas betooni arvutustugevus suureneb kuni

$$\overline{R}_{пр} = R_{пр} + k\sigma_{бр},$$

kus $k$ — tegur, mis määratakse empiiriliselt.
Seega spiraalarmatuuriga posti üldine kandejõud on

$$N \leqslant m\left(R_{пр}F_{я} + m_{а}R_{а}F_{а} + k\sigma_{бг}\frac{\pi D_{я}^{2}}{4}\right).$$

Asendades $\sigma_{бг}$ avaldisest (2.77), saame

$$N \leqslant m\left(R_{пр}F_{я} + m_{а}R_{а}F_{а} + \frac{k}{2}\frac{\pi D_{я}f_{сп}}{s}m_{а}R_{ас}\right),$$

kus $F_{я}$ — spiraaliga ümbritsetud betooni tuumapind,
$F_{а}$, $R_{а}$ — pikiarmatuuri pind ja arvutustugevus.
Kuna empiiriliselt on leitud, et $\frac{1}{2}k \approx 2{,}5$, siis spiraalarmatuuriga posti tugevustingimus on

$$N \leqslant m\left(R_{пр}F_{я} + m_{а}R_{а}F_{а} + 2{,}5F_{сп}m_{а}R_{ас}\right), \qquad (2.78)$$

kus

$$F_{сп} = \frac{\pi D_{я}f_{сп}}{s}.$$

Redutseeritud spiraalipind on geomeetriliselt spiraaliarmatuuri maht posti ühele pikkusühikule.

Samuti on võimalik tõlgendada ka pikiarmatuuri pinda $F_{а}$. Siit järgneb, et posti kandejõu seisukohalt töötab üks kilogramm spiraali asetatud terast 2,5 korda kasulikumalt kui üks kilogramm pikiarmatuuris.

Avaldisest (2.78) nähtub, et posti kandejõu määramisel ei arvestata betooni kogu ristlõike pinda $F_{б}$, vaid ainult spiraalarmatuuriga ümbritsetud tuumapinda $F_{я}$. See on põhjustatud asjaolust, et tuuma ümbritsev betoonkest variseb tuumalt tunduvalt väiksema kui purustava koormuse juures. Kesta varisemist põhjustav koormus on ligilähedane sellele koormusele, mis oleks purustavaks samale surveelemendile ilma spiraalarmatuurita. Seepärast, et kest ekspluatatsioonikoormustel ei variseks, on normides

piiratud spiraalarmatuuriga posti arvutuskoormus, mis ei tohi olla suurem samasuguse ilma spiraalarmatuurita posti poolteisekordsest kandejõust. Kui hinnata surveelemendi koondvarutegurit $k = 2{,}0$, siis sel puhul ekspluatatsioonitingimustes on varu kesta äralangemise suhtes veel $2{,}0 : 1{,}5 = 1{,}33$.

Põikarmatuuriga surveelementide kasutamine on piiratud veel teise asjaoluga. Kuna tuumabetoon purunemisel on ligilähedaselt plastilises olukorras, siis ei või selline element töötada nõtkeohu või ka paindemomentide olemasolul, sest siis betooni elastsusmoodul $E_б \approx 0$. Seepärast on põikarmatuuri kasutamine piiratud elementidega, mis on tsentriliselt surutud ja mille puhul $l_0 : D \leqslant 12$ ($\varphi = 1$).

Et spiraalarmatuur omaks (2.78) eeldatud mõju, peab spiraali samm

$$s \leqslant \frac{D_я}{5} \leqslant 8 \text{ cm},$$

kuid on soovitav, et $s \geqslant 4{,}5$ cm.

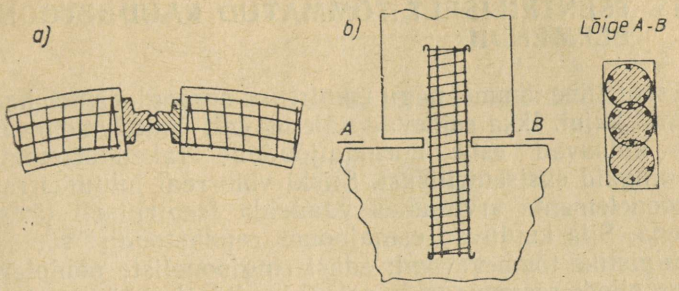
Redutseeritud spiraalipind $F_{сп}$ peab olema vähemalt $25\% F_а$. Spiraalitraadi läbimõõt $d_в \leqslant 16$ mm.

Pikiarmatuuri minimaalne kogus $F_а \geqslant 0{,}5\% F_б$, nagu hariliku raudbetoonposti puhul.

Toodud kitsenduste tõttu kasutatakse ehituspraktikas spiraalarmatuuriga poste võrdlemisi harva. Hoopis sagedamini kasutatakse spiraalarmatuuri betooni näiva margi kohalikuks tõstmiseks mitmesugustes tugiosades, liigendites jne.

Joon. 146, *a* on esitatud kolme liigendiga raudbetoonkaare lukk. Valuterasest valmistatud lukuliigendi all esinev betooni survepinge nõuab seal tugevamat betooni, kui see on vajalik kaare ülejäänud mahus. Tegelikult on raske teostada kohalikku betooni margi tõstmist, hoopis kergemini ja usaldusväärsemalt võib tõsta betooni näivat marki spiraalarmatuuri abil.

Joon. 146, *b* on esitatud raudbetoonist raamkonstruktsiooni posti alumine, vundamendile toetuv liigend, kus




*Joon. 146.*

samuti spiraalarmatuuriga tugevdatud liigendi betoon võib kanda suuri koormusi.

Mõlemal juhul ei esine spiraali ulatuses surveelemendi nõtkeohtu.

**Näide 22.**

Joon. 144, *b* esitatud posti ristlõike puhul on valitud pikiarmatuur $6\phi 20\text{П} = 18{,}85$ cm² ($p = 0{,}67 > 0{,}5\%$), Ст. 5 ($R_a = 2400$ kg/cm²); betooni mark M 200 ($R_{пр} = 80$ kg/m²). Spiraali traadi läbimõõt $d_c = 12$ mm, spiraali terase mark Ст. 5 ($R_{ac} = 2400$ kg/cm²), spiraali samm $s = 8$ cm. Määrata posti arvutuslik kandejõud $N$.

$$F_{сп} = \frac{\pi D_я f_{сп}}{s} = \frac{\pi \cdot 55 \cdot 1{,}13}{8} = 24{,}4 \text{ cm}^2 > \frac{F_a}{4}.$$

Posti arvutuskandejõud ilma spiraalita oleks

$$N_0 \leqslant 1(80 \cdot 2830 + 1 \cdot 2400 \cdot 18{,}85) = 271\,000 \text{ kg}.$$

Spiraalarmatuuriga posti arvutuskandejõud on

$$N \leqslant m(R_{пр} F_я + m_a R_a F_a + 2{,}5\, m_a R_{ac} F_{сп}) = 1 \cdot (80 \cdot 2380 + 1 \cdot 2400 \cdot 18{,}85 + 2{,}5 \cdot 1 \cdot 2400 \cdot 24{,}4) = 382\,000 \text{ kg}.$$

Kuna $N < 1{,}5\,N_0 = 406\,000$ kg, siis võime käesolevalt posti arvutuskandejõuks lugeda $N = 382$ t.

## § 13. TSENTRILISELT TÕMMATUD RAUDBETOONELEMENDID

Tsentriline tõmme, nagu tsentriline survegi, esineb harva puhtal kujul. Ikka esinevad täiendavalt paindemomendid, mis kutsuvad esile normaaljõudude rakenduspunktide mõningaid ekstsentrilisusi. Siiski võib real juhtudel raudbetoonelemente arvutustes vaadelda tsentriliselt tõmmatutena. Siia kuuluvad esmajoones raudbetoonist sõrestike ja tugistike tõmbevardad; edasi ringjooneliste põhiplaanidega silode-reservuaaride seinaplaadid (kui täitematerjali ja ümbritseva õhu temperatuurid on võrdsed), mõningad elemendid raudbetoon-koorikkonstruktsioonidest (näiteks raudbetoonkuplite ääreliikmed) jne.

Kui pragude tekkimine on lubatud, siis betoon purunemisolukorras kaasa ei tööta ja varda kandevõime on määratud vaid armatuuri võimsusega

$$N \leqslant mm_a R_a F_a. \tag{2.79}$$

Kui on vaja teada ekspluatatsiooni-olukorras tekkiva prao laiust, siis analoogiliselt (§ 10. 4) saame tingimusvõrrandi kahe prao kauguse $l_т$ määramiseks (joon. 147)

$$F_б R_p = \omega \tau s l_т. \tag{2.80}$$

Kui

$$s = \frac{F_a}{u}, \quad \frac{R_p}{\omega \tau} \approx 1 \quad \text{ja} \quad \mu = \frac{F_a}{F_б},$$

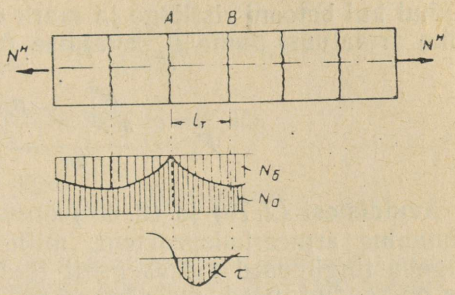
siis (2.80) annab

$$l_т = \frac{u}{\mu}, \tag{2.81}$$

kus ümarraua puhul $u = \frac{d}{4}$.

Prao laius, nagu § 10, 4, on leitav avaldisest

$$a_т = \frac{\psi}{E_a} \sigma_a^н l_т. \tag{2.82}$$




*Joon. 147.*

Avaldises (2. 82) esinev $\sigma_a^н$ on armatuuripinge normikoormustest

$$\sigma_a^н = \frac{N^н}{F_a}.$$

Perioodilise profiiliga armatuuri puhul korrutatakse avaldise (2.81) parem pool teguriga 0,5.

Tsentriliselt tõmmatud elementide arvutamisel nõutakse mõnel juhul (eriti reservuaaride seinte arvutamisel) kontrolli ka pragude tekkimisele normikoormuste olukorras, mis teostatakse järgmise avaldise abil:

$$N^н \leqslant m(R_p F_б + n'_p R_p F_a), \qquad (2.83)$$

kus $n'_p = \frac{E_{ac}}{E'_{бp}} \approx 2\,\frac{E_a}{E_б} = 2n$;

$m$ — töötamistingimuse tegur, $m$ võrdub üldiselt ühega, välja arvatud kuni 1-atmosfäärisest hüdrostaatilisest survest põhjustatud tõmbel: $m = 1{,}9$.

$n'_p R_p$ — armatuuris esinev pinge enne prao tekkimist (vt. 2. 56′).

Uuemates normides (НиТУ 123-55) on avaldis 2.83 antud seepärast kujul

$$N^н \leqslant mR_p F_б\left(1 + 2n\,\frac{F_a}{F_б}\right). \qquad (2.83')$$

Juhul kui betooni ristlõige ja mark on antud, saame vajaliku armatuuri pinna $F_a$ avaldise (2. 83′) abil:

$$F_a = \frac{\frac{N^H}{m R_p} - F_б}{2n}. \qquad (2.84)$$

Avaldistest (2. 79) ja (2. 83′) on võimalik määrata maksimaalne armeerimisprotsent, mille puhul on nimetatud tugevustingimused samaaegselt täidetud. Järgnevas tabelis on toodud need maksimaalsed armeerimisprotsendid, kui m = 1,9.

| $m_a R_a$ | Betooni mark | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 150 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 |
| 1700 | 0,76 | 0,94 | 1,42 | 1,66 | 1,90 | 2,06 |
| 2100 | 0,60 | 0,74 | 1,10 | 1,28 | 1,47 | 1,59 |
| 2400 | 0,51 | 0,63 | 0,95 | 1,10 | 1,26 | 1,36 |
| 3000 | 0,40 | 0,49 | 0,74 | 0,85 | 0,98 | 1,06 |
| 3400 | 0,35 | 0,43 | 0,64 | 0,74 | 0,85 | 0,92 |

Pärast armatuuri pinna $F_a$ arvutamist vastavalt (2. 79) pole mõtet valida suuremat betooni pinda kui vastavat tabelis toodud maksimaalsetele armeerimisprotsentidele.

**Näide 23.**

Dimensioneerida tõmbevarras, kui $N = 180$ t (normikoormustele vastav sisejõud $N^H = 150$ t). Teras Ст. 5, perioodilise profiiliga, $R_a = 2400$ kg/cm². Vajalik armatuuri pind

$$F_a = \frac{N}{m m_a R_a} = \frac{180\,000}{1 \cdot 1 \cdot 2400} = 75 \text{ cm}^2.$$

Valitud 12⌀28П; $F_a = 73{,}90$ cm².

Armatuuri kaitseks on valitud betooni ristlõige $F_б = 60 \times 25 = 1500$ cm². Leiame prao laiuse:

$$u = \frac{d}{4} = 0{,}7 \text{ cm};$$

$$\mu = \frac{F_a}{F_б} = 0{,}0493.$$

Pragude kaugus

$$l_T = 0{,}5\,\frac{u}{\mu} = 0{,}5\,\frac{0{,}7}{0{,}0493} = 7{,}1 \text{ cm}.$$

Kui $\psi \approx 1$ ja $\sigma_a^H = \frac{150\,000}{73{,}9} = 2030$ kg/cm², siis

$$a_T = \frac{2030}{2{,}1 \cdot 10^6} \cdot 71 = 0{,}07 \text{ mm}.$$

Nagu näeme, esinevad tõmbevarrastes ka võrdlemisi jämedate armatuurivarraste puhul väikesed prao laiused. Siin tuleb märkida, et tõmbevarraste puhul püütakse prao laiusi veelgi vähendada sel teel, et neis asetsev armatuur betoneeritakse sisse pärast omakaalust tekkiva sisejõu rakendamist. Näiteks tõmbevööga kaarte puhul toimub tõmbevöö betoneerimine tavaliselt pärast konstruktsiooni lahtirakestamist, mispuhul tõmbevöö betoonis esinevaid pragusid põhjustavad vaid kasuskoormused.

**Näide 24.**

Leiame ringjoonelise põhiplaaniga raudbetoonist veereservuaari seina paksuse ja vajaliku horisontaalse ringarmatuuri 5,0 m sügavusel veepinnast. Kasutatud teras Ст. 3 ($R_a = 2100$ kg/cm²); betooni mark M 200; $R_p = 6{,}4$ kg/cm²; $n = 2{,}1 \cdot 10^6 : 2 \cdot 10^5 = 10{,}5$; $m = 1{,}9$.
Antud sügavuses on normitõmbejõud ühele sügavusühikule

$$N^H = \gamma H \frac{D}{2} = 1{,}0 \cdot 5{,}0 \cdot \frac{7{,}0}{2} = 17{,}5 \text{ t/m};$$

vastav arvutussisejõud

$$N = kN^H = 1{,}1 \cdot 17{,}5 = 19{,}25 \text{ t/m}.$$

Vajalik ringarmatuur ühele sügavuse meetrile vastavalt (2. 79)

$$F_a = \frac{N}{mm_a R_a} = \frac{19\,250}{1 \cdot 1 \cdot 2400} = 9{,}15 \text{ cm}^2;$$

valitud $8\phi 12 = 9{,}03$ cm².
Avaldisest (2. 83) leiame betooni vajaliku pinna

$$F \geqslant \frac{N^H}{mR_p\left(1 + 2n\frac{F_a}{F}\right)} = \frac{17\,500}{1{,}9 \cdot 6{,}4\left(1 + 2 \cdot 10{,}5\,\frac{9{,}03}{F}\right)},$$

kust

$$F = 1250 \text{ cm}^2.$$

Ka vasttoodud tabeli abil jõuaksime samale tulemusele, sest

$$F = \frac{F_a \cdot 100}{p_{max}} = \frac{9{,}15 \cdot 100}{0{,}74} = 1240 \text{ cm}^2.$$

Seega seina paksus tuleb valida $h_п = \frac{1250}{100} = 12{,}5$ cm.

Kui sooviksime piirduda seina paksusega $h_п = 10$ cm, siis vajalik armatuuri pind $F_a$, mille puhul oleks ka pragude vältimise nõue rahuldatud, on arvutatav (2. 84) abil:

$$F_a = \frac{\frac{17\,500}{1{,}9 \cdot 6{,}4} - 1000}{2 \cdot 10{,}5} = 20{,}9 \text{ cm}^2.$$

Näeme, et kui vähendada betooni ristlõiget 20% võrra, suureneks vajalik armatuuri kogus rohkem kui kahekordselt. Siit järeldub, et pragudekindlus tuleb ikka tagada kas betooni ristlõike võimsusega või kasutada armatuuri eelpingestust (vt. III, IV).

Varasemad (näit. 1949. a.) raudbetooni normid oleksid nõudnud käesolevas ülesandes samas suurusjärgus seinapaksust. Tugevuse koondvarutegur on valitud $k = 1{,}8$, koondvarutegur pragude vältimise suhtes $k_т = 1{,}3$; terase voolavuspiir $\sigma_т = 2850$ kg/cm²; betooni normitõmbetugevus $R_p^н = 16$ kg/cm².

Tugevustingimusest leiame

$$F_a = \frac{kN^н}{\sigma_т} = \frac{1{,}8 \cdot 17\,500}{2850} = 11{,}1 \text{ cm}^2$$

ja vajalik betooni pind, et vältida pragude tekkimist, on

$$F = \frac{k_т N^н - 200 F_a}{R_p^н} = \frac{1{,}3 \cdot 17\,500 - 200 \cdot 11{,}3}{16} = 1280 \text{ cm}^2.$$

Seega vajalik seina paksus on

$$h_п = \frac{1280}{100} = 12{,}8 \approx 12{,}5 \text{ cm}.$$

Seejuures ei esinenud arvutuses siserõhu piiramist 1-atmosfäärilise hüdrostaatilise survega. Nagu näeme, on töötamistingimuse tegur $m = 1{,}9$ valitud nii, et uus ja endine arvutusviis annaksid ligikaudselt samu tulemusi.

Tuleb märkida, et 1955. a. normid osutuvad anumate puhul, kus rõhk ületab 1 atmosfääri, liialt valjudeks (sisuliselt nad nõuavad sel juhul pingebetooni kasutamist). Ilmselt pole küllaldasel määral arvestatud fakti, et prao tekkimine pole veel katastroof, vaid kujutab endast küll väga tülikat, kuid ikkagi vaid ekspluatatsiooni ebamugavust.

# § 14. EKSTSENTRILISELT SURUTUD RAUDBETOONELEMENDID

## 1. ÜLDISED MÄRKUSED

Ekstsentriline surve on sageli esinev koormusfunktsioon. Tööstushoonete postide, raamide postide, kaarte, tugistikkude jne. ristlõiked osutuvad üldiselt ekstsentriliselt surutuiks.

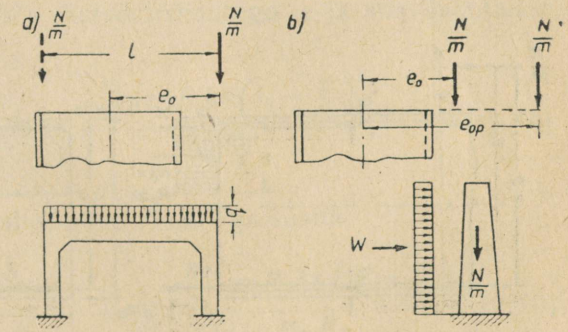
Seejuures võib minna purunemisolukorrale kahe skeemi kohaselt:

a) sel teel, et normaaljõud kasvab $N = 0$ kuni $N_p$ sama ekstsentrilisuse $e_0$ juures (joon. 148, *a*) või

b) normaaljõu konstantseks jäädes kasvab ekstsentrilisus kuni purustava ekstsentrilisuseni $e_{0p}$ (joon. 148, *b*).

Esimene juhus on sagedasem: näiteks raami postides, kui riivi koormus kasvab $q = 0$ kuni $q_p$, jääb ekstsentrilisus $e_0$ konstantseks. Teine juhus esineb näiteks raudbetoonkorstnate puhul, kus normaaljõud (korstna kaal) ei muutu, seevastu purustavaks võib saada horisontaalne tuulekoormus, mis põhjustab omakaalu $N_g$ purustava ekstsentrilisuse $e_{0p}$ mingis korstna horisontaallõikes.

Tuleb märkida, et ekstsentriliselt surutud ristlõikega on NSV Liidus teostatud ulatuslikke prooviseeriaid. Nad on teostatud eranditult skeemi kohaselt, kus normaaljõud kasvab nullist kuni purustava normaaljõuni konstantse ekstsentrilisuse $e_0$ juures. Siit saadud tulemused on oletatud




*Joon. 148.*

kehtivatena ka teise skeemi kohaselt töötavatele ekstsentriliselt surutud raudbetoonelementidele.

Üldiselt võib ekstsentrilisus $e_0$ olla kas suur või väike. Suurte ekstsentrilisuste puhul tekivad purunemisolukorras ristlõike tõmbetsooni armatuuris tõmbe voolavuspiiri pinged. Seevastu väikeste ekstsentrilisuste puhul võivad nimetatud armatuuris esineda koguni survepinged. Ekstsentrilisus $e_0$, millest alates võime ristlõiget lugeda ühte või teise liiki kuuluvaks, on määratav katseliselt.

## 2. RISTKÜLIKULISE RISTLÕIKE ARVUTUS

### 2. 1. Suurte ekstsentrilisuste juht

Suurte ekstsentrilisuste juht (joon. 149) esineb siis, kui ekstsentrilisus $e_0 > 0{,}3\,h_0$.

Katsetega on kindlaks tehtud, et siis purunemisel:

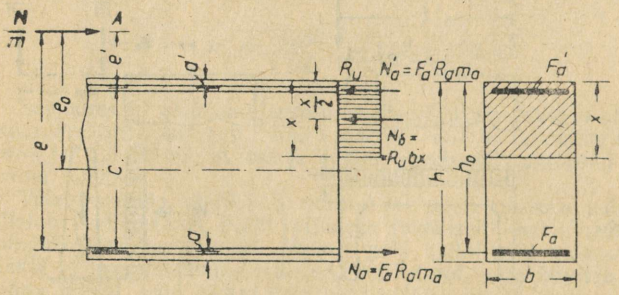
a) betooni surutud serva pinged saavutavad betooni painde-survetugevuse $R_и$;

b) survetsooni pingete diagrammi kuju on küllalt lähedane ristkülikule;

c) ka survearmatuur saavutab voolavuspiiri (kui terase voolavuspiir $\sigma_т \leqslant 4200$ kg/cm²).

Käesolevalt on võimalik kasutada kaht tasakaaluvõrrandit: jõudude projektsiooni võrrand varda teljele (joon. 149)

$$N \leqslant m(R_и bx + m_a R_a F'_a - m_a R_a F_a) \qquad (2.85)$$




*Joon. 149.*

ja momendi võrrand meelevaldse punkti (käesolevalt valitud normaaljõu rakenduspunkti $A$) kohta:

$$R_{и} bx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) + m_a R_a F'_a\ (\pm e') - m_a R_a F_a\, e = 0, \tag{2.86}$$

kus $e'$ on positiivne, kui jõud $N$ asub väljaspool survearmatuuri.

Antud ristlõike kontrollimisel on võimalik (2.86) abil arvutada survetsooni sügavuse $x$ ja (2.85) abil kontrollida valitud ristlõike sobivust arvutuslikule sisejõule $N$.

Dimensioneerimisel on tavaliselt ikka antud betooni ristlõige ($h$, $b$), materjali arvutustugevused $R_{и}$ ja $m_a R_a$, kuna vaja on määrata armatuuri pinnad $F_a$ ja $F'_a$.

Võrrandsüsteemist (2.85) (2.86) ei piisa tundmatute $F_a$, $F'_a$ ja $x$ määramiseks. Koostame täiendava tingimuse $x$ suhtes, valides viimase nii, et ristlõike armatuuri pindade summa $F_a + F'_a$ oleks minimaalne.

(2.85) ja (2.86) annavad

$$F_a - F'_a = \frac{R_{и} bx - \frac{N}{m}}{m_a R_a}, \tag{2.87}$$

$$eF_a - e'F'_a = \frac{R_{и} bx\left(e_0 - h_0 + \frac{x}{2}\right)}{m_a R_a}. \tag{2.88}$$

Korrutades (2.87) ekstsentrilisusega $e$ ja siis lahutades (2.88), saame

$$F'_a = \frac{1}{c}\,\frac{\frac{Ne}{m} - R_{и} bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{m_a R_a}, \tag{2.89}$$

kus $c = e - e' = h_0 - a'$.

Liites (2.87) kahekordse (2.89)-ga saame

$$F_a + F'_a = \frac{R_{и} bx - \frac{N}{m}}{m_a R_a} + \frac{2}{c}\,\frac{\frac{Ne}{m} - R_{и} bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{m_a R_a}. \tag{2.90}$$

Tuletades (2. 90) $x$ järgi ja võrrutades tuletise nulliga, saame

$$\frac{\partial(F_a + F'_a)}{\partial x} = \frac{R_и b}{m_a R_a} + \frac{2}{c} \frac{-R_и b h_0 + R_и b x}{m_a R_a} = 0,$$

kust leiame $x^* = h_0 - \frac{c}{2}$.

Kui hindame $c \approx 0{,}9\ h_0$, siis

$$x^* = 0{,}55\, h_0.$$

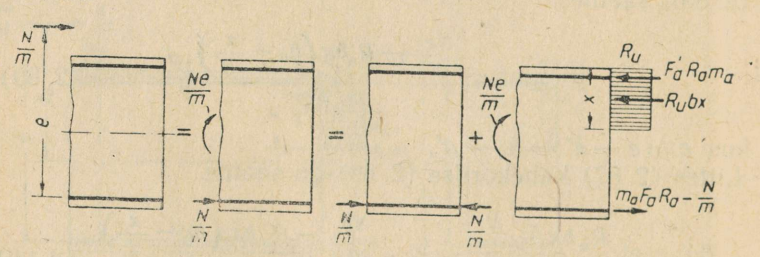
(2. 89) annab

$$F'_a = \frac{\frac{Ne}{m} - 0{,}4 b h_0^2 R_и}{m_a R_a (h_0 - a')} \qquad (2.91)$$

ja (2. 87)

$$F_a = 0{,}55\, b h_0 \frac{R_и}{m_a R_a} + F'_a - \frac{N}{m m_a R_a}. \qquad (2.92)$$

Avaldised (2. 91), (2. 92) on interpreteeritavad ka teisiti. Kujutleme, et normaaljõud $\frac{N}{m}$ on kantud paralleelselt enesele tõmbearmatuuri raskuskeskmesse (joon. 150). Siis tuleb juurde lisada veel ülekandel tekkiv moment $\frac{Ne}{m}$, mis võetakse vastu tõmbe- ja survetsoonides armeeritud ristlõike poolt. Seetõttu (2. 91) meenutab avaldist (2. 12). Lugejas korrdaja 0,4 on aga juhuslikult sama. Kui (2. 12) oli tuletatud armeerimata survetsooni tugevustingimusest, siis käesolevalt (2. 91) hoopis armatuuri ökonoomia tingimusest.




*Joon. 150.*

Avaldises (2. 92) esimene ja teine liige on armatuuri komponendid, mis on vajalikud armeeritud ristlõike tõmbe- ja survetsoonides momendi $\frac{Ne}{m}$ vastuvõtuks. Kolmas liige väljendab tõmbearmatuuri kohale ülekantud survejõu $\frac{N}{m}$ mõju.

Kui (2. 91) kohaselt survearmatuuri pind $F'_a < 0$, siis valitakse survearmatuur konstruktiivselt vähemalt $F'_a = 0{,}2\% \, bh_0$. Kuid siis pole õigustatud ka (2. 92) kasutamine, sest $x : h_0 < 0{,}55$. Nüüd rakendame vastkirjeldatud teist interpretatsiooni. Moment, mille võtab vastu survearmatuur ühes niisama suure tõmbearmatuuri pinna osaga ($F'_a$):

$$M_{II} = F'_a \, (h_0 - a') R_a m_a .$$

Kogu momendist jääb vastu võtta betooni surutud tsoonile, koos vastava osa tõmbearmatuuriga ($F_{aI}$):

$$M_I = \frac{Ne}{m} - F'_a \, (h_0 - a') m_a R_a .$$

Edasi, vaadeldes ristlõiget armeerituna ainult tõmbetsoonis, leiame näiteks

$$A_I = \frac{M_I}{bh_0^2}$$

ja tabelitest 8: $p_I$ ning $F_{aI} = \frac{p_I bh_0}{100}$.

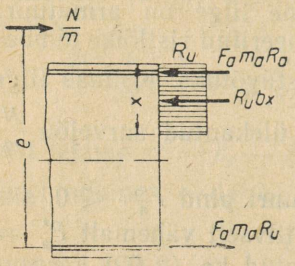
Kogu tõmbearmatuuri pind on siis

$$F_a = \frac{p_I bh_0}{100} + F'_a - \frac{N}{mm_a R_a} .$$

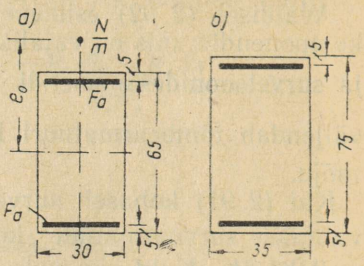
Sageli on otstarbekohane kasutada sümmeetrilist armatuuri (s. o. $F_a = F'_a$), seda eriti siis, kui normaaljõu rakenduspunkt võib asuda erinevatel koormusjuhtudel mõlemal pool ristlõike raskuskeset.

Siis (joon. 151)

$$R_и \, bx = \frac{N}{m} , \text{ kust } x = \frac{\frac{N}{m}}{bR_и} \qquad (2.93)$$




*Joon. 151.*




*Joon. 152.*

ja avaldisest (2. 89) leiame

$$F = F'_a = \frac{\frac{N}{m}\left(e - h_0 + \frac{N}{2bmR_и}\right)}{m_a R_a (h_0 - a')}. \qquad (2.94)$$

Kui on antud armatuuri pinnad $F_a = F'_a$, siis on arvutuslik normaaljõud avaldisest (2. 94) tuletatud järgmise avaldise abil:

$$\frac{N}{m} = -R_и\, b(e - h_0) +$$

$$+\sqrt{[R_и b(e - h_0)]^2 + 2F_a (h_0 - a')\, bm_a R_a R_и}. \qquad (2.95)$$

**Näide 25.**

Suhteliselt lühikese monteeritavast raudbetoonist posti puhul on betooni mark M 200 ($R_и = 110$), terase mark Ст. 5 ($R_a = 2400$); arvutuslikud normaaljõud ja moment $N = 70$ t ja $M = 35$ tm; töötamistingimuse tegur $m = 1{,}1$. Ristlõike andmed on esitatud joon. 152, *a*. Leida $F_a$ ja $F'_a$.

Siis

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{35}{70} = 0{,}50 \text{ m}; \quad e = 50 + 27{,}5 = 77{,}5 \text{ cm}.$$

Kuna normaaljõu rakenduspunkt asub väljaspool survearmatuuri, on ilmselt tegemist suurte ekstsentrilisuste juhuga.

$$F'_a = \frac{\frac{70\,000}{1{,}1} \cdot 77{,}5 - 0{,}4 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 110}{2400 \cdot 55} = 1{,}3 \text{ cm}^2.$$

Valitud

$$F_a' = 0{,}2\% \cdot bh_0 = 0{,}002 \cdot 30 \cdot 60 = 3{,}6 \text{ cm}^2,$$

$$2\phi 16\text{П} = 4{,}02 \text{ cm}^2,$$

$$F_a = 0{,}55 \cdot 30 \cdot 60 \cdot \frac{2400}{110} + 1{,}3 - \frac{70\,000}{1{,}1 \cdot 2400} = 20{,}3 \text{ cm}^2,$$

valitud $7\phi 20\text{П} = 22{,}0$ cm$^2$.

**Näide 26.**

Lühikese monoliitsest raudbetoonist posti puhul (joon. 152, *b*) valiti betooni mark M 150 ($R_и = 80$); terase mark Ст. 5 ($R_a = 2400$). Arvutuslikud normaaljõud ja moment on vastavalt $N = 40$ t; $M = 25$ tm. Töötamistingimuse tegur $m = 1$. Leida $F_a$ ja $F_a'$.

Siis

$$e_0 = \frac{25}{40} = 0{,}62 \text{ m}; \quad e = 62 + 32{,}5 = 94{,}5 \text{ cm};$$

$$F_a' = \frac{40\,000 \cdot 94{,}5 - 0{,}4 \cdot 35 \cdot 70^2 \cdot 80}{2400 \cdot 65} < 0.$$

Valime survearmatuuri jälle konstruktiivselt $0{,}2\%\ bh_0$, s. o. 4,9 cm$^2$. Valitud $F_a' = 2\phi 20\text{П} = 6{,}28$ cm$^2$.

$$M_1 = Ne - F_a'(h_0 - a')R_a = 40\,000 \cdot 94{,}5 - 6{,}28 \cdot 65 \cdot 2400 =$$
$$= 28 \cdot 10^5 \text{ kgcm}.$$

$$A_1 = \frac{M_1}{bh_0^2} = \frac{28 \cdot 10^5}{35 \cdot 70^2} = 16{,}3;$$ tabelist 8, *c*: $p_1 = 0{,}77\%$ ja

$$F_{a1} = \frac{p_1}{100} bh_0 = 0{,}0077 \cdot 35 \cdot 70 = 18{,}9 \text{ cm}^2.$$

$$F_a = F_{a1} + F_a' - \frac{N}{mm_a R_a} = 18{,}9 + 6{,}3 - \frac{40\,000}{2400} = 8{,}6 \text{ cm}^2,$$

valitud $3\phi 20\text{П} = 9{,}42$ cm$^2$.

Summaarne armeerimise protsent on

$$p = 100 \cdot \frac{9{,}42 + 6{,}28}{35 \cdot 70} = 0{,}64 > 0{,}5\%.$$

**Näide 27.**

Olgu näite 25 andmetel nõutav sümmeetriline armatuur. Siis (2. 94) annab

$$F_a = F'_a = \frac{\frac{m}{N}\left(e - h_0 + \frac{N}{2bmR_н}\right)}{m_a R_a (h_0 - a')} =$$

$$= \frac{\frac{70\,000}{1{,}1} \cdot \left(77{,}5 - 60 + \frac{70\,000}{2 \cdot 30 \cdot 1.1 \cdot 110}\right)}{2400 \cdot 55} = 13{,}1 \text{ cm}^2.$$

Summaarne armatuuri pind: $F_a + F'_a = 26{,}2$ cm² on muidugi suurem kui näites 25 : $20{,}3 + 1{,}3 = 21{,}6$ cm², sest käesolevalt pole $x$ valitud armatuurikoguse miinimumi tingimusele vastavalt.

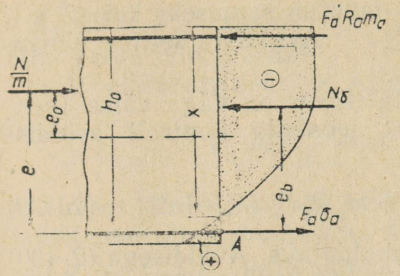
## 2. 2. Väikeste ekstsentrilisuste juht

Väikeste ekstsentrilisuste juht (joon. 153) esineb tavaliselt siis, kui normaaljõu rakenduspunkt asetseb surve- ja tõmbearmatuuri raskuskeskmete vahel ja mitte kaugemal ristlõike raskuskeskmest kui $e_0 = 0{,}3\,h_0$.

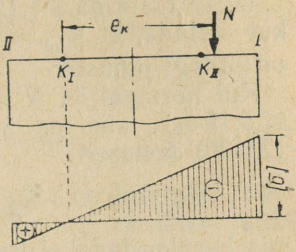
Survetsooni sügavus on siis $x < 0{,}55\,h_0$. Purunemisel ei saavuta tõmbearmatuur oma arvutustugevust tõmbele $R_a$ ($\sigma_a < R_a$). Survearmatuur saavutab purunemisel oma arvutustugevuse $R_a$, kui see on väiksem kui 4200 kg/cm². Betooni survetsooni resulteeriv jõud $N_6$ ja tema õlg tõmbearmatuuri raskuskeskme suhtes $e_6$ jäävad käesolevas arvutuskäigus määramatuteks. On aga võimalik oletada, nagu näitavad katsete tulemused, et betooni survetsooni resultandi moment tõmbearmatuuri raskuskeskme suhtes ei olene ekstsentrilisusest $e_0$. Sel juhul on võimalik kasutada nimetatud momendi väärtuseks sama suurust, mis esineb vaadeldava ristlõike tsentrilisel koormamisel, s. o.

$$M_6 = N_6 e_6 \approx R_{пр} b h_0 \cdot \frac{h_0}{2}. \qquad (2.96)$$

Tuleb märkida, et analoogiaid toodud oletusele esineb ka harilikus tugevusõpetuses. Kui näiteks serva *I* pinged




Joon. 153.




Joon. 154.

väljendatud normaaljõu $N$ momendi abil tuumapunkti $K_I$ kohta (joon. 154),

$$\sigma_I = \frac{Ne_к}{W}$$

peavad jääma lubatavate pingete [σ] piiridesse normaaljõu mistahes ekstsentrilisuse $e_к$ puhul, siis peab jääma konstantseks ka moment tuumapunkti $K_I$ kohta, s. o.

$$Ne_к = [\sigma]\, W.$$

Arvestades (2.96), saame momendi tasakaalu võrrandi tõmbearmatuuri raskuskeskme kohta (joon. 153, punkt $A$):

$$Ne \leqslant m\,[0{,}5\, R_{пр} b h_0^2 + m_a R_a F_a' \,(h_0 - a')], \quad (2.97)$$

kust leiame

$$F_a' = \frac{\frac{Ne}{m} - 0{,}5\, R_{пр}\, b h_0^2}{m_a R_a (h_0 - a')}. \quad (2.98)$$

Tõmbearmatuuriks $F_a$ määratakse konstruktiivselt 0,2% $bh_0$. Kui on vajalik rakendada sümmeetrilist armatuuri, siis tuleb nii $F_a$ kui ka $F_a'$ arvutada avaldise (2.98) abil.

Antud armatuuri pinna $F_a'$ puhul on arvutuslik normaaljõud arvutatav avaldisest (2.98) tuletatud järgmise avaldise abil:

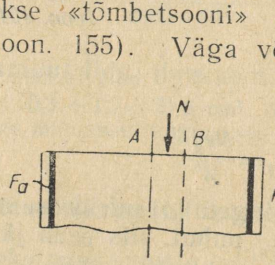
$$\frac{N}{m} = \frac{F_a' m_a R_a (h_0 - a') + 0{,}5\, R_{пр}\, b h_0^2}{e}. \quad (2.99)$$

Tuleb märkida, et (2. 98) muutub samaseks kui (2. 91), kui oletada, et $R_{пр} \approx 0{,}8\,R_{и}$. Avaldiste selline ühtivus on jällegi juhuslik.

Kui normaaljõu $N$ ekstsentrilisus on väga väike ($e_0 < < 0{,}15\,h_0$), siis on vajalik teostada kontroll avaldise (2. 100) kohaselt:

$$Ne' \leqslant m\,[0{,}5\,R_{пр}\,bh_0^2 + m_a R_a F_a\,(h_0 - \alpha')], \quad (2.\,100)$$

mis harukordadel ei osutu rahuldatuks. Avaldisega (2. 100) kontrollitakse «tõmbetsooni» armatuuri $F_a$ vastupanu survele (joon. 155). Väga võimsa survearmatuuri $F'_a$




*Joon. 155.*

olemasolul nihkub redutseeritud ristlõike raskuskese punktist $A$ näiteks punkti $B$, mistõttu suhteliselt nõrk armatuur $F_a$ asetseb nüüd rohkem surutud servas. Sellega seoses kerkib vajadus selle serva tugevuse kontrolliks survele, mis toimubki avaldise (2. 100) abil.

## 2. 3. Nõtkeohu arvestamine

Eeltoodud avaldistes ei esinenud nõtketegurit. Käesolevalt toimub nõtkeohu arvestamine ekstsentrilisuse $e_0$ väärtuse korrutamise teel teguriga $\eta \geqslant 1$.

Elastse nõtke teooriast on teada, et nõtkeoht suurendab paindemomente vardas järgmise avaldise kohaselt

$$M = M_0 \frac{1}{1 - \dfrac{N}{N_{кр}}} = \eta M_0, \quad (2.\,101)$$

kus $N$ — normaaljõud vardas;

$N_{кр}$ — *Euleri* jõud vardas;

$M_0$ — staatikast leitud paindemoment.

Kui $N \to N_{кр}$, siis $M \to \infty$. Suurust $N : N_{кр}$ võib nimetada varda nõtkevaruks.

Näiv ekstsentrilisus on seega

$$e_0' = \frac{M}{N} = \eta \frac{M_0}{N} = \eta e_0. \qquad (2.102)$$

Avaldises (2.101) esinev kriitiline jõud on hinnatud, vastavalt teostatud proovidele, ristkülikulise ristlõike jaoks $400 R_и bh \left(\frac{h}{l_0}\right)^2$, mille puhul

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{m\ 400 R_и bh} \left(\frac{l_0}{h}\right)^2}. \qquad (2.103)$$

Kui $l_0 : h \leqslant 10$, siis võib lugeda $\eta = 1$.

(2.103) on kehtiv nõtkeohu hindamisel paindemomendi mõjumise suunas. Sellega ristsuunas tuleb varrast kontrollida nagu tsentriliselt surutud varrast, kasutades nõtketegurit $\varphi$ (vt. § 12).

**Näide 28.**

Näite 25 andmetel olgu posti nõtkepikkus $l_0 = 8{,}0$ m, siis $\frac{l_0}{h} = \frac{800}{65} = 12{,}3 > 10$.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{70\,000 \cdot 12{,}3^2}{1{,}1 \cdot 400 \cdot 110 \cdot 30 \cdot 65}} = 1{,}125;\ e_0' = 1{,}125 \cdot 50 = 56{,}3 \text{ cm};$$

$$F_a' = \frac{\frac{70\,000}{1{,}1} \cdot 83{,}8 - 0{,}4 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 110}{2400 \cdot 55} = 4{,}3 \text{ cm}^2;\ F_a = 23{,}3 \text{ cm}^2.$$

Seega armatuuri vajaduse kasv on $\sim 25\%$.

## 2. 4. Ebasümmeetrilise ekstsentrilisuse juht

Seni oletasime, et normaaljõu rakenduspunkt asetseb ristkülikulise ristlõike ühes peatasapinnas. Kuid võib esineda ülesandeid, kus normaaljõu rakenduspunkt asetseb

ristlõike meelevaldses punktis (näiteks ruumilise raami nurgaposti juht, kui esineb temperatuurimuut).

Selle ülesande lahendamiseks puudub tänapäeval küllaldane katsematerjal, mistõttu 1955. a. normidega kehtestatud arvutusmeetodit tuleb vaadelda kui esialgset.

Arvutuslik normaaljõud on antud (НиТУ 123-55) avaldisega

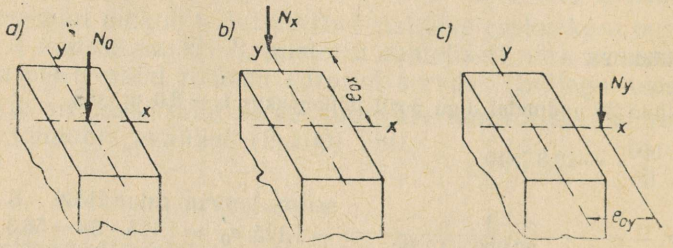
$$N \leqslant \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_0}}, \qquad (2.104)$$

kus $N_0$ — tsentriline arvutusnormaaljõud (joon. 156, *a*);

$N_x$ — arvutusnormaaljõud antud ekstsentrilisusega $x$-telje suhtes $e_{0x}$ (joon. 156, *b*);

$N_y$ — arvutusnormaaljõud antud ekstsentrilisusega $y$-telje suhtes $e_{0y}$ (joon. 156, *c*).

Avaldise (2.104) põhjendamiseks tuleb märkida, et ta ilmselt kehtib kolmel lihtsamal surve erijuhul:




*Joon. 156.*

Kui normaaljõud asetseb ristlõike tsentris, siis

$$N \leqslant \frac{1}{\frac{1}{N_0} + \frac{1}{N_0} - \frac{1}{N_0}} = N_0.$$

Kui ekstsentrilisus on vaid $x$-telje suhtes, siis

$$N \leqslant \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_0} - \frac{1}{N_0}} = N_x.$$

Analoogiliselt ka juhul, kui ekstsentrilisus on vaid $y$-telje suhtes. $Nx$ ja $N_y$ arvutamisel rakendatakse avaldisi (2. 85), (2. 86) või erijuhtudel (2. 95), (2. 99), kusjuures arvestatakse nõtkeohtu (2. 103) abil. $N_0$ arvutus toimub ilma nõtketegurita.

Tuleb märkida, et (2. 104) abil on võimalik üksnes kontrollida etteantud ristlõike sobivust.

**Näide 29.**

Joon. 157 esitatud ristlõike puhul on antud: arvutuslik normaaljõud ja momendid on $N = 100$ t; $M = 14{,}0$ tm; $M_y = 8{,}0$ tm; nõtkepikkus $l_0 = 7{,}0$ m; betooni mark M 200 ($R_и = 100$ kg/cm²); teras Ст. 5 ($R_a = 2400$ kg/cm²); $m = m_a = 1$.

Kontrollime joon. 157 esitatud ristlõike sobivust.

$$\frac{l_0}{h} = \frac{7}{0{,}6} = 11{,}7; \quad \eta_x = \frac{1}{1 - \dfrac{100\,000}{400 \cdot 40 \cdot 60} \cdot 11{,}7^2} = 1{,}17;$$

$$e_{0x} = \frac{14 \cdot 1{,}17}{100} = 0{,}164 \text{ m}; \quad e_x = 16{,}4 + 26{,}5 = 42{,}9 \text{ cm};$$

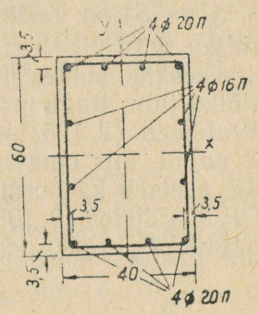
$$\frac{l_0}{b} = \frac{7}{0{,}4} = 17{,}5; \quad \eta_y = \frac{1}{1 - \dfrac{100\,000}{400 \cdot 40 \cdot 60} \cdot 17{,}5^2} = 1{,}47;$$

$$e_{0y} = \frac{8 \cdot 1{,}47}{100} = 0{,}118 \text{ m}; \quad e_y = 11.8 + 16{,}5 = 28{,}3 \text{ cm}.$$

Armatuur on sümmeetriline. Ekstsentrilisused on väikesed. $N_x$ ja $N_y$ leiame (2. 99) abil:

$$N_x = \frac{12{,}56 \cdot 1 \cdot 2400(56{,}5 - 3{,}5) + 0{,}5 \cdot 80 \cdot 40 \cdot 56{,}5^2}{42{,}9} =$$

$$= 156\,000 \text{ kg};$$




*Joon. 157.*

$$N_y = \frac{10{,}3 \cdot 1 \cdot 2400 \cdot 33 + 0{,}5 \cdot 80 \cdot 60 \cdot 36{,}5^2}{28{,}3} = 141\,000 \text{ kg};$$

$$N_0 = 40 \cdot 60 \cdot 80 + 33{,}14 \cdot 2400 = 272\,000 \text{ kg};$$

$$N = \frac{1}{\frac{1}{156} + \frac{1}{141} - \frac{1}{272}} = 101{,}5 > 100 \text{ t}.$$

Seega valitud ristlõige on sobiv.

### 3. MEELEVALDSE RISTLÕIKE ARVUTUS

Ristkülikulisest erinevate ristlõigete (ribiplaat-, karp-, ümmarguse, rõngas- jne.) arvutus suurte ekstsentrilisuste puhul toimub järgmiste avaldiste abil:

$$N \leqslant m(R_и F_б + m_a R_a F'_a - m_a R_a F_a), \qquad (2.105)$$

$$R_и S_{бN} \pm m_a R_a F'_a e' - m_a R_a F_a e = 0, \qquad (2.106)$$

kus $F_б$ ja $S_{бN}$ — betooni survetsooni pind ja staatiline moment normaaljõu $N$ raskuspunkti kohta;

$e$; $e'$ — vaata joon. 149.

Avaldised (2.105) ja (2.106) on analoogilised avaldistega (2.85) ja (2.86).

Suure ekstsentrilisusega juht on siis, kui

$$S_б \leqslant 0{,}8 S_0, \qquad (2.107)$$

kus $S_б$ ja $S_0$ on vastavalt survetsooni ja kogu betooni kasuliku ristlõike staatiline moment tõmbearmatuuri raskuskeskme suhtes. Ilmselt vastab (2.107) ristkülikulise ristlõike juhu tingimusele $x \leqslant 0{,}55 h_0$.

Avaldised (2.105) ja (2.106) on rakendatavad ristlõigete puhul, mis omavad vastavalt üht sümmeetriatelge, millel asetseb ka normaaljõu rakenduspunkt.

Kui avaldistes (2.105) ja (2.106) arvestatakse ka survearmatuuri $F'_a$, siis peab olema täidetud tingimus

$$z \leqslant h_0 - a', \qquad (2.108)$$

et survearmatuur purunemisel saavutaks oma arvutustugevuse $R_a$. Avaldises (2. 108) on $z$ sisejõudude õlg (s. o. resulteerivate surve- ja tõmbejõudude vastastikune kaugus). Mingi etteantud ristlõike puhul tuleb üldiselt määrata (2. 106) abil katseliselt nulljoone sügavus $x$ ja siis leida (2. 105) abil valitud ristlõike arvutuslik pikijõud $N$. Võrreldes viimast staatikast saadud arvutusliku pikijõuga $N$, on võimalik otsustada ristlõike sobivuse üle.

Dimensioneerimisel, antud betooni ristlõike ja materjalide arvutustugevuste juures, on tundmatute ($F_a$, $F'_a$ ja $x$) arv suurem kui võrrandite arv — (2. 105) ja (2. 106).

Käesolevalt tuleb püstitada ka lisatingimus armatuuri pindade summa miinimumi kohta.

On võimalik tuletada seos, nagu ristkülikulise ristlõike puhul, mis määrab otstarbekohase nulljoone sügavuse:

$$\frac{dF_б}{dx} = \frac{2}{c}\left(\frac{dS_б}{dx}\right). \qquad (2.\ 109)$$

Kui survearmatuur $F'_a$ on ette määratud, siis (2. 105) ja (2. 106) määravad ühiselt $x$ ja $F_a$.

Kui $S_б > 0{,}8\,S_0$, siis on tegemist väikeste ekstsentrilisuste juhuga ja arvutus toimub avaldise (2. 110) kohaselt:

$$Ne \leqslant m\,(R_{пр}S_0 + m_a R_a S_a), \qquad (2.\ 110)$$

kus $S_a = F'_a\,(h_0 - a')$ on kogu armatuuri staatiline moment tõmbearmatuuri raskuskeskme kohta.

Avaldis (2. 110) vastab ristkülikulise ristlõikega elemendi puhul (2. 97)-le. Avaldisele (2. 100) vastav «tõmbetsooni» survetugevuse kontrolli valem on käesolevalt

$$Ne' \leqslant m\,(R_{пр}S'_0 + m_a R_a S'_a), \qquad (2.\ 111)$$

kus $S'_0$ — on kogu betooni kasuliku ristlõike staatiline moment survearmatuuri raskuskeskme suhtes;

$S'_a$ — kogu armatuuripinna staatiline moment survearmatuuri raskuskeskme suhtes [$= F_a(h_0 - a)$].

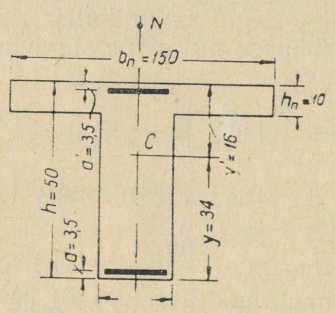
Nõtkeohtu arvestav avaldis (2. 103) üldistub käesolevalt

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N}{m \cdot 4800 \cdot R_и F}\left(\dfrac{l_0}{r}\right)^2}, \qquad (2.112)$$

kus $r$ — ristlõike inertsraadius.
Kui $l_0 : r \leqslant 35$, siis võetakse $\eta = 1$.

**Näide 30.**

Joon. 158 esitatud ribiplaat-ristlõike andmetel, arvutuslikkude normaaljõu ja momendi $N = 90$ t, $M = 56{,}2$ tm, betooni margi M 200 ($R_и = 100$) ja armatuuri 25Г2С ($R_a = 3400$ kg/cm²) puhul leida armatuuri pind $F_a$ ja $F_a'$, kui $m = 1$ ja $\eta = 1$ (s. o. nõtkeoht puudub).




*Joon. 158.*

Siis

$$e_0 = \frac{5620}{90} = 62{,}5 \text{ cm}; \quad e = 62{,}5 + 34 - 3{,}5 = 93{,}0 \text{ cm};$$

$$e' = 93 - 43 = 50 \text{ cm}.$$

$$F_б = (b_п - b)h_п + bx; \quad \frac{dF_б}{dx} = b.$$

$$S_б = (b_п - b)h_п\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right) + bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right); \quad \frac{dS_б}{dx} = b(h_0 - x).$$

Avaldis (2. 109) annab $x^* = h_0 - \dfrac{c}{2} \approx 0{,}55\ h_0$.

(2. 105) ja (2. 106) annavad pärast $F_a$ elimineerimist, kui $S_б = eF_б - S_{бN}$:

$$F_a' = \frac{\dfrac{Ne}{m} - R_и S_б}{cm_a R_a} =$$

$$= \frac{\frac{Ne}{m} - R_и\left[\left(b_п - b\right)h_п\left(h_0 - \frac{h_б}{2}\right) + 0{,}4\,bh_0^2\right]}{cm_a R_и} =$$

$$= \frac{\frac{40\,000 \cdot 93}{1} - 100(120 \cdot 10 \cdot 41{,}5 + 0.4 \cdot 30 \cdot 46{,}5^2)}{43 \cdot 1 \cdot 3400} = 5{,}3 \text{ cm}^2,$$

kus $e = h_0 - a' = 43$ cm.
Avaldis (2. 105) annab kohe

$$F_a = \frac{R_и F_б}{m_a R_a} + F_a' - \frac{N}{mm_a R_a} = \frac{100 \cdot 1970}{3400} + 5{,}3 -$$

$$- \frac{90\,000}{3400} = 37{,}2 \text{ cm}^2,$$

kus

$$F_б = [(b_п - b)h_п + 0{,}55\,bh_0] = 120 \cdot 10 + 0{,}55 \cdot 30 \cdot 46{,}5 =$$
$$= 1970 \text{ cm}^2.$$

Instruktsioonides (И 123-55) on soovitatud survetsooni staatilise momendina kasutada 0,8 $S_0$ [vastavalt avaldisele (2. 107)].

$S_0$ on käesolevalt $(b_п - b)h_п\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right) + 0{,}5\,bh_0^2$.

Armatuuri pinnad näites 30 oleksid sel juhul 12,2 cm² ja 32,9 cm² ja üldine armatuurikulu 6% suurem.

Kui käesolevalt vajalik survearmatuur $F_a'$ oleks väiksem kui 0, siis valime survearmatuuri $F_a' = 0{,}2\%\ bh_0$ ja leiame momendi, mille võtab vastu betooni survetsoon ühes vastava osa tõmbearmatuuriga:

$$M_I = \frac{Ne}{m} - m_a R_a F_a' (h_0 - a').$$

Edasi

$$F_{aI} \approx \frac{M_I}{m_a R_a \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)}$$

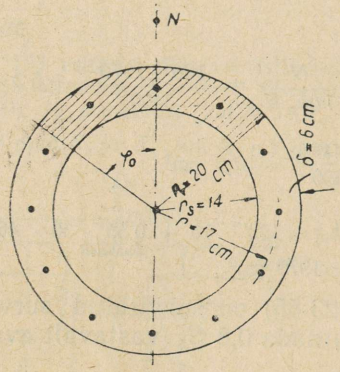
ja kogu tõmbearmatuur

$$F_a = F_{aI} + F_a' - \frac{N}{mm_a R_a}.$$

**Näide 31.**

Joon. 159 esitatud telgsümmeetrilise armatuuriga rõngasristlõige on koormatud arvutusliku normaaljõuga $N = 22{,}4$ t ja arvutusliku momendiga $M = 7{,}45$ tm. Valitud betooni mark M 200 ($R_и = 100$ kg/cm²), armatuur Ст. 5 ($R_a = 2400$ kg/cm²); $m = m_a = 1$. Nõtkeoht puudub.

Määrata kogu armatuuri pind $F_a$.




*Joon. 159.*

Teise tundmatuna esineb avaldistes (2. 105) ja (2. 106) käesolevalt veel parameeter, mis määrab survetsooni ulatuse (näit. $\varphi_0$ joon. 159). Tähistades armatuuripinna ühele perimeetri jooksvale sentimeetrile $f_a$, saame avaldisest (2. 106):

$$R_и \varphi_0 r\delta \left(e_0 - \frac{r\sin\varphi_0}{\varphi_0}\right) + m_a R_a f_a r\varphi_0 \left(e_0 - r\,\frac{\sin\varphi_0}{\varphi_0}\right) -$$

$$- m_a R_a f_a\,(\pi - \varphi_0)\left[e_0 + r\,\frac{\sin(\pi - \varphi_0)}{\pi - \varphi_0}\right] = 0,$$

ja siit

$$f_a = \frac{R_и \delta}{mR_a\left(\dfrac{\pi}{\varphi_0 - \dfrac{r}{e_0}\sin\varphi_0} - 2\right)}. \qquad (2.113)$$

Avaldis (2. 105) annab, kui asendada $f_a$ avaldisest (2. 113):

$$N \leqslant 2\,mr\delta R_и \left[\varphi_0 - (\pi - 2\varphi_0)\,\frac{1}{\dfrac{\pi}{\varphi_0 - \dfrac{r}{e_0}\sin\varphi_0} - 2}\right] \qquad (2.114)$$

Avaldisest (2. 114) leiame katseliselt, kui

$$e_0 = \frac{745}{22{,}4} = 33{,}3 \text{ cm: } \varphi_0 = 78{,}5°.$$

Edasi (2. 113) abil

$$f_a = 0{,}154 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Kogu ristlõikes esinev armatuuri pind on seega

$$F_a = 2\pi r f_a = 2\pi \cdot 17{,}0 \cdot 0{,}154 = 16{,}4 \text{ cm}^2.$$

Instruktsioonides (И 123-55) toodud tabeli 30 abil on võimalik rõngasristlõike arvutust tunduvalt lihtsustada.

Käesolevalt on betooni pind:

$$F_б = \pi(20^2 - 14^2) = 640 \text{ cm}^2;$$

$$n_1 = \frac{N}{R_и F_б} = \frac{22\,400}{640 \cdot 100} = 0{,}35;$$

$$\frac{e_0}{r} = \frac{33{,}3}{17} = 1{,}955.$$

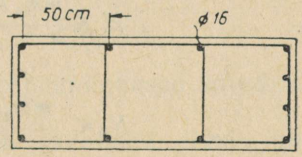
Tabelist leiame: $\alpha = 0{,}60$ ja

$$F_a = \frac{\alpha F_б R_и}{m_a R_a} = 0{,}6 \cdot 640 \cdot \frac{100}{2400} = 16{,}0 \text{ cm}^2.$$

## 4. KONSTRUKTIIVSEID NÕUDEID EKSTSENTRILISELT SURUTUD ELEMENTIDE KOHTA

Armatuuri kogus $F_a + F'_a$ peab olema vähemalt 0,5% kogu ristlõike kasulikust pinnast, kusjuures ristlõike ühel serval peab armatuuri kogus olema vähemalt 0,2%.

Ekstsentriliselt surutud elementide pikad küljed, kui neis pole arvutuslikku armatuuri, tuleb armeerida konstruktiivse armatuuriga $\Phi 16$ mm mitte harvem kui iga 50 cm tagant (joon. 160). Rangide kohta kehtivad üldiselt samad




*Joon. 160.*

nõuded mis tsentriliselt surutud elementide puhul (§ 12, 2). Jätkates pikivardaid ülekattega tuleb jätku pikkus valida vastavalt survevarraste jätkule, kui $e_0 \leqslant 0{,}2\,h_0$, ja vastavalt tõmbevarraste jätkule, kui $e_0 > 0{,}2\,h_0$ (vt. § 6. 4).

Põikjõud on ekstsentriliselt surutud elementides tavaliselt suhteliselt väikesed. Enamiku selliste elementide puhul (raamide postid, kaared jne.) vastupanu põikjõule ei kontrollita.

Mõnel erakordsel juhul (näiteks raudbetoontugistikkude survevardad, mis töötavad põikikoormusele) võib kasutada (§ 9. 3) toodud kandevõime teooriat, kusjuures avaldises (2. 29) esinev $Q_6$ tuleb esialgu arvutada veel vastavalt (2. 30).

## § 15. EKSTSENTRILISELT TÕMMATUD RAUDBETOONELEMENDID

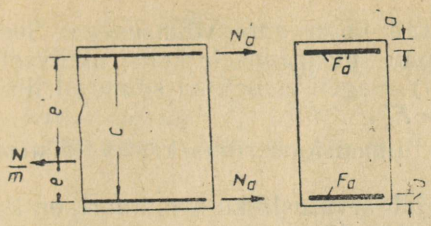
Ekstsentriline tõmme esineb raudbetoonist mahutite seinte, põrandate, lagede puhul. Ristkülikulise põhiplaaniga mahutite seinad on alati ekstsentriliselt tõmmatud, ringjoonelise põhiplaaniga mahutite seintes esineb ekstsentrilisus täite kõrgendatud temperatuuride puhul võrreldes ümbritseva õhu temperatuuriga. Ekstsentriliselt tõmmatud elemente esineb ka raudbetoonsilode puhul. Varraskaarte kangestustalad on samuti ekstsentriliselt tõmmatud.

Ekstsentriline tõmme esineb peaaegu eranditult vaid elementides, mille ristlõige on ristkülikuline. Seepärast leiab siis käsitlemist vaid see ülesanne.

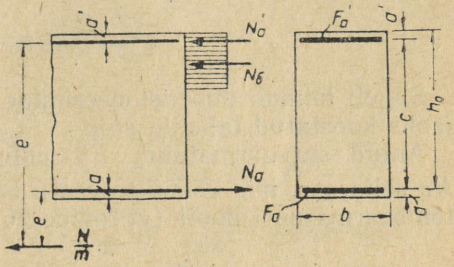
Kui pikijõud asetseb **armatuuri raskuspunktide vahel** (joon. 161), siis peab arvutuslik normaaljõud rahuldama tugevustingimusi:

$$N \leqslant \frac{m m_a R_a F'_a c}{e}; \qquad (2.115)$$

$$N \leqslant \frac{m m_a R_a F_a c}{e'}. \qquad (2.116)$$




Joon. 161




Joon. 162.

Antud ekstsentrilisuste puhul

$$e = \frac{c}{2} - e_0;\ e' = \frac{c}{2} + e_0$$

on avaldised (2.115) ja (2.116) otsesed dimensioneerimisvalemid armatuuri pindade $F_a$ ja $F'_a$ leidmiseks.

Kui normaaljõud on rakendatud väljaspool armatuure (joon. 162), siis tekib ristlõikes ka survetsoon. Avaldised (2.85) ja (2.86) muutuvad järgmisteks:

$$N \leqslant m(m_a R_a F_a - m_a R_a F'_a - R_и\, bx); \qquad (2.117)$$

$$R_и\, bx\left(e + h_0 - \frac{x}{2}\right) + m_a R_a F'_a e' - m_a R_a F_a\, e = 0, \qquad (2.118)$$

kusjuures survetsooni sügavus $x$ peab rahuldama jälle tingimusi

$$x \geqslant 2a'; \quad x \leqslant 0{,}55\, h_0. \qquad (2.119)$$

Avaldised (2.117) ja (2.118) on kohased antud ristlõike sobivuse kontrolliks.

Dimensioneerimisel esineb tavaliselt ikka juht, kus

survetsoon pole kasutatud kogu oma võimsusega. Seetõttu tuleb survearmatuur määramisele konstruktiivselt (0,2% betooni ristlõikest). Sageli esineb ka sümmeetrilise armatuuri juht, kus $F_a = F'_a$.

Neil juhtudel piisab dimensioneerimiseks avaldistest (2.117) ja (2.118).

Kui aga survetsoon vajab arvutuslikku armatuuri, on ka siin (nagu ka § 14.2), võimalik näidata, et minimaalse armatuuri vajaduse ristlõikes saame, valides

$$x^* = 0{,}55\, h_0.$$

Sageli toimub dimensioneerimine jälle paindeelementide jaoks koostatud tabelite abil.

Antud survearmatuuri $F'_a$ puhul leiame momendist $Ne$ selle osa, mis võetakse vastu betooni ja vastava osa tõmbearmatuuri poolt (vt. näide 26):

$$M_I = \frac{Ne}{m} - F'_a\,(h_0 - a')\, m_a R_a.$$

Vaadeldes ainult tõmbetsoonis armeeritud ristlõiget, leiame

$$A_I = \frac{M_I}{bh_0^2}.$$

Edasi leiame tabelitest 8

$$p_I \text{ ja } F_{aI} = \frac{p_I b h_0}{100}.$$

Tõmbearmatuur leitakse avaldisest

$$F_a = \frac{p_I b h_0}{100} + F'_a + \frac{N}{m m_a R_a}.$$

**Näide 32.**

Vaatleme ristkülikulise põhiplaaniga raudbetoonmahuti seinaplaadi dimensioneerimist, mille paksuseks on valitud $h_n = 20$ cm; $h_0 = 17{,}5$; $a = a' = 2{,}5$ cm. Arvutuslik moment ja normaaljõud on $M = 3{,}8$ tm/m; $N = 18$ t/m. Valitud betooni mark M 200 ($R_u = 100$); armatuur Ст. 5 ($R_a = 2400$ kg/cm²); töötamistingimuse tegurid $m = m_a = 1$.

$$e_0 = \frac{380}{18} = 21{,}1 \text{ cm}; \quad e = 21{,}1 - 7{,}5 = 13{,}6 \text{ cm};$$

$$e' = 13{,}6 + 15 = 28{,}6 \text{ cm}.$$

Survearmatuuri pind $f'_a = 0{,}002 \cdot 17{,}5 \cdot 100 = 3{,}5 \text{ cm}^2$,
valitud $5\phi 8$ mm $= 4{,}02 \text{ cm}^2$ (Ст. 3; $R_a = 2100 \text{ kg/cm}^2$).

$$M_I = \frac{Ne}{m} - f'_a m_a R_a (h_0 - a') = 18\,000 \cdot 13{,}6 - 4{,}02 \cdot 2100 \cdot 15 =$$

$$= 118\,000 \text{ kgcm};$$

$$A_I = \frac{M_I}{bh_0^2} = \frac{118\,000}{100 \cdot 17{,}5^2} = 3{,}86;$$

tabelist 8, *c* leiame $p_I = 0{,}19\%$.

Tõmbearmatuur $f_a = \frac{p_I b h_0}{100} + f'_a \frac{R_{a\,\text{Ст. 3}}}{R_{a\,\text{Ст. 5}}} + \frac{N}{mR_a} =$

$$= 0{,}0019 \cdot 100 \cdot 17{,}5 + 4{,}02 \cdot \frac{2100}{2400} + \frac{18\,000}{2400} = 14{,}34 \text{ cm}^2.$$

Valitud $9\phi 14$П $= 13{,}9 \text{ cm}^2$.

Olgu märgitud, et silode projekteerimise tehnilistes tingimustes (TÜ 124-56) on lubatud arvutada tõmbearmatuuri järgmise lihtsustatud avaldise kohaselt:

$$f_a = \frac{1}{m_a R_a}\left(\frac{N}{2} + \frac{M}{z}\right), \qquad (2.120)$$

kus, nagu nähtub, on painde- ja tõmbeolukordi vaadeldud lahus.

Kui näite 32 puhul hinnata $z \approx \frac{7}{8} h_0 = 15{,}3$ cm, siis

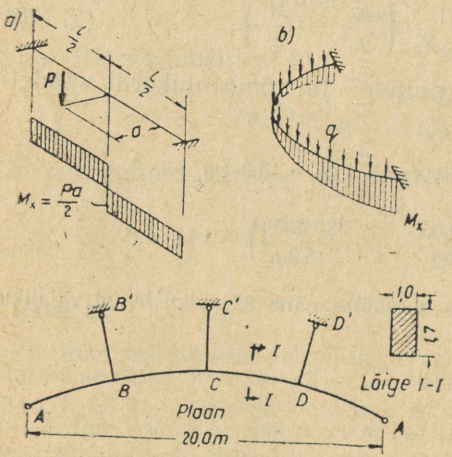
$$f_a = \frac{1}{2400}\left(\frac{18\,000}{2} + \frac{380\,000}{15{,}3}\right) = 14{,}1 \text{ cm}^2.$$

See tulemus on küllalt heas kooskõlas näite 32 puhul leitud vajaliku tõmbearmatuuri pinnaga.

## § 16. VÄÄNATUD RAUDBETOONELEMENDID

Vääne esineb kõikides monoliitsetes talakonstruktsioonides, õhukeseseinalistes kandjates jne. Tavaliselt on väände mõju väike, mistõttu ta raudbetoonkonstruktsioonide arvutustes ei esine.

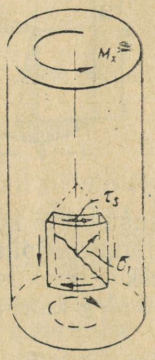
Kuid reas raudbetoonelementides omavad väändemomendid suurusi, mis tingivad erilise arvutusliku väändearmatuuri vajaduse. Joon. 163 on toodud mõningad näited konstruktsioonidest, kus painde kõrval esineb samaväärsena ka vääne. Joon. 163, *a* esitatud konsooliga tala esineb tööstusehitistes. Joon. 163, *b* on esitatud liigenditeta raudbetoonkaar, mis on koormatud risti oma kooldumistasapinnaga. Selliseid konstruktsioone esineb mõnel juhul ühiskondlikes hoonetes (rõdud jne.). Samuti töötavad sageli ka suureavalised kaarsillad tuulekoormustele. Joon. 163, *c* on esitatud ühe ühiskondliku hoone võimas kaarkandja, mille kooldumistasapind on horisontaalne, kuid kaar oli seejuures koormatud suhteliselt suurte vertikaalsete koormustega. Kuna kaare toetuspunktides *A* polnud võimalik vastu võtta olulisi väändemomente, tuli kasutada kolme sõrmkonsooli $B-B'$, $C-C'$ ja $D-D'$, mis olid kaarega paindejäigalt ühendatud. Kuigi kaares




*Joon. 163.*

esinesid paindemomendid suurusjärgus 200 tm ja väände-momendid 20 tm, polnud väändemomentide vastuvõttu kergem tagada kui paindemomentide oma.

Väändele allutatud proovikehad purunevad välispinnal tekkivate kaldpragude tõttu. Vääne tekitab, nagu teada tugevusõpetusest, puht-nihkepingete olukorra, kus väände-pinge $\tau_s$ on arvuliselt võrdne tõmbepeapingega ($\sigma_1$) ja survepeapingega ($\sigma_2$) samas punktis. Kuna betooni tõmbe-tugevus on väike, siis proovikeha purunemise põhjustab ikka tõmbepeapinge $\sigma_1$, mille suund on 45° võrra pööra-tud varda ristlõike suunast (joon. 164). Kuna suurim pea-tõmme asub väänatud elemendi välispinnas, siis algavad siit ka purunemispraod.



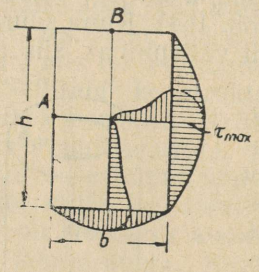

*Joon. 164.*

Täisristlõikega (ringikujulised või ka ristkülikulised) vään-de-proovikehad võtavad vastu mõnevõrra suuremaid (keskmi-selt 1,6 korda) väändemomente, kui võiks oodata tugevusõpetuse valemite kohaselt, kui maksi-maalne esinev tõmbepeapinge on võrrutatud betooni tõmbetu-gevusega (s. o. max $\sigma_1 = R_p$). Seevastu katsed õõnsate proovi-kehadega näitavad paremat kooskõla tugevusõpetuse vale-mitega. See nähe laseb ennast järgmiselt seletada. Nihkepin-gete diagramm varda ristlõikes tugevusõpetuse eelduste kohaselt muutub ümmarguste ristlõigete puhul lineaarselt ja ristkülikuliste ristlõigete puhul peaaegu lineaarselt nullist ristlõike raskuskeskmes kuni maksimaalsete väär-tusteni välispinnal. Enne purunemist arendab betoon tõm-bepeapingete suunas küllaldasel määral plastilisi defor-matsioone ($\varepsilon_p \approx 0{,}1\%$), mistõttu nimetatud kolmnurkne nihkepingete (resp. tõmbe-peapingete) diagramm enne purunemist kujuneb peaaegu ristkülikuliseks ja põhjustab ka väändemomendi teatud suurenemise. Sellega ei lase aga seletada kogu väändemomendi erinevus. Täiendavaks põhjuseks on asjaolu, et väändepurunemine peab algama

välispinnast ja teatud kindlas suunas, mispuhul on vähe tõenäoline, et betooni mingi viga (näiteks mikroskoopiline pragu) satuks just nimetatud kiusse (vt. ka § 3. 2).

Kokkuvõttes on betooni näiv tõmbetugevus täisristlõikeliste väänatud elementide puhul 1,6 korda suurem kui otsesel tõmbeproovil.

Järgnevalt vaatleme vaid ristkülikukuliste ristlõigetega elemente, kuna teisi ristlõike kujusid väänatud elementides praktiliselt ei esine.




*Joon. 165.*

Elastsusteooria kohaselt võib maksimaalset nihkepinget (resp. tõmbepeapinget) ristkülikulise ristlõike pikema külje keskel punktis $A$ (joon. 165) küllalt hästi hinnata (kui $h : b = \frac{1}{3}$ kuni 3):

$$\tau_{max} = \frac{M_{xx}}{0{,}25\, b^2 h}$$

ja lühema külje keskel punktis $B$:

$$\tau = \frac{M_{xx}}{0{,}25\, b h^2}.$$

Võttes arvesse eespool toodud kordajat 1,6, saame

$$\tau_{max} = \frac{M_{xx}}{0{,}4\, b^2 h}. \qquad (2.\,121)$$

Kui $\tau_{max} \leqslant R_p$ (kus mõlemad suurused on arvutuslikud), siis võib väändearmatuuri valida konstruktiivselt. 1955. a. normides sellist tingimust pole otseselt püstitatud. 1949. a. normides esines tingimus, mille puhul arvutuslik väändearmatuur osutub vajalikuks, kui

$$\frac{R_p^н}{k_1} < \tau_{max}^н \leqslant \frac{R_и^н}{7},$$

kus $k_1$ on koondvarutegur betooni tõmbele (näiteks 2,2). Vaadeldes näiteks ristlõiget $30 \times 60$ cm, betooni margi M 200 puhul ($R_p^н = 16$ kg/cm²; $R_p = 6{,}4$ kg/cm²) saame 1949. a. normide kohaselt väändemomendi, mis ei tingi veel arvutuslikku armatuuri (vt. 2.121):

$$M_{xx}^н = \frac{R_p^н}{k_1} 0{,}4\, b^2 h = \frac{16}{2{,}2} \cdot 0{,}4 \cdot 30^2 \cdot 60 = 1{,}5 \cdot 10^5 \text{ kgcm}.$$

Seevastu 1955. a. normide kohaselt, kui hinnata ülekoormuse tegurit keskmiselt $n_k = 1{,}2$:

$$M_{xx}^н = \frac{R_p}{n_k} \cdot 0{,}4\, b^2 h = \frac{6{,}4}{1{,}2} \cdot 0{,}4 \cdot 30^2 \cdot 60 =$$

$$= 1{,}15 \cdot 10^5 \text{ kgcm}.$$

Näeme, et 1955. a. normid on tunduvalt nõudlikumad.

Väändearmatuuri on võimalik asetada kas 45° all tõusva spiraalina välispinda peatõmbepingete suunas või rangidena-pikivarrastena välispinda. Esimesel juhul on armatuuri kulu $\sqrt{2}$ korda väiksem, kuid teostamise keerulisuse tõttu eelistatakse ikka teist armeerimise varianti. Pealegi on teise variandi puhul võimalik vastu võtta mõlemasuunalisi väändemomente.

Järgnevalt vaatleme väänatud elementide rangidest-pikivarrastest koosneva **väändearmatuuri dimensioneerimist.**

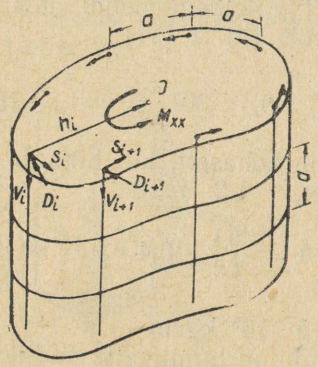
Meelevaldse ristlõikega varda (joon. 166) väändevastupanu olgu tagatud mõeldava ruumilise sõrestikuga, kus postideks on pikivardad $V$, vöödeks rangid $S$ ja diagonaalideks mõeldavad betoonist survevardad $D$. Edasi olgu pikivarraste kaugus üksteisest mööda perimeetrit kui ka rangide samm $a$. Sel juhul järeldub ruumilise sõrestiku sõlmede tasakaalust, et

$$V_i = V_{i+1} = V = S_i = S_{i+1} = S \text{ jne.}$$

Sõlmes $i$ tekib pikivardast $V_i$ ja diagonaalvardast $D_i$

nn. kandepukk, mis on koormatud rangi jõuga $S_i$. Rang kogub oma sisejõu $S_i$ nakkepingete kaudu betoonilt vahemikus $i$ kuni $i+1$, kusjuures punktis $i+1$ on $S_i = 0$, aga punktis $i$ on $S = S_i$.

Perimeetril asetsevate rangide sisejõudude moment rist-




*Joon. 166.*

lõike raskuskeskme $O$ suhtes peab tasakaalustama väändemomendi $M_{xx}$, s. o.

$$M_{xx} = \sum_i S_i h_i. \qquad (2.122)$$

Kui selles avaldises iga liige korrutada teguriga $\frac{1}{2}a$ ja võtta arvesse, et $S_i = S$, siis

$$M_{xx} = \frac{2}{a} S \sum_i \frac{h_i a}{2} = \frac{2S}{a} F_я, \qquad (2.122')$$

kus $F_я$ — rangide poolt ümbritsetud ristlõike osa — nn. tuuma pind.

Teisest küljest purunemisolukorras on $S = m_a R_a f_x$.

Asetades viimase avaldisse (2.122'), saame tugevustingimuse väändele

$$M_{xx} \leqslant m m_a R_a 2 f_x \frac{F_я}{a}. \qquad (2.123)$$

Kuna $S = V = m_a R_a f_a$, kus $f_a$ on ühe pikiarmatuuri

varda pind, siis esineb käesolevalt veel teine tugevustingimus:

$$M_{xx} \leqslant mm_a R_a 2f_a \frac{F_я}{a}. \qquad (2.124)$$

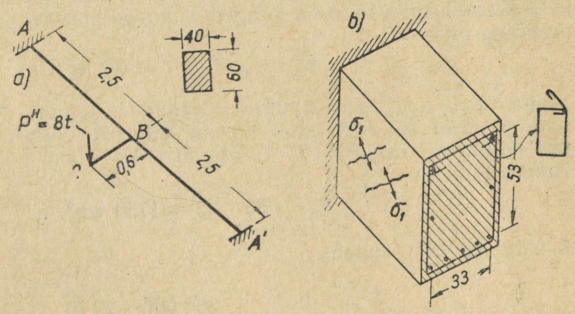
Avaldiste (2.123) ja (2.124) abil on võimalik range ja pikiarmatuuri otseselt dimensioneerida.

Tavaliselt pole pikiarmatuur ühtlaselt jaotatud mööda väändeelemendi perimeetrit. Samuti võib rangide samm olla erinev. Seepärast tuleb avaldises (2.123) $a$ all mõista tegelikku rangide sammu ja avaldises (2.124) tuuma perimeetri selle osa pikkust, millist vaadeldav pikivarras katab.

Tavaliselt esineb vääne ikka koos paindedeformatsiooniga, millise kompleksdeformatsiooni kohta pole aga teooria veel välja töötatud. Seepärast määratakse praktikas ikka eraldi painde-pikiarmatuur, millele lisatakse täiendavalt vajalik pikiarmatuur väändest. Samuti määratakse rangide võimsus põikjõududest, millele lisatakse rangide võimsus väändest.

**Näide 33.**

Vaatleme väänatud ja painutatud varda $A—B—A'$ dimensioneerimist joon. 167 esitatud andmetel.




*Joon. 167.*

Valitud betooni mark M 200 ($R_p = 6{,}4$ kg/cm²), armatuur valitud terasest Ст. 5 ($R_a = 2400$ kg/cm²). $P^н = 8{,}0$ t (ülekoormustegur $n = 1{,}4$).

Tala olgu tugedel $A$ ja $A'$ paindemomendi suhtes vabalt toetatud, väändemomendi suhtes aga jäigalt kinnitatud.

Arvutuslik väändemoment

$$M_{xx} = \frac{1{,}4 \cdot 8{,}0 \cdot 0{,}6}{2} = 3{,}36 \text{ tm}.$$

Arvutuslik paindemoment, kui $g^{H} = 0{,}6$ t/m:

$$M = \frac{1{,}4 \cdot 8 \cdot 5}{4} + \frac{1{,}1 \cdot 0{,}6 \cdot 5^2}{8} = 16{,}0 \text{ tm}.$$

Vajalik pikiarmatuur paindest, kui $h_0 = 56{,}5$:

$$A = \frac{1\,600\,000}{40 \cdot 56{,}5^2} = 13{,}2; \quad p = 0{,}6\%;$$

$$F_a = 0{,}006 \cdot 40 \cdot 56{,}5 = 13{,}2 \text{ cm}^2.$$

Tõmbepeapinged põikjõududest on

$$\tau_0 = \frac{1{,}4 \cdot 4000 + 1{,}1 \cdot 600 \cdot 2{,}5}{40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 56{,}5} = 3{,}24 \text{ kg/cm}^2.$$

Sama väändemomendist

$$\tau_s = \frac{336\,000}{0{,}4 \cdot 40^2 \cdot 60} = 8{,}73 \text{ kg/cm}^2.$$

Vähemalt ühes tala vertikaalse, käesolevalt joon. 167, *b* nähtava külje keskel tulevad need pinged summeerimisele ja üldine tõmbepeapinge on

$$\sigma_1 = \tau_0 + \tau_s \approx 12{,}0 > 6{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Seega tuleb ette näha arvutuslik väändearmatuur. Valime pikiarmatuuri joonisel 167, *b* esitatud skeemi kohaselt. Nurga pikivardad katavad perimeetri osa $(33 : 2) + (53 : 4) = 29{,}75$ cm.
Tuuma pind on

$$F_{я} = 53 \cdot 33 \approx 1750 \text{ cm}^2.$$

Avaldis (2. 124) annab

$$f_a = \frac{M_{xx} \cdot a}{2\,mm_a R_a F_{я}} = \frac{336\,000 \cdot 29{,}75}{2 \cdot 2400 \cdot 1750} = 1{,}19 \text{ cm}^2.$$

Tala alumises servas on kogu vajalik pikiarmatuur seega $13{,}2 + 2 \cdot 1{,}19 = 15{,}58$ cm². Valitud $5\phi 20\text{П} = 15{,}7$ cm². Ülejäänud pikiarmatuuri vardad valitud $\phi 12\text{П} = 1{,}13$ cm². Rangideks valitud $\phi$ 12 mm (Ст. 3).

Leiame vajaliku rangide sammu (2. 123) abil:

$$a = \frac{mm_a R_п 2 f_x F_я}{M_{xx}} = \frac{2100 \cdot 2 \cdot 1{,}13 \cdot 1750}{336\,000} = 24{,}6 \text{ cm}.$$

Et katta ka põikjõukindluse vajadusi, on valitud rangide sammuks $a = 20$ cm.

Nagu näeme, tingis väändedeformatsioon käesolevalt võimsate rangide vajaduse.

Tuleb märkida, et väänderangid peavad olema mitte üksnes kinnised, vaid kinnised ülekattega või keevitatud sõlmedega (vt. joon. 167, *b*), et tagada rangide täielikku ankurdust kogu perimeetril.

## § 17. PINGEBETOONI OLEMUS

Pingebetooniks nimetatakse raudbetooni varianti, mille betoonis luuakse konstruktsiooni valmistamise protsessis, s. o. vähemalt enne kasuskoormuste rakendamist, kunstlikult ja etteantud võimsusega survepingete väli. See nn. **betooni eelsurve**, mis võib olla kas lineaarne, tasapinnaline või ka ruumiline, asetseb ikka betoonikeha nendes suundades, kus väliskoormuste tõttu esineksid tõmbepinged.

Nagu nägime § 8. 1, esinevad painutatud raudbetoonelementide tõmbetsoonides paratamatult praod, mispuhul tunduvalt vähenevad paindeelementide jäikused. Pragude liigsel avanemisel kahaneb armatuuri korrosioonikaitse. Nimetatud puudused lülitavad välja väga kõrgemargiliste teraste kasutamise võimaluse harilikust raudbetoonist paindeelementide armeerimisel. Tuleb märkida, et armatuuri eelpingestamise paratamatus olenevalt terase margist pole veel lõplikult selgunud. Rakendades armatuuri eelpingestust näiteks teraste puhul, mille voolavuspiir $\sigma_T = 3500 - 4500$ kg/cm$^2$, saame elementide suuremad jäikused ja likvideerime pragude tekkimise võimaluse ekspluatatsioonikoormustel. Kuid jäikuse suurenemine on saavutatav ka talakõrguse mõninga suurendamisega, kuna pragude küsimus võib osutuda selliste terasemarkide kasutamisel hariliku raudbetooni puhul veel mitte väga teravaks (vt. näide 13). Seetõttu on mõeldav, et keskmiste terasemarkide puhul kasutatakse mõnel juhul raudbetooni (nähtavasti ökonoomsem variant) ja mõnel juhul pingebetooni (kvaliteetsem variant). Kõrgete terasemarkide

puhul, kus terase tõmbetugevus on näiteks $\sigma_p \geqslant$ $\geqslant$ 8000 kg/cm², on armatuuri eelpingestamine paratamatu.

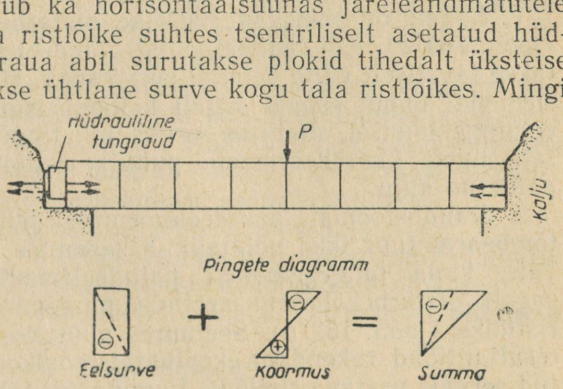
On välja kujunemas teatud klassifikatsioon:

1) **raudbetoon** — tõmbetsoonides tekivad praod, kui armatuur saavutab näiteks pinge 300 — 500 kg/cm². Ekspluatatsioonipinge terases ulatub kuni 2500 kg/cm²;

2) **raudbetoon eelpingestatud armatuuriga** — kasutatakse mõnevõrra kõrgemaid terase marke, kuid ekspluatatsioonikoormustel võivad siiski esineda teatud laiusega praod; armatuuri sellise mittetäieliku eelpingestamisega saavutatakse ekspluatatsiooniolukorras väiksemad läbipainded ja pragude väiksemad laiused;

3) **pingebetoon** — betoon on niivõrd tugevasti ette surutud, et mistahes mõeldaval ekspluatatsioonikoormusel ei esine vaadeldavas elemendis pragusid, millega kaasneb paindejäikuse mitmekordistumine võrreldes raudbetoonkonstruktsiooniga.

Senini pingebetooni kohta kasutatud terminid — raudbetoon eelpingestatud armatuuriga ning eelpingestatud raudbetoon — ei vasta sisuliselt pingebetooni mõistele. Meie eesmärk on, et betoon omaks teatud eelsurve **enne** ekspluatatsioonikoormuste rakendamist. Kas seejuures on kasutatud armatuuri, käesolevalt nn. pingevarraste abi, või muid vahendeid, pole seejuures oluline. On võimalik kujutleda pingebetooni, mis on täielikult armeerimata. Näiteks joon. 168 on esitatud armeerimata betoonplokkidest tala, mis toetub ka horisontaalsuunas järeleandmatutele tugedele. Tala ristlõike suhtes tsentriliselt asetatud hüdraulilise tungraua abil surutakse plokid tihedalt üksteise vastu ja luuakse ühtlane surve kogu tala ristlõikes. Mingi



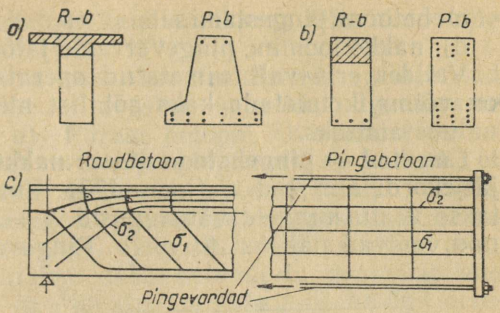

*Joon. 168.*

väliskoormuse $P$ mõjumisel on võimalik, et kogu pinge ei osutu kuskil ristlõike punktis tõmbepingeks. Rakendades eelpingestusjõu ristlõike alumises tuumpunktis (näidatud joon. 168 punktiiriga), on võimalik toime tulla kaks korda väiksema eelpingestusjõuga ja samaaegselt vähendada tunduvalt betoonis esinevat maksimaalset pinget. Tuleb märkida, et nii soodsaid välistingimusi betooni eelsurve loomiseks esineb harva ja enamasti tuleb kasutada betoonile eelpinge andmisel just terase (s. o. pingevarraste) ettetõmmet. Viimase abil loodud pingebetoon omab võrreldes jäikade välistugede abil loodud pingebetooniga järgmise tähtsa eelise. Betooni mahukahanemise ja roomamise toimel võib suur osa betooni eelsurvest, mis on saadud pingestamisel jäikade tugede vastu, minna kaotsi [vt. §§ 5, 4, 2 ja avaldist (1. 31) ]. Seevastu pingevarrastega pingestatud betoon säilitab enamiku oma eelpingest, kuna mahukahanemis- ja roomamisdeformatsioonid on siiski suhteliselt väikesed, võrreldes terase eelpingestamise deformatsioonidega. Öeldakse, et betooni terasega ette surudes salvestab konstruktsioon võrdlematult rohkem potentsiaalset energiat (peamiselt pingevarrastesse) kui pingestamisel vastu jäikasid välistugesid. See asjaolu muudab eelpingestuse olukorra kaugelt stabiilsemaks ja vähem sõltuvaks välistest mõjutustest.

Pingebetoon omab võrreldes raudbetooniga rea **kvalitatiivseid erinevusi**, millest mõned olgu järgnevalt esitatud.

1. Sageli on erinevad ristlõike otstarbekohased kujud (joon. 169, *a*). Kui raudbetoonist paindeelemendis arendatakse tavaliselt välja betooni survetsoon, siis pingebetoonelemendi puhul esineb sageli betoonis suurim survejõud eelpingestamisel, alumises servas, mis tingib (eriti suhteliselt suurte kasuskoormuste puhul) ristlõike joon. 169, *a* näidatud kuju.

2. Raudbetoonist paindeelementide puhul asetatakse tõmbearmatuur ikka võimalikult lähemale tõmmatud servale, kuna pingebetoonist paindeelementide puhul on sageli otstarbekohasem asetada pingevardaid üle kogu ristlõike (joon. 169, *b*). Seejuures püütakse kogu eelsurve resultantjõud rakendada ekspluatatsioonikoormustest surutud servale vastava ristlõike tuumpunkti läheduses.




Joon. 169.

3. Raudbetooni armatuuri pinge kasvab põhiliselt lineaarselt väliskoormustega, kuna pingebetooni pingevarrastes jääb pinge ekspluatatsioonikoormuste piirides oluliselt muutmatuks. Sageli esinevad suurimad pinged pingevarrastes just pingestamise ajal. Selle nähte põhjuseks on asjaolu, et terase suurte pingete puhul esinevad suured deformatsioonid on pingevarrastest «välja võetud» juba nende eelpingestamisel. Betooni suhteliselt väikesed deformatsioonid, mis esinevad ekspluatatsioonikoormuste piires, ei suuda pingevarraste pingeid oluliselt muuta.

4. Juhuslikkudest mitte väga suurtest ülekoormustest põhjustatud praod sulguvad pärast koormuste kõrvaldamist täielikult.

5. Oluliselt muutuvad ekspluatatsioonikoormuste peapingete trajektoorid (ja ka nende suurused), nagu nähtub joon. 169, *c*, kus on esitatud peapingete trajektoorid raudbetoon- ja pingebetoontalade toerajoonides.

6. Kui vaatleme ekspluatatsioonikoormuste olukorda, siis selgub, et omakaalu koormus pole mõõduandev pingevarraste võimsuse määramisel. Määravaks on kasuskoormus. Omakaalu koormus määrab vaid pingevarraste sisejõudude resultandi otstarbekohase asendi ristlõikes.

Selle nähte põhjendus järgneb allpool (§ 28).

Nagu näeme, on pingebetoonil vähe ühist raudbetooniga nende töötamisel ekspluatatsioonikoormuste olukorras.

Pingebetooni teostamisel esinevad järgmised põhilised operatsioonid:

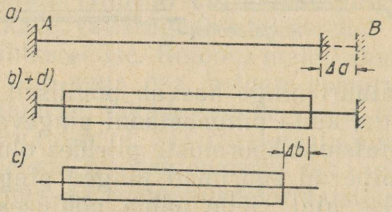
a) pingevarraste pingestamine;

b) betoneerimine;

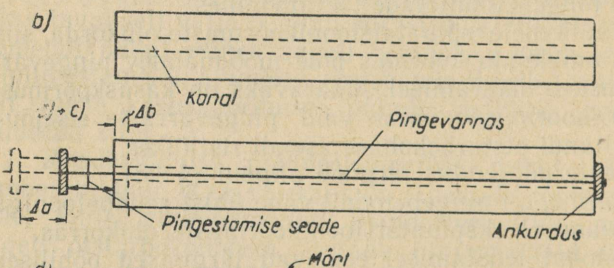
c) betooni pingestamine;
d) nakke loomine pingevarraste ja betooni vahel.

Valides erinevalt nimetatud operatsioonide järjekorra on võimalik tuletada kaks põhilist meetodit pingebetoon valmistamiseks.

**I meetod — pingebetoon otsese nakkega.** Operatsioonide järjekord: a, b + d, c (joon. 170). Pingevardad pingestatakse vastu mingeid välistugesid $A - B$ (a), mille juures nad venivad näiteks $\Delta a$ võrra. Pingevarraste ümber betoneeritakse vajaliku ristlõikega betoonelement, kusjuures betooni kivistumisel tekib ühtlasi nake betooni ja pingevarraste vahel (b + d). Järgnevalt vabastatakse pingevardad välisreaktsioonidest $A$ ja $B$. Pingevardad, püüdes taastada oma esialgset pikkust, allutavadki nakkepingete abil betooni eelsurvele, mille mõõduks on betoonelemendi lühenemine $\Delta b$ (operatsioon c). Nagu näeme, on nake pingevarraste ja betooni vahel otsene. Lähemalt kirjeldatakse I meetodi variante § 18.




*Joon. 170.*




*Joon. 171.*

**II meetod — pingebetoon kaudse nakkega.** Operatsioonide järjekord: b, a + c, d (joon. 171).

Valmistatakse tavaliselt konstruktiivselt armeeritud betoonsüdamik, millesse jäetakse kanalid pingevarraste jaoks (operatsioon b). Pärast betooni kivistumist asetatakse kanalisse pingevardad ja pingestatakse nad nii, et pingestusseade toetub seejuures betoonsüdamiku otsale. Seega antakse samaaegselt pingevarda pingestamisega ka betoonile eelsurve (a + c). Järgneb kanali täitmine mördiga, millega tekitatakse nake betooni ja pingevarraste vahel. See nake on aga kaudne, sest ta pole loodud otseselt põhi-, s. o. eelsurvele allutatud betooniga. Paljudel juhtudel on jäetud kanalid mördiga täitmata, mispuhul nake betooni ja pingevarraste vahel üldse puudus. See moodus tuleb lugeda vastuvõtmatuks, sest lisaks terase suurendatud korrosiooniohule halvenevad konstruktsiooni töötamistingimused märgatavalt. Nagu näitavad katsed, tekivad pragusid põhjustavatel koormustel tühjade kanalitega pingebetoonkonstruktsioonides üksikud laiad praod ja sellised konstruktsioonid pole enam võimelised kandma oluliselt suuremaid koormusi. Seevastu nakke olemasolul tekib peaaegu samadel koormustel palju juuspragusid, mille puhul võib koormust konstruktsioonile kuni purunemiseni veel tunduvalt suurendada. Seetõttu, olgugi vaid kaudse nakke loomise teel, suurendatakse konstruktsiooni purustavat koormust mõnel juhul 30—40% võrra. Lähemalt kirjeldatakse II meetodi variante § 19.

Pingebetoonelementide valmistamisel I ja II meetodi kohaselt on mõningaid põhilisi erinevusi.

Nagu näeme joon. 170, läheb I meetodi puhul osa pingevarraste eelpingedeformatsioonist $\Delta a$, seega ka eelpingejõust $N_0 = \sigma_0 F_H$ kaotsi betooni kokkusurumiseks $\Delta b$ võrra. Sellist eelpingekadu võib lugeda antud meetodile orgaaniliseks, sest pingevarraste selle eelpingekao arvel toimubki betooni eelsurve, mis on käesolevalt eesmärgiks. Tuleb märkida, et lisaks sellele esineb veel terve rida nn. parasiitlikke eelpingekadusid (nagu betooni mahukahanemisest, betooni roomamisest, pingevarraste relaksatsioonist jne., vt. § 21. 4), mis oluliselt vähendavad eelpingestamise efekti. Seevastu II meetodi kohaselt valmistatud elementide puhul (vt. joon. 171) saavutab armatuur oma maksi-

maalse pikenemise *Δa* samaaegselt betooni kokkusurutavusega *Δb*, mistõttu nimetatud orgaaniline pingekadu puudub, kuigi seejuures on võimalik, et ekspluatatsiooniolukorras võivad esineda pingevarrastes suuremad pinged. Samuti on mõnede parasiitlike pingekadude suhtes olukord II meetodi rakendamisel kergem.

Kuna I meetodi rakendamine nõuab kalleid seadmeid välisreaktsioonide loomiseks, siis tuleb organiseerida töötamist sellistel seadmetel nende rentaabluse suurendamiseks võimalikult lühikeste tsüklitena. Seetõttu koormatakse betoon võrdlemisi noores eas suurte eelsurvetega, mis kutsub esile betooni mahukahanemisest ja roomamisest põhjustatud suuri eelpingekadusid. Seevastu II meetodi puhul leiavad kasutamist harilikud lihtsad raketised ja betoonile jäetakse normaalne aeg kivistumiseks. Seetõttu on nimetatud pingekaod tunduvalt väiksemad.

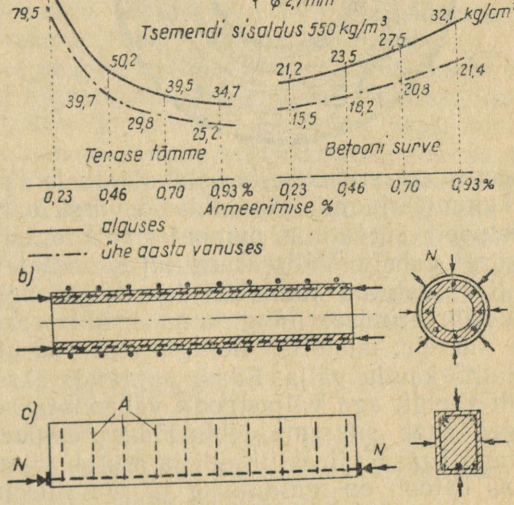
II meetodi kohaselt valmistatud elementidel esineb mõnel juhul ristlõike tunduvaid nõrgestamisi kanalite tõttu, mis I meetodi kasutamisel puudub.

I meetod nõuab armatuuri ühekordset kinnitamist (ankurdamist) välistugedele, kusjuures vastavad kinnitusseadmed on korduvalt kasutatavad, sest pingevarraste kinnitus pingebetoonelemendis eneses toimub nakkega. II meetodi rakendamisel seevastu tuleb kõigepealt kinnitada pingevardad pingestamisseadmele vastavate inventaarsete seadmete abil ja pärast eelpingestamist lõplikult fikseerida betoonsüdamiku külge, mispuhul kasutatavad kinnitusseadmed tavaliselt jäävad elementi.

Nagu näeme, on nii ühel kui ka teisel meetodil oma paremused ja puudused, mis määravad meetodite otstarbekohasemad rakendusalad. I meetodit kasutatakse peamiselt pikkadel stendidel väiksemate monteeritavate detailide valmistamisel. II meetodit kasutatakse peamiselt suuremate kas monteeritavate või ka monoliitsete konstruktsioonide valmistamisel, kus välisreaktsioonide tekitamine oleks raske või kulukas ja kus elemendi pikkuse ja ristlõike suuruse tõttu pole kaotsiminevate pingevarraste ankurdusdetailide kulu ja kanalite ristlõigete nõrgestav mõju kaaluvad. Samuti leiab II meetod rakendamist juhtudel, kui mingi suurem konstruktsioon monteeritakse üksikutest elemendi telje suunas ritta asetatud plokkidest.

On veel mõned meetodid, mida ei saa viia ühe või teise ülalkirjeldatud meetodi alla. Kuna neid meetodeid kasutatakse harvem, siis antakse järgnevalt vaid nende põhijoonte kirjeldus.

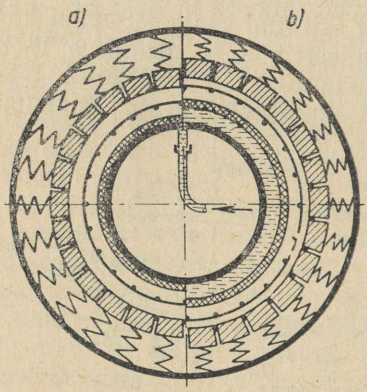
**Mahupaisuvate tsementide** kasutamisel paisub betoon kivistumisprotsessis, kusjuures sissebetoneeritud armatuur allutatakse tõmbele, aga betoon survele. Kahjuks selgub, et tavaliste tsemendikoguste puhul pole mahupaisumise deformatsioonid küllaldased väliskoormustest põhjustatud tõmbepingete kõrvaldamiseks. Kui harilikult on pingebetoonis betooni eelpinged suurusjärgus 100 kg/cm², siis mahupaisuvate tsementide kasutamisel on võimalik saavutada betooni eelsurvet vaid 20—30 kg/cm² ulatuses, nagu näeme joon. 172, *a*. See ei tähenda kaugeltki, et pingebetooni puhul pole otstarbekohane kasutada mahupaisuvat tsementi. Joon. 172, *b* on esitatud pingebetoonist kõrgsurvetoru, mis on piki perimeetrit, s. o. peamises töötamise suunas, varustatud mehaaniliselt pingestatud traadiga, kuid toru telje suunas toimub eelpingestus mahupaisuva




*Joon. 172.*

tsemendi toimel, mis käesolevalt võib osutuda täiesti küllaldaseks. Joon. 172, *c* esitatud pingebetoontala puhul on tõmbetsooni pikiarmatuur pingestatud mehaaniliselt, mistõttu tekib tõmbetsooni betoonis küllaldane eelsurve. Põikisuunas pingestatakse ette rangid *A* mahupaisuva tsemendi toimel, mis põhjustavad betoonis küllaldase vertikaalsuunalise eelsurve, et ekspluatatsioonikoormustel ei esineks tõmbepeapingete pragusid.

*Freyssinet'* menetlus pingebetoonist **kõrgsurvetorude** (sisemine läbimõõt 80 cm, seina paksus 50 mm, pikkus 6,0 m, sisemine proovisurve 20 atü) valmistamisel (joon. 173) on samuti originaalne ja raskesti liigitatav. Kõrgemargiline terastraat ($\sigma_p$ =16 000 kg/cm²; Ø 2,6 mm) asetati spiraalina vormi ja betoneeriti sisse (betooni mark M 250—300).




*Joon. 173.*

Sisemise terasraketise ja betooni vahele asetati teraskilbid ja kummisärk, mis võimaldasid värsket betooni asetada seestpoolt surve alla, pumbates vett terasraketise ja kummisärgi vahele. Välisraketis on samuti terasest ja seestpoolt varustatud kummisärgiga. Betoon allutatakse tugevale vibreerimisele ning samaaegselt sees- ja väljaspoolsele survele, mistõttu üleliigne vesi surutakse betoonist kanalite kaudu välja. Edasi suurendatakse survet seestpoolt veelgi, aga väljastpoolt vähendatakse, mistõttu survetoru saab suurema läbimõõdu. Seejuures viib betoon endaga kaasa spiraalitraadi ja asetab viimase tõmbe alla. Kuna betoon on muldniiske ja ruumiliselt surutud, siis

armatuur ei lõiku värskesse betooni, kui traadi sisejõud $N_0$ ei ületa katseliselt leitud järgmist suurust (arvutuslikud suurused kehtivad vastmainitud kõrgsurvetorude kohta):

$$N_0 = 2\,p_e\,dR = 2 \cdot 30 \cdot 0{,}26 \cdot 42{,}5 = 663 \text{ kg},$$

kus $p_e$ — surve, millele on allutatud betoon radiaalsuunas (30 at);
$d$ — traadi läbimõõt (2,6 mm);
$R$ — toru keskjoone raadius (42,5 cm).

Betooni läbilõike seisukohalt on seega võimalik, et eelpinge traadis ulatub käesolevalt kuni

$$\sigma_0 = \frac{N_0}{f_н} = \frac{663}{0{,}053} = 12\,500 \text{ kg/cm}^2,$$

mis on suurem tavaliselt kasutatavast mehaanilisel teel antavast traatide eelpingest.

Pärast betooni kivistumist lastakse suruvesi terasraketiste ja särkide vahelt välja ning spiraaltraadi lühenemisel satub betoon eelsurve alla.

Kuigi käesolevalt on välditud rida puudusi, mis esineb torude valmistamisel II meetodi kohaselt, leiab kirjeldatud meetod siiski harva kasutamist. Tulemused on ilmselt liiga suurel määral olenevad betooni omaduste kõikumistest. Samuti on raketistekomplekt erakordselt keeruline.

Ka pingevarraste eelpingestamist **temperatuurimuudu** $\Delta t$ abil on soovitatud mitmel juhul. On võimalik näiteks kinnitada elektriliselt 200—300° C-ni soojendatud traati liikumatute välistugede vahele. Jahtumisel kokku tõmbudes saab traat eeltõmbe. Edasi toimub kõik vastavalt I meetodile. Samuti on katsetatud kerida kivistunud betoontorule-südamikule elektriliselt soojendatud traati, mis jahtudes annab betoonsüdamikule eelsurve (seega II meetod). Ligikaudselt on võimalik traadi jahtumisel $\Delta t$ võrra temas tekkivat pinget hinnata, kui oletada, et traat säilitab oma esialgse pikkuse:

$$\sigma_0 = \alpha_t\,\Delta t E_{at},$$

kus $\alpha_t$ on terase lineaarpaisumistegur ja $E_{at}$ elastsusmoodul (mõlemad suurused pole siin esinevate temperatuurimuutude $\Delta t$ ulatuses enam konstantsed).

Kui piirata temperatuurimuut $\Delta t \approx 250—300°$ C, mis on veel mõeldav kõrgemargiliste terastraatide puhul ja kahtlemata lubatav pehmete teraste (Ст. 5, 25Г2С) puhul, siis eelpinge suurus võib ulatuda kuni $\sigma_0 = 4000—5000$ kg/cm². Seega on kõrgemargilisi terastraate vaevalt võimalik küllaldasel määral pingestada temperatuurimuudu rakendamisega, kuigi üksikute terastraadi liikide puhul võiks lubatav temperatuurimuut ulatuda kuni 400° C.

Seevastu pehmete teraste puhul on siit saadav terase eelpingestus piisav. ENSV RMN Ehitusvalitsus kasutab edukalt pehmetest terastest pingevarraste pingestamist temperatuurimuudu abil laepaneelide valmistamisel vool-agregaatmeetodil, millega tunduvalt lihtsustusid eelpingestuse operatsioonid.

Temperatuurimuudu kasutamisel tegelikult esinev betooni eelsurve on küllaldase täpsusega raskelt kontrollitav. Tuleb märkida, et elektrivooluga (ligikaudne režiim 1000 A ja 2 V) soojendades on ka voolukulud suhteliselt suured.

Viimasel ajal kasutusele võetud paindeelementide armeerimine **pingebetoonprussikestega** on õieti küsimus raudbetooni vallast. Kuna nimetatud armatuur võrreldes hariliku terasarmatuuriga omab rida omapärasusi, siis leiab see konstruktsiooniliik käsitlemist seoses I meetodi kirjeldamisega (§ 18. 5).

Järgnevalt vaatleme pingebetooni lihtsaimat juhtu — I meetodi kohaselt valmistatud **tsentriliselt tõmmatud varrast,** et tutvuda mõningate pingebetooni põhiliste faktidega. Olgu varda ristlõige $F_б = 10$ cm²; betooni mark M 400 ($R^н_{пр} = 280$ kg/cm²; $R^н_р = 25$ kg/cm²; $E_б = 310\,000$ kg/cm²). Valitud pingevarras: üks traat $d = 5$ mm ($F_н = 0{,}196$ cm²). Eelpinge traadis on valitud $\sigma_0 = 10\,000$ kg/cm²; üldine parasiitlik eelpingekadu on hinnatud $\sigma_п = 1500$ kg/cm².

Elemendi tõmbejäikus kuni prao tekkimiseni on

$$D_1 = E_б F_{бр} = E_б F_б (1 + n\mu) = 310\,000 \cdot 10\,(1 + 6{,}8 \cdot$$

$$\cdot\, 0{,}0196) = 3{,}5 \cdot 10^6 \text{ kg}.$$

Pragusid tekitavat normijõudu eelpingestamata raudbetoonvardas võib hinnata

$$P_т = R_р^н F_б + 300\ F_н = 25 \cdot 10 + 300 \cdot 0{,}196 = 309 \text{ kg}.$$

Edasi tõmbejäikus järsult langeb, sest viimane määratakse oluliselt terasvarda tõmbejäikusega

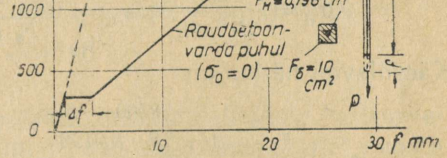
$$D_2 = \frac{E_а}{\psi} F_н = 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}196 = 0{,}41 \cdot 10^6 \text{ kg},$$

kui $\psi \approx 1$.

Terase tingimuslik voolavuspiiri jõud on ($\sigma_т = 0{,}65\ \sigma_р = 10\,000$ kg/cm$^2$)

$$P = 0{,}196 \cdot 10\,000 = 1960 \text{ kg}.$$

Joonisel 174 on esitatud pingestamata varda koormuse $P$ ja otsa paigutuse $f$ diagramm täisjoonega. Prao tekkimisel esineb otsa paigutuse hüpe $\Delta f$, kuna armatuuri pinge kasvab sel momendil hüppeliselt.




Joon. 174.

Hindame tekkiva prao laiust, kui varda sisejõud on 1780 kg ($\sigma_а = 9100$ kg/cm$^2$). Vastavalt § 13 (2.82) saame

$$l_т = \frac{u}{\mu} = \frac{0{,}5}{4 \cdot 0{,}0196} = 6{,}35 \text{ cm},$$

$$a_т \approx \frac{\sigma_а\, l_т}{E_а} = \frac{9100 \cdot 6{,}35}{2{,}1 \cdot 10^6} = 0{,}0274 \text{ cm} = 0{,}274 \text{ mm}.$$

Näeme, et käesolevalt on prao laius agressiivse kesk-

konna puudumisel talutav. Seevastu üldine koormatud otsa paigutus $f \approx 26$ mm on väga suur.

Vaatleme sama varrast pingebetoonist, mis on teostatud vastavalt I meetodile. Arvutame kohe pingevarda eelpinge, mis jääb alles pärast parasiitlikke eelpingekadusid:

$$\sigma_{02} = \sigma_0 - \sigma_п = 10\,000 - 1500 = 8500 \text{ kg/cm}^2.$$

Siis leiame pingebetoonvarda eelpingest tekkiva pingeolukorra $\sigma_н$ ja $\sigma_б$ järgmiselt. Varda ristlõike tasakaalutingimus varda teljele annab, kuna muud välispikijõud puuduvad,

$$\sigma_н F_н = \sigma_б F_б,$$

ja sealt

$$\sigma_б = \mu\sigma_н. \tag{3.1}$$

Deformatsioonid betooni eelpingestamisel on betoonis ja armatuuris võrdsed, seega

$$(\sigma_{02} - \sigma_н)\frac{l}{E_а} = \frac{\sigma_б\, l}{E_б} \tag{3.2}$$

ja

$$(\sigma_{02} - \sigma_н) = n\sigma_б.$$

Avaldised (3.1) ja (3.2) annavad

$$\sigma_н = \frac{\sigma_{02}}{1 + n\mu}; \quad \sigma_б = \frac{\sigma_{02} F_н}{F_б (1 + n\mu)}. \tag{3.3}$$

Käesolevas näites on

$$\sigma_н = \frac{8500}{1 + 6{,}8 \cdot 0{,}0196} = 7500 \text{ kg/cm}^2.$$

Seega eelpingekadu betooni kokkusurumisel on 1000 kg/cm².

$$\sigma_б = \frac{8500 \cdot 0{,}196}{10 \cdot 1{,}133} = 147 \text{ kg/cm}^2 \approx \frac{R^н_{пр}}{2},$$

sest on nõutav, et $\sigma_б \leqslant 0{,}5\, R^н_{пр}$, vastasel juhul on betoon tema eelpingestamise hetkel ohustatud.

On soovitav lähtuda pingevardas tekkivate pingete määramisel teisest, järgnevalt esitatud kaalutlusest. Raken-

dame vastkirjeldatud viisil eelpingestatud pingebetoonvardale välis-pikitõmbejõu $N_0 = \sigma_{02} F_н$, mis ilmselt tõmbab varda tema esialgsele pikkusele (välja arvatud mahukahanemise ja roomamise mõjutused). Siis betooni pinge $\sigma_б = 0$ ja $\sigma_a = \sigma_{02}$. Kui rakendame nüüd täiendavalt niisama suure survejõu $N_0$, siis $+N_0$ ja $-N_0$ kompenseeruvad ja saame jälle väliskoormusest vaba pingevarda. Järelikult saame arvutada pingevardas esineva pinge $\sigma_б$, vaadeldes varrast formaalselt surutuna pingevarda sisejõuga $N_0 = F_н \sigma_{02}$, mis esineb vardas, kui betooni pinge võrdub nulliga.

Tõepoolest, siis [kooskõlas avaldisega (3. 3)].

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бр}} = \frac{\sigma_{02} F_н}{F_б (1 + n\mu)}.$$

Selline kujutlus leiab, nagu allpool näeme, ulatuslikku rakendamist ka pingevarda sisejõust põhjustatud ekstsentrilise surve puhul. Seega on võimalik leida pingeid pingebetoonelemendi betoonis tugevusõpetuse tsentrilise ja ekstsentrilise surve valemite abil, mööda minnes igakordsest tasakaalu- ja deformatsioonide pidevuse tingimuste koostamise vajadusest.

Jõud, mis kutsub esile prao pingebetoonvardas, on antud juhul:

$$P_т = (\sigma_б + R_р^н) F_б + 300 F_н = (147 + 25)\,10 + 59 =$$
$$= 1780 \text{ kg},$$

sest tõmbejõud peab esmalt neelama betooni eelsurvepinge. Pärast prao tekkimist peab kogu tõmbejõu $P_т$ vastu võtma terasvarras, milles sel puhul esinev pinge on

$$\sigma_a = \frac{1780}{0{,}196} = 9100 \text{ kg/cm}^2.$$

Vardaotsa paigutus enne prao tekkimist on

$$f = \frac{P_т l}{D_1} = \frac{1780 \cdot 6000}{3{,}5 \cdot 10^6} = 3{,}05 \text{ mm},$$

s. o. 8,5 korda väiksem kui raudbetoonvarda puhul.

Pärast prao tekkimist antakse betooni sisejõud tervenisti pingevardale ($\sigma_a = 9100$ kg/cm²), mistõttu tekib täiendav hüppeline vardaotsa paigutus $\Delta f$, sest armatuuri pinge oli enne prao tekkimist $\sigma_{02} + 300 = 8800$ kg/cm²:

$$\Delta f = \frac{(9100 - 8800) \cdot 6000}{2{,}1 \cdot 10^6} = 0{,}85 \text{ mm}.$$

See hüpe on tunduvalt väiksem kui raudbetoon-tõmbevarda puhul.

Edasi järgnevad juba paigutused vastavalt jäikusele $D_2 = 0{,}41 \cdot 10^6$ kg.

$P - f$ diagramm on esitatud joon. 174. Näeme, et ka pärast prao tekkimist on üldine paigutus tunduvalt väiksem kui raudbetoonvardal, sest terasest oli suurem osa deformatsioone välja võetud eelpingestamise ajal.

Pingebetoonvarda **purustav koormus** on ilmselt

$$P_p = F_н \sigma_т$$

ja ei olene üldse eelpinge protsessist.

Märgime järgnevalt pingebetooni olulisemad **eelised**, võrreldes raudbetooniga:

1) pingebetoon võimaldab rakendada mistahes kõrgemargilist terast ja saavutada terase kokkuhoidu;

2) tõstab järsult konstruktsiooni jäikust, mis võimaldab omakorda toime tulla palju väiksemate ristlõigetega elementidega;

3) võimaldab järsult suurendada pragusid tekitavat koormust;

4) võimaldab (peamiselt II meetodi puhul) konstruktsiooni valmistamist üksikutest monteeritavatest plokkidest, kusjuures pingevarrastega toimub vuukide kokkusurumine;

5) näitab eriti häid omadusi dünaamiliste koormuste mõjumisel;

6) võimaldab tunduvalt vähendada tõmbepeapingete suurusi paindeelementides ekspluatatsioonikoormuste olukorras.

## § 18. PINGEBETOONKONSTRUKTSIOONID OTSESE NAKKEGA (I MEETOD)

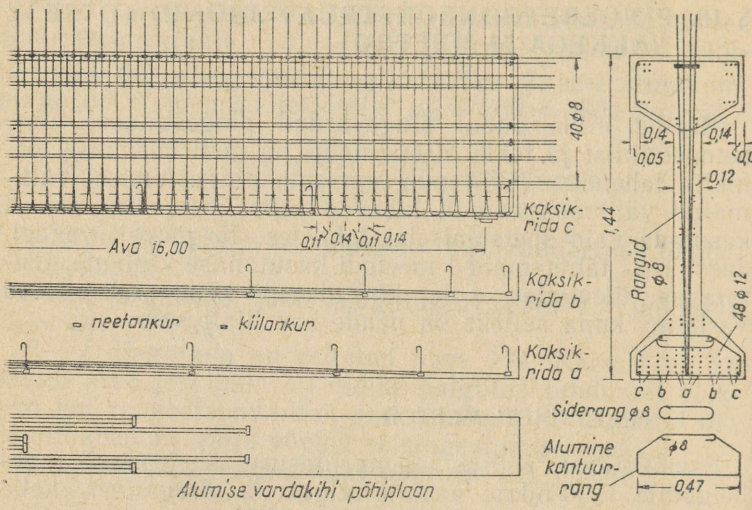
Meetod, mille puhul pingevardad pingestatakse enne betoneerimist ja tekib otsene nake, on õieti küsimuse loomulik lahendus. Kuid pingevarraste pingestamisel vältimatud välisreaktsioonid lubavad seda meetodit edukalt kasutada vaid spetsiaalsetes tehastes. Järgnevalt vaadeldakse rida tähtsamaid I meetodi kasutamise variante. Esitatavas ülevaates pole kirjeldatud kõiki rakendatud variante, kuna selleks on nende arv liialt suur.

### 1. E. FREYSSINET' MEETOD

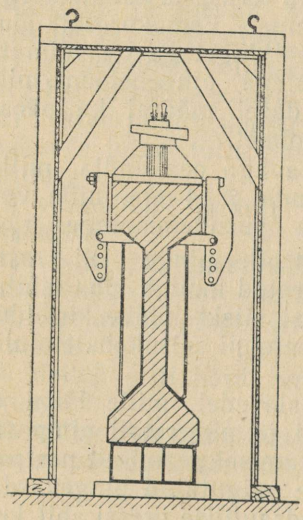
Esmakordselt pööras laiema üldsuse tähelepanu pingebetoonile 1930-ndate aastate algul *E. Freyssinet,* kelle ettepaneku kohaselt ehitati 1938.—1945. a. suur arv lihttalasildu ja ka tööstusruumide kattetalasid (avadega kuni 26 m). *Freyssinet* ise kirjutas sel puhul muuseas: «Leiutisele on eelduseks kõrgeväärtusliku terase ja samuti kõrgeväärtusliku betoonmassi kasutamine.» Esmakordselt jõuti otsusele, et vaid väga kõrgete eelpingetega on võimalik saavutada konstantsete omadustega pingebetooni, mille puhul eelpinged säilivad küllaldasel määral ka pärast mahukahanemise ja roomamise toimet.

Joon. 175 on esitatud 16,0 m avaga peakandja, milles pingevarrastena kasutati ümarrauda $\phi$ 14 mm, mille voolavuspiir $\sigma_T = 6500$ kg/cm² ja purunemispinge $\sigma_p = 9000 - 10\,000$ kg/cm². Kontrolleelpinge oli $\sigma_0 = 5500$ kg/cm². Kuigi esitatav meetod kuulub juba läbitud etappi, antakse järgnevalt temast siiski lühike kirjeldus, kuna ta sisaldas terve rea raudbetooni seisukohalt olulisi uuendusi.

Talad valmistati rasketel teraslävedel, mille lõige on näha joon. 176. Lävele kinnitati ja pingestati pingevardad paarikaupa, kasutades kinnitamisel peamiselt neetpeaankurdust (joon. 177, *a*). Kohale paigutatud pingevardad tõmmati ette tõmberangide ja hüdraulilise pressi abil, kusjuures pingestatud olukord fikseeriti tuginokkade ja ankru-



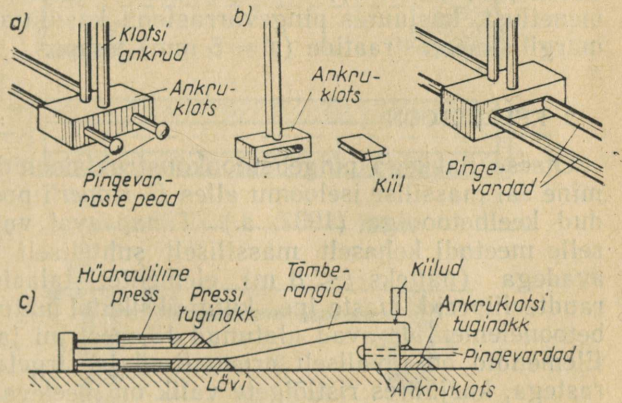

*Joon. 175*



*Joon. 176*

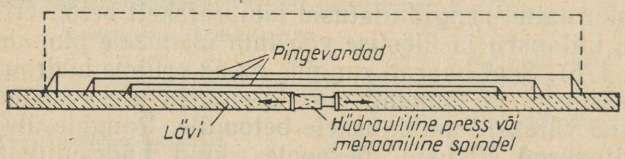
klotside vahele asetatud teraskiiludega (joon. 177, *c*). Pingevarraste pikkused valiti vastavalt momentide epüüri katte vajadusele, mistõttu alumise kihi pingevardad lõpetati varem ja vaid neljanda kihi pingevardad viidi kuni tugedeni. Seega saavutati mitte üksnes armatuuri kokkuhoidu, vaid ka, mis on hoopis tähtsam, soodsam pikipingete jaotus tala tugede rajoonis (vt. § 21. 1). Pärast alumise vöö armatuuri pingestamist asetati kohale rangid ja toimus alumise vöö betoneerimine terasraketistes, kusjuures kasutati tugevat vibreerimist, betoonisegu

ruumilist surumist ja soojendamist, milleks juhiti läves olevatesse kanalitesse (vt. joon. 176) veeauru. Pärast seda asetati täiendav terasraketis tala seina ja ülemise vöö betoneerimiseks (seda teostamise staadiumi esitab joon. 176). Seinas ja ülemises vöös esinevad piki-pingevardad pingestati terasraketiste vastu, kasutades seejuures nn. kiilankurdust (vt. joon. 177, *b*). Et neutraliseerida tõmbepeapinged, osutus vajalikuks luua betoonis eelsurve (vähemalt seina ulatuses) ka vertikaalsuunas. Selleks pingestati ette rangid, mis toimus järgmiselt. Alumisse juba kivistunud vöösse ankurdatud rangid ulatusid läbi värskelt betoneeritud seina, kiilankru ja ülemise vöö tala ülemisele pinnale (vt. joon. 175). Seal haarati rangide otsad eriliste hüdrauliliste pressidega ja tõmmati ette, kusjuures press toetus ülemise vöö värskele muldniiskele betoonile. Rangide ülemised kiilankrud liikusid ülespoole, kuid hüdrauliliste presside poolt betooni pealispinnal arendatud surve surus värske betooni uuesti tihedalt kiilankru alla. Pärast rangide pingestamist toimus pingeolukorra fikseerimine kiilseadme abil (joon. 176). Seega saavutati samaaegselt värske betooni ruumiline surve ja rangide eeltõmme. Betooni kivistumisprotsessi kiirendamiseks kasutati jälle soojendust, milleks juhiti veeaur läbi raketiste külgkanalite. Pärast betooni kivistumist vabastati pikiarmatuur reaktsioonidest ning rangid kiilseadmetest, millega allutati




*Joon. 177*

betoon tasapinnalisele eelpingele. Pingebetoontala vabastamine lävelt toimus samaaegselt betooni pikipingestamisega läve keskel asetseva spindli või hüdraulilise pressi käivitamisega (joon. 178). Arusaadavalt pole joonisel esitatud pressi võimalik kasutada piki-pingevarraste pingestamiseks, sest vastasel juhul saaksid lühemad pingevardad oluliselt suuremaid eelpingeid kui pikemad. Alumise vöö pingevardad tõstsid kokku tõmbudes tala selle nihkudes mööda kolmnurkseid tuginokki lävelt lahti.




Joon. 178

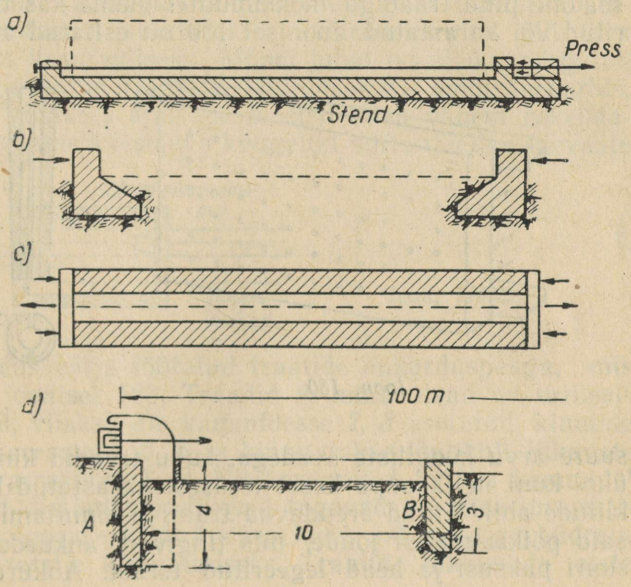
Nagu näeme, kasutas *Freyssinet* kohe tervet rida uuendusi, kusjuures ta hindas juba põhiliselt õigesti eelpingekadusid betooni mahukahanemise ja roomamise toimel ($\sigma_n = 1500$ kg/cm$^2$).

Hiljem ei kasutatud kirjeldatud menetlust enam raketiste ja pingevarraste ankurduse keerukuse tõttu. Tuleb märkida, et hiljuti esitas NSV Liidus grupp projekteerijaid *Jevgrafovi* juhtimisel tähelepanuväärse ettepaneku sillatalade valmistamiseks stendimenetlusel («Бетон и железобетон», 1957, nr. 1), mis meenutab oluliselt *Freyssinet* menetlust, kusjuures pingevarrastena kasutatakse kõrgemargiliste terastraatide ($d = 5$ mm) kimpe.

## 2. KEELBETOON

Otsese nakkega pingebetoonkonstruktsioonide rakendamine sai massilise iseloomu alles *E. Hoyer*'i poolt ettepandud keelbetooniga (1937. a.). Tänapäeval valmistatakse selle meetodi kohaselt massiliselt suhteliselt väiksemate avadega (näiteks $l < 8$ m) elemente: talasid, paneele, raudteeliipreid, maste jne., kuigi üksikutel juhtudel on keelbetoonelementide avad ulatunud 18 meetrini ja rohkemgi. Elemendid on tavaliselt prismalised ja sirgete pingevarrastega, kusjuures ristlõigete valik on meelevaldne.

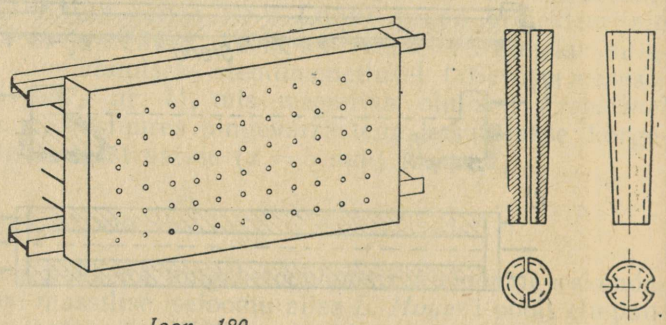
Stendil (joon. 179, *a*), mille pikkus ulatub kuni 150 meetrini või isegi üle selle, pingestatakse pingevardad, tavaliselt kõrgemargilised sileda pinnaga terastraadid $d = 1—3$ mm või profileeritud pinnaga kõrgemargilised traadid kuni läbimõõduni 5 mm, kogu pikkuses korraga. Seejuures langeb eelpingestuse kulude osatähtsus kulude üldbilansis järsult. Pärast traatide eelpingestust toimub betoneerimine tugeva vibreerimisega, kusjuures kivistumisprotsessi kiirendamiseks kasutatakse kemikaalide lisamist, väga kõrgemargilisi tsemente ja ka termilist töötlemist, eriti aurutamist. Kogu pika pingebetoonniidi jagamine üksikuteks vajaliku pikkusega elementideks toimub kas varem sisseasetatud diafragmade abil või hiljem ketassaega läbilõikamise teel. Seega on võimalik iga elemendi puhul rakendada vaid omanaket (vt. § 21. 2). Olgu mainitud, et nakkeküsimus on kogu meetodi põhiprobleemiks. Õigustatult tekkisid kahtlused siledapinnaliste üle 3 mm läbimõõduga traafide ankurdamisel nakketugevusega. Eriti on põhjust oletada relaksatsiooni esinemist nakke-




Joon. 179

pingetes pikema aja kestel. Seepärast kasutatakse traatide puhul, mille läbimõõt ületab 2,5 mm, ikka traadi pinna mingisugust töötlemist. Viimasel ajal kasutatakse siiski peamiselt perioodilise profiiliga traate (ГОСТ 8480-57). Paralleelsete liinide arv ühel stendil ulatub mõnel juhul kümneni. Esineb palju variante stendi ristlõike valikus (raudbetoonkanalid, betoonmatriitsid, mitmesugused teras-konstruktsioonid jne.) ning traatide eelpingejõudu tasakaalustava välisreaktsiooni tagamisel. On rakendatud raskeid pinnasele toetuvaid raudbetoonvundamente (väga pikad stendid ja soodsad pinnase tingimused — joon. 179, *b*). Lühemate stendide puhul tasakaalustatakse traatide eelpingejõud ka stendi konstruktsiooni abil (joon. 179, *c*). Ühel juhul loodi stendi peas pinnasesse spetsiaalkonstruktsioon (joon. 179, *d*), milles kasutati mulla passiivset survet tugiplaatidel *A* ja *B*. Seejuures vähenes vundamentide maht 3—4 korda võrreldes lahendusega joon. 179, *b*.

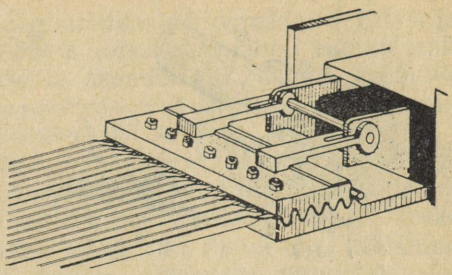
Suurel arvul variante esineb traatide kinnitamisel pingestusseadme külge, kusjuures üldreeglina peab kinnitusseadme pind traadiga kokkupuutel olema kas tsementeeritud või karastatud. Joonisel 180 on esitatud ankruplaat



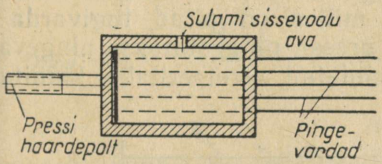
*Joon. 180*

suure arvu kooniliste avadega, kuhu traadid kinnitatakse ühe- kuni neljakaupa heast terasest karastatud kooniliste kiilude abil. Kiilud arendavad traatide kinnitamisel võimsaid põiksuunalisi jõude, mis tingivad ankurdusplaatide suuri paksusi ja head legeeritud terast. Ankurdusplaadi

Joon. 181

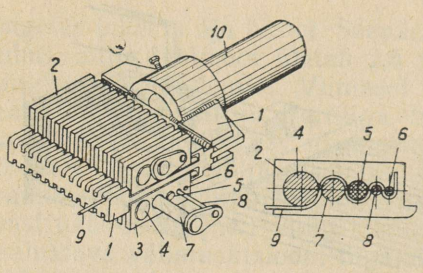


avad tavaliselt tsementeeritakse. Kirjeldatud kinnitusvariant on väga laialdaselt kasutamisel. Joon. 181 on esitatud «hundilõuad», mis haaravad vajaduse korral kümneid traate korraga. Joon. 182 on esitatud skemaatiliselt traatide ankurduskarp, mis pärast traatide sisseviimist täidetakse sula pliiga (õigemini sulamiga: 80% pliid, 15% antimoni ja 5% tina), mis hangub traatide ümber ja kinnitab viimased vajalikul määral (olgu märgitud, et NSV Liidus on karpide täitmisel ulatuslikult kasutatud ka kõrgemargilist tsementmörti, kuid seda peamiselt elementide valmistamisel vastavalt II meetodile). Pärast traatide pingest vabastamist sulatatakse ankurduskarpide plii üles korduvaks kasutamiseks. Mõnel juhul on siiski märgatud pliisse kinnitatud traatide läbilibisemisi ankurduskarbis, mistõttu viimasel ajal see meetod leiab vähem rakendamist. Lõpetame käesoleva kaugeltki mitte täieliku ülevaate




Joon. 182

NSV Liidus välja töötatud traatide ankurduspeaga, mis esitatud joonisel 183. Traadid *9*, mille otsad on eriliselt töödeldud, viiakse üle kammidesse *2*, *3* asetatud kinniste kinnitusvarraste *4*, *5*, *6* ja kinnitatakse lõplikult liikuvate kinnitusvarrastega *7*, *8*. Nii korpuses 1 kui ka kammidel asetsevad distantsplaadikesed tagavad traatide projektikohase paigutuse. Kinnituspea lõpeb sabapoldiga hüdraulilisele pressile kinnitamiseks. Traatide pikkus ja otste

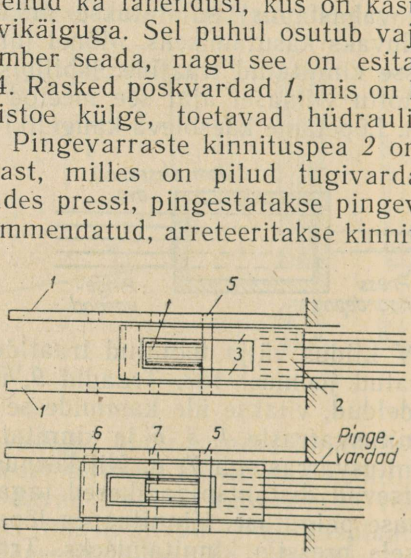



*Joon. 183*

töötlus peab siin olema väga täpne, mis saavutatakse erilisel armatuuri ettevalmistamise liinil, kus toimub traatide lõikamine, otste töötlus ja traatide profileerimine.

Tuleb märkida, et traatide asetamine stendile on tülikas operatsioon. Seepärast on tehtud rida ettepanekuid, mille kohaselt asetatakse traadid stendile valmis kimpudena, mis on valmistatud erilisel poolautomaatpingil.

Pingevarraste ettetõmbamine toimub üldiselt terve tootlusliini laiuses korraga, mispuhul esinevad jõud on suurusjärgus 200 t ja rohkemgi. Viimasel ajal kasutatakse peamiselt hüdraulilisi presse, mille kolvikäik ulatub kuni 70—80 cm-ni. On esinenud ka lahendusi, kus on kasutatud presse lühema kolvikäiguga. Sel puhul osutub vajalikuks press vahepeal ümber seada, nagu see on esitatud skemaatiliselt joon. 184. Rasked põskvardad *1*, mis on kinnitatud liikumata välistoe külge, toetavad hüdraulilise pressi *4* tugivarrast *5*. Pingevarraste kinnituspea *2* omab samuti kahte põskvarrast, milles on pilud tugivarda *5* läbilaskmiseks. Käivitades pressi, pingestatakse pingevardad. Kui kolvi käik on ammendatud, arreteeritakse kinnitus-



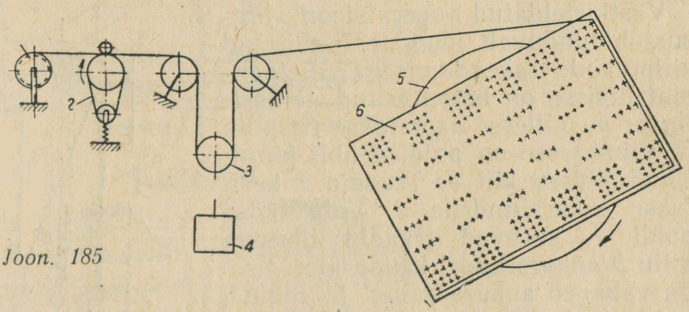

*Joon. 184*

pea põskvarraste *1* külge näiteks põikvardaga *6*. Edasi lastakse pressi survekambris õlisurve maha, eemaldatakse varras *5* ja asetatakse ta asendisse *7*. Nüüd asetatakse press *4* uuesti lähteasendisse, vabastatakse arreteerimisvarras *6* ja kogu tsükkel algab uuesti.

Betoneerimine toimub betoonipaigaldajaga, mis liigub piki stendi, nagu vibreerimis- ja viimistlusseadmedki. Mõnel juhul siiski seati betoonipaigaldaja stendi keskele ja viidi elemendid vankrikestel piki stendi oma kivistumiskohale. Nake betooni suhtes libisevate pingevarrastega taastati seejuures kerge järelvibreerimisega elemendi kivistumispaigal.

### 3. V. V. MIHHAILOVI PIDEVA ARMEERIMISE MEETOD

Uued perspektiivid avas I meetodi kohaselt valmistatavate elementide rakendamisel NSV Liidus pingebetooni alal juhtiv eriteadlane *V. V. Mihhailov,* kes pani 40-ndate aastate algul ette kasutada pingevarraste pingestamisel nn. **keripinki**, mille skeem on esitatud joon. 185. Agregaat




*Joon. 185*

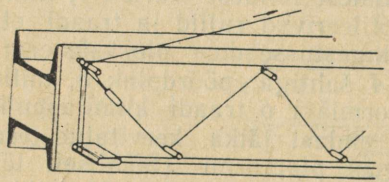
koosneb järgmistest põhilistest lülidest: värten *1*, millele asetatakse traadiviht; profileerivad rullid ja traadi ette-andmise mehhanism *2*, pingestusseadme plokksüsteem *3* ühes pingestuskoormuse *4* šahtiga; pöördpink *5*, millele asetatakse meelevaldne vormlävi *6* traadi kinnituspulkadega. Pöördpink kujutab endast jäika, keevitatud teraskonstruktsioonis ümmargust platvormi (tavaliselt läbimõõduga 6 m), mille toetus meenutab raudtee pöördsildade toetusi. Pöördpink käivitatakse elektrimootori abil reduk-

tori kaudu. Pingi pöörete arv on 2—4 p/min. Pink on varustatud vormlävede kinnitusseadmetega. Traat keritakse pidevalt pantograafi abil etteantud skeemi kohaselt vormläve teraspulkadele.

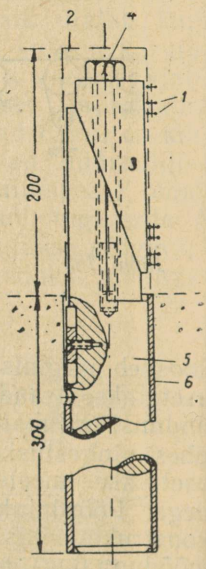
Pingestusseade koosneb vertikaalsest terasraamist juhtlattidega, mida mööda liigub tareeritud koormus *4*. Viimane põhjustabki keritavas traadis etteantud suurusega pingestusjõu.

Vormläved on terasest ja küllalt tugevad, et vastu võtta traatide eelpingestusjõudu. Pulkade asetus lävel on määratud pingestusskeemiga. Joon. 186 on esitatud tala vormläve ots. Lävest väljaulatuvad pulgad on ümbritsetud torutükkidega, mis jäävadki betooni traatide tegelikeks ankruteks. Nagu nähtub joon. 186, on võimalik paigutada pingestatud traati ilma raskusteta nii ülespööretesse kui ka rangidena. Pingestatud traatidega läve täiendatakse külgraketistega, betoneeritakse ja aurutatakse. Pärast seda vabastatakse lävi pingebetoonelementidest pulkade väljasurumise teel neid ümbritsevatest torudest-ankrutest, kusjuures betoon saab eelsurve.

Vastkirjeldatud operatsioon lihtsustub tunduvalt joon. 187 esitatud kiilpulkade rakendamisega. Betoonmatriitsisse on betoneeritud terassilinder *6*, millesse asetatakse peapulk *5*. Viimasesse on poldi *4* abil kinnitatud libisev kiil *3*. Traadid *1* keritakse ankursilindrile *2*. Vabastades poldi *4*, suruvad traadid libiseva kiilu *3* ankursilindri kaudu üles. Seega vabaneb ankursilinder ja toimub betooni pingestamine.

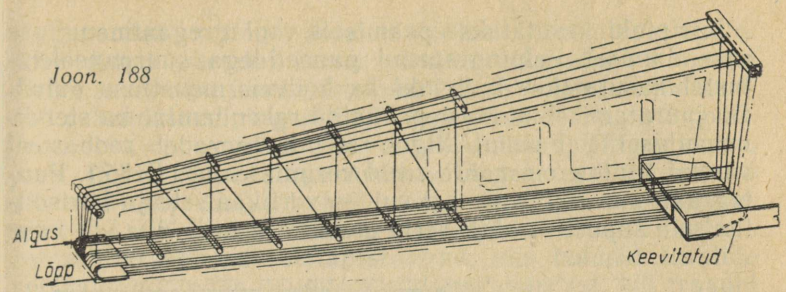


*Joon. 186*

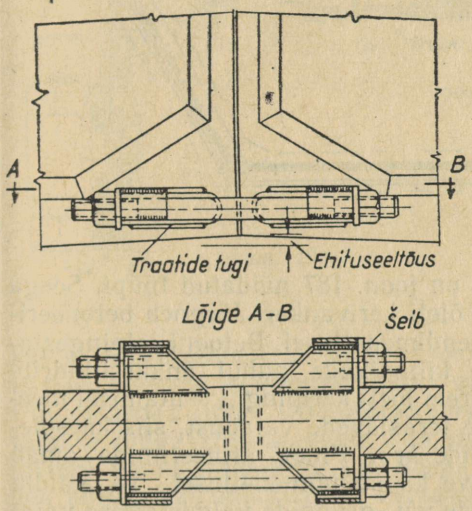



*Joon. 187*

Joon. 188




Senini valitses arvamus, et I meetodi kohaselt valmistatud elementidest pole võimalik monteerida suuremaid konstruktsioone. Selle monteeritava pingebetooni seisukohalt tähtsa ülesande lahendas keripink. Joon. 188 on esi-



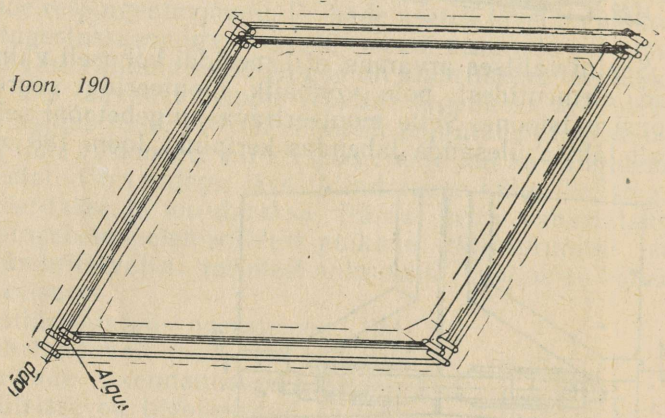

Joon. 189

tatud üks pool suureavalisest katusekandjast, mis on valmistatud teraslävel, pingestatud traadi kerimisega keripingil. Tõmbevöö jätkatakse kas keevitamise teel või ka võimsate poltide abil (joon. 189).

Joon. 190 on esitatud suurpaneelehitise ühe seinapaneeli skeem, mis on armeeritud keripingil eelpingestatud traadiga.

Keripinki kasutatakse peamiselt voolagregaatmenetluse rakendamisel. Eelpingestatud paneelidega suurpaneelehitustel kasutatakse keripinki ka konveiermenetluse puhul. On juurutamisel kerimise printsiibi rakendamine ka stendimenetlusel. Sel puhul liigub stendi servadel roobasteel vanker, millele on monteeritud kerimisseade (ДН-7). Pantograaf, mis liigub vankri suhtes vertikaalsete ja horisontaalsete suportide abil, kerib stendile traati (ühe või kahe

*Joon. 190*

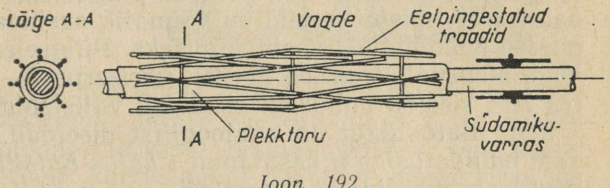



kaupa) pulkadele, mis on joon. 187 näidatud tüüpi. Seega asendab siin keripinki õieti kerivanker. Järgneb betoneerimine jne., nagu ikka stendimenetlusel. Betooni eelpingestamine toimub üksikute kiilpulkade puhul ankursilindrite vabastamisega. Kui varem loeti keripingi kasutamisel meetodi puuduseks raskete teraslävede vajadust, siis käesolevalt langeb see etteheide ära. Pidev armeerimine omab seega suuri perspektiive ka stendimenetlusel. Ta väldib tülika armatuurikimpude või -gruppide valmistamise vajaduse, mis on seni üldiselt raskesti mehhaniseeritav.

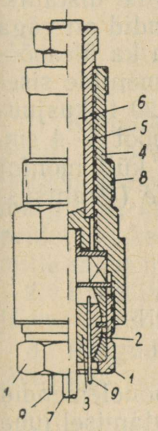
## 4. ARMEERIMINE EELPINGESTATUD PINGEVARRASTEGA

Antud juhul asetatakse pingevardad raketistesse juba eelpingestatud olukorras ja betoneeritakse ettenähtud asendis sisse. Kui betoon on kivistunud, vabastatakse

pingevardad, millega antakse ühtlasi betoonile eelsurve. Kirjeldatud lahendus annab võimaluse kasutada I meetodit ka suuremate konstruktsioonide teostamisel. Esmakordselt rakendati eelpingestatud pingevardaid *Shorrer*'i poolt. Joon. 191 on esitatud *Shorrer*'i kasutatud pingestuspea, joon. 192 — detail pingevardast. Kõrgemargilised traadid ($\Phi$ 2—3 mm), asetati kahes suunas spiraalidena südamikuvardale, mis asetses õhukeses terasplekk-torus. Viimasele asetati terasplekist distantsrõngad, mis hoidsid traatide spiraale mõningas kauguses südamikuvardast. Nii traadid




*Joon. 192*




*Joon. 191*

kui ka südamikuvarras viidi pingestuspeasse, mille abil toimus traatide eelpingestamine vastu südamikuvarrast. Pingestuspea (joon. 191) töötab järgmiselt. Traadid *9* asetatakse rõngaskiilseadmesse *2* ja surutakse mutri *1* keeramisega vastu kesksilindrit *3*. Seega on traadid kinnitatud pea külge. Südamikuvarras *7* ulatub vastu tõukepolti *6*. Pea korpuse *4* keerme *8* külge kruvitakse hüdrauliline press, mis surub vastu tõukepolti. Pärast hüdraulilise pressi käivitamist liigub pea korpus *4* koos fikseeritud traatidega südamikuvarda suhtes. Seega satuvad traadid tõmbe ja südamikuvarras surve alla. Et vabastada hüdrauliline press ja fikseerida pingeolukord, on vaja kruvida lukustussilinder *5* põhja. Siis asetatakse pingevarda element raketisesse, kusjuures betoneerimisel saab betoon

otsese nakke traatidega. Pärast betooni kivistumist keeratakse lahti lukustussilinder, millega vabastatakse südamikuvarras survest. Seejuures pingestavad traadid betooni nakkepingete abil. Pärast seda võib eemaldada pingestuspea ja südamikuvarda ning kasutada järgneval operatsioonil uuesti. *Shorrer* kasutas traatides eelpinget 8000 kuni 10 000 kg/cm². Südamikuvarras oli allutatud survele kuni 7000 kg/cm². Südamikuvarda pikkus polnud nõtkeohuga limiteeritud, kuna valitud traatide skeemi (kahesuunalised spiraalid) ja distantsrõngaste puhul osutus südamikuvarda arvutuslikuks nõtkepikkuseks vaid kahe distantsrõnga kaugus üksteisest. Sellised pingeelemendid on väga painduvad, mistõttu neid on võimalik asetada ka ülespööratesse põikjõudude vastuvõtmiseks. Pingeelementide sisejõud, olenevalt traatide arvust, varieerus 2—20 t, kusjuures 10 t sisejõu puhul oli elemendi välisläbimõõt ~ 4 cm.

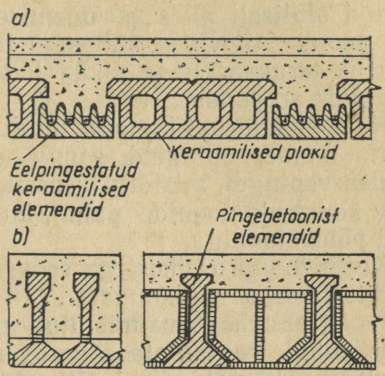
Eriti ulatuslikult on analoogilist meetodit, küll mõningate muudatustega, kasutanud *Chalos-Bateille* (Prantsusmaal) suurte sildade ehitamisel.

## 5. RAUDBETOONI ARMEERIMINE PINGEBETOONVARRASTEGA (PRUSSIKESTEGA)

Komplekskonstruktsioonid, kus pingebetoonelemendid töötavad koos hariliku raudbetooniga, on kasutamisel juba rohkem kui kümne aasta kestel. Joon. 193, *a* on näidatud Šveitsis kasutatav nn. Stahlton-laekonstruktsioon. Pingebetoonelement on moodustatud kammilise ristlõikega keraamilistest plokkidest, kusjuures kõrgemargilised eelpingestatud terastraadid on sisse betoneeritud kammide põhjades. Nimetatud elemendid betoneeritakse kohapeal ühes keraamiliste väikeplokkidega monoliitseks laeks.

Joon. 193, *b* on esitatud lae või silla ristlõige, kus pingebetoonelemendid on kohapeal betoneeritud monoliitseks konstruktsiooniks.

NSV Liidus on tehtud ettepanekud kasutada raudbetoonis armatuurina **keelbetoonprussikesi,** ristlõikega näiteks 5 × 5 cm (joon. 194). Lisaks terase kokkuhoiule (60—80% võrra võrreldes hariliku raudbetooniga) on sellisel armatuuril veel järgmised eelised.

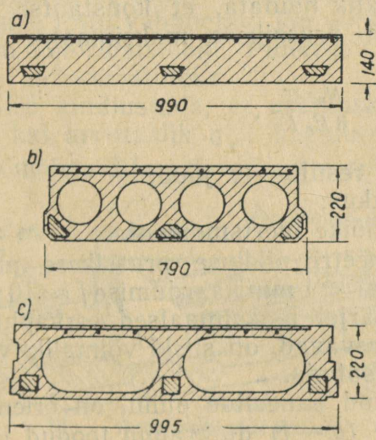



*Joon. 193*

1. Kohalikkude sideainete baasil valmistatud betoonide puhul on probleemiks terase korrosioonioht. See raskus langeb keelbetoonprussikeste kasutamisel ära, sest kõrgemargiline, kergelt korrosioonile kalduv süsinikteras on peidetud keelbetoonprussikese kõrgemargilisse betooni, mille maht moodustab põhibetooni massist vaid 3—8%.

2. Prussikeste kasutamisel suureneb paindeelementide jäikus 2—3 korda.

3. Pragude küsimus muutub teisejärguliseks, sest prussikestega armeeritud põhibetoonis ilmnevad nähtavad




*Joon. 194*

praod oluliselt alles purunemise eel. Keelbetoonprussike on hoopis jäigem ja võimsam tõmbeelement kui vastav harilik terasvarras ja takistab seega tõmbetsooni betooni pragude arenemist.

Keelbetoonprussikestega pole seni veel võimalik vastu võtta tõmbepeapingeid, samuti ei teki siin soodustavat pikisurvepinget, mistõttu prussikeste kasutamine on mõeldav konstruktsioonide puhul, kus põikjõukindlus on tagatud põhibetooniga.

Keelbetoonprussikestega seoses tuleb teha kaks märkust ehitusstaatika valdkonnast.

1. Otsenakkega valmistatud mistahes pikkusega prussikese puhul, vaatamata suurele saledusele ja kõrgele eelsurvepingele, pole siiski nõtkeohtu. Tõepoolest, käesolevalt on üldise potentsiaalenergia miinimum, s. o. stabiilne olukord siis, kui varda telg jääb sirgeks. Kui varda telg kõverduks, siis sellega kaasnev paindedeformatsioon neelaks palju potentsiaalenergiat. Siin on olukord erinev, võrreldes hariliku nõtkeülesandega, kus varras on otstest koormatud ning varda kõverdumisel talletatud paindepotentsiaalenergiale lisandub kriitilise koormuse kohapotentsiaali kahanemine (vt. ka § 18. 4).

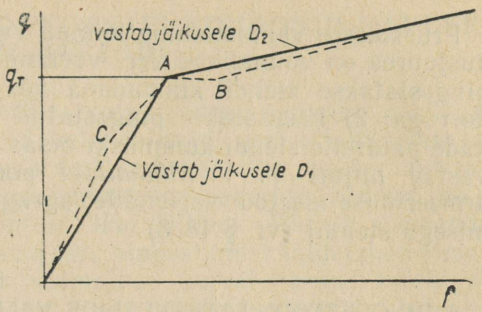
2. Vaevalt osutub võimalikuks toota täiesti sirgeid elemente. Prussikeste kõverdumised on põhjustatud pingevarraste resulteeriva jõu ekstsentrilisusest prussikeste raskuskeskme suhtes. On võimalik näidata, et konstantse ekstsentrilisuse $e_0$ puhul on prussikese maksimaalne läbipaine

$$f = \frac{N_0 e_0 l^2}{8 E_6 I},$$

kus $N_0$ — pingevarraste resulteeriv jõud;
$l$ — prussikese pikkus;
$I$ — prussikese ristlõike inertsmoment.

Seega hariliku kuue meetri pikkuse prussikese puhul põhjustab ekstsentrilisus $e_0 = 1$ mm kaardumise $f \approx 10$ mm. Kuigi kaardumise tagajärjel maksimaalsed servapinged prussikeses mõnevõrra kasvavad, on siiski võimalik veidi kaardunud prussikesi kasutada.

Prussikestega armeeritud paneelide puhul on orienteeriv koormuste-läbipainete ($q - f$) diagramm toodud joon.



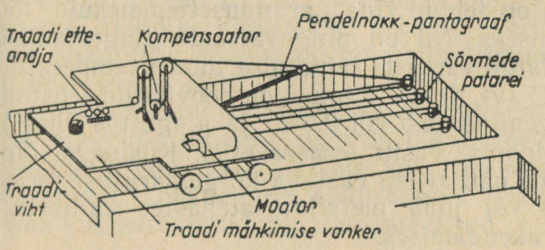

Joon. 195

195. Kuni koormuseni $q_T$ toimuvad paneeli läbipainded vastavalt pragudeta prussikese tõmbejäikusele (asendab § 10. 2 paindejäikuste avaldistes suurusi $E_a F_a$):

$$D_1 = E_6 F_6 (1 + n\mu),$$

kusjuures avaldises toodud suurused kehtivad prussikese ristlõike ja materjalide kohta. Pärast pragude tekkimist prussikestes on paneeli tõmbetsooni tõmbejäikus määratud vaid traatide tõmbejäikustega $D_2$, mis on mitu korda väiksemad prussikese betooni tõmbejäikusest $D_1$. Seega esineb $q - f$ diagrammis järsk murre, mis ilmselt vastab voolavuspiirile harilikust terasest armatuuri puhul. Diagrammis vastab punkt $C$ pragude tekkimisele põhibetoonis. Horisontaalne osa $A$—$B$ iseloomustab prussikese betoonist pragude tõttu vabanenud jõu poolt põhjustatud täiendavat traadi deformatsiooni. Punktid $C$ ja $B$ jäävad tavaliselt katsel märkamatuteks.

Tuleb kindlustada, et arvutuskoormused poleks suuremad kui arvutuslik $q_T$, kusjuures terminit «arvutuslik» tuleb mõista diferentseeritud varutegurite süsteemi mõttes.




Joon. 196

Prussikeste valmistamine toimub vaid stendimenetlusel, kusjuures on võimalikud veel variandid: 1) pingevardad pingestatakse stendil kimpudena või kogu stendi laiusel korraga; 2) kasutatakse pingestatud traadi kerimist pulkade patareile stendi kummaski otsas (joon. 196). See on vastav hiljuti *V. V. Mihhailovi* poolt esitatud pideva armeerimise meetodi variandile, agregaadi ДН-7 rakendamisega stendil (vt. § 18. 3).

### 6. PINGEBETOON-LAEPANEELIDE VALMISTAMINE VOOLAGREGAATMENETLUSEL PEHMEST TERASEST PINGEVARRASTEGA

NSV Liidus toimub pingebetoon-laepaneelide (avadega kuni 6 m) massiline valmistamine järgmiselt.

Pingevardad kaliibritakse erilisel pikakäigulise hüdraulilise pressiga varustatud pingil nende venitamise teel (Ст. 5 puhul 5,5% võrra, 25Г2С puhul 3,5% võrra). Selleks osutub vajalikuks kinnitada põkk-kontaktkeevituse abil varrastele keermetega varustatud otsad.

Edasi asetatakse pingevardad jäika terasraketisse ja pingestatakse vastu viimast eelpingega 4000 kg/cm² (kaliibritud Ст. 5) või 5000 kg/cm² (kaliibritud teras 25Г2С) tavaliselt mehaanilise pressi abil, kusjuures eelpinge varrastes fikseeritakse varraste otsakeermetel asetsevate mutrite abil. Järgneb paneeli betoneerimine ja aurutamine.

Pärast betooni kivistumist vabastatakse pingevardad välisjõust kinnitusmutrite lahtikeeramise teel. Seega allutatakse betoon eelsurvele pingevarraste ja betooni vaheliste nakkepingetega. Nüüd võib paneelist välja ulatuvad varraste keermetega otsad ära lõigata ja kasutada uuesti.

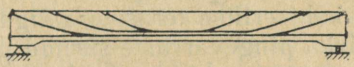
Kogu kirjeldatud pingestusprotseduur on raskepärane, millega seoses on tehtud rida parandusettepanekuid töötõudluse tõstmiseks. Nii on pingevarraste pingestamisel edukalt rakendatud varraste jahtumise toimet temperatuurilt 250—300° C (vt. § 17). Samuti on soovitatud teostada varraste väljavenitus (5,5 või 3,5%) ja pingestus ühes ja samas operatsioonis, vastu terasraketisi. Küsimuse õige lahendus seisneb nähtavasti vastava kõrgemargilise terase (näit. 30ХГ2С) või juba metallurgiatehastes kaliibritud terase 25Г2С rakendamises.

## § 19. PINGEBETOONKONSTRUKTSIOONID KAUDSE NAKKEGA (II MEETOD)

Pingebetoonelementide valmistamisel kaudse nakkega asetsevad pingevardad betoneerimise ajal pikiliikuvatena betooniõõntes (pingevardad ümbritsetakse nakke takistamiseks plekk-kestadega, immutatud paberiga, riidega jne.) või tõmmatakse õõntest läbi hiljem. Pärast elemendi kivistumist ja pingevarraste pingestamist täidetakse nimetatud õõned-kanalid võimaluse korral tsementmördiga, millega luuakse kaudne nake pingevarraste ja betooni vahel. Seda meetodit on laiaulatuslikult kasutatud eriti suuremate monoliitsete konstruktsioonide teostamisel ning suuremate konstruktsioonide monteerimisel üksikutest plokkidest. Tuleb märkida, et vaatamata kanalite täitmisele mördiga tuleb kanalile vastav ristlõike osa siiski lugeda mittekaasatöötavaks, kuna temas asetsev mört pole allutatud eelpingele. Kuid kanalite mördiga täitmine on vajalik (vt. § 17).

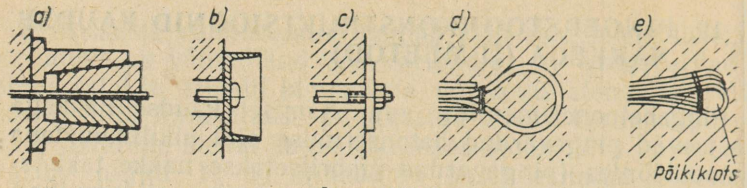
II meetodi rakendamisel on võrdlemisi hõlpus asetada pingevardaid (eriti siis, kui nad on moodustatud traatide kimpudena) kõverjooneliselt (joon. 197), millega on tunduvalt kergem põikjõudude vastuvõtt. Kõverjoonelise teljega pingevarraste puhul on oluliseks küsimuseks hõõre varda ja kanaliseinte vahel, mis esineb varda eelpingestamisel (vt. § 21. 3).

*Joon. 197*



Viimase 20 aasta jooksul on välja töötatud arvutu hulk lahendusvariante, mis erinevad pingevarraste ankurduse, terase liigi, pingevarraste kujunduse, pingestusseadme või elemendi ristlõike kujunduse poolest. Näiteks pingevarraste ankurduse poolest on võimalik eristada viit põhilist varianti (joon. 198).

Kõige sagedamini kasutatakse pingevarraste kinnikiilumist legeeritud terasest ankurdusplaati või erilisse ankurduskannu (joon. 198, *a*). Kõik ankurdusseadmete pinnad, kus toimub kokkupuude ankurdatava traadiga, peavad olema kas karastatud või tsementeeritud.




*Joon. 198*

Neetpeade (joon. 198, *b*) loomine pingevarrastele oli ette pandud *Freyssinet'* poolt otsenakkega konstruktsioonide teostamisel suhteliselt jämedamate pingevarraste kasutamisel (vt. § 18. 1). Ka kõrgemargiliste terastraatide ankurdamisel on kasutatud neetpäid, mis on saadud traadi otste külmalt töötlemisel eriliste masinate abil.

Viimastel aastatel on rakendatud rida meetodeid, kus suhteliselt jämedamate (näiteks läbimõõduga kuni 25 mm) pingevarraste otsad varustatakse külmaltpressitud keermega, mis võimaldab pingevarraste lihtsat ankurdust mutri ja ankurdusplaadi abil (joon. 198, *c*). Selline uus keerme valmistamise menetlus põhjustab ulatuslikuma jämedamate pingevarraste kasutamise, mis seni oli takistatud treitud keerme puhul esineva suure ristlõikekao tõttu.

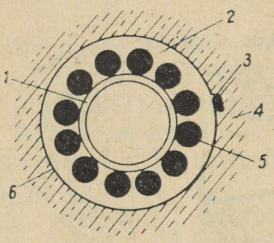
Pingevarraste ankurdamine otse betooni toimub ikka mingi suurema aasa näol (joon. 198, *d*). Seejuures püütakse betoonimass, kus selline ankurdus toimub, betoneerida erilise kõrgemargilise betooniga või ümbritseda ankurduse koht erilise terasspiraaliga. Niisugune lahendus esineb ikka pingevarraste surnud pea puhul (s. o. otsas, kust pingevarrast eelpingestamisel ei tõmmata).

Joon. 198, *e* on esitatud ankurdus, kus pingevardad-traadid on punutud mingi terasest või ka raudbetoonist südamiku-ankru ümber.

Järgnevalt vaatleme suurest arvust soovitatud meetodeist ainult üksikuid, praktikas rohkem kasutatavaid. Kuigi II meetodi kohaselt valmistatud pingebetoonelementide kasutamise kohta oli ettepanekuid tehtud ka varem (näit. *Dill* USA-s 1925. a.), andis siiski põhilise tõuke ka siin *E. Freyssinet* 1939. a. oma järgnevalt esitatava meetodiga, mille omapäraks on kaksikkolviga hüdraulilise pressi kasutamine.

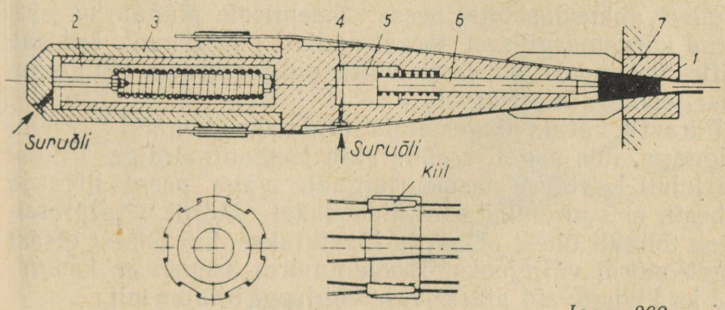
## 1. MEETOD KAKSIKKOLVIGA HÜDRAULILISE PRESSI KASUTAMISEGA

Terastraadid on asetatud kontsentriliste pingevarrastena ümmargustesse plekk-kanalitesse (pleki paksus $\delta = 0{,}2$ mm), igas 10 kuni 18 traati läbimõõduga 5—7 mm (joon. 199). Et kindlustada traatide *5* ettenähtud asetus pingevardas, asetseb varda südamikus spiraaltraat *1* ($\Phi$ 1,5 mm) kas läbiminevana või üksikute lõikudena. Plekk-kanalid *6* ulatuvad ankurdusklotsidesse ja on täiesti tihedad, millega on välditud tsementmördi tungimine kanalitesse.




*Joon. 199*

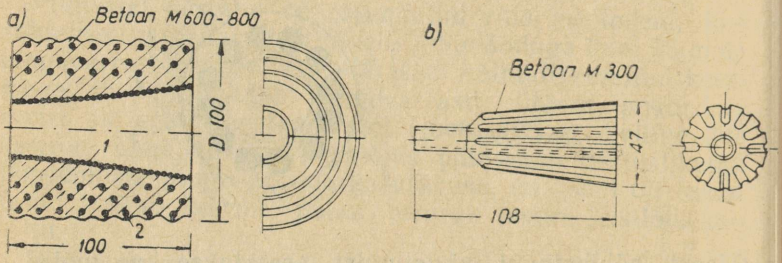
Pärast põhibetooni kivistumist asetatakse kas mõlemasse või ka ainult ühte otsa, kui pingevardal esineb surnud pea, erilised kaksikkolviga pressid (joon. 200), mille külge kinnitatakse kiilude abil kanalitest väljaulatuvad traadid paarikaupa. Kaksikkolviga press toetub seejuures erilisele raudbetoonist ankurdusklotsile *1*. Suruõli juhtimisel silindrisse *2* liigub tõmbekolb *3* ühes tema külge




*Joon. 200*

kinnitatud traatidega ankurdusklotsist eemale. Seega toimub traatide pingestamine. Nüüd juhitakse suruõli silindrisse *4*, kusjuures survekolb *5* surub tõukuri *6* abil kinnituskoonuse *7* ankurdusklotsi pessa. Seega kiilutakse kinni traadid, mis asetsevad ankurdusklotsi sisepinna ja kinnituskoonuse vahel. Joon. 200 esitatud kolvikambrite vedrude ülesanne on tuua kolvid pärast õlisurve mahalaskmist tagasi nende lähteasendisse.

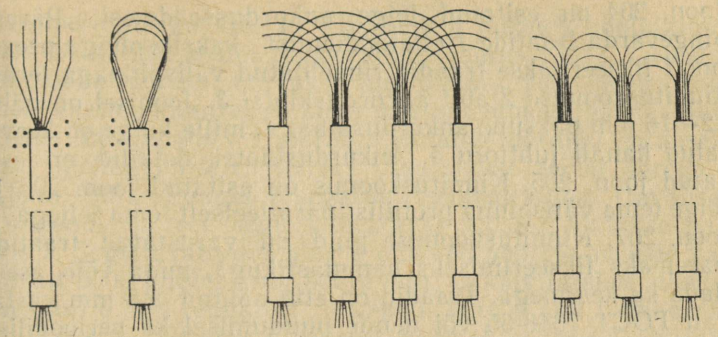
Kinnituskoonusel (joon. 201, *b*) on keskel läbiminev teljesuunaline ava mördi hiljem kanalisse pumpamise võimaldamiseks. *Freyssinet'* esialgse variandi puhul kasutati kinnituskoonuste valmistamisel kõrgemargilist betooni.




*Joon. 201*

Ankurdusklots (joon. 201, *a*) on valmistatud kõrgemargilisest betoonist. Välispinna lähedal on võimas tõmbearmatuur ($d = 5$ mm), mille ülesandeks on vastu võtta suuri tõmbejõudusid, mis tekivad kinnituskoonuse sissesurumisel ankurdusklotsi pessa. Sisemisele pinnale on asetatud kõrgemargilisest terastraadist ($\phi$ 2,5 mm) spiraal, mille ülesandeks on vastu võtta pingevarraste kinnikiilumisel esinevaid erisurveid.

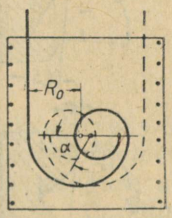
Pärast traatide pingestamist täidetakse kanalid tsementtaignaga, mis sageli asendatakse tsementmördiga. Viimasel juhul lisatakse tsementtaignale väga peent liiva ja asbesti, et suurendada traatide naket. Mördi sissepressimine toimub ühest otsast ja lõpetatakse, kui teisest otsast algab mördi väljajooks. Tsementmördi asemel on kasutatud ka kivistuvaid plastmasse või isegi bituumenit.



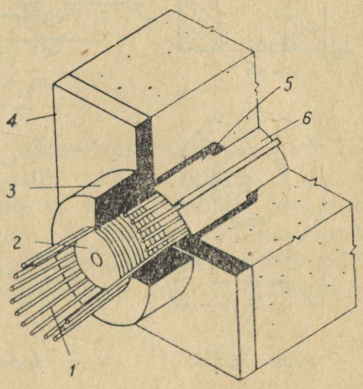
*Joon. 202*

*Y. Guyon* soovitas ankurdada pingevarda traadid ühes otsas aasadena betooni (joon. 202), kui on võimalik või ruumi puuduse tõttu vajalik piirduda pingevarraste pingestamisega ühest otsast. Aasade asemel on võimalik ruumipuudusel ankurdada traadid ka logaritmiliste spiraalidena (joon. 203); sel juhul kahaneb traadi kõverusraadius koos traadi sisejõuga vastavalt avaldisele $R = R_0 e^{-\mu\alpha}$, kus $R_0$ — algkõverusraadius, $\mu$ — hõõrdetegur traadi ja betooni vahel, $\alpha$ — nurkargument.

NSV Liidus on ülalkirjeldatud meetodit ulatuslikult ja loominguliselt rakendatud. Olulised erinevused esinevad ankurdusklotsi ja kinnituskoonuse konstruktsioonis, mis on kujundatud palju lihtsamalt ja otstarbekohasemalt.

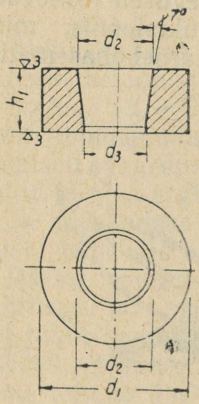



*Joon. 203*

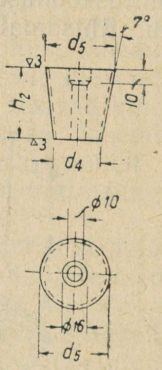



*Joon. 204*

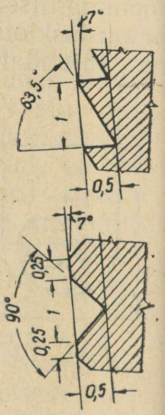
Joon. 204 on esitatud lõige ankurdusseadmest. Pärast pingevarda traatide *1* ettetõmbamist kaksikkolviga pressi poolt fikseeritakse traadid rihveldatud välispinnaga terasskinnituskoonuse *2* abil ankurdusklotsi *3*. Joonisel on näha 12—16 mm paksune ankurdusplaat *4*, mille külge on keevitatud kanali juhttoru *5*. Ankurdusklotsi detailid on esitatud joon. 205. Kinnituskoonus on esitatud joon. 206 ja lõige tema välispinna profiilist paralleelselt tema teljega — joon. 207. Kinnituskoonuse pind on varustatud traatide paremaks fikseerimiseks hammastikuga, mida võib asendada ka keermega. Traadid on ette nähtud $\phi$ 5 mm vastavalt ГОСТ 7348-55 või nende puudumisel ka perioodilise profiiliga vastavalt ГОСТ 8480-57. Erilist tähelepanu tuleb pöörata ankurdusklotsi ja koonuse materjalidele. Ankurdusklots on allutatud suurtele tõmbejõududele kinnituskoonuse külgsurvetest, seejuures peab ta sisemine pind omama teatud kõvadust. Esitatud nõudeid on võimalik täita, kasutades materjalina kvaliteetset konstruktsiooni-süsinikterast Ст. 45 (ГОСТ 1050-52). Kinnituskoonus valmistatakse kas terasest Ст. 45 või legeeritud konstruktsiooniterasest Ст. 40Х (ГОСТ 4543-48) ühes välispinna karastamisega kuni H = 52—55 (*Rockwelli* järgi). Karastada on soovitav elektriahjudes temperatuuri juures 850° C jahutusega vees




Joon. 205

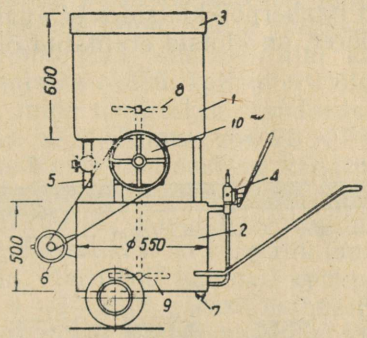



Joon. 206




Joon. 207

(temperatuuriga alla 14° C). Sellele järgneb noolutamine 30—40 minuti kestel temperatuuri juures 150° C. Toodud abinõude tähtsust on raske üle hinnata, sest nendest oleneb traatide kinnitus ja kogu meetodi edukas rakendamine. Erilist tähelepanu on pööratud kanalite mördiga täitmisele, nn. injekteerimisele. Selleks kasutatakse erilist agregaati (joon. 208). Paagis *1* segatud tsementtaigen (tavaliselt tsemendi ja vee segu vahekorras 1:0,35) hoitakse paagis *2*. Segisti rattad *8* ning *9* omavad pöörete arvusid vastavalt 3000 p/min. ning 500 p/min. ja käivitatakse elektrimootori *6* abil reduktori *10* kaudu. Toru *5* abil toimub alumise paagi täitmine ülemisest paagist ja toru *7* abil alumise paagi tühjendamine. Käsipump *4* pumpab taigna alumisest paagist kanalisse. Nimetatud pump on lihtne diafragmapump kuulventiilidega, mis annab maksimaal-

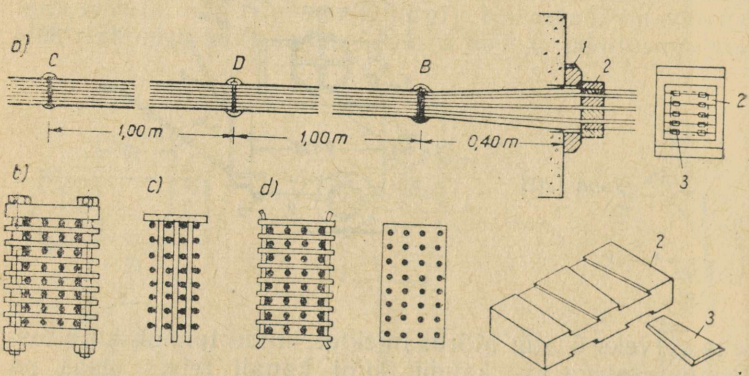



*Joon. 208*

seks surveks 6 atü. Mördi injekteerimine toimub kinnituskoonuses oleva ava kaudu, kuni kanali teises otsas on samasuguse ava kaudu väljunud 4—5 l mörti. Siis suletakse tagumine ava puitkorgiga ja toimub täiendav pumpamine 5—6 atü juures 20—30 sekundi kestel. Seejärel täidetakse ka eesmine ava puitkiiluga. Mördi kivistumine toimub 3—4 päeva kestel.

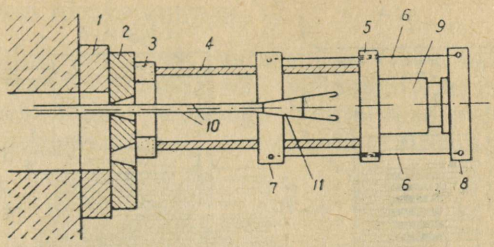
## 2. MAGNEL-BLATON'I MEETOD

See Belgias *G. Magnel*'i poolt arendatud meetod on leidnud laialdast kasutamist kogu maailmas. Kõrgemargilised traadid ($\phi$ 5—7 mm) paigutatakse ristkülikulistesse kanalitesse korrapäraste paralleelsete ridadena, mille tagamiseks asetatakse ligikaudu iga ühe meetri tagant distantsvõred (joon. 209 *c, d*). Traatide puhas kaugus üksteisest on mõlemas suunas 5 mm. Traadikimbud hargnevad pingestuspeade poole, kusjuures osutub vajalikuks tugevdada esimest distantsvõret (joon. 209, *b*). Traatide arv, mida on võimalik paigutada ühte kanalisse, on väga suur. Ankurdusseade koosneb ankurdusplaadist *1* ja reast terasest põikklotsidest 2. Traadid viiakse läbi põikklotside. Pärast traatide ettetõmbamist kiilutakse traadid põikklotsi pesadesse kiilude *3* abil. Nii traatide ettetõmbamine kui ka kiilumine põikklotsidesse toimub paarikaupa. Iga sisemine põikklots kinnitab seega 8 traati. Et kohakuti asetsevad traadid naaberpõikklotsides ei avaldaks ettetõmbel üksteisele hõõret, on klotsid eraldatud õhukeste vaheplekkidega.




*Joon. 209*

Kuna samaaegselt tõmmatakse ette vaid *2* traati, rakendatakse siin väikesejõulist hüdraulilist pressi, mille skeem on esitatud joon. 210. Põikklotsidele toetub pressi raam *3, 4, 5*. Läbi raami põikvarda *5* käivad tõmbitsad *6*, mis kin-



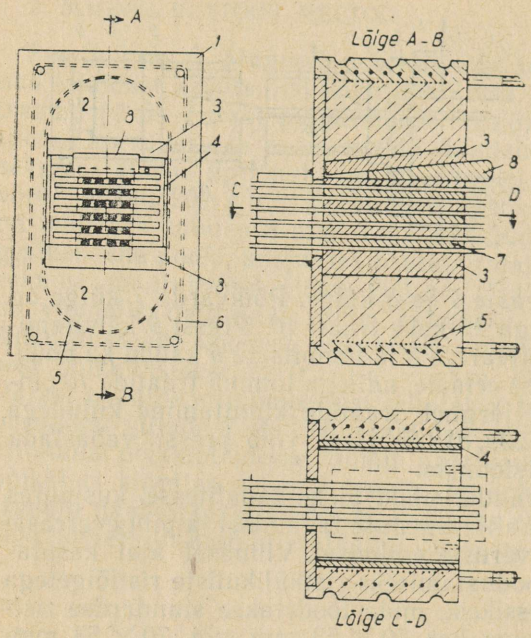

Joon. 210

nitatakse põikvarraste *7* ja *8* külge. Põikvarda *7* külge on kinnitatud kiiludega *11* kaks traati *10*. Pressi *9* käivitamisega lükatakse pikivarras *8* ja tõmbitsate *6* kaudu ka põikivarras *7* tala otsast eemale, millega toimub traatide *10* pingestamine. Nüüd järgneb traatide kinnitamine kiiludega põikklotsi (joon. 209, *3*). Seejärel võib pressi vabastada järgmiseks operatsiooniks.

Algul asetati traadikimbud plekk-kanalitesse, kusjuures esines raskusi kanalite tiheduse tagamisel ja pingevarraste trajektooridele kõveruste andmisel. Viimasel ajal kasutatakse kanalite moodustamiseks ristkülikuliste ristlõigetega kõvakummist prussikesi, mida toodetakse standardse ristkülikulise ristlõikega kas 50 × 53 mm või 70 × 53 mm. Prussikesed omavad pikisuunas läbijooksvat kanalit läbimõõduga 30 mm; kummiprussikeste tugevdamiseks asetsevad selles tsingitud plekktorud. Kombineerides mõlema standardristlõikega kummiprussikesi on võimalik luua mistahes ristlõikega kanaleid. Harilikult tõmmati kummiprussikesed betoonist välja 1—3 tundi pärast betoneerimist. Erilisi raskusi ei esinenud nende väljatõmbamisel ka kahe nädala möödudes. Tuleb märkida, et siin esineb kõvera trajektooriga pingevarraste eelpingestamisel hõõre terase ja betooni vahel, mis on kuni 4 korda suurem kui hõõre terase ja plekk-kanali vahel.

### 3. HOLZMANNI MEETOD

Ka selle meetodi puhul (joon. 211) kinnitatakse traadid kiilumise teel. Armatuuriks kasutatakse nn. sigmaterasest ovaalse ristlõikega (8 × 2,8 mm) traate, kusjuures viimaste pikematele külgedele on valtsitud nokakesed traatide paremaks nakkumiseks kinnitusosades.

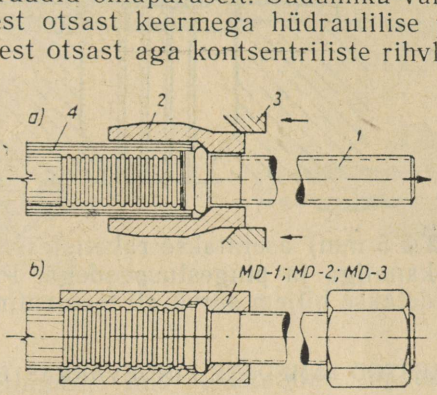



*Joon. 211*

Meetodi omapäraseks detailiks on raudbetoonist ankurdusplokk *1*, mille mõõtmed pingevarda jõu 72 t puhul on 30 · 17 · 14 cm. Plokk komplekteeritakse terasest külgplaatidest *4* ja põikplaatidest *3*. Seejärel betoneeritakse kõrgemargilisest betoonist poolringid *2*, milledele keritakse pingestatud olukorras kõrgemargiline terastraat *5*. Seega on külgplaadid *4* ja põikplaadid *3* surutud tugevasti üksteise vastu. Selle järel betoneeritakse ploki väline kaitsebetoon *6*. Kanalist (näiteks mõõtudega 8,5 × 5 cm) tuuakse traadid läbi kinnitusplaatide *7* ning kinnitatakse hüdraulilise pressi külge. Pärast kõikide traatide samaaegset pingestust pressitakse kiil *8* ankurdusplokki, millega surutakse traadid kinnitusplaatidesse ja toimub traatide täielik ankurdus. Nii on võimalik kinnitada ainult nimetatud spetsiaalprofiiliga terastraate, kuna siledapinnaliste ümartraatide kinnitamine sel teel ei õnnestu.

4. DEFORMEERITUD HÜLSI MEETOD

See on NSV Liidus laialdaselt juurutamisel (joon. 212). Siin kinnitatakse traadid omapäraselt. Südamiku varras *1* on varustatud ühest otsast keermega hüdraulilise pressi kinnitamiseks, teisest otsast aga kontsentriliste rihvlitega.



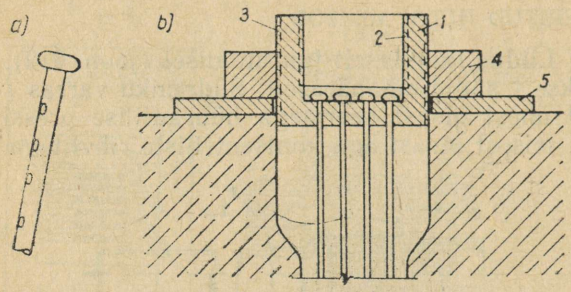

*Joon. 212*

Südamikule asetatakse hülss *2*, mis on valmistatud pehmest terasest Ст. 3. Pärast traatide *4* lükkimist südamikule (nad moodustavad seega kontsentrilise pingevardakimbu traatide arvuga 14—24) valtsitakse hülss *2* rõnga *3* abil silindriliseks, mistõttu traadid kiilutakse kinni hülsi ja südamiku rihvlite vahel (joon. 212, *b*). Pärast kinnikiilumist pingutatakse traadid ühekorraga.

5. MEETOD PINGEVARRASTE KINNITAMISEGA NEETPEADE ABIL

See on leidnud juba laialdast kasutamist. Pingestuspea põhjaplaadile (joon. 213) toetuvad traadid oma neetpeadega (joon. 198). Pingestuspea *1* sisemisel pinnal on keere *2*, kuhu kinnitatakse hüdraulilise pressi tõmbevarras, ja välisel pinnal keere *3*, millel asetsev mutter *4* fikseerib pingestuspea asendi pärast traatide pingestamist vastu ankurdusplaati *5*.

Algul lõigatakse traadid täpsetes pikkustes, kusjuures lõige peab olema risti traadi teljega. Pärast mõlema pingestuspea asetamist traadikimbule toimub mõlemas otsas traatide neetpeade valmistamine külmaltpressimise teel erilises masinas. Kõrgemargiliste traatide kimbud (tavali-




*Joon. 213*

selt 42 ⌀ 5 mm) asetatakse raketistesse valmis kujul koos plekk-kanaliga ja pingestuspeadega. Pingevarraste kanalid täidetakse hiljem surve all tsementmördiga.

### 6. MEETOD JÄMEDATE PINGEVARRASTE KASUTAMISEGA

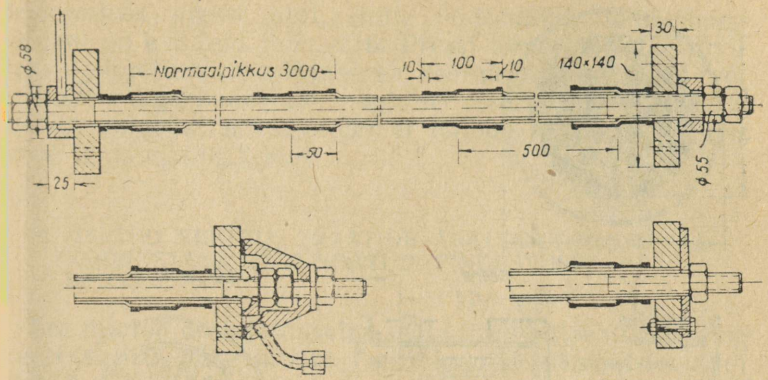
Meetodeid, kus jämedate kõrgemargiliste pingevarraste kinnitus toimub kruvikeerme abil (joon. 198, *c*), kasutatakse peale NSV Liidu tänapäeval ulatuslikult ka Inglismaal (*Lee-McCall*'i menetlus) ja Saksamaal (*Dywidag*'i menetlus).

Pingevarrastena kasutatakse siin tavaliselt terast, mille voolavuspiiri pinge $\sigma_T = 6000$ kg/cm² ja purunemispinge $\sigma_p = 9000$ kg/cm², läbimõõt ca 25 mm, mille puhul pingestusjõud pingevardas on orienteerivalt 24 t. Tuleb märkida, et NSV Liidus on nimetatud omadustega teras (30ХГ2С) pingebetooni praktikasse ulatuslikult juurutamisel, mistõttu käesolevalt kirjeldatav menetlus pakub erilist huvi.

Pingevardad asetatakse plekk-kanalitesse ⌀ 30,5 mm nii, et pingevarda ja kanaliseina vahele jääb tsementtaigna jaoks keskmiselt 2 mm. Plekk-kanalid koos pingevarrastega asetatakse raketistesse ja tihendatakse tsementpiima sisseimbumise takistamiseks torude jätkukohtades kummimansettidega (joon. 214).

Pingevardaid on võimalik asetada ka mööda lamedaid kõveraid trajektoore, kus tavaliselt kõverusraadius $R \geqslant 10$ m (olgu märgitud, et traadikimpude puhul $R$ ulatub kuni 2—3 m).

Pärast põhibetooni küllaldast kivistumist järgneb




*Joon. 214*

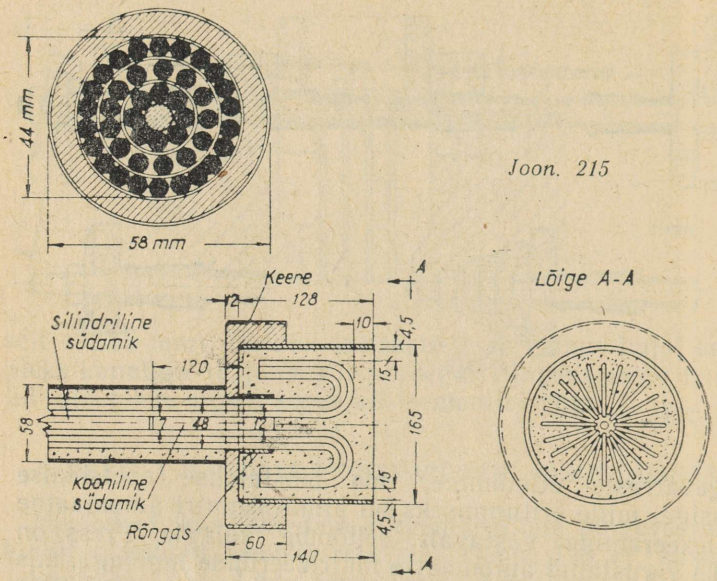
pingevarraste ettetõmme, mis teostatakse spetsiaalse pressiga, mille eritunnuseks on kinnitusmutri automaatne järelekeeramine vastavalt eeltõmbe käigule. Press on lisaks varustatud automaatse mutrikeerdude lugejaga, mis lubab pidevalt hinnata pingevarda pikenemist ja seega kaudselt kontrollida pingestuse suurust.

### 7. KOROVKINI MEETOD

Selle meetodi juures toimub pingevarraste ankurdus pingestuspeas betooni nakkega. Olgu märgitud, et pingevarraste kinnitus surnud peas betooni nakkega on organiseeritud ka paljude varemkirjeldatud ja ka edaspidi kirjeldatavate meetodite puhul, kuid seda muidugi põhibetoonis.

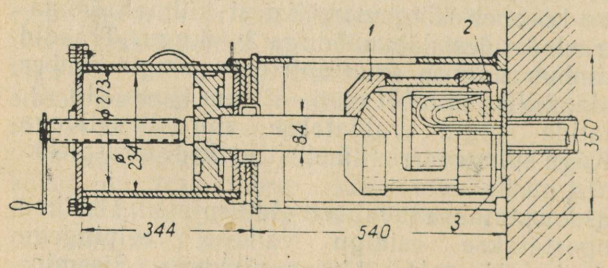
Pingevarras koosneb kõrgemargilistest külmalttõmmatud süsinikterastraatidest läbimõõduga 3—6 mm. Traadid asetsevad kimbus kolmes kontsentrilises ringis ümber südamikuvarda, mille läbimõõt on 6—13 mm (joon. 215, *a*). Üksikud traatide ringid eraldatakse spiraaltraatidega Φ 1,5 mm. Kogu pingevarras ümbritsetakse terasplekktoruga ($\delta = 0{,}4$ mm).

Pingevarras koostatakse tavaliselt ehitusplatsil. Üksikud traadid pingestatakse esialgu väikese eelpingega (1500 kg/cm$^2$) ja lõigatakse täpses pikkuses. Sisemine




*Joon. 215*

traadiring asetatakse ümber südamikuvarda ja varustatakse erilisel mähkimispingil spiraaltraadiga. Samuti toimitakse teise ja kolmanda traadiringiga. Siis asetatakse pingevardale peale üksikutest lülidest koosnev plekktoru ja pingestuspead (joon. 215, *b*). Traadid varustatakse lihtsa seadme abil aasadega ja betoneeritakse pingestuspeasse tsementmördiga (mark 500—600). Esineb ka juhte, kus traatide kinnitamisel pingestuspeas on kasutatud sula pliid, nagu § 18. 2. Pingevarda pingestamine toimub erilise



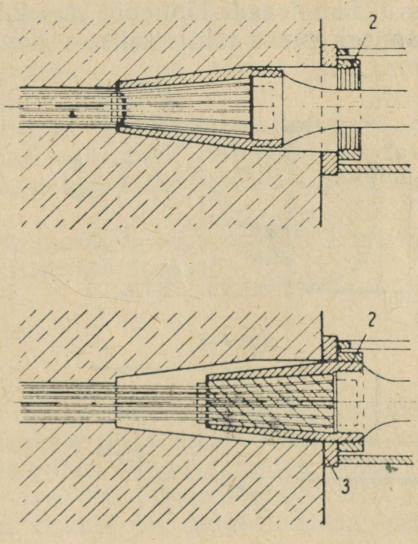

*Joon. 216*

hüdraulilise pressi abil, mille 90-tonnilise tõmbejõuga variant on esitatud joon. 216. Pressi tõmbemuhv *1* kruvitakse pingestuspea põhjaserva keermele (joon. 215) või erilisele rõngashaarajale, nagu see näidatud joon. 216, *2*. Pärast pingevarda väljatõmmet toimub eelpinge fikseerimine terasseibide *3* abil.

### 8. MEETOD SIRGETE TRAATIDE ANKURDUSEGA TERASKOONUSTENA KUJUNDATUD PINGESTUSPEADE BETOONI

See meetod on laialdaselt kasutamisel sillaehituses ning suureavaliste kõrgehitiste (eriti koorikkonstruktsioonide) puhul.

Ristkülikuline nn. sigmaterasest (vt. § 19.3) traadikimp asetseb ristkülikulises kanalis. Traatide arv ühes kimbus on kas 12, 24 või 48, millega ühe pingevarda sisejõud määratakse 25, 50 või 100 tonni. Olgu märgitud, et 50-tonnise pingevarda kanali ristlõige on 57 × 53 mm. Traadid betoneeritakse (betooni mark M 500—800) terasest koonilisse pingestuspeasse (joon. 217), mille ots on silindriline



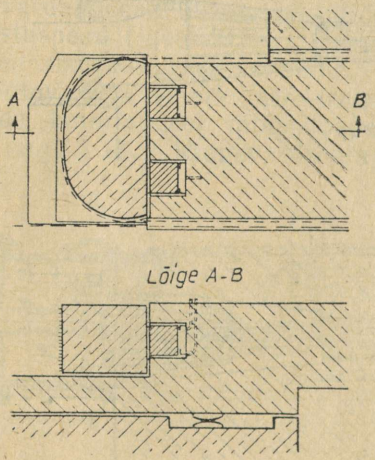

*Joon. 217*

ja varustatud seest- ja väljastpoolt keermega. Pingevarda pingestamisel kruvitakse hüdraulilise pressi tõmbevarras pingestuspea sisemisele keermele. Pressi käivitamisel nihkub sissebetoneeritud kooniline pingestuspea oma esialgsest pesast. Esialgne fikseerimine toimub pingestuspea välimisel keermel asetseva mutriga *2*. Pärast kanalisse surutud mördi kivistumist võib eemaldada nii mutri *2* kui ka ankurdusplaadi *3*, sest eelsurvejõud kantakse nüüd mördi abil betoonsüdamikule.

Teises otsas on pingevardad kinnitatud põhibetooni.

## 9. BAUR-LEONHARDTI MEETOD

Selle meetodi juures toimub ankurdus nii, nagu on näidatud joon. 198, *e*. Meetodit rakendatakse massiliselt sillaehituses. Kasutatakse nagu *Magnel*'i meetodi puhul ristkülikulist traadikimpu plekk-kanalis, kuid seal kasutatud traatide vahekauguste — 5 mm — asemel on siin vahekaugusteks vaid 1 mm. Seetõttu saab sama ristlõikega kanalisse paigutada hoopis võimsamat pingevarrast, mille pingejõud ulatub käesolevalt kuni 1000 tonnini. Pingevarda elementidena kasutatakse 7-traadilist terasköit, kusjuures üksiku traadi läbimõõt $d = 2{,}5$—3 mm. Terasköite kasutamisel esines tähtis eelis — nende piiramatu pikkus,




*Joon. 218*

mis ühel juhul võimaldas paigaldada terasköit katkestamatult pikkusega 20 km. Seejuures saavutati pingevarraste väga odav ankurdus. Joon. 218 on esitatud pingebetoonelemendi pingestuspea, mis on plaanis poolringiline raudbetoonsilinder. Elemendi teises otsas, kui pingestamine toimub kahest otsast, esineb samasugune pingestuspea. Üks köie ots kinnitatakse ja edasi toimub enne pingestuspeade betoneerimist köie katkestamatu ilma pingeta kerimine ülalt avatud plekk-kanalis ümber ühe ja teise pea (mis on siis veel vaid poolringilised plekk-kastid). Edasi järgneb teise otsa kinnitamine ja pingestuspeade betoneerimine. Kui pingestus toimub vaid ühest otsast, siis teises otsas on surnud pea. Viimase puhul keritakse terasköied mööda armatuurikarkassist ja pleki pinnast moodustatud poolringi ja betoneeritakse seejärel põhibetooni sisse. Siis paigaldatakse hüdraulilised pressid selleks eriti jäetud pesadesse (joon. 218) pingestuspea ja põhibetooni vahele. Tuleb märkida, et meetodi rakendamisel kasutati esialgu raudbetoonpresse, s. o. pressi pesad olid vooderdatud terasplekist rõngastega, mille sees liikusid raudbetoonist kolvid. Sellised «surnud pressid» jäid ehitisse ja betoneeriti sisse. Viimastes näidetes kasutati siiski jälle harilikke hüdraulilisi presse, neid korduvalt rakendades. Pärast terasköite paigaldamist suletakse plekk-kanalid pealt täiesti veetihedalt.

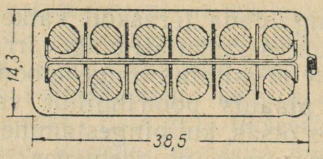
Pingevarraste pingestus toimub pärast pingestuspea ja põhibetooni täielikku kivistumist.

Nake pingevarraste ja põhibetooni vahel taastati tsementtaigna surumise teel kanalitesse nende madalamatest punktidest, kusjuures kasutati kaalulist seguvahekorda $z:v = 1:0{,}45$.

Kanali kõrgematesse punktidesse paigutati õhutustorud. Mördipressina kasutati torkreetseadet.

## 10. LEOBA MEETOD

Meetodi nimetus on moodustatud vastkirjeldatud meetodi (§ 19, 9) autorite nimedest; meetodit on kasutatud väiksemate, eriti kõrgehitiste puhul. Pingevarras on moodustatud 12 kõrgemargilisest traadist läbimõõduga $d = 5$ mm (joon. 219). Iga traat viiakse üle pingestuspeas asetseva

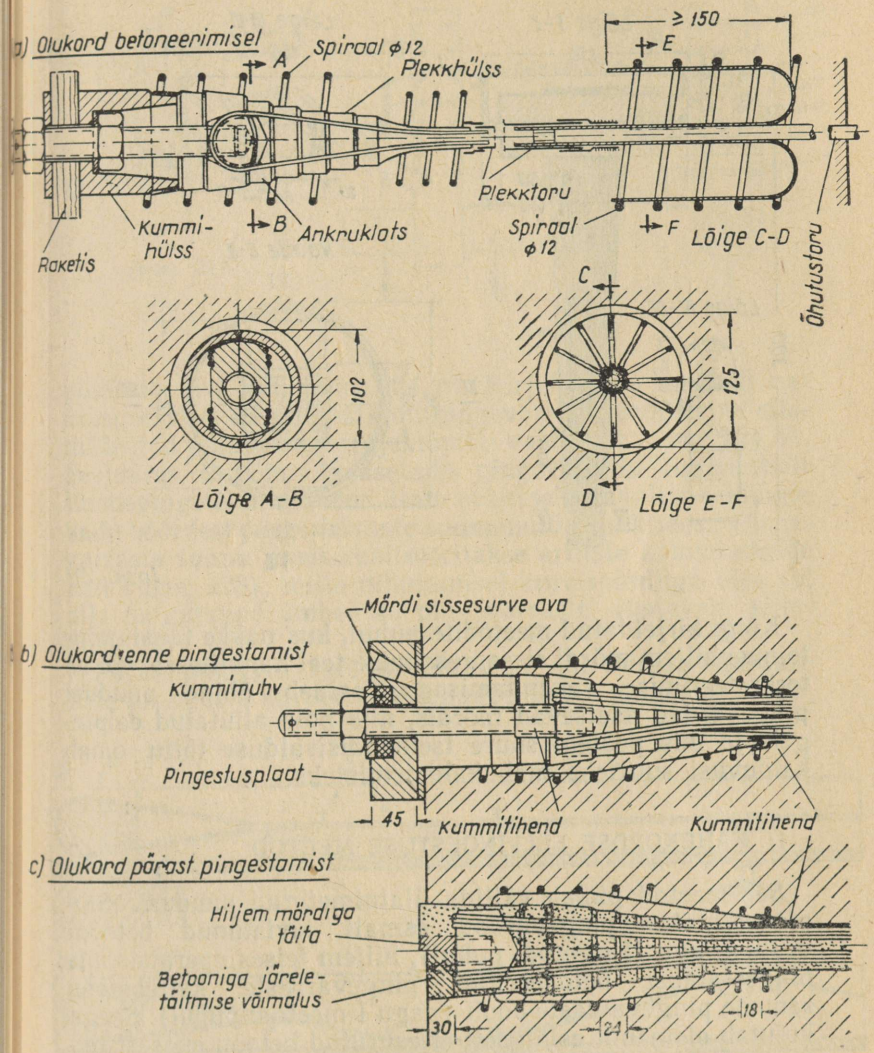



*Joon. 219*

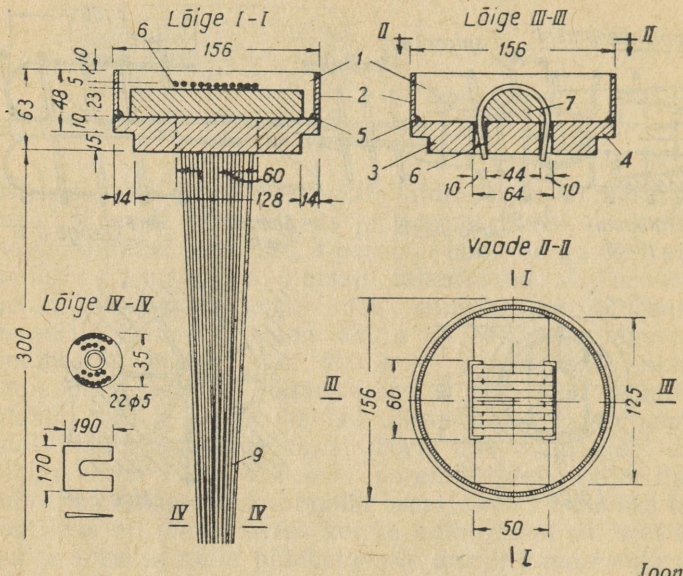
ankurdustüki (joon. 220), mille läbimõõt on 40 mm. Traadi otsad lõpevad surnud peas ja betoneeritakse põhibetooni, nagu näidatud joon. 220, *a* paremal pool. Seega on traatide ankurdus aasade abil lihtsalt lahendatud. Ankurdustükk omab keermega avaust, kuhu kinnitatakse hüdraulilise pressi tõmbevarras. Joon. 220, *a* on esitatud pingevarras betoneerimise ajal, joon. 220, *b* — pingestuspea olukord enne pingestamist. Tõmbevarras ulatub läbi ankurdusplaadi, millele pingestusjõud fikseeritakse kinnitusmutri abil. Nüüd surutakse kanal mörti täis, kuni mört ilmub õhutustorust (joon. 220, *a* — paremal pool) välja. Pärast mördi kivistumist on võimalik eemaldada korduvaks kasutamiseks nii tõmbevarras kui ka ankurdusplaat, sest kogu surve antakse nüüd põhibetoonile mördi kaudu ankurdustüki poolt (joon. 220, *c*). Sileda traadipinna puhul ei osutu piisavaks traadi painutamine surnud peas vaid 180° võrra, nagu näidatud joon. 220, *a*. Tuleb teha vähemalt 270° pööre. Profileeritud traatide puhul on aga joonisel esitatud ankurdus täiesti piisav, kui betooni mark on vähemalt 300—400.

Joonisel 221 on esitatud NSV Liidus kasutatav 40-tonnine pingestuspea, kus kõrgemargilised terastraadid *6* (22$\phi$5 mm) on samuti keritud ankurdustükile *7*. Terasrõngas *2*, mis on õmbluse *5* abil keevitatud ankurdustüki põhja *3* külge, täidetakse betooniga *1* (mark 500). Rõngasnuut *4* on hüdraulilise pressi tõmbevarda kinnitamiseks.

Senistes näidetes keriti pingestamata traat ankurdustükkidele. *V. V. Mihhailov* on ka siin edukalt kasutanud pidevat armeerimist, kerides kivistunud betoonsüdamiku tõmbetsoonile keripingil kõrgemargilist terastraati pingestatud olukorras. Selline traat vajab hiljem kaitsekihti kas torkreetbetooni või muu näol. Hiljem on ka USA-s kasutatud analoogilist meetodit, mille puhul kerib eriline kummirehvidega sõiduk traadi (ümber betoonsüdamiku sõites) kivistunud betoontala tõmbevööle (pantograafi abil).


a) Olukord betoneerimisel
A
Spiraal ϕ12
Plekkhülss
≥ 150
E
Plekktoru
Kummi-
hülss
B
Ankruklots
Spiraal
ϕ12
F
Lõige C-D
Õhutustoru
Raketis
C
102
125
Lõige A-B
D
Lõige E-F
b) Olukord enne pingestamist
Mördi sissesurve ava
Kummimuhv
Pingestusplaat
45
Kummitihend
Kummitihend
c) Olukord pärast pingestamist
Hiljem mördiga
täita
Betooniga järele-
täitmise võimalus
30
24
18

*Joon. 220*

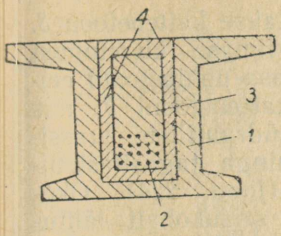



*Joon. 221*

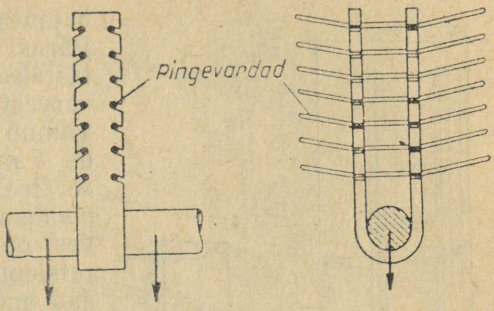
Kõigi kirjeldatud meetodite puhul, kus nakke taastamine toimus hiljem mördi sissepressimise teel kanalitesse või ka torkreteerimise rakendamisega, esineb ühine puudus: pingevardad asetsevad mördis, mis pole allutatud eelpingele ja mis pealegi suure tsemendisisalduse tõttu omab kalduvusi suurteks mahukahanemisteks.

## 11. KAHEKORDSE EELPINGESTUSE MEETOD

See meetod püüab vältida ülalnimetatud puudusi. Siin pingestatakse pingevardad esmalt kivistunud betooni vastu (nagu II meetodi puhul), hiljem teises operatsioonis pingestatakse betoneeritud pingevarraste kattebetoon samade pingevarraste poolt (nagu I meetodi puhul). Seega kujutab elemendi esialgselt ettesurutud betoon enesest teises operatsioonis pingestusläve pingestatavale kattebetoonile. Joon. 222 on esitatud ühe sellise pingebetoonkandja ristlõige. Kõigepealt betoneeritakse kandjaosa *1*. Seejärel paigaldatakse pingevardad *2*, mis pingestatakse vastu



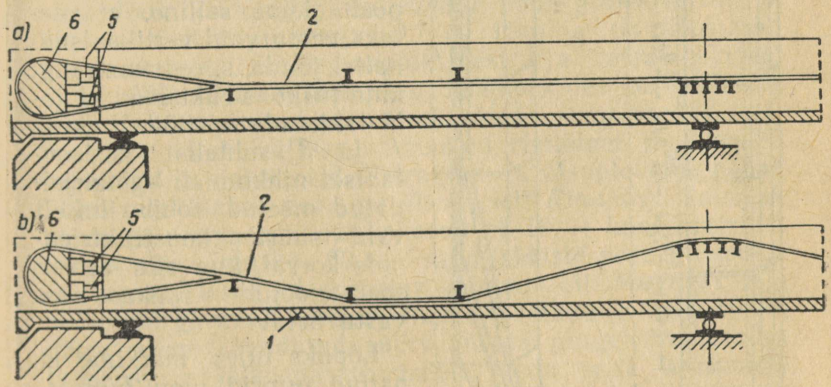

Joon. 222



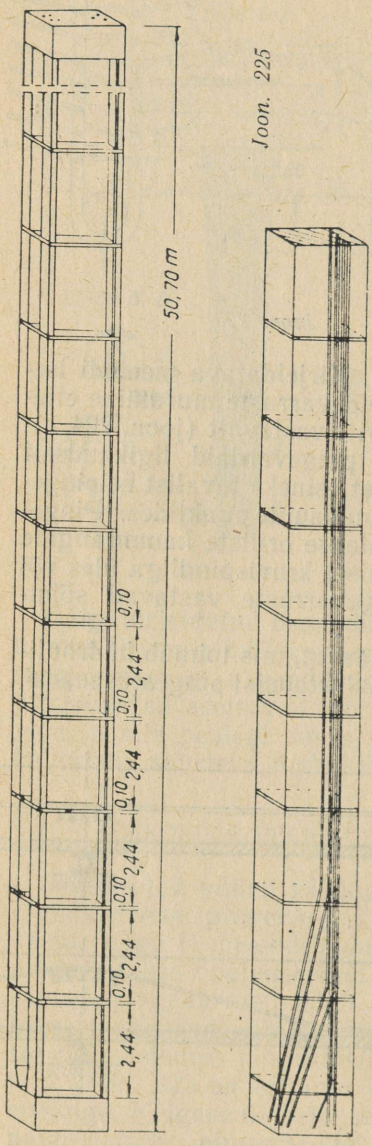

Joon. 223

põhibetooni *1* (vt. joon. 224, *a*). Kirjeldatava meetodi iseärasuseks on ka pingestatud pingevarraste murdmine ettemääratud polügonaal-trajektoorile vastavalt (joon. 224, *b*). Seejuures on võimalik asetada pingevardaid ligikaudselt tõmbepingete suundades, ilma et esineks tavalist eelpingekadu hõõrdest pingevarraste suunamuute punktides. Pingevarraste suuna muut realiseeritakse eriliste kammrangide abil (joon. 223), mille nihutamisel kruvispindliga üles või alla paigutuvad ümber ka pingevarraste vastavad sõlmpunktid.

Pärast pingevarraste pingestamist, mis toimub hüdrauliliste presside *5* survel vastu raudbetoonist pingestuspead *6*,



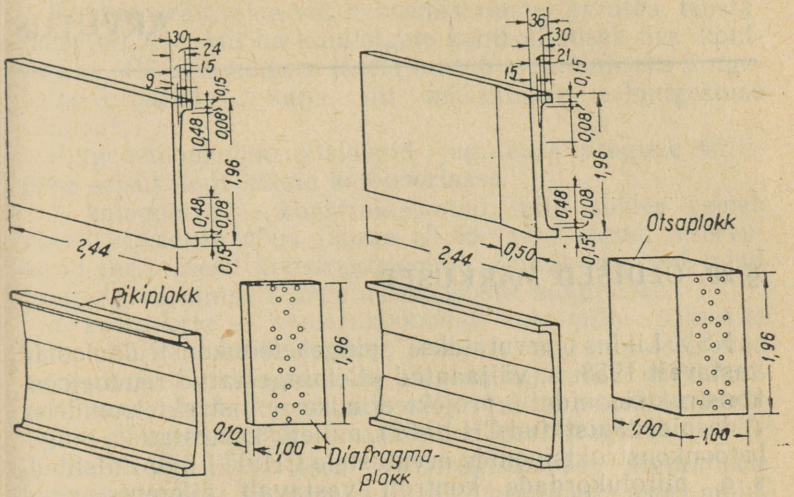

Joon. 224




*Joon. 225*

betoneeritakse kattebetoon *3*. Pärast viimase kivistumist lastakse osa põhibetooni eelsurvest kattebetooni *3*, mis toimub hüdrauliliste pressi-de *5* mõninga tagasilaskmise teel (joon. 224). Ökonoomsuse seisukohalt lähtudes on soovitav, et I operatsioonil oleksid pingevardad mõnevõrra üle pingestatud. Lõpuks betoneeritakse 5—6 cm paksune vahekiht *4*, millega taastatakse jälle kogu ristlõike monoliitsus. Tuleb soovitada, et vahekihti *4* ulatuksid sidumisrauad nii põhibetoonist *1* kui ka kattebetoonist *3*. Seega on eelsurve all nii põhibetoon kui ka kattebetoon ja on suurel määral ühendatud I ja II meetodi eelised. Tuleb märkida, et kammrangid (joon. 223) kinnitatakse põhibetooni külge, kuid see kinnitus peab olema selline, et võetaks vastu vaid vertikaalsuunalisi jõude, s. o. kammrangi kinnituskonstruktsioon ei tohi takistada ristlõike osade *1* ja *3* suhtelist horisontaalset nihkumist. Vastkirjeldatud meetod sobib ilmselt vaid suurte konstruktsioonide korral, kus siin esinev operatsioonide rohkus on vastuvõetav.

Lõpuks tuleb märkida, et paljud autorid, nagu *Finsterwalder, Dischinger, Rinaldi*




*Joon. 226*

jne. jätavad nakke põhibetooni ja pingevarraste vahel tekitamata. Sellised konstruktsioonid meenutavad sprengleid (tugistikke) ja neid rakendatakse peamiselt seal, kus esineb suhteliselt suur omakaal võrreldes kasuskoormusega. Joon. 225 on esitatud *Rinaldi* poolt projekteeritud ja katsetatud kandja avaga 50,7 m. Kandja on koostatud pikiplokkidest, diafragmaplokkidest ja otsaplokkidest (joon. 226). Diafragmas ning otsaplokkides on avaused, mida läbivad pingevardad (terasköied). Pingevardad asetsevad täielikult väljaspool betooni ristlõiget ja omavad betooniga kontakti vaid diafragma- ja otsaplokkide kohal. Tuleb märkida, et peaaegu üheaegselt *Rinaldiga* katsetas ka *Magnel* oma meetodi kohaselt (§ 18.2) konstrueeritud tala, avaga samuti ca 50 m. Praod tekkisid peaaegu samadel koormustel, kuid purustav koormus oli *Magnel*'i tala puhul märgatavalt kõrgem. Nakke taastamine omab siiski, nagu varem tähendatud, suurt tähtsust pingebetoonkandja tugevus- ja jäikusparameetritele, seda eriti koormuste puhul, mis mõnevõrra ületavad ekspluatatsioonikoormusi.

# PINGEBETOONKONSTRUKTSIOONIDE ARVUTUS

## § 20. ÜLDISED MÄRKUSED

NSV Liidus arvutatakse pingebetoonkonstruktsioonid vastavalt 1958. a. väljaantud «Eelpingestatud raudbetoonkonstruktsioonide projekteerimise instruktsioonidele» (edaspidi tähistatud CH 10-57), millega kehtestati ka pingebetoonkonstruktsioonide arvutustele СНиП'i üldprintsiibid, s. o. piirolukordade kontroll vastavalt diferentseeritud varutegurite süsteemile.

Instruktsioonid koostati rea uurimisinstituutide paljuaastase koostööna *A. A. Gvozdjevi* ja *V. V. Mihhailovi* juhtimisel, kelle kaastöölistest tuleb sel puhul esile tõsta *S. A. Dimitrijevi, B. A. Kalaturovi, N. L. Tabenkini, M. G. Kostjukovskit, M. S. Borišanskit* jt.

I piirolukorra — s. o. **kandevõime** järgi arvutades kontrollitakse konstruktsiooni purustavat koormust ja vajaduse korral ka konstruktsiooni üldist või kohalikku stabiilsust ning vastupanu väsimuspurunemisele. Viimane küsimus esineb pingebetoonkonstruktsioonide instruktiivsetes materjalides esmakordselt ja omab suurt tähtsust pingebetoonist kraanatalade, raudteeliiprite jne. projekteerimisel. Arvutustes vaadeldakse arvutuslike väliskoormuste ja betooni eelsurve mõju ning konstruktsiooni olukorda eelpingestamise ajal, kui mõjub üldiselt ka konstruktsiooni omakaal.

**Deformatsioonide** arvutustes (II piirolukord) määratakse konstruktsiooni läbipaine nii normikoormuste mõjul kui ka (vajaduse korral) eelpingestamise ajal. See kontroll võib ära jääda, kui küllaldaste projekteerimis- ja ehituskogemuste põhjal ollakse veendunud konstruktsiooni jäikuses.

**Pragude** vältimise või avanemislaiuste arvutus teostatakse nii rist- kui ka kaldlõigete kontrollimisel. See kontroll nn. III piirolukorra järele osutub eriti oluliseks pingebetooni teoorias, kuna siit määratakse eelpingestuse võimsus.

Pingebetoonkonstruktsioonid jagatakse pragude vältimise seisukohalt kolme **kategooriasse.**

1. kategooria — konstruktsioonid, mille suhtes esineb vedeliketiheduse nõue (surve all töötavad torud, reservuaarid jne.). Need konstruktsioonid arvutatakse igal juhul pragude vältimisele arvutuskoormuste mõjumisel.

2. kategooria — konstruktsioonid: a) mille suhtes ei esine küll vedeliketiheduse nõuet, kuid mis asetsevad agressiivses keskkonnas, b) mis on allutatud paljukordselt varieeruvale koormusele või c) mille puhul on kasutatud kõrgemargilisi terastraate (normitugevus $\sigma_p^H > > 10\,000$ kg/cm$^2$). Need konstruktsioonid arvutatakse samuti pragude vältimisele, kuid normikoormuste mõjumisel.

Kui puuduvad agressiivsed mõjud ja paljukordselt varieeruv koormus, lubatakse pragude vältimise kontroll ära jätta: a) kaldlõigete suhtes, mis on armeeritud kuumaltvaltsitud terasest või külmalttõmmatud traatidest keevitatud rangidega; b) ristlõigete suhtes, mis on armeeritud kuumaltvaltsitud pikivarrastega või külmalttõmmatud traatidest keevitatud armatuuriga, kui viimased töötavad ekspluatatsiooniolukorras survele ja vaid eelsurve andmisel, transpordil ning montaažil tõmbele. Seejuures peab vaadeldava tsooni armeerimisprotsent olema vähemalt 0,05%. Nimetatud juhtudel võib osutuda vajalikuks määrata avanevate pragude laius.

3. kategooria moodustavad ülejäänud pingebetoonkonstruktsioonid (armeeritud kuumaltvaltsitud varrastega, pingebetoonprussikestega jne.). Selliseid konstruktsioone ei arvutata pragude vältimisele. Mõnel juhul osutub siin vajalikuks määrata avanevate pragude laius. 3. kategooria konstruktsioonid pole õieti pingebetoonkonstruktsioonid. Nende kohta võib tarvitada terminit: raudbetoon eelpingestatud armatuuriga.

Tulles tagasi II piirolukorra vaatluse juurde tuleb märkida, et pingebetoonelementide jäikused pragude vältimise

1. ja 2. kategooria elementide puhul määratakse vastavalt tugevusõpetusele kogu ristlõike kaasatöötamisega, redutseerides seejuures ristlõikes esinevad armatuuri- ja pingevardad betoonile elastsusmoodulite suhte $n = E_a : E_6$ abil. 3. kategooria elementide jäikuste arvutamisel kasutatakse *V. I. Murašovi* teooriat (vt. § 10.2).

Pingebetoonelementide läbipainded on piiratud samuti nagu raudbetoonelementide läbipainded (vt. § 10.1). Ehituseeltõusu andmisel tuleb arvestada ka negatiivset läbipainet betooni eelsurvest. On soovitav, et ehituseeltõus + läbipaine betooni eelsurvest võrduksid konstruktsiooni arvutusläbipaindega alalisest koormusest.

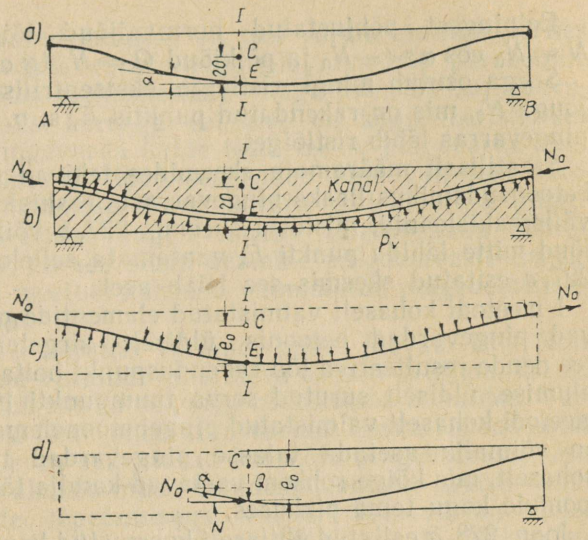
Käesoleva peatüki algul vaadeldakse rida abiülesandeid-arvutuselemente: pingevarraste trajektooride, pingevarraste nakke ja ankurduse küsimusi, pingevarraste hõõret kanalites ja lõpuks eelpingekadusid. Edasi järgneb arvutusmetoodika kirjeldus vastavalt CH 10-57, mille puhul arvutustes ikka kontrollitakse mingi etteantud või valitud ristlõike vastavust nõuetele. Peatükk lõpeb mõningate märkustega välismaadel kasutatava klassikalise arvutusmeetodi kohta, kus mõnel juhul osutub võimalikuks teostada ka otsest dimensioneerimist. Pingebetoonist spetsiaal- ja staatiliselt määramata konstruktsioonide arvutusküsimusi valgustatakse käesoleva teose II köites.

Tuleb märkida, et palju küsimusi pingebetooni teoorias on veel vähe läbi töötatud, mistõttu on oodata, et rida seisukohti, mis käesoleval momendil paistavad kohastena, osutuvad võib-olla mitte väga kauges tulevikus vananenuteks. Eriti kehtib see eelpingekadude ja pingebetoonelementide põikjõukindluse küsimuste kohta.

## § 21. PINGEBETOONELEMENTIDE ARVUTUSTES VAJALIKUD ABIÜLESANDED

### 1. PINGEVARRASTE TRAJEKTOORID

Vaatleme joon. 227, *a* esitatud staatiliselt määratud pingebetoontala, milles asetseb üks pingevarras (võib olla ka resulteerivaks pingevardaks tervele grupile.) Ainult




*Joon. 227*

pingevarda eelpingestus ilmselt ei põhjusta välisreaktsioone. Seega on betoonsüdamikule (joon. 227, *b*) mõjuvad jõud $N_0$ ja pingevarda reaktsioonist tekkiv pidev koormus $p_v$ tasakaalus. Samuti on tasakaalus omaette ka pingevarras jõudude $N_0$ ja betoonsüdamiku reaktsioonjõudude $p_v$ (joon. 227, *c*) mõjumisel. Viimasel juhul on ilmne, et kõikide näiteks ühel pool lõiget *I—I* asetsevate jõudude resultant peab läbima punkti *E*, sest vastasel juhul esineksid pingevardas kui painduvas niidis paindemomendid, mis on aga ilmselt võimatu. Seega ka pingevarda reaktsioonjõududega koormatud betoonsüdamiku puhul (joon. 227, *b*) läbib lõikes *I—I* resulteeriv jõud punkti *E*. Kokkuvõttes, kui loobuda pingevarda hõõrde mõjust kanalis, saame arvutada paindemomendi eelpingest lõikes *I—I* pingestusjõu $N_0$ momendina ristlõike raskuskeskme *C* kohta (joon. 227, *d*), s. o.

$$M_0 = -N_0 e_0 \cos \alpha,$$

kus $N_0$ on pingevarda sisejõud, kui betoonsüdamik on pingevaba (vaata kaalutlusi, mis on toodud seoses tõmmatud pingebetoonvarda näitega § 17).

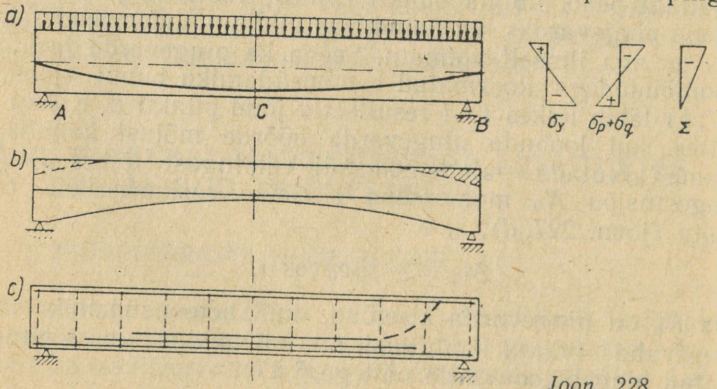
Eelpingest põhjustatud normaaljõud lõikes *I—I* on $N = N_0 \cos \alpha \approx -N_0$ ja põikjõud $Q = N_0 \operatorname{tg} \alpha$.

Seega osutub mingi ristlõige ekstsentriliselt surutuks jõuga $N_0$, mis on rakendatud punktis *E*, s. o. punktis, kus pingevarras läbib ristlõiget.

Staatiliselt määramata skeemides tekivad mõnel juhul betoonsüdamikus lisaks pingevarraste reaktsioonidele veel välisreaktsioonid, mistõttu skeemis 227, *b* võib resulteeriv jõud mitte läbida punkti *E*, vaatamata sellele, et joonisel 227, *c* esitatud skeemis see leiab aset.

I meetodi kohaselt valmistatud elementide puhul asetsevad pingevardad betoonis üldiselt sirgetena, kusjuures nende resulteeriva jõu rakenduspunkt hoitakse ristlõike alumise, üldiselt surutud serva tuumpunkti läheduses. II meetodi kohaselt valmistatud pingebetoonelementide puhul on võimalik asetada talasse pingevardad trajektooride kohaselt, mis kõige rohkem vastavad kandja töötamise iseloomule kogu tema pikkuses.

Joon. 228, *a* esitatud ühtlaselt koormatud kandjas on näidatud otstarbekohaselt asetatud mõeldav resulteeriv pingevarras. Tõepoolest, tala keskristlõikes *C*, kus paindepinged väliskoormusest $\sigma_g$ + $\sigma_p$ on maksimaalsed, kutsub pingevarda sisejõud betoonis esile samuti maksimaalsed, kuid vastupidiste märkidega eelpinged. Viies pingevardad alumises kius sirgetena kuni toeni, esineksid toerajoonis ülal suuri pragusid põhjustavad tõmbepinged, mida ei tasakaalustata näiteks tala omakaalust esilekutsutud paindepinge-




*Joon. 228*

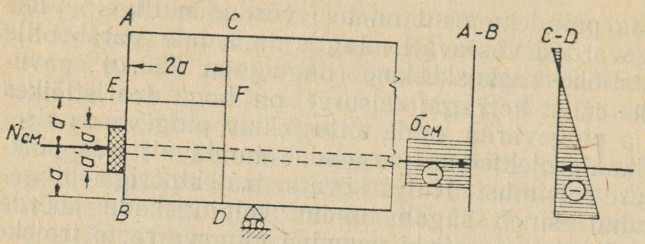
tega, kuna paindemoment on toel võrdne nulliga. Viies aga pingevardad vastavalt mingile lamedale paraboolile läbi toeristlõike raskuskeskme (nagu joon. 228, *a*) saavutame kaks eelist korraga: eelsurve on kogu toeristlõikes ühtlane ja pingevarda kalde tõttu tekkiv pingevarda sisejõu vertikaalprojektsioon kergendab tunduvalt tala põikjõukindluse küsimust. Kuigi kõvera trajektooriga pingevarda puhul esineb sageli tunduv eelpingekadu hõõrde tõttu kanalis, on see siiski peamine pingevarraste trajektoori tüüp II meetodi kohaselt valmistatud pingebetoonelementide puhul.

Joon. 228, *b* esitatud variandi puhul jäävad kõik joon. 228, *a* esitatud variandi staatilised eelised kehtima. Lisaks puuduvad oluliselt ka eelpinge hõõrdekaod kanalites. Vaatamata sellele leiab nimetatud variant harva rakendamist.

Joon. 228, *c* on saavutatud kooskõla pingevarraste sisejõudude ja väliskoormuse paindemomentide epüüri vahel pingevarraste lõpetamisega väljas. See variant leiab rakendamist *E. Freyssinet'* (§ 18. 1), *V. V. Mihhailovi* (§ 18. 3) ja teiste poolt pingebetoonelementide teostamisel vastavalt I meetodile. Pingevarraste lõpetamisi väljas on esinenud ka II meetodi kohaselt valmistatud elementide puhul, kuid siis on pingevardad viidud ikka mööda kõverat trajektoori tala ülemisele pinnale, nagu on näidatud joon. 228, *c* punktiiris.

## 2. PINGEVARRASTE ANKURDUS JA NAKE

Nakketugevus on hariliku raudbetooni teoorias küllaltki tähtsaks küsimuseks. Erilist akuutsust omab nakketugevus aga pingebetoonkonstruktsioonide puhul, mis on valmistatud I (s. o. otsenakkega) meetodi kohaselt, kus pingevaras kinnitub betooni nn. omanakkega. Sellega seoses esinevad pingevarda otstes lühemad või pikemad **nakkealad**, kus pingevarraste ja betooni pingete määramine on keerukas ülesanne. Pingevarraste ankurdamisel II meetodi kohaselt valmistatud elementide puhul omab nake mõningat tähtsust vaid pärast pragude tekkimist. Kuid ka siin tekivad elemendi otste betoonis erilised tsoonid, nn. **ankurdusalad**, kus betoonis tekib keerukas üldiselt ruumiline pingeolukord.



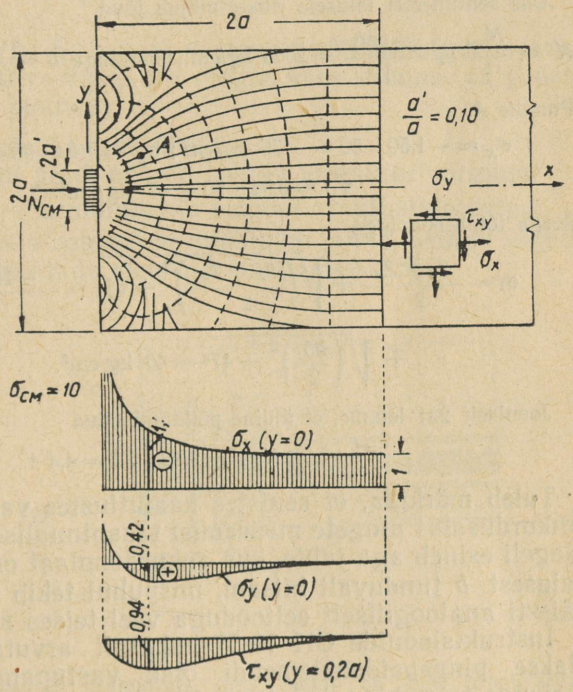

*Joon. 229*

Vaatleme lihtsaimat **pingevarraste ankurduse** juhtu, kui esineb vaid üks betoonsüdamiku teljega paralleelne pingevarras (joon. 229). Elemendi otsa ristlõikesse on rakendatud ankurdusjõud $N_{см}$ pinnale $F_{см}$, mis põhjustab vaadeldaval pinnal pinge $\sigma_{см}$. Otsaristlõike $AB$ ülejäänud pinnal võrduvad pinged nulliga.

Mõningal kaugusel elemendi otsast (näiteks lõikes $C—D$) esineb lineaarne tugevusõpetusest tuntud pikipingejaotus, kui ristlõige $C—D$ oleks ankurdusjõuga $N_{см}$ ekstsentriliselt surutud. Elemendi osa $A—C$, mis on vajalik pikipingete selliseks muutuseks, nimetatakse jõu ankurdusalaks. Vastavalt *St. Venant*'i printsiibile pole nimetatud ala pikkus suur. Nagu selgub katsetest (peamiselt fotoelastsusmeetodi abil), võib ankurdusala pikkuse lugeda võrdseks ristlõike vastava sümmeetrilise osa kõrgusega. Näiteks joon. 229 võib lugeda ankurdusala lõppenuks lõikes $C—D$, mis asetseb otsa ristlõikest kaugusel $2a$ (s. o. otsa ristlõike sümmeetriline kõrgus).

Nimetatud ankurdusalas ($BDEF$) tekib keerukas pingete väli, millest saame küllaldase täpsusega kujutluse, kui vaatleme vastavat sümmeetrilist juhtu (joon. 230). Ankurdusalas ($2a$) tekivad lisaks pikipingetele $\sigma_x$ ka põikipinged $\sigma_y$ (jõu rakenduspunkti läheduses survepinged, kuid suuremas osas ülekandealast tõmbepinged) ja nihkepinged $\tau_{xy}$. Nimetatud pingete suurusi ja muutusi on näidatud epüüridel joon. 230. Seejuures esinevad tõmbepeapinged võivad ulatuda kuni 40—50 kg/cm², mistõttu osutub vajalikuks eriline põikarmatuur kas üksikute varrastena, keevitatud võrkudena või spiraalidena, mida püütakse asetada vastavalt $\sigma_y$ epüürile (joon. 230). Nimetatud põikar-

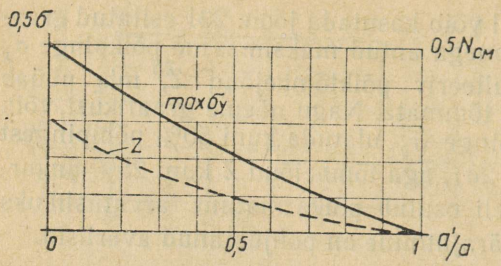
matuuri arvutamisel võib kasutada joon. 231 esitatud graafikut, kus on täisjoonega antud maksimaalne põikpinge $\sigma_y$ ja punktiiriga resulteeriv põiktõmbejõud $Z$, mis püüab elemendi otsa lõhki tõmmata. Nagu näeme graafikust, võib maksimaalne põikpinge $\sigma_y$ ulatuda kuni 50% põhipingest $\sigma_x$ (s. o. 50% $N_{см} : 2a$), aga tõmbejõud $Z$ kuni 25% ankurdusjõust $N_{см}$. Sageli osutub põikarmatuur arvutuslikuks armatuuriks, mille ärajätmine on põhjustanud avariisid.




*Joon. 230*

**Näide 34.**

$N_{см} = 20$ t; $2a = 40$ cm; ristlõike laius $b = 10$ cm; $a' : a = 0{,}10$. Leiame tõmbepeapinge punktis $A$ (joon. 230), mille koordinaadid on $x = y = 0{,}1 \cdot 2a$.




*Joon. 231*

Ühe sentimeetri laiusele ribale mõjub jõud

$$N' = \frac{N_{см}}{b} = \frac{20\,000}{10} = 2000 \text{ kg/cm};$$ põhipinge $$\sigma = \frac{N'}{2a} = 50 \text{ kg/cm}^2.$$

Punktis $A$:

$$\sigma_x \approx -1{,}50 \cdot 50 = -75 \text{ kg/cm}^2;\ \sigma_y \approx 0{,}40 \cdot 50 = 20 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\tau_y \approx 0{,}94 \cdot 50 = 47 \text{ kg/cm}^2.$$

Seega tõmbepeapinge

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \frac{-75 + 20}{2} +$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{95}{2}\right)^2 + 47^2} \approx 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Jooniselt 231 leiame, et üldine põiktõmbejõud

$$Z = 0{,}22\ N_{см} = 0{,}22 \cdot 20 = 4{,}4 \text{ t}.$$

Tuleb märkida, et senistes kaalutlustes vaatlesime jõu ankurdusalas pingete määramist tasapinnalise ülesandena. Sageli esineb aga juhte, kus ankurdusplaat on ka ristlõike laiusest $b$ tunduvalt kitsam, mispuhul tekib jõu ülekanne täiesti analoogiliselt eeltooduga veel teises suunas.

Instruktsioonide CH 10-57 kohaselt arvutades vaadeldakse pingebetoonelemendi otsa vastupanu erisurvele. Arvutus toimub vastavalt avaldisele.

$$N_{см} \leqslant \Theta R_{пру} F_{см} + \mu_к F_я R_{ау}, \qquad (4.1)$$

kus $N_{см}$ — ankurdusjõud — pingevarda sisejõud;

$\Theta$ — empiiriline tegur, mis arvestab betoonkaitsekihi soodustavat mõju erisurvetugevusele ($\Theta =$

$= 4 - 3\sqrt{\frac{F_{см}}{F}}$), kus $F_{см} : F$ — erisurve (ankurdusplaadi) pinna suhe üldisesse arvutuslikku pinda. Viimasena tuleb arvesse vaid see elemendi otspinna osa, mille raskuskese ühtib ankurdusplaadi raskuskeskmega (s. o. sümmeetrilise pinna osa).

$\mu_к$ on põikarmatuuri mahukoefitsient ja võrdub

$$\mu_к = \frac{n_1 f_1 l_1 + n_2 f_2 l_2}{l_1 l_2 h},$$

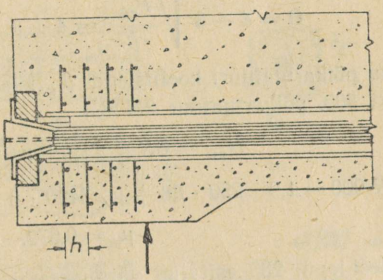
kus $f_1$; $l_1$; $n_1$ ($f_2$; $l_2$; $n_2$) on vastavalt põikarmatuuri varda pind, pikkus ja varraste arv võrgus ühes suunas (sulgudes samad teises suunas),

$h$ — võrkude kaugus üksteisest,

$F_я$ — betooni pind, mis on kaetud armatuurivõrguga,

$R_{ау}$ ja $R_{пру}$ — armatuuri ja betooni arvutustugevused.

Et suurendada betooni arvutuslikku pinda, osutub sageli vajalikuks tugevdada elemendi otsa (joon. 232).




*Joon. 232*

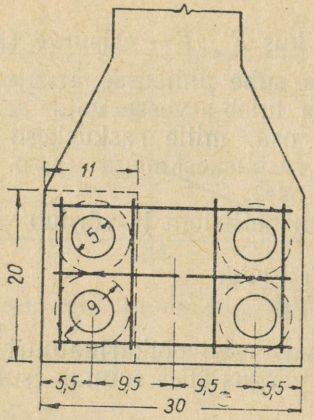
**Näide 35.**

Joon. 233 esitatud kraanatala otsa puhul on ühe pingevarda (18$\phi$5 mm) pingestusjõud $N = 37{,}5$ t.

Võttes ühte komplekti 2 pingevarrast, on otsa arvutuskoormus $N_{см} = 75$ t.

Kahe kanali pind ($\phi$ 50 mm)

$$f = 2\,\frac{\pi \cdot 5^2}{4} = 39 \text{ cm}^2.$$




*Joon. 233*

Tala arvutuslik otspind on

$$F = 11 \cdot 20 - 39 = 181 \text{ cm}^2.$$

Ankurdusplaadi ($D = 90$ mm) puhul on erisurve pind

$$F_{см} = 2\pi \cdot \frac{9^2}{4} - 39 = 88 \text{ cm}^2;$$

$$\Theta = 4 - 3\sqrt{\frac{F_{см}}{F}} = 4 - 3\sqrt{\frac{88}{181}} = 1{,}9.$$

Vajaliku põikarmatuuri koefitsiendi $\mu_к$ leiame tingimusest (kui betooni mark M 500, põikarmatuur 25Г2С)

$$N_{см} = \Theta R_{пр} F_{см} + \mu_к R_а F_я,$$

s. o. $75\,000 = 1{,}9 \cdot 250 \cdot 88 + \mu_к 3400 \cdot 8 \cdot 17$, kust leiame vajaliku

$$\mu_к = 0{,}072.$$

Valides joon. 233 esitatud võrguskeemi ja võrkude kauguse üksteisest $h = 4{,}5$ cm, saame

$$\mu_к = \frac{3 \cdot 8 \cdot f_1 + 2 \cdot 17 \cdot f_1}{8 \cdot 17 \cdot 4{,}5} = 0{,}072,$$

kust

$f_1 = 0{,}71$ cm². Valitud $\phi$10ПЛ ($f_1 = 0{,}785$ cm²).

Otsa armeerimine toimub viie võrguga. Esimene asetseb 2 cm kaugusel otspinnast, järgmised 4,5 cm kaugusel üksteisest.

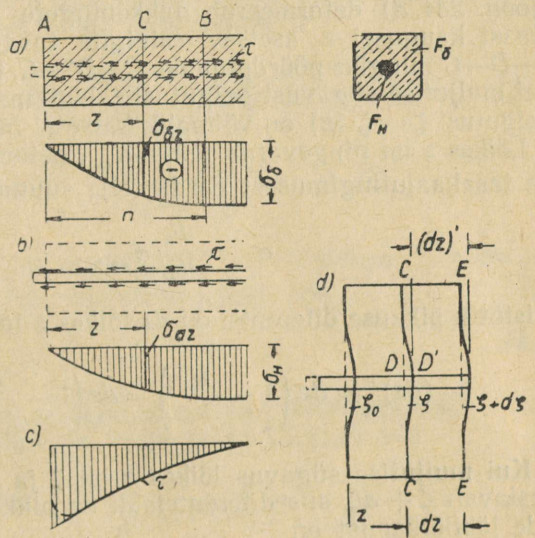
Üldiselt on soovitav, et ankurdusjõu ülekande ala jääks väljapoole tala ava.

**Pingevarraste nakke** küsimus esineb täie teravusega pingebetoonelementide puhul, mis on valmistatud vastavalt I meetodile (välja arvatud elemendid, mis on armeeritud *V. V. Mihhailovi* keripingil ja mille puhul betooni jäävad ankurdustorukesed).

Vaatleme ühe pingevardaga varustatud pingebetoontõmbevarda juhtu (joon. 234), mille puhul esitatavad kaalutlused on kergelt üldistatavad ka keerukamatele juhtudele.

Elemendi otsas tekib nakkeala $A$—$B$ pikkusega $u$. Alles lõikes $B$ võime lugeda betooni eelpinge $\sigma_6$ täies ulatuses eksisteerivaks. Mida lühem on nakkeala pikkus, seda kvaliteetsem on konstruktsioon.

Tuleb märkida, et nakketugevust mõjutab soodustavalt pingevarraste läbimõõtude suurenemine nende vabastamisel välisreaktsioonidest (*Poisson*'i efekt), mis on tähtis erinevus võrreldes hariliku raudbbetooniga. Nakkeala ulatuses koormab pingevarras betoonvarrast pärast välisreaktsioonist vabastamist nakkepingetega $\tau$, mis kutsuvad esile betooni pingete $\sigma_{6z}$ epüüri vastavalt joon. 234, *a*. Lõikes $A$




Joon. 234

on betooni pinged võrdsed nulliga, lõikes $B$ ja sealt edasi aga maksimaalsed $\sigma_б$. Pinged pingevardas on otsa ristlõikes $A$ samuti võrdsed nulliga, kuna ristlõikes $B$ ja sealt edasi omavad nad maksimaalseid väärtusi $\sigma_н$ (joon. 234, *b*). Armatuuri pinged on samuti põhjustatud nakkepingetest $\tau$, mis takistavad armatuuri pärast vabanemist välisreaktsioonist taastamast oma esialgset pikkust. Nagu katsetega on kindlaks tehtud, omavad pingete $\sigma_{az}$, $\sigma_{бz}$ ja $\tau$ epüürid joon. 234, *a*, *b* ja *c* esitatud kujusid. Arvutustes oletatakse, et $\tau$ epüüri maksimaalne ordinaat (joon. 234, *c*) asetseb otsaristlõikes $A$. (Tuleb märkida, et nihkepingete võrdsuse tingimusest 90° võrra pööratud ristlõigetes järeldub, et lõikes $A$ peavad ka nakkepinged võrduma nulliga. Seepärast kulgeb $\tau$ epüür otsa lähedases rajoonis tegelikult nii, nagu on näidatud joon. 234, *c* punktiiriga.) Väljaspool nakkeala $\tau = 0$; betooni ning armatuuri pinged jäävad muutumatuteks. Kui poolitame vaadeldava pingebetoonvarda, siis tekivad poolituskoha naabruses mõlemas varda otsas uued nakkealad.

Vaatleme joon. 234 esitatud juhtu lähemalt. Pärast traatide läbilõikamist, s. o. vabastamist välisreaktsioonidest (joon. 234, *d*) deformeerub nakkepingete mõjul elemendi otsast kaugusel $z$ asetsev esialgne tasapinnaline lõige $C—D—C$ mingiks pöördpinnaks $C—D'—C$, kusjuures esinevat muljutise sügavust-paigutust tähistame $\zeta$. Märgime, et paigutust $\zeta = \zeta(z)$ on võimalik katsetel otseselt mõõta.

Lõikes $z$ on pingevarda pinge $\sigma_{az}$, betooni pinge samas on tasakaalutingimusest varda telje suunas

$$\sigma_{бz} = \frac{F_н}{F_б}\,\sigma_{az},$$

mistõttu pikkuse diferentsiaal $dz$ lõikes $z$ lüheneb $(dz)'$-ks:

$$(dz)' = dz\left(1 - \frac{\sigma_{бz}}{E_б}\right) = dz\left(1 - \frac{F_н\,\sigma_{az}}{F_б E_б}\right).$$

Kui muljutise sügavus lõikes $z$ on $\zeta$ ja punktis $z + dz$ vastavalt $\zeta + d\zeta$, siis diferentsiaali $dz$ pikkus pärast traatide läbilõikamist on

$$(dz)' + d\zeta = dz\left(1 - \frac{F_н \sigma_{az}}{F_б E_б}\right) + d\zeta.$$

Siit tulenev survedeformatsioon võrdub traadi pingelangule vastava deformatsiooniga, s. o.

$$\frac{\frac{F_н \sigma_{az}}{F_б E_б} dz - d\zeta}{dz} = \frac{\sigma_0 - \sigma_{az}}{E_a};$$

kui $n = E_a : E_б$ ja $\mu = F_н : F_б$, saame siit

$$\sigma_{az} = \frac{\sigma_0}{1 + n\mu} + \frac{E_a}{1 + n\mu} \frac{d\zeta}{dz} \approx \sigma_н + E_a \frac{d\zeta}{dz}, \qquad (4.2)$$

sest $n\mu$ on võrreldes ühega väike suurus.
Pingevarda jõud punktis $z$ on:

$$N_{az} = F_н \sigma_{az} = F_н \sigma_н + E_a F_н \frac{d\zeta}{dz}. \qquad (4.3)$$

Nakkejõud ühele varda pikkusühikule leiame viimase tasakaalutingimusest varda telje suunas

$$t_z = \frac{dN_{az}}{dz} = E_a F_н \frac{d^2\zeta}{dz^2}. \qquad (4.4)$$

Nakkepinge on seega

$$\tau_z = \frac{t_z}{\pi d}.$$

Kui oletame, et nakkejõu $t_z$ ja paigutuse $\zeta$ vahel on lineaarne seos (nn. lineaarne nake), siis

$$t_z = K\zeta, \qquad (4.5)$$

kus $K$ on konstant elastsusmooduli dimensiooniga.
Siit ja avaldistest (4.3) ja (4.4) järgneb siis

$$K \frac{d\zeta}{dz} = F_н \frac{d^2 \sigma_{az}}{dz^2}. \qquad (4.6)$$

Elimineerides (4.6) abil (4.2) suuruse $\frac{d\zeta}{dz}$ saame diferentsiaalvõrrandi $\sigma_{az}$ suhtes:

$$\frac{E_a F_н}{K} \frac{d^2 \sigma_{az}}{dz^2} - \sigma_{az} = -\sigma_н . \tag{4.7}$$

Olgu elastse ankurduse karakteerne pikkus $\lambda = \sqrt{\frac{E_a F_н}{K}}$. Võrrand (4.6) omab siis kuju

$$\lambda^2 \frac{d^2 \sigma_{az}}{dz^2} - \sigma_{az} = -\sigma_н , \tag{4.7'}$$

mille üldlahend on

$$\sigma_{az} = \sigma_н + Ae^{-\frac{z}{\lambda}} + Be^{\frac{z}{\lambda}} .$$

Integreerimiskonstandid määrame järgmistest tingimustest: kui $z \to \infty$, siis $\sigma_{az} \to \sigma_н$ ja $B = 0$; kui $z = 0$, siis $\sigma_{az} = 0$ ja $A = -\sigma_н$.
Seega

$$\sigma_{az} = \sigma_н \left(1 - e^{-\frac{z}{\lambda}}\right). \tag{4.8}$$

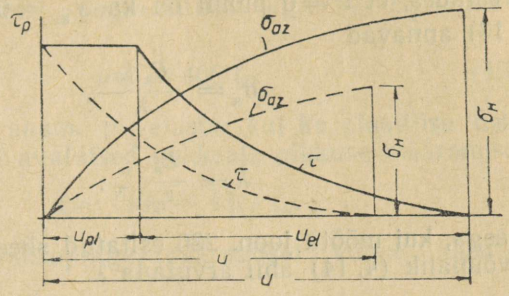
Avaldis (4.4) annab siis

$$t_z = \frac{F_н \sigma_н}{\lambda} e^{-\frac{z}{\lambda}} . \tag{4.9}$$

Elemendi otsas $z = 0$, seega

$$\max t = \frac{F_н \sigma_н}{\lambda} = \frac{N_н}{\lambda} . \tag{4.10}$$

Joonisel 235 on punktiiriga esitatud $\sigma_{az}$ ja $\tau$ epüürid. Seejuures on ainult elastne ankurdus võimalik vaid siis, kui $\max t = \pi d \cdot \max \tau$ ei ületa teatud, peamiselt betooni margist ja pingevarraste pinna omadustest olenevat nn. kriitilist nakkejõudu $t_p = \pi d \tau_p$. Vastasel juhul esineb elemendi otsas teatud tsoon $u_{pl}$, kus esineb plastiline nake (võime oletada, et seal $\tau = \tau_p$), millele liitub elastne nakkeala $u_{el}$, nagu näidatud joonisel 235 täisjoonega.




Joon. 235

Pingevarda, mis kinnitatakse elastse nakkega, sisejõud võib ulatuda kuni

$$N_{el} = \pi d \tau_p \lambda.$$

Plastiliselt tuleb kinnitamisele ülejääv pingevarda sisejõu osa

$$N_{pl} = N_н - N_{el}$$

ja kinnitusala plastilise osa pikkus (vt. joon. 235) on seega

$$u_{pl} = \frac{N_{pl}}{\pi d \tau_p}. \qquad (4.11)$$

Nagu nägime, sisaldab $\lambda$ avaldis empiiriliselt raskelt määratavat suurust $K$. Samuti $\tau_p$ kohta avaldises (4.11) puudub veel vajalik katsematerjal. Sellele vaatamata lubavad leitud seosed teha olulisi järeldusi kinnituspikkuse suhtes, kui mõõta elemendi otsas traadi paigutusi betooni suhtes $\zeta_0$ (vt. joon. 234, *d*).

Elastse nakke puhul annavad avaldised (4.4) ja (4.8)

$$\zeta = \zeta_0 e^{-\frac{z}{\lambda}}. \qquad (4.12)$$

Kui $z = 0$ (elemendi otsas), siis

$$\frac{d\zeta}{dz} = -\frac{\zeta_0}{\lambda}. \qquad (4.13)$$

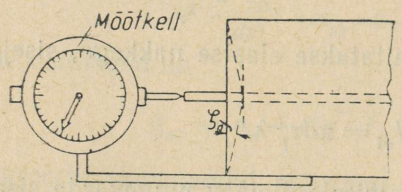
Arvestades, et $z = 0$ puhul on ka $\sigma_{az} = 0$, siis (4. 2) ja (4. 13) annavad

$$\sigma_н = \frac{E_a \zeta_0}{\lambda},$$

kust

$$\lambda = \frac{E_a}{\sigma_н} \zeta_0 . \qquad (4.14)$$

Seega, kui mõõta joon. 236 esitatud skeemi kohaselt $\zeta_0$, on võimalik (4. 14) abil arvutada $\lambda$.




*Joon. 236*

Kui näiteks $\sigma_н \approx 10\,000$ kg/cm² ja $E_a = 2 \cdot 10^6$ kg/cm², siis $\lambda = 200\,\zeta_0$. Maksimaalse nakkepinge saame arvutada (4. 10) abil. Kui nõuame, et nakkeala $u$ ulatuses kinnitatakse vähemalt 90% pingevarda sisejõust, siis (4. 8) abil leiame

$$e^{-\frac{u}{\lambda}} = 0{,}1,$$

kust

$$u = 2{,}3\,\lambda \approx 450\,\zeta_0. \qquad (4.15)$$

Kui oletame, et kogu kinnitusalal on nake plastiline, siis

$$u_{pl} = \frac{F_н \sigma_н}{\pi d \tau_p},$$

mille pikkusel mõjub pingevardas keskmiselt pinge $\sigma_н : 2$. Viimane põhjustab ankurduspikkuse lühenemise

$$\Delta u_{pl} = \zeta_0 = \frac{\sigma_н u_{pl}}{2 E_a},$$

kust

$$u_{pl} = 2 \frac{E_a \zeta_0}{\sigma_н}.$$

Samadel andmetel ($\sigma_н = 10\,000$ kg/cm², $E_a = 2 \cdot 10^6$ kg/cm²) on

$$u_{pl} = 400\,\zeta_0. \qquad (4.16)$$

Nagu näeme, saame nii elastse kui ka plastilise nakke puhul lähedased avaldised nakkeala pikkuse määramiseks

$$u \approx (400 \div 450)\,\zeta_0.$$

Maksimaalse nakkepinge määramisel võime kasutada avaldist

$$\tau_p = \frac{F_н\,\sigma_н}{300\,\pi d\zeta_0}. \qquad (4.17)$$

Real proovidel, mis sooritatud traatidega läbimõõduga $d = 5$ mm, $\sigma_н = 100$ kg/mm², betooni margi 400—500 puhul, andsid $\zeta_0 = 1$ kuni 2 mm, millele vastav $\tau_p = 45$ kuni 20 kg /cm². Kinnituspikkused kõikusid seega piirides 40 kuni 80 cm (s. o. 80 kuni 160 $d$). Betooni margi juhuslikel kõikumistel on mõõdetud $\zeta_0$ väärtusi ka kuni 3 mm. Seega mõnikord keelbetooni juures kasutatud kvaliteedi kontroll, kus ühe traadi läbilõikamisel traadi lõikekoha otste kaugenemine ei tohi ületada näiteks 2 kuni 3 mm (s. o. $\zeta_0 = 1$ kuni 1,5 mm), on kõigiti põhjendatud.

Instruktsioonidega CH 10-57 keelatakse kasutada otsenakke puhul vardaid, mille välispind pole töödeldud või profileeritud. Kuigi paljudel juhtudel on senini kasutatud traatide läbimõõtude juures 2—3 mm ka sileda välispinnaga traate, tuleb vastmainitud nõue lugeda õigustatuks, sest katseandmed nakkeroomamise, dünaamiliste koormuste mõju jne. kohta puuduvad peaaegu täielikult.

Instruktsioonides antakse mõningad juhised ka traatide nakkeala pikkuse $u$ kohta. Perioodilise profiiliga traadi puhul on nakkeala pikkused $u$ antud traadi läbimõõdu kordsena järgmiselt:

| $\sigma_0$ kg/cm² | Betooni mark eelpingestuse momendil $R'$ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 200 | 300 | 400 | 500 |
| kuni 6000 | 90 | 60 | 40 | 30 |
| üle 6000 | 120 | 80 | 50 | 40 |

Seejuures eeldatakse üksnes plastilist naket (s. o. nakkepinge on kogu nakkealas konstantne $\tau_p$, mistõttu pingevardas kasvab pinge lineaarselt 0 kuni $\sigma_u$).

Kui traadi pind on vaid töödeldud või on kasutatud sileda pinnaga traate punutuna, siis tuleb tabelis antud nakkeala pikkust $u$ suurendada 50% võrra (kuid vähemalt $u = 80\ d$). Kui pingestusjõu üleandmine betoonile toimub järsku (näiteks traadi läbilõikamisel), tuleb tegeliku nakkeala algust nihutada elemendi otstest $0{,}25\,u$ kaugusele.

Siinjuures vaatlesime vaid pikipingete toimet nakkeülesande juures. Betoonis esinevad sel juhul veel põikisuunalised peamiselt tõmbepinged, mis võivad muutuda siis ohtlikuks, kui traatide kaugused üksteisest või ka välispinnast on liiga väikesed. Seepärast nähakse mõnikord, küll võrdlemisi harva, ette eriline armatuur selle nn. traatidevahelise tõmbe vastuvõtuks. Kui traadid pole ristlõikesse jaotatud vastavalt pikipingete lineaardiagrammile, vaid on koondatud üksikutesse gruppidesse, siis tekib jälle *St. Venant*'i efekt, nagu ankurdatud pingevarrastegi puhul. Kuigi olukord on käesolevalt tunduvalt soodsam kui § 21. 2. 1 kirjeldatud juhul (jõu üleandmine toimub mitte elemendi otsas, vaid teatud sügavuses pikisuunas jaotatuna), tuleb ka siin siiski kasutada kas või konstruktiivset põikarmatuuri.

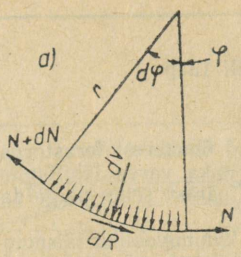
### 3. PINGEVARRASTE HÕÕRE KANALITES

Kõverjoonelise trajektooriga pingevarda puhul tekitab hõõre kanaliseina ja pingevarda vahel pingestusjõu kao, mida on võimalik hinnata alljärgnevalt.

Vaatleme pingevarda pikkuse diferentsiaali $ds = r\,d\varphi$ tasakaalu (joon. 237). Kui $d\varphi \ll 1$, siis leiame pingevarda elemendile mõjuvate jõudude hulknurgast betooni poolt arendatava normaalsurve pingevardale

$$dV \approx -N\,d\varphi. \qquad (4.\,18)$$

Elemendi ulatuses esineva hõõrdejõu leiame, kui korrutame vastleitud normaaljõu $dV$ hõõrdeteguriga $\mu$. Seega




Joon. 237

$$dR \approx dN = \mu dV.$$

Arvestades avaldist (4. 18)

$$dN = -\mu N d\varphi,$$

kust saame ülesande diferentsiaalvõrrandi

$$\frac{dN}{d\varphi} + \mu N = 0,$$

mille lahend on

$$N = C \cdot e^{-\mu\varphi}.$$

Pingevarda pingestusotsas, kus $\varphi = 0$, on $N = N_н$ ja seega $C = N_н$ ning

$$N = N_н e^{-\mu\varphi}. \qquad (4.19)$$

Katsed näitavad, et ka sirgetes kanalites esineb mõningane hõõre, mis ilmselt on põhjustatud kanalite mittekülladasest sirgjoonelisusest. Viimast asjaolu on võimalik arvesse võtta, kui asendada avaldises (4. 19) astmenäitaja $-\mu\varphi$ astmenäitajaga $-(\mu\varphi + \kappa x)$, kus $\varphi$ on vaadeldava lõike pöördenurk radiaanides selle ristlõike suhtes, kus toimub pingestus, aga $x$ — kaugus meetrites samast ristlõikest, mõõdetuna mööda pingevarrast. Kordajad $\mu$ ja $\kappa$ on empiirilised, mõningad orienteerivad andmed nende kohta esitatakse järgmisel leheküljel toodud tabelis (CH 10-57).

Tuleb märkida, et paljudel juhtudel on mõõdetud ka palju väiksemaid hõõrdetegureid $\mu$ (isegi alla 0,1) eriti siis, kui kanali seinad on võitud õliga, vaseliiniga, parafiiniga jne. Hõõrde vähendamiseks on pingevarda trajektoor

| Jrk. nr. | Kanali tüüp | $\mu$ | $\kappa$ kanali 1 jm kohta |
|---|---|---|---|
| 1. | Kanal on moodustatud õhukesest terastorust | 0,35 | 0,003 |
| 2. | Kanal moodustatakse pika varda läbitõmbamise teel betoonist pärast selle paigaldamist . . . . . | 0,55 | 0 |
| 3. | Kanal moodustatakse kummivooliku täispumpamise teel, eemaldatakse pärast betooni paigaldamist . . . . . | 0,55 | 0,0015 |

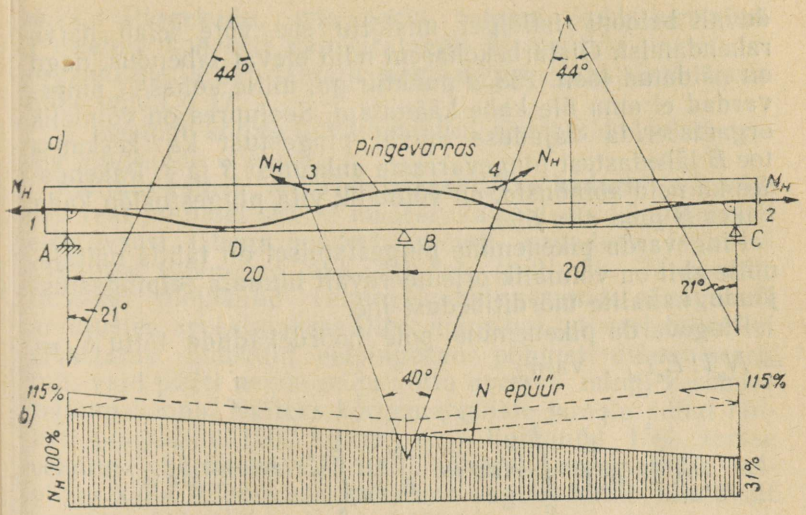
mõnel juhul valitud polügonaalne, kus pingevarda suunamuudud on kontsentreeritud teatud punktidesse, kus hõõrde vähendamiseks rakendatakse erilisi abinõusid (näit. valuterasest tugiosi jne.).

Vajalike eksponentsiaalfunktsioonide $e^{-(\mu\varphi + \kappa x)}$ arvutamise lihtsustamiseks on järgnevalt esitatud tabel:

| $\mu\varphi + \kappa x$ | $e^{-(\mu\varphi + \kappa x)}$ | $\mu\varphi + \kappa x$ | $e^{-(\mu\varphi + \kappa x)}$ | $\mu\varphi + \kappa x$ | $e^{-(\mu\varphi + \kappa x)}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 1 | 0,55 | 0,577 | 1,10 | 0.333 |
| 0,05 | 0,951 | 0,60 | 0,549 | 1,15 | 0.317 |
| 0,10 | 0,905 | 0,65 | 0,522 | 1,20 | 0.301 |
| 0,15 | 0,861 | 0,70 | 0,493 | 1.25 | 0,287 |
| 0,20 | 0,819 | 0,75 | 0,472 | 1,30 | 0.273 |
| 0,25 | 0,779 | 0,80 | 0,449 | 1,35 | 0,259 |
| 0,30 | 0.741 | 0,85 | 0,427 | 1,40 | 0,246 |
| 0,35 | 0,705 | 0,90 | 0.407 | 1,45 | 0,234 |
| 0,40 | 0,670 | 0,95 | 0,387 | 1,50 | 0.223 |
| 0,45 | 0,638 | 1,00 | 0,368 | 1,55 | 0,212 |
| 0,50 | 0,607 | 1,05 | 0,350 | 1,60 | 0,202 |

Hõõrde mõju illustreerimiseks vaatleme näidet joonisel 238. Pingestus toimub ühest otsast $A$. Siis teise otsa $C$ puhul on üldine pöördenurk $\varphi_c = 2 \cdot 21° + 2 \cdot 44° + 40° = 170° = 2{,}96$ radiaani; $x \approx 40$ m. Kui $\mu = 0{,}35$ ja $\kappa = 0{,}003$, siis punkti $C$ kohta on $\mu\varphi + \kappa x = 1{,}16$ ja $e^{-1{,}16} = 0{,}31$.

Seega otsas $A$ arendatud pingestusjõust jõuab teise otsa vaid 31%, mistõttu vaadeldav pingestusviis tuleb lugeda vastuvõtmatuks.




*Joon. 238*

Kuigi pingestusjõud otsast *A* otsani *C* langeb mitteline-aarselt, kasutatakse praktilistes arvutustes siiski pinge-varda sisejõudude epüüri lineaarset kuju, nagu on näida-tud joon. 238, *b*.

Olukorda on võimalik tunduvalt parandada, kui eelpin-gestus toimub samaaegselt mõlemast otsast. Pingevarda sisejõudude epüür muutub palju soodsamaks, nagu näeme joon. 238, *b* (näidatud kriipspunktjoonega). Veel soodsa-maks kujuneb pingevarda sisejõudude jaotus, kui on luba-tav pingevarrast ajutiselt 10—15% ulatuses üle pingestada ja siis kohe tagasi lasta. Sel juhul saaksime mõlemast otsast opereerimise korral pingevarda sisejõudude epüüri, nagu on näidatud joon. 238, *b* kriipsjoonega. Sel juhul jääb lõikes *B* pingekadu siiski veel 20% ulatuses püsima. Nagu juba märgitud, oleks võimalik olukorda veelgi parandada, kui vähendada hõõrdetegurit μ. Mõnel juhul on kasutatud ka vahetungraudasid (näiteks lõikes *B*) pingevarraste järeltõmbamiseks. Kuigi sarnase abinõuga on võimalik olukorda kardinaalselt parandada, on vahetungraudade sissemonteerimine siiski tülikas ja nõrgestab pealegi tun-

duvalt betooni ristlõiget, mistõttu see võte leiab harva rakendamist. Otstarbekohasem näib olevat lahendus, nagu on näidatud joon. 238, *a* punktiiriga, mille kohaselt pingevardad ei oma üle kahe käänutäpi. Seejuures on võimalik organiseerida vajaduse korral pingestust ka keskmise toe *B* lähedastest pingevarraste ankrutest *3* ja *4*. Rakendades ka neid abinõusid, on võimalik viia pingestusjõu kadu lõikes *B* juba alla 5%.

Pingevarda pikenemine pingestamisel on tähtis näitaja, mille abil on võimalik orienteeruvalt hinnata eelpingestusjõudu, kanalite mörditihedust jne.

Pingevarda pikenemine pole hõõrdekadude tõttu $\delta_A = N_н l : E_a F_н$, vaid

$$\delta'_A = \frac{1}{E_a F_н} \int_0^l N ds = \frac{N_н}{E_a F_н} \int_0^l e^{-(\mu\varphi + \kappa x)} ds =$$

$$= \frac{1 - e^{-(\mu\varphi + \kappa x)}}{\mu\varphi + \kappa x} \frac{N_н l}{E_a F_н} = C_{\mu\varphi + \kappa x} \cdot \delta_A .$$

Jätkates ülaltoodud näidet, leiame

$$C_{\mu\varphi + \kappa x} = \frac{1 - 0{,}31}{1{,}16} = 0{,}596.$$

Seega esineks käesolevalt pikenemise kadu ~ 40%.

Kui pingestusjõu määramine toimus vaid pingevarda otsapaigutuse mõõtmise teel, siis mitte arvestades hõõrde mõju kanalites, võime purustada traadid või põhjustada neis asjatuid plastilisi deformatsioone.

## 4. EELPINGEKAOD PINGEVARRASTES

Pingevarraste pingekaod vähendavad betooni eelsurvet ja seega kogu eelpingestuse efektiivsust. Seepärast on pingekadude õige hindamine ja nende vastu võitlemine pingebetooni teooria ja praktika üheks tähtsamaks problee-

miks. Pingekadu, mis tekib betooni kokkusurumisel I meetodi kohaselt valmistatavate elementide juures, on orgaaniline ja paratamatu, nagu nägime juba tõmbevarda näite puhul § 17.

II meetodi kohaselt valmistatud elementide puhul sellist pingekadu ei esine.

Kahjuks esineb veel rida **parasiitlikke kadusid,** mis võivad real juhtudel suurel määral vähendada eelpingestuse efektiivsust. Ühega nendest, nimelt kadudega hõõrdest kanalites, tutvusime juba ülalpool (§ 21. 3). Järgnevalt tutvume ülejäänud eelpingekadudega, mida tänapäeval arvutustes arvestatakse. Olgu märgitud, et veel hiljuti ei arvestatud üksikuid eelpingekao põhjusi diferentseeritult, vaid püüti nende mõju võtta arvesse mingi keskmise eelpingekaona. Näiteks kõrgemargiliste teraste puhul hinnati pingekadu 1500 kg/cm$^2$, s. o. ligikaudu 15% terase eelpinge väärtusest. CH 10-57 kohaselt arvestatakse eelpinge kadu diferentseeritult, mis sageli annab tunduvalt suurema üld-eelpingekao kui 1500 kg/cm$^2$.

Tähtsamaks eelpingekao põhjuseks on **betooni roomavus.**

Nagu nägime § 5, 4, jätkab betoon, mis on allutatud suurtele survepingetele, deformeerumist pikema aja kestel. Sellele nn. roomamisele kaasnevad ka pingevarraste deformatsioonid, mis kutsuvadki esile eelpingekao. Kõrgemargilise terase puhul säilitavad pingevardad betooni roomamisdeformatsioonidele vaatamata siiski peamise osa eelpingest, mistõttu kogu protsess vaatamata mõningatele terase relaksatsiooni elementidele on ikkagi põhiliselt roomamine. Suhteliselt madalate terasemarkide puhul võib betooni pingekadu olla väga suur ja seega kasvab ka relaksatsiooni osatähtsus kogu protsessis. Peamised katsed, mis betooni ajaliste deformatsioonide uurimisel on sooritatud, olid suunatud roomamisdeformatsioonide iseloomu selgitamiseks. Sellise komplekssе protsessi kirjeldamiseks, mis esineb pingebetoonis, pole aga senini teadaolevate katsete arv kaugeltki küllaldane. Seetõttu võib selles küsimuses tulevikus oodata seisukohtade olulisi korrigeerimisi.

Nagu nägime § 5.4, on roomamise lõpul maksimaalne roomamisdeformatsioon peaaegu lineaarne betoonile ra-

kendatud survepingega, kui viimane ei ületa $0{,}5\,R$, kuigi sellel lineaarsusel pinge ja deformatsiooni vahel pole midagi ühist *Hooke*'i seadusega. Edasi selgus, et lõppdeformatsioonid on seda suuremad, mida varasemas eas betoon koormatakse. Siit järeldub, et üldiselt elementides, mis on valmistatud I meetodi kohaselt ja mis vabastatakse välisreaktsioonidest suhteliselt kiirelt, esineb suurem roomamise lõppdeformatsioon resp. eelpinge kadu kui II meetodi kohaselt valmistatud elementide puhul, kus betooni eelpingestamine toimub ikka betooni vanemas eas.

Instruktsioonides CH 10-57 on antud seepärast I meetodi kohaselt valmistatud pingebetoonelementide pingevarraste eelpingekao jaoks avaldis

$$\Delta\sigma_a^{(1)} = \frac{kE_a R}{E_6^{\text{II}} R'}\left[\sigma_6 + 3R'\left(\frac{\sigma_6}{R'} - 0{,}5\right)\right] \qquad (4.20)$$

ja II meetodi kohaselt valmistatud elementide jaoks

$$\Delta\sigma_a^{(1)} = \frac{0{,}75\,kE_a R}{E_6^{\text{II}} R'}\left[\sigma_6 + 3R'\left(\frac{\sigma_6}{R'} - 0{,}5\right)\right]. \qquad (4.20')$$

Avaldistes (4.20) ja (4.20′) on

$R, R'$ — betooni margid: projekteeritud ja eelpingestamise hetkel;

$\sigma_6$ — betooni pinge pärast betooni eelpingestamist ilma eelpingekadudeta, kuid väliskoormuse mõju arvestamisega, mis eksisteerib kogu ekspluatatsiooni kestel (omakaal);

$k = 1$, kui kasutatakse kõrgemargilist külmalttõmmatud traati;

$k = 0{,}8$, kui kasutatakse kuumaltvaltsitud terast, sest sel juhul kahaneb betooni pinge $\sigma_6$ suhteliselt kiiremini, mis pidurdab roomamisefekti terase relaksatsiooni tõttu.

Avaldis sulgudes tuleb arvesse vaid siis, kui $\sigma_6 > 0{,}5\,R'$. Seega avaldis (4.20) annab kuni betooni pingeni $\sigma_6 = 0{,}5\,R'$ lineaarse seose $\sigma_6$ ja roomamisdeformatsiooni resp. eelpingekao vahel. Betooni suuremate pingete puhul

aga kasvavad eelpingekaod pingetest kiiremini. Koormamise mõju betooni varasemas eas võetakse arvesse betooni margi $R'$ abil. Nagu näeme, on otstarbekohane kasutada võimalikult kõrgemat betooni marki ($E_6^{\text{н}}$ on siis suurem) ja ka terase marki, mille elastsusmoodul on võimalikult väike (mõnede kõrgemargiliste terastraatide puhul on elastsusmoodul väiksem).

Kui näiteks betooni pinge $\sigma_6 = 150$ kg/cm²; betooni mark M 400 ($E_a : E_6^{\text{н}} = 4{,}75$); $R' = 0{,}70 \cdot 400 = 280$ kg/cm²; $k = 1$, siis

$$\Delta\sigma_a^{(1)} = \frac{4{,}75}{0{,}70}\left[150 + 3 \cdot 280\left(\frac{150}{280} - 0{,}5\right)\right] = 1220 \text{ kg/cm}^2,$$

mis moodustab pingevarraste eelpingest 10 kuni 15%.

Pingebetoonkonstruktsioonide puhul, mis pidevalt asuvad kõrgendatud niiskusega keskkonnas (survetorud, reservuaarid, vaiad jne.), on võimalik arvutustes vähendada pingekadu betooni roomamisest 50% võrra.

Samadel tingimustel on sama soodustus kehtiv ka **betooni mahukahanemisest** põhjustatud eelpingekao puhul, mida I meetodi kohaselt valmistatud elementide pingevarrastes on üldiselt hinnatud $\Delta\sigma_a^{(2)} = 400$ kg/cm², aga II meetodi kohaselt valmistatud elementide pingevarrastes $\Delta\sigma_a^{(2)} = 300$ kg/cm². Toodud erinevusega eelpingekadudes võetakse arvesse asjaolu, et viimasel juhul on betooni suurema ea tõttu mahukahanemise deformatsioonid suuremal määral arenenud enne eelpingestamist kui esimesel juhul.

**Pingevarraste relaksatsiooni** mõjuga harilikkude temperatuuride juures arvestatakse instruktsioonides CH 10-57 esmakordselt. Nii tõmbe- kui ka survetsooni pingevarraste pingekadu on hinnatud

$$\Delta\sigma_a^{(3)} = 0{,}05\,\sigma_0 + 0{,}2\left(\sigma_0 - 0{,}65\,R_{\text{н}}^{\text{н}}\right), \qquad (4.21)$$

kusjuures ümmargustes sulgudes olev liige tuleb vaid siis arvesse, kui $\sigma_0 > 0{,}65\,R_{\text{н}}^{\text{н}}$, kus $R_{\text{н}}^{\text{н}}$ on pingevarda terase normitugevus. Praktikas peamiselt esinevatel karakteersete pingete juhtudel (vt. § 21. 5), kus ikka $\sigma_0 \leqslant 0{,}65\,R_{\text{н}}^{\text{н}}$, tuleb siit seega täiendav pingekadu 5%. Tuleb märkida, et pingekadu terase relaksatsioonist esineb vaid kõrgemargiliste

külmalttõmmatud terastraatide juures, kuna kuumaltvaltsitud teraste juures selle mõju ei arvestata. Erinevalt betooni roomamisest, mille protsess kustub kuude kestel, kustub terase relaksatsioon ühe päeva jooksul. Seetõttu on võimalik sellest eelpingekaost vabaneda, kui pingevardad ühe päeva pärast järele pingestada. See tülikas operatsioon on siiski praktikas raskelt teostatav, mistõttu on mõnel juhul kasutatud vastavalt *G. Magnel'i* ettepanekule (vt. § 6,3) pingevarraste nn. ületõmbamist, s. o. eelpingestamist mõnevõrra kõrgema pingega kui projektis ette nähtud, arvestusega, et pärast relaksatsiooni oleks pingevarraste eelpinge alanenud vajalikule suurusele.

**Järeleandmisi pingevarraste kinnitusosades** esineb vaid II meetodi (harvem ka I meetodi) kohaselt valmistatud elementide puhul. Arvestatakse ankrute järeleandmisega $\lambda = 0{,}2$ cm, mis on põhjustatud deformatsioonidest ankruplaatide kokkusurumisel. Kui ankrute fikseerimine toimub keermete või kiilutavate plaatide abil, võib võtta $\lambda = 0{,}1$ cm.

Seega siit pingekadu

$$\Delta\sigma_a^{(4)} = \frac{\lambda E_a}{l} \qquad (4.22)$$

ja on seda väiksem, mida suurem on pingevarda pikkus $l$. Siiski näiteks 10 m pikkuse elemendi puhul on

$$\Delta\sigma_a^{(4)} = \frac{0{,}2 \cdot 2 \cdot 10^6}{1000} = 400 \text{ kg/cm}^2,$$

s. o. 4—5% eelpingest enesest.

**Temperatuuri mõjul** stendidel pingestatud pingevarraste (I meetod) puhul, kui betooni kivistumise kiirendamiseks kasutatakse termilist töötlemist, esineb ka küllalt suur eelpingekadu. Stendi välistugede vahele pingestatud pingevarras kaotab värske betooni soojendamisel (näiteks aurutamise teel) osa oma pingest relaksatsiooni tõttu. Betooni jahtudes esialgne pingeolukord terases ei taastu, kuna vahepeal kivistunud ja pingevardaga nakkunud betoon teeb pingevardaga kõik temperatuurideformatsioonid kaasa. Arusaadavalt ei esine seda nähet voolagregaatmenetluse puhul, sest siis satub aurutuskambrisse ka terasvorm, mille vastu pingevardad on pingestatud.

Pingevarraste relaksatsioon temperatuuri tõusul aurutamise protsessis ongi eelpingekadu, mille avaldis on käesolevalt

$$\Delta\sigma_a^{(5)} = \varepsilon_t E_a = \Delta t \alpha_t E_a \approx \Delta t \cdot 0{,}00001 \cdot 2 \cdot 10^6 = 20\,\Delta t, \tag{4.23}$$

kus $\Delta t$ on pingevarda ja stendi välistugede temperatuuride vahe.

Kui aurutustemperatuur on 70—80° C, siis on esinev temperatuuride vahe $\Delta t$ tõenäoliselt 30—50° C piires, mille puhul esineb oluline pingekadu 600—1000 kg/cm². Seepärast püütakse stendimenetluse rakendamisel vältida termilist töötlust ja kasutada kiirelt kivistuvaid tsemente jne.

Lisaks ülaltoodud eelpingekadudele võib esineda veel pingekadu torudele või reservuaaridele spiraalina keritud või rõngastena paigutatud eelpingestatud traadi **muljumisest betoonsüdamikule.** Instruktsioonid soovitavad sel juhul arvestada pingekaoks 300 kg/cm², kui südamiku läbimõõt on $\leqslant 3{,}0$ m. Reservuaaride puhul, mille läbimõõt on üle 3 m, tavaliselt seda pingekadu ei arvestata, kuid kõrgsurvetorude puhul osutub see vajalikuks.

**Ka suure sagedusega koormamise** mõjul võib esineda täiendav eelpingekadu, kuid sellest lähemalt § 27.

Tavaliselt pingestatakse pingevardad II meetodi puhul ühe- või paarikaupa. Seejuures esinevad pingekaod **varem pingestatud pingevarrastes** hiljem pingestatud varraste poolt põhjustatud betooni deformatsioonide tõttu. Ülesanne kujuneb seejuures võrdlemisi keerukaks. Ligikaudsetes arvutustes võib soovitada järgmist lahendusteed.

Pingevardad jaotatakse 3—4 gruppi, mille kõik vardad oletatakse pingestatuiks samaaegselt.

Eelpingekadu mingis pingevardas järgnevalt pingestatavate varraste toimel on siis

$$\Delta\sigma_a = n\Delta\sigma_6,$$

kus $n = \frac{E_a}{E_6}$ — terase ja betooni elastsusmoodulite suhe;

$\Delta\sigma_6$ — kogu pingevarda pikkuses keskmine betooni pinge vaadeldava grupi raskuskeskmes, mis on põhjustatud hiljem pingesta-

tud pingevarraste gruppide sisejõududest. Seejuures arvestatakse pingevarraste pingete puhul vaid neid kadusid, mis tekkisid kuni betooni eelsurveni.

Arvutuse eesmärgiks on iga grupi puhul määrata $\Delta\sigma_a$, mille võrra on soovitav varem pingestatud pingevarraste gruppe esialgselt üle tõmmata, võrreldes viimase grupi eelpingega (muidugi, kui seda võimaldab kasutatav teras).

Kokkuvõttes tekivad **I meetodi** kohaselt valmistatud pingebetooni pingevarrastes **eelpingekaod kuni betooni eelsurveni** terase relaksatsioonist ($\Delta\sigma_a^{(3)}$), temperatuuride vahest ($\Delta\sigma_a^{(5)}$) ja harvem kinnitusosade deformatsioonist ($\Delta\sigma_a^{(4)}$), **pärast betooni eelsurvet** — betooni roomamisest, mahukahanemisest ($\Delta\sigma_a^{(1)}$ ja $\Delta\sigma_a^{(2)}$ ja suure sagedusega korduvatest koormustest.

Seevastu **II meetodi** kohaselt valmistatud elementidel esinevad eelpingekaod **kuni betooni eelsurveni:** järeleandmistest kinnitusosades ($\Delta\sigma_a^{(4)}$), hiljem tõmmatavate pingevarraste mõjust ja pingevarraste hõõrdest kanalites; **pärast betooni eelsurvet** — betooni mahukahanemisest ja roomamisest ($\Delta\sigma_a^{(1)}$ ja $\Delta\sigma_a^{(2)}$); terase relaksatsioonist ($\Delta\sigma_a^{(3)}$) ja suure sagedusega korduvatest koormustest.

Instruktsioonide kohaselt peab arvestama summaarse eelpingekaoga vähemalt 1000 kg/cm², kuid summeerides ülalesitatud kadusid ulatub üldine pingekadu tegelikult real juhtudel kuni 3000 kg/cm² ja rohkemgi. Pingevarraste hilisema järelpingestamise korral on võimalik eelpinge summaarset kadu vähendada eelpingestuste diferentsi võrra, kuid ka sel juhul peab arvestama vähemalt 50% sellest pingekaost, mis esineks juhul, kui järelpingestus ei toimuks.

Võib arvata, et pingekadude küsimus seisab veel kaua uurijate päevakorras. Näiteks toimus antud juhul eelpingekadude mehaaniline summeerimine. Tegelikult mõjutavad pingekaod üksteist vastastikku, mistõttu tundub, et käesolev eelpingekadude määramise metoodika annab eelpingekaod mõninga veaga tagavara kasuks.

## 5. MAKSIMAALSED LUBATAVAD EELPINGED JA PINGEBETOONI KARAKTEERSED PINGED

Järgnevalt tuleb kokku leppida pingebetoonelementide üksikute iseloomustavate tööstaadiumide suhtes. Esmalt tuleb lühidalt analüüsida seisundit, kus **betooni pinge pingevarraste raskuskeskmele vastavas kius võrdub nulliga,** mis esineb nii I kui ka II meetodi kohaselt valmistatud elementide puhul siis, kui väliskoormuse toimel neelatakse samas kius kogu betooni eelsurve. Pingevarraste pinget tähistatakse siis $\sigma_0$-ga (betooni pinge on siis $\sigma_б = 0$).

Ilmselt on sama karakteerne pinge $\sigma_0$ pingevarrastes nende eelpingestamise lõpul, kui element valmistatakse I meetodi kohaselt. Seega osutub $\sigma_0$ sel juhul **kontrollpingeks,** mida kontrollitakse eelpingestuse lõpul kas hüdraulilise pressi manomeetriga või mõnel muul teel.

Betooni eelpingestuse käigus saab betoon eelpinge $\sigma_б$, millele vastav pingelang pingevardas on $n\sigma_б$.

Seega on pärast betooni eelpingestamise lõppu pingevarrastes pinge

$$\sigma_н = \sigma_0 - n\sigma_б \qquad (4.24)$$

ja betoonis, nagu juba märgitud, $\sigma_б$. Seejuures pole väliskoormuste mõju veel arvestatud, kuigi betooni eelpingestusel sageli kaasneb automaatselt ka pingebetoonelemendi omakaalu mõju.

Pingevarda **karakteerne pinge** $\sigma_н$ on ilmselt pingevarraste kontrollpinge pingebetoonelementide valmistamisel II meetodi kohaselt.

Ekspluatatsiooniolukorras ei või pingebetoonkonstruktsioonis üldiselt esineda suuremat pinget kui $\sigma_0$, mis on normidega piiratud järgmiselt.

**Kõvade teraste puhul,** kus tugevusparameetriks on purustav pinge, peab

$$\sigma_0 \leqslant 0{,}65\,R_н^н, \qquad \text{kuid} \qquad \sigma_0 \geqslant 0{,}4\,R_н^н,$$

kus $R_н^н$ on terase normitugevus.

Kui selliste jäikade teraste puhul hinnata voolavuspiiri $0{,}7\,R_н^н$, siis näeme, et toodud kitsendusega hoitakse $\sigma_0$ teatud kauguses voolavuspiirist. Olgu märgitud, et paljudes välisriikides on analoogiliseks tingimuseks $\sigma_0 \leqslant 0{,}55\,R_н^н$.

Alumine piir ($\sigma_0 \geqslant 40\%\,R_н^н$) on põhjustatud tähelepanekutest, et väiksemate eelpingete juures osutub tegelik elemendi purustav koormus mõningatel juhtudel katsetel väiksemaks, kui võis oodata vastavalt kandevõime arvutustele. Näiteks vähearmeeritud tugevdatud betoontõmbetsoonidega elementide (plaadid, paneelid jne.) puhul võib pragudekindlus ja jäikus osutuda küllaldaseks isegi ilma betooni erilise eelsurveta. Kuid nõrgalt eelpingestatud pingevarraste puhul pärast pragude tekkimist kasvab pragude laius pingevarraste suure venivuse tõttu kiirelt ja survetsooni kõrgus kahaneb järsult, mis kutsubki esile konstruktsioonide enneaegse purunemise.

**Pehmete teraste puhul,** kus iseloomulikuks tugevusparameetriks on voolavuspiir, on nõutav, et

$$\sigma_0 \leqslant 0{,}9\,R_н^н.$$

$R_н^н$ on pingevarraste terase normivoolavuspiir. NSV Liidus on pingebetoonkonstruktsioonides kasutatavate teraste liikide normitugevused esitatud lisas toodud tabelites 23 ja 24.

On siiski lubatud minna eelpingestamisel kõvade teraste puhul kuni $\sigma_0 = 0{,}75\,R_н^н$ ja pehmete teraste puhul $\sigma_0 = R_н^н$, kuid ainult järgmistel juhtudel:

a) survetsooni pingevarraste puhul, mille ülesandeks on tagada pragudekindlust betooni eelsurve andmisel, elemendi transpordil ja montaažil;

b) pingevarraste ajutisel ületõmbamisel, mille eesmärgiks on kas saavutada konstantne elastsusmoodul või kompenseerida terase relaksatsioonist, pingevarraste mitteüheaegsest pingestusest ning stendil temperatuuride vahest $\Delta t$ tekkivaid eelpingekadusid.

Olgu märgitud, et pingebetooni **karakteersete pingete** $\sigma_0$, $\sigma_н$, $\sigma_б$ all mõeldakse neid ülaltoodud tähendustes nii ilma eelpingekadudeta, eelpingekadudega enne betooni eelpingestamist ja ka summaarse eelpingekaoga.

Nagu järgnevalt näeme, osutub ikka vajalikuks määrata $\sigma_н$ ja $\sigma_б$, kui on antud $\sigma_0$. See ülesanne lahendatakse vastavalt tugevusõpetusele, vaadeldes antud elemendi netoristlõiget redutseerituna näiteks betoonile (korrutades vastavad armatuuri ja pingevarraste pinnad elastsusmoodulite suhtega $n$) ja maha arvates avaused (näit. kanalite ristlõiked jne.).

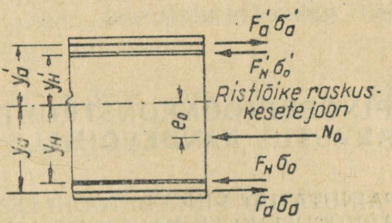
Järgnevalt esitatud mõttekäigud on kehtivad üldiselt nii I kui ka II meetodi kohaselt valmistatud elementide kohta. Kogu surve- ja tõmbetsooni pingevarraste ja hariliku armatuuri sisejõudude resultanti vaadeldakse antud ristlõikes resulteeriva välisjõuna, mis põhjustab üldiselt ekstsentrilist survet (vt. tõmmatud varda näide § 17). Selle jõu suurus on

$$N_0 = F_н \sigma_0 + F'_н \sigma'_0 - F_a \sigma_a - F'_a \sigma'_a \qquad (4.25)$$

ja tema ekstsentrilisus ristlõikes raskuskeskme suhtes on

$$e_0 = \frac{F_н \sigma_0 (y_н + y'_н) + F'_a \sigma'_a (y'_a - y'_н) - F_a \sigma_a (y_a + y'_н)}{N_0} - y'_н, \qquad (4.26)$$

kus geomeetrilised suurused on näidatud joon. 239. Alumised indeksid «н» viitavad pingevarrastele, «а» — harilikule armatuurile; ülakoma viitab survetsooni varrastele.




*Joon. 239*

Pärast betooni eelpingestamist esineb betooni kius, mis on määratud kaugusega $y$ ristlõike raskuskeskmest, seega järgmine pinge:

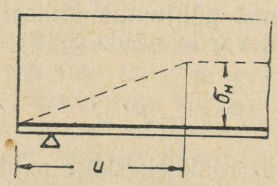
$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} \pm \frac{N_0 e_0}{I_{бп}} y, \qquad (4.27)$$

mis on tugevusõpetusest tuntud ekstsentrilise surve avaldis. $F_{бп}$, $I_{бп}$ on vastavalt redutseeritud netoristlõike pind ja inertsmoment.

Pingevarrastes esinevad pinged on seejuures

$$\sigma_н = \sigma_0 - n\sigma_б = \sigma_0 - n\left(\frac{N_0}{F_{бп}} \pm \frac{N_0 e_{0y} y_н}{I_{бп}}\right). \quad (4.24')$$

Vajaduse korral võib samu avaldisi kasutades arvutada $\sigma_б$ ja $\sigma_н$, arvestades mistahes pingekadude kombinatsiooni.




*Joon. 240*

Kui tala tugistus lõpeb enne kui otsenakkega pingevarda nakkeala (§ 21. 2, 2), siis vastavalt CH 10-57 tuleb oletada: $\sigma_н = \sigma_б = 0$ elemendi otsas, kusjuures nad muutuvad nakkeala pikkusel lineaarselt kuni suurusteni $\sigma_н$ ja $\sigma_б$ (joon. 240). Toelähedased ristlõiked, kus esinevad suurimad põikjõud, võivad osutuda mitte täiel määral ettesurutuks. Seetõttu tuleb tõmbepeapingete suurusi kontrollida eriti nakkeala ulatuses.

## § 22. PINGEBETOONKONSTRUKTSIOONIDE ARVUTUS KANDEVÕIMELE

### 1. PAINUTATUD PINGEBETOONELEMENTIDE KONTROLL ARVUTUSLIKULE PAINDEMOMENDILE

Nagu varem märgitud (§ 17), pole pingebetooni ja hariliku raudbetooni purunemisolukordades olulisi erinevusi, sest purunemisolukorras lähevad terase plastiliste deformatsioonide arenemisega terase eelpingestusega saavutatud erinevused põhiliselt kaotsi.

CH 10-57 annab mistahes kujuga sümmeetrilise ristlõike jaoks tasakaalutingimustest tuletatud võrrandite süsteemi:

$$M \leqslant m(R_{\text{иу}} S_{\text{б}} + R_{\text{ау}} S_{\text{а}} + \sigma_{\text{с}}' S_{\text{н}}); \qquad (4.28)$$

$$R_{\text{ау}} F_{\text{а}} + R_{\text{ну}} F_{\text{н}} - R_{\text{ау}} F_{\text{а}}' - \sigma_{\text{с}}' F_{\text{н}}' = R_{\text{иу}} F_{\text{б}}, \qquad (4.29)$$

mis vastab avaldistele (2.18) ja (2.19).

Samuti esinevad siin tingimused (2.20):

$$S_{\text{б}} \leqslant 0{,}8\, S_0, \quad z \leqslant h_0 - a'.$$

Erinevused, mis esinevad avaldistes (4.28), (4.29) võrreldes (2.18), (2.19), on järgmised.

Avaldistes (4.28) ja (4.29) esineb suurus $\sigma_{\text{с}}'$, mis on survetsooni pingevarraste (üldiselt) tõmbepinge betooni survetsooni purunemise hetkel

$$\sigma_{\text{с}}' = R_{\text{ну}} - \sigma_0', \qquad (4.30)$$

kus $\sigma_0'$ — survetsooni pingevarraste karakteerne pinge ühes nende eelpingekadudega, mis vaadeldava momendini on toimunud;

$R_{\text{ну}}$ — survetsooni pingevarraste pingekadu survetsooni purunemisdeformatsioonist. Ilmselt $R_{\text{ну}} = E_{\text{а}}\, \varepsilon_{\text{б}}' \approx 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2\% = 4200$ kg/cm². Instruktsioonides on piiratud see suurus 3600 kg/cm²-ga, mistõttu

$$\sigma_{\text{с}}' = 3600 - \sigma_0' \qquad (4.30')$$

on üldiselt negatiivne.

Survetsooni pingevarraste sisejõud põhjustavad seega purunemismomendil survetsoonis välissurvejõu $F_{\text{н}}'\, \sigma_{\text{с}}'$, mis sisuliselt nõrgestab survetsooni vastupanu. Survetsooni pingevarraste mõju on lubatud mitte arvestada, kui on täidetud tingimus $S_{\text{б}} \leqslant 0{,}4\, S_0$.

Avaldistes (4.28) ja (4.29) on $S_{\text{н}}$, $F_{\text{н}}$, $F_{\text{н}}'$ vastavalt pingevarraste staatiline moment tõmbetsooni armatuuri

raskuskeskme kohta, tõmbetsooni ja survetsooni pingevarraste pinnad.

Avaldistes (4.28) ja (4.29) esinevad materjalide tugevusparameetrid $R_{иу}$, $R_{ау}$ jne. on nn. **tingimuslikud arvutustugevused**, mille puhul arvutustugevused (normitugevuste ja materjalide ühtlustegurite korrutised) on korrutatud veel materjalide töötamistingimuste teguritega $m_н$, $m_а$, $m_{на}$ jne. Tingimuslikud arvutustugevused on toodud lisas tabelites 25, 26, 27.

Teraste puhul on seejuures arvestatud järgmiste töötamistingimuse teguritega, mis erinevad ühest:

a) eelpingestamata armatuuriterase töötamistingimuse tegurid on üldiselt vastavad НиТУ 123-55 (vt. § 8.2), kuid järgmiste erinevustega: külmaltmuljutud perioodilise profiiliga terase jaoks $m_а = 0{,}70$; ainult deformatsiooni kontrollimisega kaliibritud terastest 25Г2С ja Ст. 5 tõmbevarraste puhul, kui betooni mark on 150 või kõrgem — $m_а = 0{,}9$;

b) külmalttõmmatud traatidest ja külmaltmuljutud perioodilise profiiliga terastest pingevarraste puhul $m_{на} = 0{,}7$;

c) ainult deformatsiooni kontrollimisega kaliibritud terastest 25Г2С ja Ст. 5 pingevarraste puhul $m_{на} = 0{,}9$;

d) kuumaltvaltsitud terastest eelpingestatud rangide ja ülespöörete puhul nende arvutamisel põikjõule $m_{нн} = 0{,}8$;

e) samadel, kuid külmalttõmmatud traatidest, nende arvutamisel põikjõule ja paindele kaldprao suhtes $m_{нн} = 0{,}7$, kusjuures see tegur tuleb painde puhul arvesse vaid siis, kui traat pööratakse üles suurema nurga all kui 30° ümber varda, mille läbimõõt on väiksem kui $8d$.

Betooni puhul on arvestatud järgmiste ühest erinevate töötamistingimuse teguritega:

a) betooni survetsooni tugevuse kontrollil betooni eelsurvele $m_б = 1{,}2$;

b) pragude vältimise kontrollil tõmbetsooni vastupanu arvestamisel $m_{бр} = 1{,}5$.

Ülejäänud tähistused avaldistes (4.28) ja (4.29) on samad, mis (2.18) ja (2.19). Olgu märgitud, et samades

avaldistes võib võtta kõik geomeetrilised suurused $S_0$, $h_0$, $S_н$, $S_a$ tõmbetsooni pingevarraste raskuspunkti suhtes, kui hariliku armatuuri arvutus-sisejõud ($F_a R_{ay}$) ei ületa 20% pingevarraste arvutus-sisejõust.

Ristkülikuliste või plaadiga tõmbetsoonis ristlõigete puhul annavad avaldised (4.28) ja (4.29)

$$M \leqslant m\left[R_{иу}\, bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + \sigma_c' F_н'\left(h_0 - a_н'\right) + \right.$$
$$\left. + R_{ay} F_a'\left(h_0 - a'\right)\right], \qquad (4.28')$$

$$R_{иу} F_н + R_{ay} F_a - \sigma_c' F_н' - R_{ay} F_a' = R_{иу}\, bx, \qquad (4.29')$$

kusjuures peavad olema täidetud tingimused

$$x \leqslant 0{,}55\, h_0;\ x \geqslant 2\, a'.$$

Avaldisi (4.28′) ja (4.29′) kasutatakse peamiselt antud ristlõike kontrolliks, mis võiks toimuda järgneva skeemi kohaselt. Leiame (4.29′) põhjal

$$\alpha_I = \frac{x}{h_0} = \frac{F_н R_{иу} + F_a R_{ay} - F_н' \sigma_c' - F_a' R_{ay}}{b h_0 R_{иу}} \leqslant 0{,}55. \qquad (4.31)$$

Lisas toodud tabeli 9 abil leiame antud $\alpha_I$ puhul $A_{0I} = \frac{x}{h_0}\left(1 - \frac{x}{2h_0}\right)$, mille järel vastavalt (4.28′) saame

$$M = m\left[A_{0I}\, bh_0^2 R_{иу} + F_н' \sigma_c'\left(h_0 - a_н'\right) + F_a' R_{ay}\left(h_0 - a'\right)\right]. \qquad (4{:}32)$$

Vajaliku survearmatuuri $F_a'$, kui $\alpha_I = 0{,}55$ ja ülejäänud suurused antud, leiame samuti (4.28′) abil

$$F_a' = \frac{\frac{M}{m} - \sigma_c' F_н'\left(h_0 - a_н'\right) - 0{,}4\, bh_0^2 R_{иу}}{R_{ay}\left(h_0 - a'\right)}. \qquad (4.33)$$

Vajaliku pingevarraste ristlõike tõmbetsoonis $F_н$ leiame järgmiselt.

Arvutame $A_{0I}$ avaldisest (4. 32)

$$A_{0I} = \frac{\frac{M}{m} - \sigma_c' F_н' (h_0 - a_н') - R_{ay} F_a' (h_0 - a_a')}{b h_0^2 R_{нy}}. \qquad (4.34)$$

Tabeli 9 abil määrame $A_{0I}$ väärtusele vastava $\alpha_I$ ja (4. 31) annab

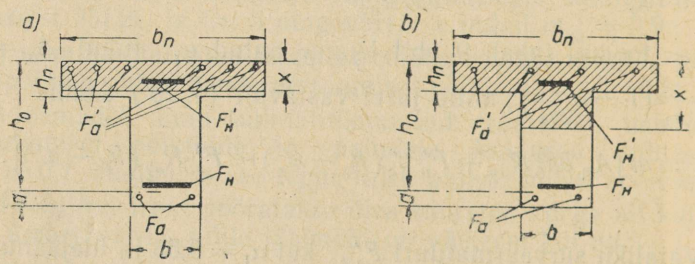
$$F_н = \frac{\alpha_I b h_0 R_{иy} + F_a' R_{ay} + F_н' \sigma_c' - F_a R_{ay}}{R_{нy}}. \qquad (4.35)$$

Pingebetoonelementide juures esineb sageli **ribiplaat-ristlõige plaadiga survetsoonis.**

Siis võib esineda kaks juhtu: nulljoon asetseb plaadi kõrguse $h_п$ ulatuses (joon. 241, *a*) või lõikab ribi (joon. 241, *b*). Esimesel juhul on plaadi kui survetsooni tugevus suurem terasvarraste piirjõust, s. o.

$$R_{нy} F_н + R_{ay} F_a - R_{ay} F_a' - \sigma_c' F_н' \leqslant R_{иy} b_п h_п. \qquad (4.36)$$

Sel juhul võib ristlõiget arvutada ristkülikulisena, laiusega $b_п$.




*Joon. 241*

Nagu hariliku raudbetooni puhul, on võimalik ka siin oletada, kui $h_п : h_0 \leqslant 0{,}2$, et survetsooni resultant asetseb plaadi keskel; sel juhul annab (4. 28)

$$M \leqslant m (R_{нy} F_н + R_{ay} F_a) \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right). \qquad (4.28'')$$

Kui tingimus (4. 36) pole täidetud, on tegemist juhuga, mis on esitatud joonisel 241, *b*. Siis toimub arvutus analoogiliselt avaldistele (2. 16) ja (2. 17). Purustava momendi leiame avaldisest

$$M \leqslant m\left[R_{иу}\, bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + 0{,}8\, R_{иу}(b_п - b)\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)h_п + \right.$$
$$\left. + \sigma_c'\, F_н'(h_0 - a_н') + R_{ау} F_a'(h_0 - a_a')\right], \qquad (4.37)$$

kusjuures nulljoone kauguse $x$ leiame avaldisest:

$$R_{ну}F_н + R_{ау}F_a - \sigma_c' F_н' - R_{ау}F_a' = R_{иу}[bx + 0{,}8(b_п - b)h_п]. \qquad (4.38)$$

Seejuures nulljoone kaugus peab rahuldama tingimust (2. 20), mis omab siin järgmise kuju:

$$S_б \leqslant A_{0\,max}\, bh_0^2,$$

kus

$$A_{0\,max} = 0{,}4\left[1 + 2\,\frac{h_п}{h_0}\left(\frac{b_п}{b} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\,\frac{h_п}{h_0}\right)\right],$$

mida on antud $b_п : b$ ja $h_п : h_0$ puhul võimalik leida lisas toodud graafiku 2 abil. Praktiline arvutus võib toimuda järgmiselt. Arvutusmomendi kontrollil leiame $\alpha_I$ vastavalt avaldisele (4. 31) ja

$$\alpha_{III} = 0{,}8\,\frac{(b_п - b)h_п}{bh_0}. \qquad (4.39)$$

Edasi leiame tabelist 9 vastavalt $\alpha_{II} = \alpha_I - \alpha_{III}$ kordaja $A_{0\,II}$ ja lõpuks arvutusmomendi

$$M = m\left[(A_{0\,II} + A_{0\,III})\, bh_0^2 R_{иу} + F_н'\,\sigma_c'(h_0 - a_н') + \right.$$
$$\left. + F_a' R_{ау}(h_0 - a_a')\right], \qquad (4.40)$$

kus

$$A_{0\,III} = 0{,}8\,\frac{h_п}{h_0}\left(\frac{b_п}{b} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\,\frac{h_п}{h_0}\right).$$

$\alpha_{III}$ ja $A_{0III}$ võib leida graafikust 3 lisas.

Vajaliku survearmatuuri võib leida avaldisest (4.41):

$$F'_a = \frac{\frac{M}{m} - \sigma'_c F'_н (h_0 - a'_н) - A_{0\,max} b h_0^2 R_{иу}}{R_{ау} (h_0 - a'_a)}. \quad (4.41)$$

Et määrata tõmbetsooni pingevarraste vajalik pind, leiame kõigepealt

$$A_{0\,II} = \frac{\frac{M}{m} - \sigma'_c F'_н (h_0 - a'_н) - R_{ау} F'_a (h_0 - a'_a)}{b h_0^2 R_{иу}} - A_{0\,III}. \quad (4.42)$$

Lisas toodud graafiku 3 abil leiame $A_{0\,II}$-le vastava $\alpha_{II}$;

$$F_н = \frac{(\alpha_{II} + \alpha_{III}) b h_0 R_{иу} + F'_н \sigma'_c + F'_a R_{ау} - F_a R_{ау}}{R_{иу}}. \quad (4.43)$$

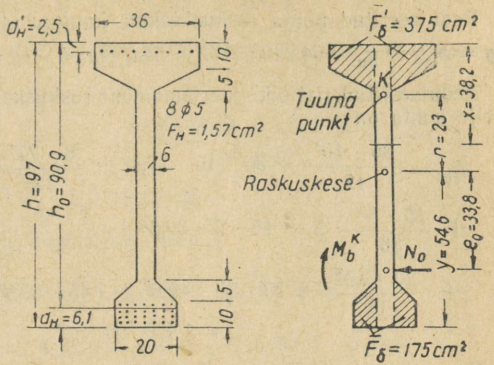
Kaasatöötava plaadi laiuse kohta maksavad üldiselt samad tingimused nagu § 8.3. Pingebetooni puhul kehtivad veel täiendavad kitsendused: kui $h_п < h/20$, siis survetsooni plaati arvutustes ei arvestata ja ristlõiget arvutatakse kui ristkülikulist laiusega $b$; kui $\frac{h}{10} > h_п > \frac{h}{20}$, siis arvestatav plaadi laius on $b_п = 6h_п + b$.

**Näide 36.**

I meetodi kohaselt valmistatud konstantse ristlõikega katusetala (joon. 242) avaga 11,6 m kannab järgmist normikoormust:

| | |
|---|---|
| katusepaneelide ja -katte kaal | — 1140 kg/m, |
| soojaisolatsioon | — 480 „ |
| lumi | — 600 „ |
| tala omakaal | — 280 „ |
| | $q^н$ = 2500 kg/m |

Valitud betooni mark M 400 (juht B). Harilik armatuur puudub. Pingevardad valitud külmalttõmmatud perioodilise profiiliga, $d = 5$ mm, terastraatidest ГОСТ 8480-57. Survetsoonis 8 traati ($F'_н = 1{,}57$ cm²), tõmbetsoonis 40 traati ($F_н = 7{,}84$ cm²). Tala valmistamisel kasutatakse termilist töötlust, kusjuures traatide ja välis-




*Joon. 242*

tugede temperatuuride vahe on $\Delta t = 20°$. Töötamistingimuse tegur $m = 1$.

Kontrollime tala tugevust.

Kasutatud traadi margi puhul (vt. lisa tabelid 23 ja 26) $R_н^н = 15\,000$ kg/cm², $R_{ну} = 8400$ kg/cm². Kuna esinevad eelpingekaod ka temperatuurilangust $\Delta t$, on käesolevalt valitud kontrollpinge $\sigma_0 = \sigma'_0 = 0{,}75\,R_н^н = 11\,250$ kg/cm².

Määrame eelpingekao kuni betooni eelpingestamiseni. Pingevarraste relaksatsioonist

$$0{,}05\,\sigma_0 + 0{,}2(\sigma_0 - 0{,}65\,R_н^н) = 860 \text{ kg/cm}^2.$$

Pingevarraste kinnitusosade järeleandmise mõjust loobume.

Kaod temperatuurilangust $20\,\Delta t = 400$ kg/cm².

Seega kaod kuni betooni eelsurveni 1260 kg/cm².

Et arvutada kadusid betooni roomamisest, tuleb arvutada betooni eelsurvepinge $\sigma_б$, milleks omakorda tuleb arvutada redutseeritud ristlõige.

$$n = \frac{E_а}{E_б^н} = \frac{1{,}8 \cdot 10^6}{0{,}38 \cdot 10^6} = 4{,}75;\ n\,F'_н = 4{,}75 \cdot 1{,}57 = 7{,}45 \text{ cm}^2;$$

$$nF_н = 4{,}75 \cdot 7{,}84 = 37{,}2 \text{ cm}^2.$$

Redutseeritud ristlõige:

$$F_{бп} = 36 \cdot 10 + 15 \cdot 5 + 6 \cdot 77 + 20 \cdot 10 + 7 \cdot 5 + 37{,}2 + 7{,}45 =$$
$$= 1177 \text{ cm}^2.$$

Redutseeritud pinna staatiline moment alumise tõmmatud serva kohta

$$S_{бп} = 36 \cdot 10 \cdot 92 + 15 \cdot 5 \cdot 85{,}3 + 6 \cdot 77 \cdot 48{,}5 + 7{,}45 \cdot 94{,}5 +$$
$$+ 20 \cdot 10 \cdot 5 + 7 \cdot 5 \cdot 11{,}7 + 37{,}2 \cdot 6{,}1 = 64\,240 \text{ cm}^3.$$

Redutseeritud pinna raskuskeskme kaugus alumisest servast on

$$y = S_{\text{бп}} : F_{\text{бп}} = 64\,240 : 1177 = 54{,}6 \text{ cm}; \quad h - y = 97 - 54{,}6 = 42{,}4 \text{ cm}.$$

Redutseeritud ristlõike inertsmoment raskuskeset läbiva horisontaalse telje kohta on

$$I_{\text{бп}} = \frac{36 \cdot 10^3}{12} + 36 \cdot 10 \cdot 37{,}4^2 + \frac{6 \cdot 77^3}{12} + 6 \cdot 77 \cdot 6{,}1^2 +$$

$$+ \frac{15 \cdot 5^3}{36} \cdot 2 + 15 \cdot 5 \cdot 30{,}8^2 + \frac{7 \cdot 5^3}{36} \cdot 2 + 7 \cdot 5 \cdot 42{,}9^2 +$$

$$+ \frac{20 \cdot 10^3}{12} + 10 \cdot 20 \cdot 49{,}6^2 + 7{,}45 \cdot 39{,}9^2 + 37{,}2 \cdot 48{,}5^2 =$$

$$= 1\,480\,700 \text{ cm}^4.$$

Pingevarraste üldise resultandi kaugus alumisest servast on

$$\frac{1{,}57(97 - 2{,}5) + 7{,}84 \cdot 6{,}1}{1{,}57 + 7{,}84} = 20{,}8 \text{ cm}$$

ja ristlõike raskuskeskmest (joon. 242, *b*) $e_0 = y - 20{,}8 = 33{,}8$ cm.

Pingevarraste sisejõudude resultant, võttes arvesse pingekadusid kuni betooni pingestamiseni, on

$$N_0 = (F_{\text{н}} + F'_{\text{н}})\sigma_0 = (1{,}57 + 7{,}84)\ (11\,250 - 1260) = 94\,000 \text{ kg}.$$

Nüüd määrame betooni eelsurve $\sigma_6$ pingevarraste sisejõudude resultandi rakenduspunkti kius (4. 27):

$$\sigma_6 = \frac{N_0}{F_{\text{бп}}} + \frac{N_0 e_6^2}{I_{\text{бп}}} = \frac{94\,000}{1177} + \frac{94\,000 \cdot 33{,}8^2}{1\,480\,700} = 152 \text{ kg/cm}^2.$$

Pingekaod pärast betooni pingestamist on järgmised. Betooni roomamisest, kui betooni mark eelpingestamise hetkel on

$$R' = 0{,}7\,R = 280 \text{ kg/cm}^2; \quad k = 1 \quad (4.\,20):$$

$$\frac{k E_{\text{a}}}{E_6^{\text{н}}} \frac{R}{R'} \left[ \sigma_6 + 3R' \left( \frac{\sigma_6}{R'} - 0{,}5 \right) \right] =$$

$$= \frac{4{,}75}{0{,}7} \left[ 152 + 3 \cdot 280 \left( \frac{152}{280} - 0{,}5 \right) \right] = 1275 \text{ kg/cm}^2.$$

Mahukahanemisest põhjustatud eelpingekadu on hinnatud käesolevalt 400 kg/cm². Seega summaarne eelpingekadu pärast betooni pingestamist on 1675 kg/cm².

Survetsooni pingevarraste jääkpinge pärast pingekadusid ja survetsooni purunemisdeformatsiooni

$$\sigma_c' = 3600 - \sigma_0 = 3600 - (11\,250 - 1260 - 1675) = -4715 \text{ kg/cm}^2.$$

Leiame survetsooni kõrguse $x$, kui ristlõike laius on $b_п$ ja $R_{иу} = 210$ kg/cm²:

$$x = \frac{F_н R_{иу} - F_н' \sigma_c'}{b_п R_{иу}} = \frac{7{,}84 \cdot 8400 + 1{,}57 \cdot 4715}{36 \cdot 210} =$$

$$= 9{,}7 < 10 \text{ cm}.$$

Arvutusmoment on seega avaldisest (4.28′):

$$M = m\left[b_п x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) R_{иу} + F_н' \sigma_c'\left(h_0 - a_н'\right)\right] =$$

$$= 36 \cdot 9{,}7(90{,}9 - 4{,}85)210 - 1{,}57 \cdot 4715(90{,}9 - 2{,}5) =$$

$$= 56{,}5 \cdot 10^5 \text{ kgcm} = 56{,}5 \text{ tm}.$$

Arvutuskoormus on käesoleval juhul (ülekoormuse tegur omakaalu puhul 1,1; soojaisolatsiooni puhul — 1,2 ja lumekoormuse puhul 1,4) $q = 2980$ kg/m, mispuhul arvutusmoment

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2980 \cdot 11{,}6^2}{8} = 50\,800 \text{ kgm} < 56{,}5 \text{ tm}.$$

Seega valitud ristlõike tugevus on piisav.

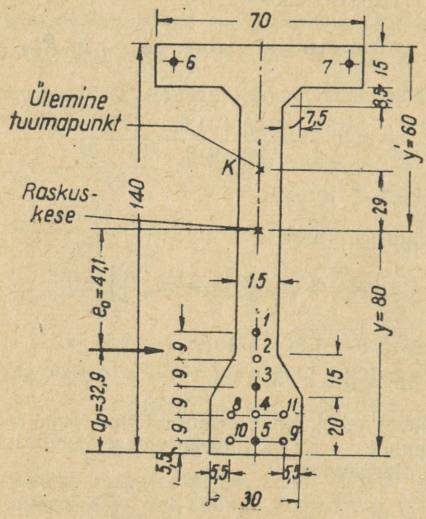
**Näide 37.**

Siin on osa pingevardaid asetatud kõverjooneliselt.

Joon. 243 esitatud ristlõikega üheavalise ($l = 12{,}0$ m) kraanatala pingevarraste skeem on esitatud joonisel 244. Maksimaalsed paindemomendid: arvutuslik paindemoment $M = 328$ tm; paindemoment normikoormustest $M^н = 245$ tm; vastavad põikjõud toel — $Q = 128{,}6$ t ja $Q^н = 103{,}65$ t, kusjuures on arvestatud dünaamilist tegurit $\mu = 1{,}2$. Betooni mark M 500 (grupp B). Pingevardad on koostatud kimpudena kõrgemargilisest külmalttõmmatud terastraadist ГОСТ 7348-55, Ø 5 mm. Valitud pingevardad survetsoonis on 2 [12Ø5 mm], s. o. $F_н' = 4{,}70$ cm²; tõmbetsoonis — 9 [18Ø5 mm], s. o. $F_н = 31{,}7$ cm². Tala valmistatakse II meetodi kohaselt, kusjuures eelpingestuse hetkel betooni mark $R' = R = 500$. Kõverjooneliste pingevarraste pingestus toimub kahe hüdraulilise pressiga mõlemast otsast samaaegselt. Pingevardad (kimbud) asetsevad plekktorudest kanalites läbimõõduga 50 mm.

Valitud käesolevalt karakteerne pinge

$$\sigma_0 = \sigma'_0 = 0{,}7 R_н^н = 0{,}7 \cdot 17\,000 = 11\,900 \text{ kg/cm}^2.$$




*Joon. 243*

Pingekaod ankrute järeleandmisest on

$$\frac{2\lambda_2 E_a}{l} = \frac{2 \cdot 0{,}1 \cdot 1{,}8 \cdot 10^6}{1200} = 300 \text{ kg/cm}^2.$$

Eelpingekaod pingevarraste hõõrdest kanalites hindame vastavalt § 21. 3, kusjuures arvutuste lihtsustamiseks oletame, et $\sigma_H \approx \sigma_0$. Sirgjooneliste kimpude *6, 7, 8, 9, 10* ja *11* puhul on eelpingekadu hõõrdest (vt. tabel § 21. 3):

$$\sigma_0 \left(1 - e^{-\kappa x}\right) = \sigma_0 \left(1 - e^{-0{,}003 \cdot 12}\right) = 11\,900 \cdot 0{,}036 = 428 \text{ kg/cm}^2.$$

Sama kõverjooneliste kimpude *4* ja *5* puhul:

$$\varphi_{4,5} = 12°50' = 0{,}224; \quad \mu = 0{,}35; \quad k = 0{,}003; \quad x = \frac{4}{2} = 2 \text{ m};$$

$$\sigma_0 \left(1 - e^{-(0{,}003 \cdot 2 + 0{,}35 \cdot 0{,}224)}\right) = 11\,900 \cdot 0{,}08 = 952 \text{ kg/cm}^2.$$

Sama kõverjooneliste kimpude *2* ja *3* puhul:

$$\varphi_{2,3} = 20°30' = 0{,}358; \quad \mu = 0{,}35;$$

$$\sigma_0 \left[1 - e^{-(0{,}006 + 0{,}35 \cdot 0{,}358)}\right] = 11\,900 \cdot 0{,}12 = 1428 \text{ kg/cm}^2.$$

Sama kimbu *1* puhul

$$\varphi_1 = 30° = 0{,}523; \quad \mu = 0{,}35;$$

$$\sigma_0 \left[1 - e^{-(0{,}006 + 0{,}35 \cdot 0{,}523)}\right] = 11\,900 \cdot 0{,}173 = 2060 \text{ kg/cm}^2.$$

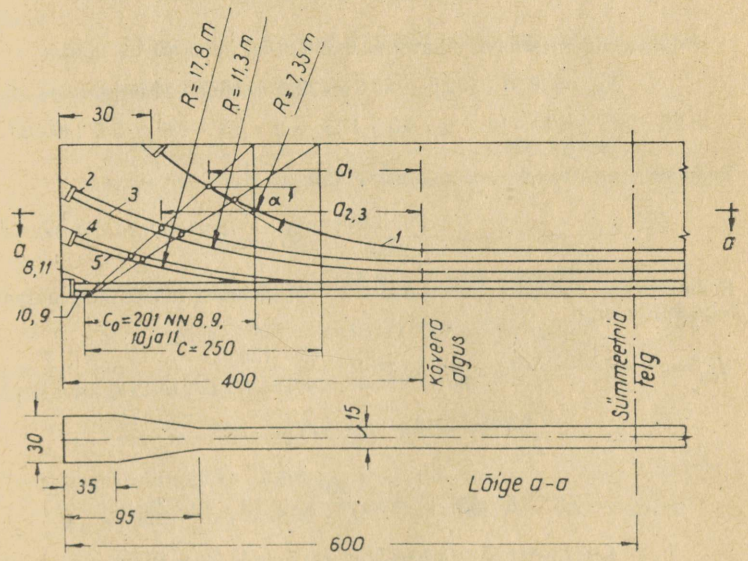
Seega kaod kuni betooni eelsurve lõpetamiseni on:

| Kimbu n | Pingekadu kg/cm² | Jääkeelpinge kg/cm² |
|---|---|---|
| *6, 7, 8, 9, 10, 11* | 728 | 11 172 |
| *4, 5* | 1252 | 10 648 |
| *2, 3* | 1728 | 10 172 |
| *1* | 2360 | 9 540 |

Pärast betooni eelsurvet tekkivad kaod on järgmised.
Mahukahanemisest — 300 kg/cm².
Roomamiskao määramiseks tuleb leida $\sigma_6$.

Pingevarraste pinna redutseerimise tegur

$$n = \frac{E_a}{E_6^H} = \frac{1\,800\,000}{410\,000} = 4{,}4.$$




*Joon. 244*

Ühe alumise pingevarda redutseeritud pind:

$$nf_н = 4{,}4 \cdot 0{,}196 \cdot 18 = 15{,}5 \text{ cm}^2;$$

sama ühe ülemise pingevarda kohta:

$$nf_н' = 4{,}4 \cdot 0{,}196 \cdot 12 = 10{,}3 \text{ cm}^2.$$

Kanali pind

$$f_0 = \frac{\pi \cdot 5^2}{4} = 19{,}6 \text{ cm}^2.$$

Seega ristlõike nõrgestus ühe alumise pingevarda tõttu on 19,6 — — 15,5 = 4,5 cm² ja ülemise pingevarda tõttu 19,6 — 10,3 = 9,3 cm². Tala redutseeritud ristlõige ava keskel:

$$F_{бп} = 15 \cdot 70 + 7{,}5 \cdot 8{,}5 + 15 \cdot 105 + 30 \cdot 20 + 15 \cdot 7{,}5 - - 9 \cdot 4{,}1 - 2 \cdot 9{,}3 = 3344 \text{ cm}^2.$$

Pingevarraste raskuskese asetseb kaugusel $a_p$ alumisest kiust:

$$a_p = \frac{4{,}7 \cdot 135 + 3{,}53 \cdot 41{,}5 + 7{,}06 \cdot 28 + 7{,}06 \cdot 3 \cdot 10}{4{,}7 + 31{,}75} = 32{,}6 \text{ cm}.$$

Redutseeritud ristlõike staatiline moment alumise serva kohta:

$$S_{бп} = 1050 \cdot 132{,}5 + 63{,}8 \cdot 122{,}4 + 1575 \cdot 72{,}5 + + 25 \cdot 225 + 600 \cdot 10 - 9 \cdot 4{,}5 \cdot 17{,}5 - 2 \cdot 9{,}3 \cdot 135 = 267\,140 \text{ cm}^3.$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus alumisest servast

$$y = \frac{267\,140}{3344} = 80 \text{ cm}.$$

Redutseeritud ristlõike inertsmoment raskuskeset läbiva horisontaaltelje kohta on

$$I_{бп} = \frac{70 \cdot 15^3}{12} + 70 \cdot 15 \cdot 52{,}5^2 + \frac{15 \cdot 125^3}{12} + 15 \cdot 125 \cdot 17{,}5^2 + + 2 \cdot \frac{7{,}5 \cdot 8{,}5^3}{36} + 7{,}5 \cdot 8{,}5 \cdot 42{,}2^2 + 2 \cdot \frac{7{,}5 \cdot 15^3}{36} + + 7{,}5 \cdot 15 \cdot 55^2 + \frac{15 \cdot 20^3}{12} + 15 \cdot 20 \cdot 70^2 - - 4{,}15\,(3 \cdot 74{,}5^2 + 3 \cdot 65{,}5^2 + 56{,}5^2 + 47{,}5^2 + 38{,}5^2) - - 2 \cdot 9{,}35 \cdot 55^2 = 7\,730\,000 \text{ cm}^4.$$

Kogu eelsurvejõud pärast betooni eelsurve lõpetamist on

$$N_0 = 4 \cdot 3{,}53 \cdot 11\,172 + 4{,}70 \cdot 11\,172 + 2 \cdot 3{,}53 \cdot 10\,648 + \\ + 2 \cdot 3{,}53 \cdot 10\,172 + 3{,}53 \cdot 9540 = 391\,200 \text{ kg}.$$

Selle jõu kaugus ristlõike raskuskeskmest on

$$e_0 = 0{,}8 - \\ - \frac{158 \cdot 0{,}1 + 52{,}5 \cdot 1{,}35 + 75{,}2 \cdot 0{,}1 + 71{,}8 \cdot 0{,}28 + 33{,}7 \cdot 0{,}415}{391{,}2} = \\ = 0{,}471 \text{ m} = 47{,}1 \text{ cm},$$

aga pingevarraste pinna raskuskeskme kaugus ristlõike raskuskeskmest on

$$e'_0 = 80 - 32{,}6 = 47{,}4 \text{ cm}.$$

Määrame betooni pinge pingevarraste pinna raskuskeskmes

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{N_0 e_0}{I_{бп}} e'_0 = \frac{391\,200}{3344} + \frac{391\,200 \cdot 47{,}1}{7\,730\,000} \cdot \\ \cdot 47{,}4 = 230 \text{ kg/cm}^2.$$

Kuna

$$\sigma_б = 230 \text{ kg/cm}^2 < 0{,}5 R' = 250 \text{ kg/cm}^2,$$

siis eelpingekadu roomamisest on

$$\Delta\sigma_a^{(1)} = 0{,}75 \cdot \frac{1 \cdot 230 \cdot 1{,}8 \cdot 10^6}{410\,000} = 800 \text{ kg/cm}^2.$$

Terase relaksatsioonist on pingekadu

$$0{,}05\,\sigma_0 + 0{,}2\,(\sigma_0 - 0{,}65 R_н^н) = 0{,}05 \cdot 11\,900 + \\ + 0{,}2\,(11\,900 - 0{,}65 \cdot 17\,000) = 765 \text{ kg/cm}^2.$$

Seega pingekadu pärast betooni eelsurvet on

$$300 + 800 + 765 = 1865 \text{ kg/cm}^2.$$

Teostame keskristlõike tugevuse kontrolli.

$$\sigma'_c = 3600 - \sigma'_0 = 3600 - (11\,172 - 1865) = -5700 \text{ kg/cm}^2.$$

Valitud terase margi puhul on $R_{ну} = 9500$ kg/cm².

Nulljoone sügavus on, arvestades nõrgestust kanalitega,

$$x = \frac{F_н R_{ну} - F'_н \sigma'_с + 2f_0 R_{ну}}{b_п R_{ну}} =$$

$$= \frac{31{,}75 \cdot 9500 + 4{,}7 \cdot 5700 + 2 \cdot 19{,}65 \cdot 260}{70 \cdot 260} = 18{,}5 > 15 \text{ cm}.$$

Seega tuleb arvestada ribi kaasatöötamist. Koostame projektsiooni-võrrandi (4.38) nulljoone sügavuse $x$ määramiseks:

$$F_н R_{ну} - F'_н \sigma'_с = R_{ну}[bx + 0{,}8\,(b_п - b)h_п + 2F_v - 0{,}8 \cdot 2f_0],$$

kus $F_v$ — vuudi pind, $f_0$ — kanali poolt põhjustatud nõrgestuse pind.

Asetades valemisse arvulised väärtused, saame

$$31{,}75 \cdot 9500 + 4{,}7 \cdot 5700 = 260\,[15x + 0{,}8(70 - 15)15 + 8{,}5 \cdot 7{,}5 -$$

$$- 0{,}8 \cdot 2 \cdot 19{,}65],$$

ja siit $x = 38{,}4$ cm.

Tõmbetsooni pingevarraste resulteeriva pinna kaugus alumisest servast $a_н = 17{,}5$ cm, seega $h_0 = 140 - 17{,}5 = 122{,}5$ cm. Arvutuslik moment on

$$M = R_{ну} bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + 0{,}8R_{ну}(b_п - b)h_п(h_0 - 0{,}5h_п) +$$

$$+ F'_н \sigma'_с (h_0 - a'_н) + R_{ну} F_v (h_0 - a_v) - 0{,}8R_{ну} \cdot 2f_0 (h_0 - a'_н) =$$

$$= 260 \cdot 15 \cdot 38{,}4(122{,}5 - 19{,}2) + 0{,}8 \cdot 260(70 - 15)\,15(122{,}5 -$$

$$- 7{,}5) - 4{,}7 \cdot 5700(122{,}5 - 5) + 260 \cdot 64(122{,}5 - 17{,}8) - 0{,}8 \cdot$$

$$\cdot 260 \cdot 2 \cdot 19{,}65 \cdot (122{,}5 - 5) = 32\,840\,000 \text{ kgcm} = 328{,}4 \text{ tm} \approx 328 \text{ tm}.$$

Seega vastab ristlõige kandevõime seisukohalt nõuetele.

II meetodi kohaselt vaimistatud elementide puhul osutub vajalikuks ette arvutada pingevarraste sisejõud nende pingestamise ajal, kusjuures oleks võetud arvesse üldine betooni eelsurvest tekkinud deformatsioon ja üksikute pingevarraste gruppide mitteüheaegne pingestamine.

Jagame pingevardad gruppideks nende pingestamise järjekorras (joon. 244): I grupp — nr. 1, 2, 3; II grupp — nr. 6, 7; III gr. — nr. 4, 5; IV gr. — 8, 9, 10, 11.

Määrame pingevarrastes nr. 1, 2, 3 vajalikud eeltõmbe sisejõud. Hiljem pingestatud pingevarraste gruppide mõjul esinevate pingekadude määramisel arvestatakse kogu pingevarraste pikkusel esinev keskmine betooni pinge $\Delta\sigma_{бk}$. Selleks leitakse $\Delta\sigma_б$ tala toelõikes ja ava kesklõikes, kusjuures $\Delta\sigma_{бk}$ on aritmeetiline keskmine.

Toeristlõikes on pingevarraste kalded iseloomustatud järgmiste andmetega:

pingevarraste

nr. 4, 5 puhul: $\alpha_{4,5} = 12°50'$; $\sin\alpha_{4,5} = 0{,}222$; $\cos\alpha_{4,5} = 0{,}975$;

nr. 2, 3 puhul: $\alpha_{2,3} = 20°30'$; $\sin\alpha_{2,3} = 0{,}351$; $\cos\alpha_{2,3} = 0{,}937$;

nr. 1 puhul: $\alpha_1 = 30°$; $\sin\alpha_1 = 0{,}500$; $\cos\alpha_1 = 0{,}866$.

Tala redutseeritud ristlõike pind teel on

$$F_{бп} = 15 \cdot 70 + 30 \cdot 125 - (4 \cdot 4{,}1 + 2 \cdot 9{,}3 + 2 \cdot 4{,}1 + 2 \cdot 4{,}1) = 4748 \text{ cm}^2.$$

Redutseeritud toeristlõike staatiline moment alumise serva kohta:

$$S_{бп} = 1050 \cdot 132{,}5 + 3750 \cdot 62{,}5 - (16{,}7 \cdot 10 + 18{,}6 \cdot 135 + 8{,}1 \cdot 54 + 7{,}8 \cdot 9{,}9) = 375\,000 \text{ cm}^3.$$

Seega raskuskeskme kaugus alumisest servast on $y = \frac{375\,000}{4748} = 79$ cm. Inertsmoment raskuskeset läbiva telje kohta on

$$I_{бп} = \frac{70 \cdot 15^3}{12} + 1050 \cdot 53{,}5^2 + \frac{30 \cdot 125^3}{12} + 3750 \cdot 16{,}5^2 - (16{,}4 \cdot 69^2 + 18{,}6 \cdot 56^2 + 8{,}1 \cdot 25^2 + 7{,}8 \cdot 20^2) = 8\,739\,000 \text{ cm}^4.$$

Leiame $\Delta\sigma_{бk}^{I\,II}$ (s. o. keskmise pinge I grupi raskuskeskmes II pingevarraste grupi toimel).

$$N_0^{II} = 4{,}7 \cdot 11\,172 = 52\,000 \text{ kg}.$$

Toeristlõikes asetseb I grupi raskuskese alumisest servast kõrgemal

$$y = (2 \cdot 99 + 135) : 3 = 111 \text{ cm}.$$

Seega $e_0^I = 111 - 79 = 32$ cm; $e_0^{II} = 56$ cm.

$$\Delta\sigma_б^{I\,II} = \frac{52\,000}{4748} + \frac{52\,000 \cdot 55}{8\,739\,000} \cdot 32 = 22 \text{ kg/cm}^2.$$

Ava keskristlõikes on

$$\Delta\sigma_б^{I\,II} = \frac{52\,000}{3344} - \frac{52\,000 \cdot 55}{7\,730\,000} \cdot 47{,}5 = -2 \text{ kg/cm}^2.$$

Seega

$$\Delta\sigma_{бk}^{I\,II} = \frac{22-2}{2} = 10 \text{ kg/cm}^2.$$

III grupi mõju: $N_0^{III} = 7{,}06 \cdot 10\,648 = 75\,500$ kg.

Toeristlõikes

$$\Delta\sigma_б^{I\,III} = \frac{75\,500}{4748} - \frac{75\,500 \cdot 25}{8\,739\,000} \cdot 32 = 9 \text{ kg/cm}^2;$$

ava keskel

$$\Delta\sigma_б^{I\,III} = \frac{75\,500}{3344} + \frac{75\,500 \cdot 70}{7\,730\,000} \cdot 47{,}5 = 55 \text{ kg/cm}^2.$$

IV grupi mõju: $N_0^{IV} = 4 \cdot 3{,}53 \cdot 11\,172 = 158\,000$ kg.
Toeristlõikes

$$\Delta\sigma_б^{I\,IV} = \frac{158\,000}{4748} - \frac{158\,000 \cdot 70}{8\,739\,000} \cdot 32 = -7 \text{ kg/cm}^2.$$

Ava keskel

$$\Delta\sigma_б^{I\,IV} = \frac{158\,000}{3344} + \frac{158\,000 \cdot 70}{7\,730\,000} \cdot 47{,}5 = 115 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta\sigma_{бk}^{I\,IV} = \frac{115-7}{2} = 54 \text{ kg/cm}^2.$$

Seega üldine I grupi betooni pingekadu on

$$\Delta\sigma_б = 10 + 32 + 54 = 96 \text{ kg/cm}^2,$$

millele vastav pingevarraste pingekadu on

$$n\Delta\sigma_б = 4{,}4 \cdot 96 = 424 \text{ kg/cm}^2.$$

Määrame pingevardas *1* vajalikud eelpingejõud: kontrollpinge on $\sigma_н = \sigma_б - n\sigma_б$, kus

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} \pm \frac{N_0 e_0}{I_{бп}} y_1 = \frac{391\,200}{3340} + \frac{391\,200 \cdot 47{,}1}{7\,730\,000} \cdot$$

$$\cdot\, 38{,}5 = 209 \text{ kg/cm}^2.$$

Seega kontrollpinge $\sigma_н = 11\,900 - 4{,}4 \cdot 209 = 10\,980$ kg/cm². Arvestades pingevarraste mitteühеaegset pingestust, osutub vajalikuks pingestada pingevarrast *1* jõuga

$$N_{н,1} = 3{,}53(10\,980 + 424) = 40\,500 \text{ kg}.$$

## 2. EKSTSENTRILISELT SURUTUD JA TÕMMATUD RISTLÕIGETE ARVUTUS

Arvutus toimub analoogiliselt § 14 ja § 15, kusjuures purunemise hetkel esineb ka siin täiendav välisjõud survetsooni pingevarraste jääksisejõu $\sigma_c' F_н'$ näol.

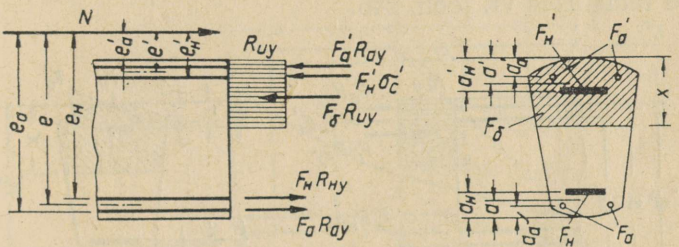
**Suure ekstsentrilisusega surve** juhul (kui $S_б \leqslant 0{,}8\,S_0$) kehtivad järgmised tasakaalutingimused:
arvutuspikijõu kontrolliks

$$N \leqslant m\,(R_{иу}F_б + \sigma_c'F_н' + R_{ау}F_а' - R_{ну}F_н - R_{ау}F_а) \quad (4.44)$$

ja nulljoone määramiseks

$$R_{иу}S_{бN} \pm \sigma_c'\,F_н'e_н' \pm R_{ау}F_а'e_а' - R_{ну}F_н e_н - R_{ау}F_а e_а = 0, \quad (4.45)$$

kus geomeetrilised suurused ja tähistused vt. joon. 245, § 14.3 ja § 22.1.




*Joon. 245*

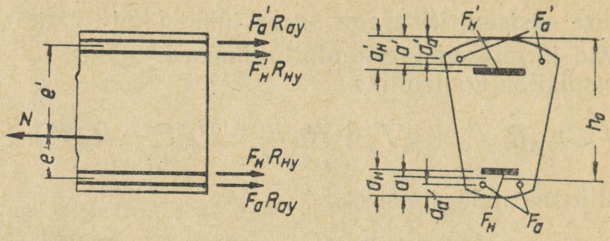
Kui on tegemist **väikese ekstsentrilisusega survega** ($S_б > 0{,}8\,S_0$), siis on arvutusvalem

$$Ne \leqslant m\,(R_{пр}S_0 + \sigma_c'\,S_н + R_{ау}S_а). \quad (4.46)$$

Analoogiliselt § 22.1 on ka siin võimalik kergelt tuletada avaldisi erijuhtude (ristkülikulise, ribiplaatristlõike jne.) jaoks.

**Ekstsentriliselt tõmmatud ristlõiked** esinevad pingebetoonis peamiselt ristkülikulistena, mille arvutus toimub järgmiselt.

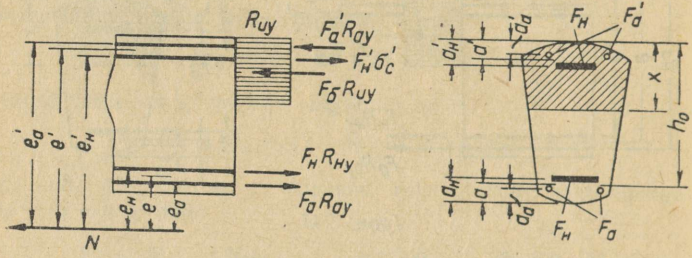
Kui arvutuslik normaaljõud asetseb surve- ja tõmbearmatuuride raskuskeskmete vahel, siis on kehtivad järgmised arvutusvalemid:




*Joon. 246*

$$N \leqslant \frac{m\,(R_{ну}\,S_н + R_{ay}\,S_a)}{e}\,;\quad N \leqslant \frac{m\,(R_{ну}\,S_н' + R_{ay}\,S_a')}{e'}, \qquad (4.47)$$

kus tähistused vt. joon. 246.




*Joon. 247*

Kui normaaljõud $N$ asetseb väljaspool armatuuride raskuskeskmeid (joon. 247), siis on arvutusvalemid ristkülikulise ristlõike jaoks:

$$N \leqslant m\,(R_{ну} F_н + R_{ay} F_a - \sigma_c' F_н' - R_{ay} F_a' - R_{иу}\,bx), \qquad (4.48)$$

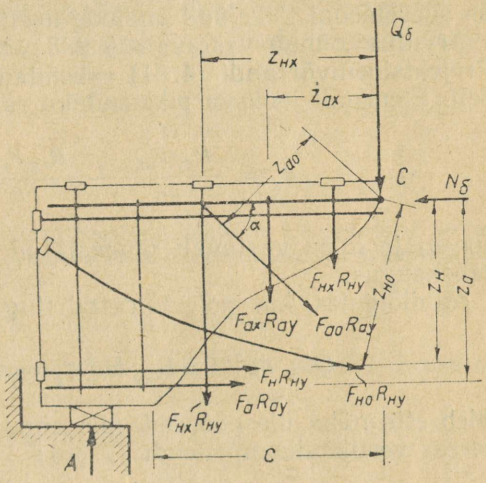
$$R_{иу}\,bx\left(e + h_0 - \frac{x}{2}\right) + \sigma_c' F_н' e_н' + R_{ay} F_a' e_a' - R_{ну} F_н e_н - R_{ay} F_a e_a = 0 \qquad (4.49)$$

analoogiliselt avaldistele (2.117), (2.118).

### 3. PINGEBETOONIST PAINDEELEMENTIDE ARVUTUS PÕIKJÕULE

Pingebetoon-paindeelementide arvutus põikjõule toimub kandevõime teooria kohaselt (§ 9.3), kuid I ja suuremalt osalt ka II kategooria pingebetoonkonstruktsioonide puhul nõutakse pragude vältimise kontrolli vastavalt § 23.3.

**Kandevõime teooria** aluseks on siin, nagu raudbetoonigi puhul (§ 9.3), kaks tasakaaluvõrrandit kaldpraoga eraldatud talaosal (joon. 248).




*Joon. 248*

Kaldprao otsa $C$ kohta on momendi tugevustingimus

$$M \leqslant m\left(R_{ну}F_н z_н + \Sigma F_{но} z_{но} R_{ну} + \Sigma F_{нх} z_{нх} R_{ну} + \right.$$
$$\left. + F_a z_a R_{ay} + \Sigma F_{ao} z_{ao} R_{ay} + \Sigma F_{ax} z_{ax} R_{ay}\right), \qquad (4.50)$$

kus $F_н$, $F_{но}$ ja $F_{нх}$ — vastavalt pingevarraste pinnad sirgetes varrastes, ühes ülespöörde pinnas ja ühes rangide pinnas;

$F_a$, $F_{ao}$ ja $F_{ax}$ — samad hariliku armatuuri kohta;

$z_н$, $z_{но}$ ja $z_{нх}$ — pingevarraste sisejõudude õlad punkti $C$ kohta;

$z_a$, $z_{ao}$ ja $z_{ax}$ — hariliku armatuuri sisejõudude õlad punkti $C$ kohta.

Projektsioonivõrrand nõuab, et

$$Q \leqslant m(\Sigma R_{\text{ну}} F_{\text{но}} \sin\alpha + \Sigma R_{\text{ну}} F_{\text{нх}} + \Sigma R_{\text{ау}} F_{\text{ао}} \sin\alpha + \\ + \Sigma R_{\text{ау}} F_{\text{ах}} + Q_{\text{б}}), \qquad (4.51)$$

kus

$$Q_{\text{б}} = \frac{0{,}15 R_{\text{ну}} b h_0^2}{c} \qquad (4.52)$$

on survetsooni lõikejõud analoogiliselt avaldisele (2.30).

Arvutus toimub vastavalt § 9.3 esitatud metoodikale. Projektsioonivõrrandi (4.51) rakendamine toimub järgmiselt. Elemendi jooksva pikkusühiku rangide võimsus on

$$q_{\text{x}} = \frac{R_{\text{ну}} F_{\text{нх}}}{a_1} + \frac{R_{\text{ау}} F_{\text{ах}}}{a}, \qquad (4.53)$$

kus $a_1$ ja $a$ on vastavalt pingestatud ja harilike rangide vahekaugus.

Kaldlõigetes, kus pole täidetud tingimus (2.35):

$$Q \leqslant m \sqrt{0{,}6 R_{\text{ну}} b h_0^2 q_{\text{x}}} = m Q_{\text{хб}}, \qquad (4.54)$$

tuleb ette näha ülespöörded, mis annaksid purunemisolukorras vertikaalkomponendi (2.36):

$$Q_{\text{от}} = F_{\text{но}} R_{\text{ну}} \sin\alpha + F_{\text{а}} R_{\text{ау}} \sin\alpha = \frac{Q}{m} - Q_{\text{хб}}. \qquad (4.55)$$

Ülespöörete ja rangide maksimaalse kauguse kohta vt. § 9.3.

Seega, kui pingebetoon-paindeelemendil puuduvad eelpingestatud rangid ja ülespöörded (näit. harilikus keelbetoonis), siis vaadeldava teooria seisukohalt ei too eelpingestus enesega kaasa soodustusi, sest pole võimalik oletada, et betooni eelsurve võiks soodsalt mõjutada survetsooni lõikejõudu $Q_{\text{б}}$. On võimalik, et pingebetooni kandevõime teooria põikjõule vastupanu käsitlev osa tuleb tulevikus suurema katsematerjali kogunemisel ümberhindamisele.

**Näide 38.**

Jätkame näidet 36. Arvutuspõikjõud $Q = 2{,}980 \cdot 11{,}6 : 2 = 17{,}3$ t. Valitud eelpingestamata rangid, mille võimsus on (4.54), kui kasutatakse terast Ст. 5 ($R_{ay} = 1900$ kg/cm²),

$$q_x = \frac{Q^2}{0{,}6\, bh_0^2 R_{uy}} = \frac{17{,}3^2}{0{,}6 \cdot 0{,}06 \cdot 0{,}909^2 \cdot 2100} = 4{,}8 \text{ t/m}.$$

Lubatav maksimaalne samm ühelõikeliste rangide ($\phi$ 10 mm, $f_{ax} = F_{ax} = 0{,}785$ cm²) puhul avaldisest (4.53) on $a = \frac{1900 \cdot 0{,}785}{48} = 31$ cm. Valitud 30 cm, mis rahuldab ka НиТУ 123-55 (38) nõuet, sest

$$u = m \frac{0{,}1\, R_{uy} bh_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \cdot 210 \cdot 6 \cdot 90{,}9^2}{17\,300} = 60 > 30 \text{ cm}.$$

**Näide 39.**

Jätkame näidet 37. Esmalt teostame kontrolli toe eesmisest servast algava kaldprao kohta. Pingevarraste resultandi kaugus alumisest servast $a_н = 10$ cm, seepärast

$$h_0 = 140 - 10 = 130 \text{ cm}.$$

Kahelõikelised rangid on valitud terasest 25Г2С ($R_{ay} = 2700$ kg/cm²), läbimõõduga 12 mm sammuga $a = 25$ cm. Seega

$$q_x = \frac{R_{ay} f_x n}{a} = \frac{2700 \cdot 1{,}13 \cdot 2}{25} = 246 \text{ kg/cm}.$$

$$Q_{xб} = \sqrt{0{,}6\, R_{uy} bh_0^2 q_x} = \sqrt{0{,}6 \cdot 2600 \cdot 0{,}15 \cdot 1{,}3^2 \cdot 24{,}6} = 99{,}0 \text{ t}.$$

Kriitilise kaldprao pikkus on

$$c_0 = \sqrt{\frac{0{,}15\, bh_0^2 R_{uy}}{q_x}} = \sqrt{\frac{0{,}15 \cdot 0{,}15 \cdot 1{,}3^2 \cdot 2600}{24{,}6}} = 2{,}01 \text{ m}.$$

Toelt algavat pragu, mille pikkus on $c_0 = 2{,}01$ m (joon. 244), lõikavad järgmised pingevardad:

nr. 4 ja 5: $\sin \alpha_{4,5} = a_{4,5} : R_{4,5} = 3{,}26 : 17{,}8 = 0{,}184$;

nr. 2 ja 3: $\sin \alpha_{2,3} = a_{2,3} : R_{2,3} = 3{,}00 : 11{,}3 = 0{,}265$;

nr. 1: $\sin \alpha_1 = a_1 : R_1 = 2{,}60 : 7{,}35 = 0{,}355$.

Kuna pingevarraste puhul on käesolevalt $R_{ну} = 6700$ kg/cm², siis nende sisejõudude vertikaalresultant on

$$Q_{от} = R_{ну}\,(\Sigma F_н \sin\alpha) = 6{,}700\,[7{,}06(0{,}184 + 0{,}265) + 3{,}53 \cdot 0{,}355] = 29{,}6 \text{ t.}$$

Seega kaldpraos vastuvõetav põikjõud on

$$Q_{хб} + Q_{от} = 99{,}0 + 29{,}6 = 128{,}6 \text{ t,}$$

mis võrdub arvutuspõikjõuga.

On vajalik teostada kontrollarvutused veel mõnede kaldpragude kohta, mis asetsevad vahemikus toest kuni lõikeni, kus põikjõud võetakse vastu juba ilma ülespööratud pingevarrasteta (s. o. kus $Q \leqslant Q_{хб} = 99$ t). Näiteks prao puhul, mis algab 1 m toest, on $Q = 119$ t; $c_0 = 201$ cm; $Q_{от} = 21{,}6$ t; seega vastupanupõikjõud on $99{,}0 + 21{,}6 = 120{,}6 > 119$ t.

Pragu, mis algab 2 m toest: $Q = 105$ t; $c_0 = 201$ cm; $Q_{от} = 14{,}0$ t; seega vastupanupõikjõud on $99 + 14 = 113 > 105$ t.

## § 23. PINGEBETOONKONSTRUKTSIOONIDE ARVUTUS PRAGUDE VÄLTIMISELE

Pragude vältimise kontroll on pingebetoonkonstruktsioonide teoorias tsentraalseks küsimuseks, kuna sellega määratakse pingevarraste eelpinge võimsus. Pragude vältimine ekspluatatsioonikoormiste puhul ei taga üksnes vedelikutihedust, vaid ka mitmekordistab elementide jäikusi.

### 1. TSENTRILISELT TÕMMATUD PINGEBETOONELEMENTIDE KONTROLL

Tsentriliselt tõmmatud varraste puhul on pragusid esilekutsuv pikijõud

$$N \leqslant F_б R_{гу} + F_а (300 - \sigma_а) + F_н (m_т \sigma_0 + 300), \quad (4.56)$$

kus $m_т$ on pingestustäpsuse tegur ($= 0{,}9$).

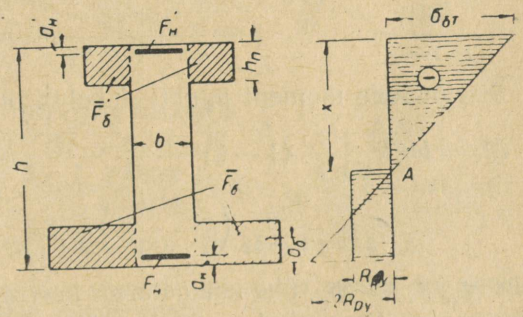
Avaldises (4.56) esinev suurus $R_{ру} = m_{бр} R_р$, kus $m_{бр}$ on betooni töötamistingimuse tegur ($= 1{,}5$). Pingevardad pinnaga $F_н$ on saavutanud esialgu oma karakteerse pinge

$m_т\ \sigma_0$ (siis betooni pinge $\sigma_б = 0$) ning edasi veel täiendavalt 300 kg/cm² (kuni ka betooni katkemisvenivus on ammendatud).

Pingestamata armatuuri pinge ($-\sigma_а$) on, kui betooni pinge $\sigma_б = 0$, sisuliselt survepinge ja võrdub pingevarraste pingekadudega mahukahanemisest ja roomamisest. Üldiselt, nagu selgub avaldisest (4.56), vähendab pingestamata armatuuri olemasolu pingebetoonkonstruktsioonide pragudekindlust.

## 2. PAINDEELEMENTIDE KONTROLL PRAGUDE VÄLTIMISELE

Paindeelementide arvutamisel pragude vältimisele kasutatakse samu eeldusi, kui hariliku raudbetooni puhul (vt. § 10. 3), millele vastav betooni pikipingete diagramm just enne pragude tekkimist on esitatud joon. 249.




*Joon. 249*

Oletustekohaselt lõikab betooni survepingete joon diagrammil tõmmatud serva kiudu $2R_{py}$ kaugusel. Tõmbetsooni pingevarda pinge on nagu pingebetoontõmbeelementide puhul $\sigma_{ат} = m_т\ \sigma_0 + 300$. Edasi oletatakse, et survetsooni tugevdustel $F'_б$ on pinge konstantne $\sigma_{бт}$ ja et pingestamata survearmatuuris ($F'_а$) on pinge $n\sigma_{бт}$.

Tasapindsuse hüpotees annab käesolevalt

$$\sigma_{бт} = 2R_{py}\frac{x}{h-x}. \qquad (4.57)$$

Projektsioonivõrrand varda teljele annab, kui $\sigma_{бт}$ on asendatud avaldisest (4.57):

$$\frac{2R_{ру}x}{h-x}\,\frac{xb}{2}-(h-x)bR_{ру}-(F_н\sigma_{ат}+300F_а+\bar{F}_б R_{ру}+$$
$$+F'_н\sigma_{ат})+(\bar{F}'_б+nF'_н+nF'_а)\frac{2x}{h-x}R_{ру}=0. \quad (4.58)$$

Kui jagame (4.58) suurusega $R_{ру}bh$ ja tähistame

$$\psi_р R_{ру}bh=F_н\sigma_{ат}+\bar{F}_б R_{ру}+F'_н\sigma_{ат}+300F_а;$$
$$\psi_с bh=\bar{F}'_б+n(F'_н+F'_а) \text{ ja } x=\xi h,$$

siis saame:

$$\psi_р=\frac{\xi^2}{1-\xi}-(1-\xi)+\frac{2\xi}{1-\xi}\psi_с,$$

ning siit

$$\xi=\frac{1+\psi_р}{2+2\psi_с+\psi_р}. \quad (4.59)$$

Sisejõudude moment punkti $A$ kohta on

$$M_т=bh^2R_{ру}\left[\frac{1}{2}(1-\xi)^2+\frac{2}{3}\,\frac{\xi^3}{1-\xi}+\psi_р(1-\xi)+\right.$$
$$\left.+\psi_с\frac{2\xi}{1-\xi}\left(\xi-\frac{h_п}{2h}\right)-\Sigma\psi_{рi}\delta_i\right], \quad (4.60)$$

kus $\psi_{рi}\delta_i$ on $\psi_р$ ühe komponendi korrutis tema suhtelise kaugusega tõmmatud servast (näit. tõmbetsooni tugevduse kohta $\frac{\bar{F}_б R_{ру}}{R_{ру}bh}\cdot\frac{a_б}{h}$).

**Näide 40.**

Jätkame näidet 36 (joon. 242).

$\sigma_{ат}=m_т(\sigma_0-\sigma_п)+300=0{,}9(11\,250-1260-1675)+300=$
$=7790$ kg/cm². $R_{ру}=18$ kg/cm².

$\bar{F}_б=7(10+15)=175$ cm²; $\bar{F}'_б=15(10+15)=375$ cm².

$$\psi_p = \frac{7{,}84 \cdot 7790 + 175 \cdot 18 + 1{,}57 \cdot 7790}{18 \cdot 6 \cdot 97} = 7{,}3;$$

$$\psi_c = \frac{375 + 4{,}75 \cdot 1{,}57}{6 \cdot 97} = 0{,}66.$$

$$\xi = \frac{1 + 7{,}3}{2 + 2 \cdot 0{,}66 + 7{,}3} = 0{,}78.$$

Näeme, et erinevalt harilikust raudbetoonist, kus peaaegu pool ristlõike kõrgusest on tõmmatud, on käesolevalt peaaegu kogu ristlõige surutud.

$$\psi_{p1}\delta_1 = \frac{F_н \sigma_{ат}}{R_{пу} bh} \frac{a_н}{h} = \frac{7{,}84 \cdot 7790}{18 \cdot 6 \cdot 97} \cdot \frac{6{,}1}{97} = 0{,}368$$

$$\psi_{p2}\delta_2 = \frac{F_б R_{ру}}{R_{пу} bh} \frac{a_б}{h} = \frac{175 \cdot 18}{18 \cdot 6 \cdot 97} \cdot \frac{7{,}5}{97} = 0{,}023$$

$$\psi_{p3}\delta_3 = \frac{F'_н \sigma_{ат}}{R_{пу} bh} \frac{a'_н}{h} = \frac{1{,}57 \cdot 7790}{18 \cdot 6 \cdot 97} \cdot \frac{94{,}5}{97} = \frac{1{,}240}{\Sigma \approx 1{,}63}$$

$$M_т = 6 \cdot 97^2 \cdot 18 \left[ \frac{1}{2} (1 - 0{,}78)^2 + \frac{2}{3} \cdot \frac{0{,}78^3}{1 - 0{,}78} + \right.$$

$$\left. + 7{,}3(1 - 0{,}78) + 0{,}66 \frac{2 \cdot 0{,}78}{1 - 0{,}78} \left( 0{,}78 - \frac{12{,}5}{2 \cdot 97} \right) - 1{,}63 \right] =$$

$$= 6 \cdot 97^2 \cdot 18 \cdot 4{,}80 = 48{,}8 \cdot 10^5 \text{ kgcm} = 48{,}8 \text{ tm}.$$

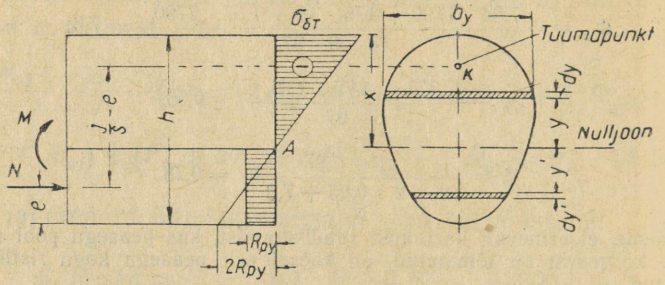
See pragusid esilekutsuv moment peab olema suurem kui normikoormustest põhjustatud paindemoment:

$$M^н = \frac{q^н l^2}{8} = \frac{2500 \cdot 11{,}6^2}{8} = 42 < 48{,}8 \text{ tm}.$$

Seega on pragude vältimise nõue rahuldatud.

CH 10-57 soovitab *A. A. Gvozdjevi* ja *S. A. Dmitrijevi* poolt ette pandud lähendusmeetodit, mille täpsus, võrreldes arvutuses esinevate parameetrite täpsusega, on täiesti küllaldane.

Põhilised arvutuseeldused on samad mis vastesitatud meetodil. Joon. 250 esitatud diagrammi pingetega hoitakse tasakaalus välismoment $M$ ja pikijõud $N$. Viimane koosneb




*Joon. 250*

välispikijõust ja pingevarraste sisejõudude resultandist. Seega on järgnev meetod rakendatav ka ekstsentriliselt surutud ja tõmmatud pingebetoonelementide arvutamisel.

Projektsioonivõrrand varda teljele annab

$$N + R_{py} F_p - \int_0^x b_y \frac{2R_{py}}{h-x}\, y\, dy = 0,$$

kust

$$N + R_{py} F_p - \frac{2R_{py}}{h-x} S_c = 0. \qquad (4.61)$$

Momentide võrrand punkti $A$ kohta annab

$$M_T - N(h-x-e) - \int_0^{h-x} R_{py} \cdot b'_y\, y' dy' -$$

$$- \int_0^x b_y \frac{2R_{py}}{h-x}\, y^2 dy = 0.$$

Seega

$$M_T - N(h-x-e) - R_{py} S_p - \frac{2R_{py}}{h-x} I_c = 0. \qquad (4.62)$$

Avaldistes (4.61), (4.62) on:

$F_p$, $S_p$ — tõmbetsooni pind ja staatiline moment nulljoone suhtes;

$S_c$, $I_c$ — survetsooni staatiline moment ja inertsmoment samuti nulljoone suhtes.

Avaldis (4.61) annab

$$\frac{N}{R_{py}} = \frac{2S_c}{h-x} - F_p, \qquad (4.61')$$

kuna (4.62)-st saame

$$\frac{M_T}{R_{py}} = \frac{N}{R_{py}}(h-x-e) + \frac{2I_c}{h-x} + S_p. \qquad (4.62')$$

Avaldisest (4.61′) leiame

$$h-x = \frac{2S_c}{\frac{N}{R_{py}} + F_p}. \qquad (4.63)$$

Asetades (4.63) avaldisse (4.62′) ja viies sisse tähistuse $r_p = S_p : F_p$, saame

$$M_T = N\left(\frac{I_c}{S_c} + h - x - e\right) + F_p R_{py}\left(\frac{I_c}{S_c} + r_p\right). \qquad (4.62'')$$

Kuna $I_c : S_c$ on survetsooni resultandi kaugus nulljoonest, siis parema poole I liige on pikijõu $N$ moment survetsooni raskuskeskme kohta, II liige — moment tõmbetsooni resultandist.

Kui pikijõud $N = 0$, siis I liige kaob. II liikmele võime sel puhul anda kuju $R_{6p} W_6$, kus $W_6$ on vastupidavusmoment tõmmatud serva kohta, kui pikijõud puudub [sama, mis (2.62)].

$$W_6 = F_{p0}\left(\frac{I_{c0}}{S_{c0}} + r_{p0}\right) = \frac{I_{c0}}{S_{c0}} F_{p0} + S_{p0}, \qquad (4.64)$$

kus indeksiga «0» viidatakse pikijõu nullilisusele.

Kui normaaljõud $N$ kasvab, siis II liige läheneb nullile, sest $x \to h$ ja $F_p \to 0$. Samal ajal lähenevad $I_c$ ja $S_c$ lõplikele suurustele, s. o. $I_c \to I$ ja $S_c \to S$, kus $I$ *ja* $S$ on vastavalt ristlõike inertsmoment ja staatiline moment alumise tõmmatud serva kohta.

Kuna $I:S$ on ülemise tuumapunkti kaugus alumisest servast, siis $\left(\frac{I}{S} - e\right)$ on normaaljõu kaugus samast tuumapunktist.

Seega $N \to 0$ puhul jääb avaldisse (4. 62″) ainult II liige, aga $N \to \infty$ puhul ainult I liige. Tekib mõte kasutada pragusid põhjustava momendi hindamisel avaldise (4. 62″) asemel ligikaudset avaldist, mis kombineerib mõlemaid nimetatud äärmuslikke olukordi:

$$M_{\text{т}} \approx N\left(\frac{I}{S} - e\right) + W_{\text{б}} R_{\text{ру}}. \qquad (4.65)$$

Instruktsioonides on (4. 65) antud kujul:

$$M_{\text{v}}^{\text{к}} - M_0^{\text{к}} \leqslant R_{\text{ру}} W_{\text{б}}, \qquad (4.65')$$

kus $M_{\text{v}}^{\text{к}}$ — väliskoormuse moment ülemise tuumapunkti $K$ suhtes, kusjuures on arvestatud ka välise normaaljõu mõju, mis on peidetud avaldise (4. 65) parema poole I liikmesse;

$M_0^{\text{к}}$ — eelsurvejõu moment ülemise tuumapunkti suhtes, mis samuti peitub avaldise (4. 65) parema poole I liikmes.

$W_{\text{б}}$ määramisel on kõigepealt vaja määrata nulljoone kaugus $x_0$ (indeks «0» viitab normaaljõu puudumisele), mille jaoks saame avaldise (4. 61) abil

$$S_{\text{c0}} = \frac{(h - x_0) F_{\text{p0}}}{2}. \qquad (4.66)$$

Siit võime leida katseliselt nulljoone kauguse $x_0$. Kui ristlõike laius nulljoone rajoonis on konstantne (näit. joon. 249 esitatud ristlõike puhul), siis võib $x_0$ leida järgmiselt. Liidame avaldise (4. 66) mõlemale poolele

$$F_{\text{c0}}(h - x_0) + \frac{(h - x_0)^2 b}{2}.$$

Siis annab (4. 66):

$$S_{\text{и}} = (h - x_0)\left[F_{\text{и}} + \frac{F_{\text{б}}}{2}\right]$$

ja

$$h - x_0 = \frac{S_и}{F_и + \frac{\overline{F}_б}{2}}. \qquad (4.66')$$

Avaldises (4.66') on $F_и$ kujundi pind (joon. 242, *b* viirutamata osa), mille survetsoon on vastav antud ristlõikele, aga tõmbetsooniks on ristkülik kõrgusega $(h - x_0)$ ja ristlõike laiusega *b* nulljoone kohal.

$S_и$ on sama kujundi staatiline moment ristlõike alumise serva suhtes.

$\overline{F}_б$ on tõmbetsooni tugevdus (vt. joon. 249).

Redutseeritud ristlõike vastupidavusmomendi $W_б$ leiame siis avaldiste (4.64) ja (4.66) abil

$$W_б = \frac{2I_{c0}}{h - x_0} + S_{p0}. \qquad (4.67)$$

Praktikas sagedamini esinevate ristlõigete jaoks võib $W_б$ arvutada lisas toodud tabeli 28 abil; seejuures jääb nulljoone kaugus $x_0$ määramatuks.

**Näide 41.**

Jätkame näidet 36 (joon. 242). Kontrollime pragude vältimise nõuet (4.65') abil. Redutseeritud ristlõike vastupidavusmoment on

$$W_0 = \frac{I_{бп}}{y} = \frac{1\,480\,700}{54{,}6} = 27\,100 \text{ cm}^3,$$

millega ülemise tuumapunkti kaugus redutseeritud ristlõike raskuskeskmest on

$$r_K = \frac{W_0}{F_{бп}} = \frac{27\,100}{1177} = 23{,}0 \text{ cm}.$$

Edasi leiame (4.66') abil nulljoone kauguse $x_0$.

$$S_и = S_{бп} - S_{\overline{F}б} = 64\,240 - (14 \cdot 10 \cdot 5 + 5 \cdot 7 \cdot 11{,}7 + 37{,}2 \cdot 6{,}1) =$$
$$= 62\,900 \text{ cm}^3;$$

$$F_и = F_{бп} - \overline{F}_б = 1177 - (14 \cdot 10 + 7{,}5 + 37{,}2) = 1177 - 212 =$$
$$= 965 \text{ cm}^2;$$

$$h - x_0 = \frac{S_и}{F_и + \frac{F_б}{2}} = \frac{62\,900}{965 + 106} = 58{,}8 \text{ cm};$$

$$x_0 = 97 - 58{,}8 = 38{,}2 \text{ cm}.$$

Avaldise (4. 67) abil arvutame $W_б$.

$$I_{c0} = \frac{36 \cdot 10^3}{12} + 36 \cdot 10 \cdot 33{,}5^2 + \frac{15 \cdot 5^3}{36} \cdot 2 + 5 \cdot 15 \cdot 26{,}5^2 + \\ + \frac{6 \cdot 28{,}2^3}{12} + 6 \cdot 28{,}2 \cdot 14{,}1^2 + 7{,}45 \cdot 29{,}7^2 = 510\,114 \text{ cm}^4;$$

$$S_{p0} = 20 \cdot 10 \cdot 53{,}8 + 7 \cdot 5 \cdot 47{,}1 + 6 \cdot 48{,}8 \cdot 24{,}4 + 37{,}2 \cdot 52{,}7 = \\ = 21\,545 \text{ cm}^3;$$

$$W_б = \frac{510\,114}{58{,}8} + 21\,545 = 38\,885 \text{ cm}^3.$$

Pingevarraste resulteeriv jõud, kui $m_т = 0{,}9$:

$$N_0 = \left(F_н + F_н'\right) m_т \sigma_0 = (7{,}84 + 1{,}57) \cdot 0{,}9 \cdot (11\,250 - 1260 - 1675) = \\ = 70\,400 \text{ kg}.$$

Selle jõu moment tuumapunkti $K$ kohta:

$$M_0^K = N_0 \left(r_K + e_0\right) = 70\,400(23{,}0 + 33{,}8) = 40{,}0 \text{ tm};$$

$$R_{py} W_б = 18 \cdot 38\,885 = 7{,}0 \text{ tm}.$$

Välismoment normikoormusest on

$$M_v^K = M^н = 42{,}0 \text{ tm}.$$

Seega on pragude vältimise nõue täidetud, sest

$$42{,}0 < 7{,}0 + 40{,}0 = 47{,}0 \text{ tm}.$$

Võrreldes näitega 40 näeme, et käesolev ligikaudne lahendus annab häid tulemusi.

$W_б$ oleks võinud leida ka lisas toodud tabeli 28 abil, ilma nulljoone asendi määramiseta.

Käesolevalt $\frac{b_п}{b} = \frac{36}{6} = 6$ ja $\frac{b_ÿ}{b} = \frac{20}{6} = 3{,}3$, mispuhul tabelist leiame $\gamma = W_б : W_0 = 1{,}5$.

Seega $W_6 = \gamma W_0 = 1{,}5 \cdot 27\,100 = 40\,650$ cm³ ja $R_{py} W_6 = 18 \cdot 40\,650 \cdot 10^{-5} = 7{,}3$ tm, mis on heas kooskõlas eespool leituga.

**Näide 42.**

Jätkame näidet 37 (joon. 243). Teostame keskristlõike pragude vältimise kontrolli.

Määrame redutseeritud ristlõike vastupidavusmomendi alumise serva kohta ava keskel:

$$W_0 = \frac{I_{бп}}{y} = \frac{7\,730\,000}{80} = 96\,620 \text{ cm}^3,$$

millega ülemise tuumapunkti $K$ kaugus ristlõike raskuskeskmest on

$$r_K = \frac{W_0}{F_{бп}} = \frac{96\,670}{3344} = 29 \text{ cm}.$$

Nulljoone kauguse määramiseks leiame $F_и$, $S_и$, $F_б$, $F_0$:

$$F_и = 70 \cdot 15 + 7{,}5 \cdot 8{,}5 + 15 \cdot 125 - 2 \cdot 9{,}35 = 2975 \text{ cm}^2;$$

$$S_и = 70 \cdot 15 \cdot 132{,}5 + 7{,}5 \cdot 8{,}5 \cdot 122{,}4 + 15 \cdot 125 \cdot 62{,}5 - 2 \cdot 9{,}35 \cdot 135 = 262\,300 \text{ cm}^3;$$

$$F_б = 15 \cdot 20 + 7{,}5 \cdot 15 = 412 \text{ cm}^2;$$

nõrgestuste pind $F_0 = 9 \cdot 4{,}15 = 37$ cm².

Avaldis (4.66′) annab käesolevalt, kui arvestada ka tõmbetsoonis esinevate nõrgestuste mõju ($F_0$):

$$h - x = \frac{S_и}{F_и + \frac{F_б - F_0}{2}} = \frac{262\,300}{2975 + \frac{410 - 37}{2}} = 83 \text{ cm};$$

$$x = 140 - 83 = 57 \text{ cm}.$$

$W_б$ arvutamiseks leiame esialgu $I_c$ ja $S_p$:

$$I_c = \frac{70 \cdot 15^3}{12} + 70 \cdot 15 \cdot 49{,}5^2 + \frac{15 \cdot 42^3}{3} + 2 \cdot \frac{7{,}8 \cdot 8{,}5^3}{36} + 7{,}8 \cdot 8{,}5 \cdot 39{,}2^2 - 9{,}35 \cdot 52^2 \cdot 2 = 3\,044\,000 \text{ cm}^4;$$

$$S_p = 15 \cdot 20 \cdot 73 + 7{,}5 \cdot 15 \cdot 58 + 15 \cdot 83 \cdot 41{,}5 - 9 \cdot 4{,}15(83 - 17{,}5) = 77\,400 \text{ cm}^3.$$

$$W_б = \frac{2 I_c}{h - x} + S_p = \frac{2 \cdot 3\,044\,000}{83} + 77\,400 = 150\,400 \text{ cm}^3.$$

Arvutame pingevarraste sisejõud kõigi eelpingekadudega ja pingestustäpsuse teguriga $m_т = 0{,}9$.

Pingevarrastes on seega järgmised karakteersed pinged:

varrastes *6, 7, 8, 9, 10,* ja *11* $\sigma_0 = 0{,}9(11\,172 - 1865) = 8376$ kg/cm²
„ *4* ja *5* $\sigma_0 = 0{,}9(10\,648 - 1865) = 7905$ „
„ *2* ja *3* $\sigma_0 = 0{,}9(10\,172 - 1865) = 7476$ „
vardas *1* $\sigma_0 = 0{,}9(\ 9540 - 1865) = 6907$ „

$$N_0 = (3{,}54 \cdot 4 + 4{,}7)8376 + 7{,}06 \cdot 7905 + 7{,}01 \cdot 7476 + 3{,}53 \cdot 6907 = 291\,000 \text{ kg}.$$

Selle jõu ekstsentrilisus on $e_0 \approx 47$ cm (varem arvutatud, kuid on küllaldase täpsusega ka siin kehtiv).

Kontrollime ristlõike sobivust vastavalt (4. 65′), kui $R_{py} = 20$ kg/cm².

$$M_0^K = N_0(e_0 + r_K) = 291(0{,}47 + 0{,}29) = 221 \text{ tm};$$
$$R_{py} W_6 = 20 \cdot 150\,400 = 3\,010\,000 \text{ kgcm} = 30{,}1 \text{ tm};$$
$$M_v^K = M^H = 245 \text{ tm}.$$

Avaldis (4. 65′) annab: $245 - 221 = 24$ tm $< R_{py} W_6 = 30{,}1$. Seega on pragude vältimise tingimus rahuldatud.

### 3. KALDPRAGUDE VÄLTIMISE KONTROLL

Kaldpragusid põhjustavate tõmbepeapingete kontroll võib ära jääda, kui arvutuslik nihkepinge $\tau < 0{,}8\, R_{py}$ (vastab 2. 31). Vastasel juhul tuleb kontrollida tõmbepeapingeid piki tala enam ohustatud ristlõigete reas punktides, nagu ristlõike raskuskeskmes ja punktides, kus esineb ristlõike laiuste järske muuteid.

Nihkepinged arvutatakse konstantse ristlõikega paindeelementide puhul tugevusõpetusest tuntud avaldise abil

$$\tau = \frac{Q_т S_{бп}}{b\, I_{бп}}, \qquad (4.\,68)$$

kus $Q_т$ — betoonile langev normi- (pragude vältimise I kategooria konstruktsioonide puhul arvutus-) põikjõu osa:

$$Q_т = Q^H - Q_{пр} \text{ (või } Q_т = Q - Q_{пр}). \qquad (4.\,69)$$

Avaldises (4.69) on pingevarraste sisejõudude resultandi projektsioon risti varda teljega

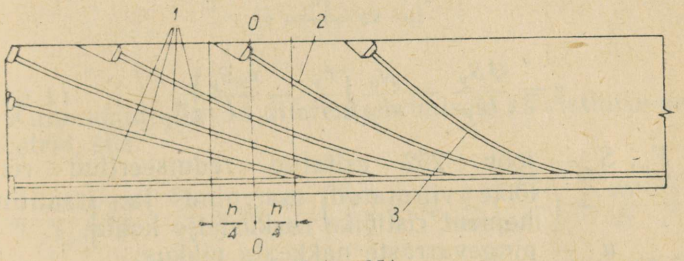
$$Q_{пр} = \Sigma N_0 \sin \alpha = \Sigma (f_н \sigma_0) \sin \alpha, \qquad (4.70)$$

kus $N_0$ — sisejõud nendes pingevarrastes, mis lõpevad toel või tala osas toest kuni $h/4$ vaadeldavast ristlõikest $0—0$ (joon. 251). Joon. 251 esitatud pingevarrastest tulevad avaldises (4.70) arvesse vaid pingevardad *1*;

$\alpha$ — nurk tala telje ja pingevarda telje vahel;

$\sigma_0$ — pinge pingevarrastes pärast eelpingekadusid;

$f$ — ühe pingevarda pind.




*Joon. 251*

Nihkepinge $\tau$ määramine nakkealas ning muutuva ristlõikega talas on keerukam.

Kui oletada pingevarraste sisejõudude lineaarset kasvu nakkealas (joon. 240), siis saame joon. 252 viirutatud elemendi tasakaalust varda telje suunas

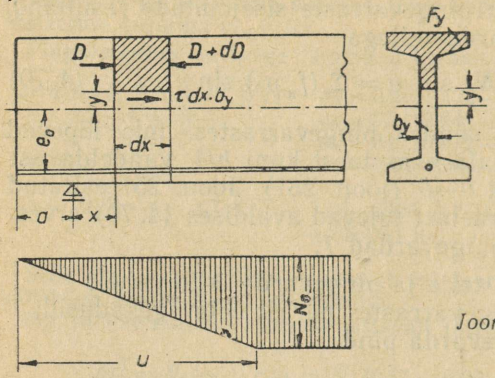
$$\tau\, dx\, b_y - dD = 0, \text{ kust } \tau = \frac{dD}{b_y dx}.$$

Kuna

$$D = \frac{MS_y}{I} + N_0 \frac{a+x}{u} \frac{F_y}{F} - N_0 \frac{a+x}{u} e_0 \frac{S_y}{I_y},$$

siis

$$\frac{dD}{dx} = \frac{Q S_y}{I} + \frac{N_0}{u} \left( \frac{F_y}{F} - e_0 \frac{S_y}{I} \right)$$




*Joon. 252*

ja

$$\tau = \frac{Q S_y}{I b_y} + \frac{N_0}{u b_y}\left(\frac{F_y}{F} - \frac{e_0 S_y}{I}\right), \qquad (4.68')$$

kus $F_y$, $S_y$ — joon. 252 esitatud redutseeritud ristlõike viirutatud osa pind ja staatiline moment ristlõike raskustelje kohta;

$u$ — pingevarraste nakkeala pikkus;

$N_0 = F_н \sigma_0$ — pingevarraste sisejõudude resulteeriv jõud;

$e_0$ — tema kaugus ristlõike raskuskeskmest.

Muutuva kõrgusega talade puhul on tala pikitelg, seega ka ristlõige horisontaali suhtes kaldu, kuid nihkepinge $\tau$ määratakse ikkagi esinevana vertikaal- ja horisontaallõigetes.

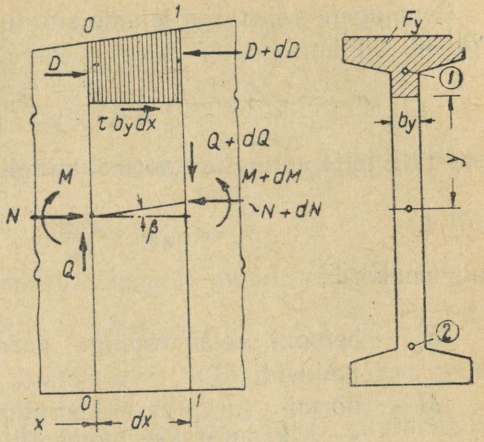
Joon. 253 esitatud viirutatud osa tasakaalust horisontaalsuunas saame jälle $\tau b_y dx - dD = 0$, kust $\tau = \frac{1}{b_y}\frac{dD}{dx}$.

Kui

$$D = \frac{MS_y}{I} + \frac{NF_y}{F},$$

siis

$$\tau = \frac{1}{b_y}\frac{d}{dx}\left(\frac{MS_y}{I} + \frac{NF_y}{F}\right).$$




*Joon. 253*

Kuna nüüd alluvad diferentseerimisele ka ristlõike parameetrid, siis

$$\tau = \frac{1}{b_y}\left[\frac{dM}{dx}\frac{S_y}{I} + M\frac{d}{dx}\left(\frac{S_y}{I}\right) + N\frac{d}{dx}\left(\frac{F_y}{F}\right) + \frac{dN}{dx}\frac{F_y}{F}\right]. \qquad (4.68'')$$

Tähistused on avaldises (4.68″) nagu avaldise (4.68′) puhul. Käesolevalt $\frac{dM}{dx} \neq Q$. Neljas liige esineb peamiselt pingevarraste hõõrdekadude rajoonis, kuid mõjutab arvutustulemusi siiski vähe. Konstantse ristlõike puhul vastab I liige avaldisele (4.68). II ja III liikme mõju võib olla τ väärtusele küllalt tunduv, kui ristlõigete muut on suur. Nii olid ühe suure jätkuva talasilla puhul keskmisel toel punktides *1*, *2* (vt. joon. 253) τ väärtused (kg/cm²):

| Punkt | Liikmed avaldisest (4.68″) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | I | II | III | kokku |
| *1* | −13,0 | +3,5 | −4 | −13,5 |
| *2* | −11,0 | −0,5 | −7,5 | −19,0 |

Peapingete väärtused leiame siis tuntud tugevusõpetuse valemi abil:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}, \qquad (4.71)$$

kus tala telje suunaline normaalpinge

$$\sigma_x = \sigma_6 \mp \frac{My}{I_{6n}}, \qquad (4.72)$$

kus omakorda

$\sigma_6$ — betooni eelsurvepinge pärast kõiki eelpingekadusid;

$M$ — normi- (arvutus-) koormuse moment; märki «—» kasutatakse momendi suuna puhul, mille juures betooni eelpinge väheneb, ja vastupidi;

$I_{6n}$ — redutseeritud ristlõike inertsmoment;

$\sigma_y$ — betooni eelsurvepinge risti varda teljega, mis on põhjustatud põik-pingevarrastest:

$$\sigma_y = \frac{F_{нх}\,\sigma_{0x}}{u_x\,b} + \frac{F_{но}\,\sigma_0}{u_0\,b}\sin\alpha, \qquad (4.73)$$

kus $F_{нх}$ — ühes ristlõikes asuvate pingestatud rangide pind;

$F_{но}$ — ülespööratud pingevarraste pind, mis lõpevad tala pikkuse ulatuses $u_0 = \frac{h}{2}$ sümmeetriliselt mõlemal pool vaadeldavat ristlõiget. Seega tuleb lõike *0—0* kontrollil arvesse ka pingevarras *2* (joon. 251);

$\sigma_{0x}$ — rangides esinev eelpinge pärast kõiki pingekadusid;

$\sigma_0$ — pingevarraste eelpinge pärast kõiki pingekadusid;

$u_x$ — eelpingestatud rangide samm;

$b$ — ristlõike laius punktis, kus kontrollitakse tõmbepeapinget.

Instruktsioonides (CH 10-57) on peapinged piiratud järgmiselt. Pragude vältimiseks peab tõmbepeapinge rahuldama tingimust

$$\sigma_1 \leqslant 1{,}5\, R_{\text{py}}. \qquad (4.74)$$

Lisaks sellele nõutakse I kategooria konstruktsioonide puhul, et

$$\sigma_2 \leqslant R_{\text{прy}}, \qquad (4.75)$$

aga II kategooria konstruktsioonide puhul

$$\sigma_2 \leqslant 0{,}8\, R_{\text{прy}}, \qquad (4.75')$$

kusjuures kontrolli avaldisega (4.75) teostatakse vaid väga õhukeste seintega talade puhul.

Kui tingimus (4.74) pole täidetud, tuleb suurendada ristlõiget, valida kõrgem betooni mark või tugevdada eelpingestatud põikarmatuuri.

**Näide 43.**

Jätkame näidet 36 (joon. 242).

Peapinged määrame toe eesmise serva kohal kaugusel $x = 30$ cm tala otsast (0,1 m toetuse teoreetilisest punktist), millises ristlõikes määrame tõmbepeapinged ristlõike raskuskeskmes ja seina ning vöö ühenduskohas. Kuna käesolevalt puudub eelpingestatud põikarmatuur, siis

$$Q_{\text{т}} = Q_{\text{н}} = \frac{2500 \cdot 11{,}6}{2} - 2500 \cdot 0{,}1 = 14\,250 \text{ kg}.$$

Redutseeritud ristlõike ülemise osa staatiline moment ristlõike raskuskeskme kohta on

$$S_{\text{бп}} = 36 \cdot 10 \cdot 37{,}4 + 15 \cdot 5 \cdot 30{,}7 + 6 \cdot 32{,}4 \cdot 16{,}2 + 7{,}45 \cdot 39{,}9 = 19\,200 \text{ cm}^3;$$

seina ja vöö ühenduskoha jaoks

$$S_{\text{бп}} = 36 \cdot 10 \cdot 37{,}4 + 15 \cdot 5 \cdot 30{,}7 + 6 \cdot 5 \cdot 29{,}9 + 7{,}45 \cdot 39{,}9 = 16\,950 \text{ cm}^3.$$

Vastavad nihkepinged (4.68) on

$$\tau = \frac{Q_{\text{т}} S_{\text{бп}}}{b I_{\text{бп}}} = \frac{14\,250 \cdot 19\,200}{1\,480\,700 \cdot 6} = 30{,}6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\tau = \frac{14\,250 \cdot 16\,950}{1\,480\,700 \cdot 6} = 27{,}0 \text{ kg/cm}^2,$$

mis on ilmselt suuremad kui $0{,}8\,R_{py}$.

Käesolevalt $\sigma_y = 0$. Kuna toe juures $M \approx 0$, siis $\sigma_x = \sigma_6$, mille arvutame vastavalt (4.27), kusjuures $N_0$ tuleb arvutada kõigi eelpingekadudega (vt. näide 41):

$$N_0 = (F_н + F'_н) m_т \sigma_0 = 70\,400 \text{ kg}.$$

Avaldises (4.27) vajalikud geomeetrilised suurused on varem leitud. Käesolevalt valitud ristlõikes pole aga pingevardad veel täielikult kinnitatud, sest vastavalt tabelile § 21.2,2 ($\sigma_0 > 6000$ kg/cm² ja betooni mark eelsurve hetkel — $0{,}7 \cdot 400 = 280$ kg/cm²) on nakkeala pikkus

$$u = 88d = 44 \text{ cm}.$$

Seega vaadeldava ristlõike raskuskeskmes on

$$\sigma_6 = \frac{x}{u}\,\frac{N_0}{F_{6п}} = \frac{30}{44}\,\frac{70\,400}{1177} = 41{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Vastavalt (4.71) leiame

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} = 20{,}6 - \sqrt{20{,}6^2 + 30{,}6^2} = |16{,}1| \text{ kg/cm}^2.$$

Tingimus (4.74) on täidetud, sest $1{,}5\,R_{py} = 27$ kg/cm².

Ribi ja vöö ühenduskohas on tingimus (4.74) samuti täidetud, sest seal

$$\sigma_6 = \frac{30}{44}\left(\frac{70\,400}{1177} - \frac{70\,400 \cdot 33{,}8}{1\,480\,700} \cdot 27{,}4\right) = 11{,}0 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_1 = 5{,}5 - \sqrt{5{,}5^2 + 27^2} = |22{,}9| < 27 \text{ kg/cm}^2.$$

Määrame survepeapinge ristlõike raskuskeskmes oletusel, et pärast betooni eelsurvet esinevad pingekaod pole veel toimunud ja vaadeldavas lõikes on pingevardad täielikult ankurdatud.

Siis

$$N_0 = 94\,000 \text{ kg}; \quad \sigma_6 = \frac{94\,000}{1177} = 80 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_2 = 40 + \sqrt{40^2 + 30{,}6^2} \approx 90 \text{ kg/cm}^2;$$

$$90 < 0{,}8\,R_{пр} = 0{,}8 \cdot 170 = 136 \text{ kg/cm}^2$$

Seega on ka tingimus (4.74) täidetud.

Kui eelpingestus ei mõjutanud käesolevas näites põikjõule vastupanu kaldpraos arvutuskoormustele (näide 38), siis betooni eelpinge $\sigma_6$ vähendas tunduvalt tõmbepeapinget $\sigma_1$. Betooni eelpinge $\sigma_y$ vertikaalsuunas oleks siin veelgi tõhusam, kuid raskuste tõttu elementide valmistamisel kasutatakse praktikas siiski harva rangide eelpingestust.

**Näide 44.**

Jätkame näidet 37, 39, 42 (joon. 243, 244).

Määrame tõmbepeapinged, mis võiksid esile kutsuda kaldpraod tala otstest 95 cm kaugusel asetsevas lõikes, kus lõpeb talaseina toelaiendus.

Geomeetrilised suurused loeme samadeks, nagu keskristlõikeski, kuigi pingevarraste asend vaadeldavas ristlõikes on mõnevõrra erinev asendist keskristlõikes.

Normikoormusest põhjustatud põikjõud on $Q^{н} = 92{,}9$ t ja moment $M^{н} = 69{,}4$ tm. Vaadeldavat lõiget läbivate pingevarraste kohta on trigonomeetrilised suurused järgmised:

nr. 4 ja 5: $\sin \alpha_{4,5} = 3{,}05 : 17{,}8 = 0{,}17$; $\cos \alpha_{4,5} = 0{,}99$;

nr. 2 ja 3: $\sin \alpha_{2,3} = 3{,}05 : 11{,}3 = 0{,}27$; $\cos \alpha_{2,3} = 0{,}965$;

nr. 1: $\sin \alpha_1 = 2{,}75 : 7{,}35 = 0{,}375$; $\cos \alpha_1 = 0{,}93$.

Ülalpool raskuskeset asuva ristlõike osa staatiline moment raskustelje kohta on

$$S_{6п} = 1050 \cdot 52{,}5 + 7{,}5 \cdot 8{,}5 \cdot 42{,}2 + 15 \cdot 45 \cdot 22{,}5 - \\ - (2 \cdot 9{,}35 \cdot 55 + 3{,}53 \cdot 14) = 71\,900 \text{ cm}^3.$$

Sama ainult ülemisest vööst on

$$S_{6п} = 1050 \cdot 52{,}5 + 7{,}8 \cdot 8{,}5 \cdot 42{,}2 + 15{,}8 \cdot 40{,}75 - \\ - 2 \cdot 9{,}35 \cdot 55 = 61\,900 \text{ cm}^3.$$

Pingevarraste ülespööretest vastuvõetav põikjõu osa

$$Q_{пр} = \Sigma F_{нi}\, \sigma_{0i} \sin \alpha_i = 7{,}06 \cdot 7905 \cdot 0{,}17 + 7{,}06 \cdot 7476 \cdot 0{,}27 + \\ + 3{,}53 \cdot 6907 \cdot 0{,}375 = 32\,800 \text{ kg}.$$

Betoonile jääb seega

$$Q_т = Q^{н} - Q_{пр} = 92{,}9 - 32{,}8 = 60{,}1 \text{ t}.$$

Nihkepinge on raskuskeskme kius

$$\tau = \frac{Q_т S_{6п}}{I_{6п} b} = \frac{60\,100 \cdot 71\,900}{7\,730\,000 \cdot 15} = 37{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

ja vöö ühenduskius

$$\tau = \frac{60\,100 \cdot 61\,900}{7\,730\,000 \cdot 15} = 32 \text{ kg/cm}^2.$$

Pikijõud pingevarraste sisejõududest on vaadeldavas ristlõikes

$$N_0 = \Sigma \left( F_{нi}\, \sigma_{0i} \cos \alpha_i + F'_{нi}\, \sigma'_{0i} \cos \alpha_i \right) = 4 \cdot 3{,}53 \cdot 8376 + 7{,}06 \cdot$$
$$\cdot 7905 \cdot 0{,}99 + 7{,}06 \cdot 7476 \cdot 0{,}965 + 3{,}53 \cdot 6907 \cdot 0{,}93 +$$
$$+ 4{,}7 \cdot 8371 = 118 + 55 + 51 + 22{,}6 + 39{,}4 = 286 \text{ t},$$

mille kaugus ristlõike raskuskeskmest on

$$e_0 = 0{,}8 - \frac{118 \cdot 0{,}1 + 55 \cdot 0{,}28 + 51 \cdot 0{,}68 + 22{,}6 \cdot 0{,}93 + 39{,}4 \cdot 1{,}35}{286}$$
$$= 0{,}325 \text{ m}.$$

Ristlõike raskuskeskmes ($y = 0$) on betooni eelsurvepinge:

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} = \frac{286\,000}{3344} = 85{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Sama on vöö kinnituskohas ($y = 36{,}5$ cm):

$$\sigma_б = 85{,}5 - \frac{286\,000 \cdot 32{,}5}{7\,730\,000} \cdot 36{,}5 = 42 \text{ kg/cm}^2.$$

Seega tõmbepeapinge ristlõike raskuskeskmes on

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_б}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_б}{2}\right)^2 + \tau^2} = 42{,}75 - \sqrt{42{,}75^2 + 37{,}3^2} =$$
$$= |13{,}8| < 1{,}5\, R_{ру} = 30 \text{ kg/cm}^2.$$

Sama on vöö ühenduskohas, kus betooni eelsurve on

$$\sigma_x = \sigma_б + \frac{M^н}{I_{бп}}\, y = 42 + \frac{6\,940\,000 \cdot 32{,}5}{7\,730\,000} = 71 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_1 = 35{,}5 - \sqrt{(35{,}5)^2 + 32^2} = |12{,}5| < 1{,}5\, R_{ру} = 30 \text{ kg/cm}^2.$$

Siin on võimalik, et mingi kasuskoormuse kombinatsioon mõnevõrra väiksema põikjõuga, kuid tunduvalt väiksema paindemomendiga annab vöö ühenduskohas mõnevõrra suurema tõmbepeapinge $\sigma_1$.

## § 24. PINGEBETOONELEMENTIDE DEFORMATSIOONIDE ARVUTUS

Pingebetoonkonstruktsioonide puhul, mis kuuluvad 1. või 2. pragude vältimise kategooriasse, arvutatakse läbipainded, pöördenurgad jne. normikoormuste mõjul ehitusmehaanika reeglite kohaselt. Seejuures on arvestatavad paindejäikused (lühiajaliste koormuste puhul) vastavalt tugevusõpetusele

$$B_0 = 0{,}85\, E_б^н I_{бп} \tag{4.76}$$

ja kestvamate koormuste puhul

$$\overline{B}_0 = B_0 \frac{q^н}{g^н\, 0{,}5\Theta + p^н}, \tag{4.77}$$

kus $\Theta$ — paindejäikuste vähenemise tegur (vt. joon. 79), kuid $\Theta \geqslant 2$;

$q^н$, $g^н$, $p^н$ — on vastavalt kogu, pikema kestvusega ja lühema kestvusega normikoormused.

Võrreldes avaldist (4.77) avaldisega (2.55) näeme, et kestvate koormuste puhul on paindejäikust mõnevõrra suurendatud. See on seletatav pragude puudumisega tõmbetsoonis, mistõttu jäikusekadu nimetatud tsooni arvel toimub vähemal määral. $B_0$ avaldisesse on viidud empiiriline tegur 0,85, mille puhul saadakse parim kooskõla katsete tulemustega, kus ikkagi ilmneb mõningane plastiliste deformatsioonide mõju.

3. kategooria konstruktsioonide puhul oletatakse, et pingebetoonelemendi paigutused toimuvad kuni koormusteni, mis kutsuvad esile kogu betooni eelsurve neelamise, vastavalt tugevusõpetuse paindejäikusele

$$B_1 = E_б^н I_{бп} \tag{4.78}$$

nii lühiajalisel kui ka kestval koormamisel.

Edasisel koormuse kasvul aga arenevad paigutused nagu harilikus raudbetoonis, vastavalt § 10. 2.

Sellel nn. teisel staadiumil mõjub paindemoment

$$M_2 = M^{н} - M_1, \qquad (4.79)$$

kus $M^{н}$ — moment normikoormustest.

Paindemoment $M_1$, mille puhul neelatakse betooni tõmmatud serval eelsurve $\sigma_б$, määratakse avaldisega

$$M_1 = \frac{I_{бп}\,\sigma_б}{y}, \qquad (4.80)$$

kus $y$ on redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus tõmmatud servast.

Tõmbearmatuuri ja pingevarraste pingete juurdekasvu $M_2$ mõjul lubatakse arvutada vastavalt (4.81):

$$\sigma_{M_2} = \frac{m\,(R_{ну}F_{н} + R_{ay}F_{a})}{F_{н} + F_{a}} \cdot \frac{M_2}{M}, \qquad (4.81)$$

kus $M$ on arvutuslik paindemoment.

$\sigma_{M_2}$ on aluseks avaldises (2.50) esineva $\psi$ määramisel.

**Näide 45.**

Jätkame näidet 36.

Lühiajalise koormamise puhul on tala paindejäikus

$B_0 = 0{,}85 \cdot E_б^{н} I_{бп} = 0{,}85 \cdot 380\,000 \cdot 1\,480\,700 = 4{,}78 \cdot 10^{11}$ kgcm², mis kehtib ka kestval koormamisel, sest käesolevalt $0{,}5\Theta = 0{,}5 \cdot 2 = 1{,}0$.

Tala läbipaine normikoormuse mõjul on

$$f_1 = \frac{5\,q^{н}\,l^{н}}{384\,B_0} = \frac{5 \cdot 25}{384 \cdot 4{,}78} \cdot 1160^4 \cdot 10^{-11} = 1{,}23 \text{ cm}.$$

Seega läbipainde ja tala ava suhe on

$$f_1 : l = 1:942 < 1:300.$$

Tala jäikus on küllaldane.

Negatiivne läbipaine pingevarraste sisejõudude resulteerivast jõust on

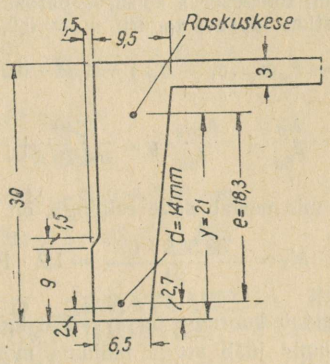
$$f_B = \frac{N_0 e_0 l^2}{8\,B_0} = \frac{70\,400 \cdot 33{,}8 \cdot 1160^2}{8 \cdot 4{,}78 \cdot 10^{11}} = 0{,}84 \text{ cm}.$$

Läbipaine, arvestades seda suurust, on nüüd veelgi väiksem: $f = 1{,}23 - 0{,}84 = 0{,}39$ cm, mille puhul suhe

$$f : l = 0{,}39 : 1160 \approx 1:3000.$$

**Näide 46.**

Joon. 254 esitatud laepaneeli (1,5 × 6,0 m) puhul määrata läbipaine, kui paneeli betooni mark on M 300 (B). Pikiribides asetsevad pingevardad läbimõõduga $d = 14$ mm on valitud terasest 30ХГ2С. Paneeli betooni eelpingestus toimub siis, kui betoon on saavutanud margi $R' = 0{,}7R = 210$ kg/cm². Paneel valmistatakse vastavalt I meetodile.




*Joon. 254*

Normikoormusele vastav paindemoment $M^{н} = 1{,}67$ tm; sama arvutuskoormusest $M = 2{,}0$ tm.

Pingevarraste karakteerne pinge on valitud $\sigma_0 = 5000$ kg/cm².

Määrame esmalt eelpingekaod.

Pingekadu mahukahanemist hindame $\Delta\sigma^{(2)} = 400$ kg/cm².

Betooni roomamisest põhjustatud pingekao arvutamiseks tuleb määrata betooni eelsurve $\sigma_б$.

$$n = \frac{E_a}{E_б^{н}} = 5{,}9; \quad F_{бп} = 438 \text{ cm}^2.$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus alumisest servast on $y = 21$ cm. Ristlõike inertsmoment raskuskeset läbiva horisontaalse telje kohta on

$$I_{бп} = 38\,355 \text{ cm}^4.$$

Pingevarraste sisejõu ekstsentrilisus $e_0 = 21 - 2{,}7 = 18{,}3$ cm, mispuhul

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{N_0 e_0^2}{I_{бп}} = \frac{7700}{438} + \frac{7700 \cdot 18{,}3^2}{38\,355} = 85 \text{ kg/cm}^2.$$

Seega on roomamisest põhjustatud eelpingekadu

$$\Delta\sigma_a^{(1)} = \frac{kE_a R}{E_б^н R'}\,\sigma_б = 0{,}8\,\frac{5{,}9 \cdot 85}{0{,}7} = 570 \text{ kg/cm}^2.$$

Summaarne eelpingekadu on $400 + 570 = 970$ kg/cm². Edaspidistes arvutustes on võetud eelpingekaoks minimaalne $\sigma_п = 1000$ kg/cm².

Betooni tõmbeserva eelsurve pärast eelpingekadusid, arvestades ka eelpingestuse täpsuse tegurit $m_т = 0{,}9$, kui

$$N_0 = F_н m_т\,(\sigma_0 - \sigma_п) = 1{,}54 \cdot 0{,}9(5000 - 1000) = 5540 \text{ kg},$$

on

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{N_0 e_0}{I_{бп}}\,y = \frac{5540}{438} + \frac{5540 \cdot 18{,}3}{38\,355} \cdot 21 = 67 \text{ kg/cm}^2.$$

Moment, mis neelab selle eelpinge, on

$$M_1 = \frac{38\,355 \cdot 67}{21} = 1{,}2 \cdot 10^5 \text{ kgcm} = 1{,}2 \text{ tm}.$$

Sellele vastav koormus on $q_1 = 276$ kg/m.

II staadiumis jääb seega mõjuma moment $M_2 = M^н - M_1 = 1{,}67 - 1{,}2 = 0{,}47$ tm, millele vastav koormus on $q_2 = 108$ kg/m.

$$B_1 = E_б^н I_{бп} = 340\,000 \cdot 38\,335 = 13 \cdot 10^9 \text{ kgcm}^2.$$

I staadiumis on seega läbipaine

$$f_1 = 0{,}34 \text{ cm}.$$

II staadiumi jäikuse määramiseks leiame kõigepealt lisapinge pingevarrastes

$$\sigma_{M_2} = \frac{R_{ну} M_2}{M} = \frac{5100 \cdot 0{,}47}{2{,}0} = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

Edasi toimub arvutus nagu hariliku raudbetooni puhul (vt. näide 11)

$$\alpha = 3\,\frac{F_н}{bh_0}\,n = 3 \cdot \frac{1{,}54}{6{,}5 \cdot 27{,}3} \cdot 59 = 0{,}154;$$

$$\gamma' = \frac{(b_п - b)h_п}{bh_0} = \frac{(73 - 6{,}5) \cdot 3}{6{,}5 \cdot 27{,}3} = 1{,}12;$$

$$A = \frac{\alpha + \gamma'}{2} = 0{,}637;\ x_{ср} = \left(-A + \sqrt{A^2 + \alpha}\right) h_0 = 3{,}0 \text{ cm} \approx h_п;$$

$$W = F_н\,(h_0 - 0{,}5x_{ср}) = 1{,}54(27{,}3 - 1{,}5) = 39{,}7 \text{ cm}^3.$$

Vastavalt lisas toodud tabelile 12, kui $\alpha = 0{,}154$:

$$\sigma_{M_2} = 1200 \text{ kg/cm}^2, \text{ siis } \psi = 0{,}44 \text{ ja}$$

$$B_2 = \frac{E_a}{\psi} W(h_0 - x_{cp}) = \frac{2 \cdot 10^6}{0{,}44} \cdot 39{,}7(27{,}3 - 3) = 4{,}38 \cdot 10^9 \text{ kgcm}^2.$$

Kestva koormuse puhul on paindejäikus

$$\overline{B}_2 = \frac{4{,}38 \cdot 10^9}{1{,}5} = 2{,}9 \cdot 10^9 \text{ kgcm}^2.$$

Täiendav läbipaine, kui $q_2 = 1{,}08$ kg/cm:

$$f_2 = 0{,}59 \text{ cm}.$$

Üldine läbipaine $f = f_1 + f_2 = 0{,}34 + 0{,}59 = 0{,}93$ cm.

$$f : l = 0{,}93 : 590 = 1 : 635 < 1 : 300.$$

## § 25. EELPINGESTATUD ARMATUURIGA RAUDBETOONKONSTRUKTSIOONIDE PRAGUDE LAIUSE HINDAMINE

Pragude laiuse hindamine toimub vastavalt ekspluatatsioonikoormuste olukorrale. Kuna 1. ja 2. pragude vältimise kategooria puhul toimub arvutus pragude vältimisele, siis leiavad siin käsitlemist vaid 3. pragude vältimise kategooria konstruktsioonid, kus on rakendatud mittetäielikku eelpingestust.

Pragude laius leitakse vastavalt *V. I. Murašovi* teooriale (vt. § 10. 4) järgmise avaldise abil:

$$a_T = \psi \frac{\sigma_{M_2}}{E_a} l_T, \tag{4.82}$$

kus $\sigma_{M_2}$ — tõmbetsooni pingevarraste ja armatuuri ekspluatatsiooniolukorra jääkpinge pärast betooni eelsurve neelamist.

Ülejäänud tähistused vt. (2. 63′).

Painde puhul arvutatakse $\sigma_{M_2}$ vastavalt avaldisele (4. 81), tõmbe puhul aga vastavalt

$$\sigma_{M_2} = \frac{N_2}{F_H + F_a}, \tag{4.83}$$

kus $N_2 = N^H - N_1$; kusjuures $N_1$ on normaaljõud, mille puhul betooni eelsurve parajasti neelatakse.

Pragude vahekaugused $l_T$ vt. (2.66) ja (2.81).

Pragude laiuse piirväärtused tulevad täpsustamisele tulevikus, kuid esialgselt tuleb leppida märkustega, mis on toodud hariliku raudbetooni kohta § 10.4.

Tuleb märkida, et kaugelt enamikul juhtudel on kaaluvam pärast pragude tekkimist esinev elemendi paindejäikuse järsk vähenemine kui tekkivate pragude laiused. Seepärast käesolev ülesanne omab harva tähtsust tegelikul projekteerimisel.

**Näide 47.**

Jätkame näidet 46.

$\sigma_{M_2} = 1200$ kg/cm²; $\alpha = 0{,}154$; $\psi = 0{,}44$; $k_1 = 8{,}0$ (vt. lisas toodud tabel 12);

$$l_T = k_1 n \frac{d}{4} = 8{,}0 \cdot 5{,}9 \cdot \frac{1{,}4}{4} = 16{,}5 \text{ cm}$$

ja vastavalt avaldisele (4.82)

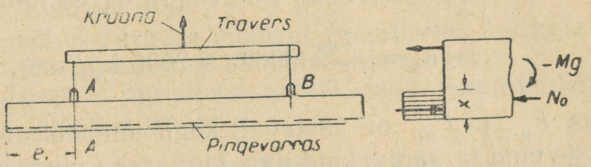
$$a_T = 0{,}44 \cdot \frac{1200 \cdot 16{,}5}{2 \cdot 10^6} = 0{,}0043 \text{ cm} = 0{,}043 \text{ mm},$$

mis on 4—6 korda väiksem tavaliselt lubatavast pragude laiusest. Seevastu näitest 46 nägime, et läbipainded olid lubatavatest läbipainetest vaid ca 2 korda väiksemad.

## § 26. PINGEBETOONELEMENTIDE VASTUPANU JÕUDUDELE, MIS ESINEVAD NENDE VALMISTAMISEL JA TRANSPORDIL

Eelpingestamise protsessis allutatakse pingebetoonelementide ristlõiked üldiselt ekstsentrilisele survele, kusjuures esinevad betooni pinged on põhiliselt vastupidiste märkidega väliskoormustest põhjustatud pingete suhtes. Sageli tõuseb element betooni eelpingestamise lõppedes kõverdumise tõttu raketistest lahti, mistõttu samaaegselt betooni eelsurvepingetega mõjuvad ka vastupidiste märkidega

omakaalupinged. Kas sel puhul esinevat soodustust elemendi eelpingestamise olukorra tugevuse kontrollil on võimalik arvestada, oleneb valitud konstruktsiooni üldlahendist. Kui on tegemist näiteks raske monoliitse pingebetoonkonstruktsiooniga, mis valmistatakse vastavalt II meetodile, siis võib suur omakaal betooni eelpingestamisel esinevaid suuri survepingeid elemendi hilisemas tõmbetsoonis tunduvalt vähendada. Seevastu transporditavates konstruktsioonides võivad esineda juhud, kus omakaal põhjustab pingevarraste eelpingejõududega ajutiselt samamärgilisi momente. Tõepoolest, joon. 255 esitatud juhul, kus elementi tõstetakse punktidest *A* ja *B*, esineb lõikes *A* tõstmisel negatiivne paindemoment, nagu eelpingestamiselgi, mistõttu on survetsoon eriti ohustatud.




*Joon. 255*

Seetõttu on instruktsioonides CH 10-57 sellele küsimusele pööratud erilist tähelepanu.

Paindemomentide kontroll toimub kandevõimele, kuid 1. ja 2. pragude vältimise kategooria pingebetoonkonstruktsioonide puhul ka pragude vältimisele. Elementide põikjõukindlus on tavaliselt ikka tagatud.

Kandevõime hindamisel on tähtsaks ja veel mitte küllaldaselt läbitöötatud küsimuseks pingevarraste jääksisejõudude suurused, kui neid ümbritsev betoon puruneb survele. Esialgselt on jääkpinged pingevarrastes määratud instruktsioonidega.

I meetodi kohaselt valmistatud konstruktsioonide pingevarrastes esinev jääkpinge tõmbetsooni purunemisel survele on $(\sigma_0 - \sigma_n)$, kus $\sigma_0$ on kontrollpinge ühes eelpingekadudega, mis toimuvad kuni betooni eelsurveni, ja $\sigma_n = 3000$ kg/cm² on pingekadu pingevarrastes, mis kaasneb betooni survele purunemise deformatsiooniga. [Vrd. (4.30′), kus vastmainitud pingekadu oli hinnatud

3600 kg/cm². Käesolevalt oletatakse, et purunemine toimub üldiselt lühema aja kestel, mistõttu betooni plastilised piirsurve deformatsioonid on mõnevõrra väiksemad.]

II meetodi kohaselt valmistatud elementide pingevarrastes esinev jääkpinge tõmbetsooni purunemisel surve tõttu, kui kõik tõmbetsooni pingevardad pingestatakse korraga, on $\sigma_н$ — kontrollpinge otsekohe pärast eelpingestamist ilma eelpingekadudeta. Käesolevalt on eelpingestamisel võimalik betooni purunemine surve tõttu pingevarraste pinge $\sigma_н$ juures, eriti siis, kui ei mõõdeta pingevarraste venivusi.

II meetodi kohaselt valmistatud elementide pingevarrastes esinev jääkpinge tõmbetsooni purunemisel surve tõttu, kui pingevarraste pingestamine toimub gruppide kaupa, on $(\sigma_0 - \sigma_п)$, kus pingekadu $\sigma_п$ on hinnatud

$$\sigma_п = \frac{F_{нр}}{F_н} 3000 \ (\leqslant 2500 \text{ kg/cm}^2),$$

kus $F_н$ ja $F_{нр}$ on vastavalt kogu tõmbetsooni pingevarraste pind ja sama, kuid ilma viimasena pingestatud grupi pinnata.

Betooni tõmbetsooni tugevuse kontrollimisel survele rakendatakse erilist tingimuslikku arvutustugevust, mille puhul rakendatakse töötamistingimuse tegurit $m_6 = 1{,}2$ (vt. § 22. 1).

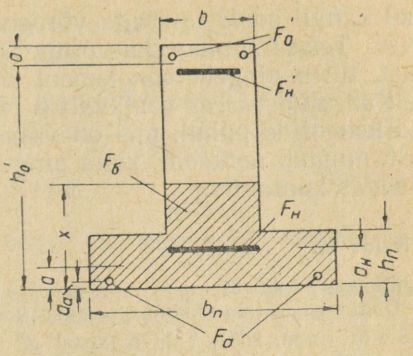
Tõmbetsooni tugevuskontroll survele toimub üldiselt vastavalt § 22. 1, survetsooni pragude vältimine aga vastavalt § 23. 2.

Näiteks tõmbetsooni tugevuse kontroll survele, kui tõmbetsoon on tugevdatud plaadiga, võib toimuda vastavalt avaldistele (4. 28), (4. 29).

Väljendades avaldises (4. 28) $S_6 = A_0 b h_0^2$ saame (vt. joon. 256), kui

$$S_н = F_н (h_0' - a_н); \ S_a = F_a (h_0' - a_a); \ m = 1:$$

$$A_0 = \frac{S_6}{bh_0^2} = \frac{F_н(\sigma_0 - \sigma_п)(h_0' - a_н) \pm M - F_a R_{ay}(h_0' - a_a)}{b(h_0')^2 R_{иу}'}, \tag{4.84}$$




*Joon. 256*

kus $R_и'$ — betooni tingimuslik arvutustugevus eelsurve andmise ajal;

$M$ — väliskoormuse moment (positiivne, kui ta suurendab betooni tõmbetsoonis survet).

Et tõmbetsoon ei puruneks survele, peab olema täidetud tingimus (2.20), mis annab

$$A_0 \leqslant A_{max} = 0{,}4\left[1 + 2\,\frac{h_п'}{h_0'}\left(\frac{b_0}{b} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\,\frac{h_п'}{h_0'}\right)\right]. \tag{4.85}$$

Survetsooni kogu armatuur peab käesoleval juhul omama tõmbele vajalikku vastupanu, s. o.

$$F_н' R_{ну} + F_a' R_{ay} \geqslant R_{иу}[bx + 0{,}8\,(b_п - b)h_п] + F_a R_{ay} - \\ - F_н\,(\sigma_0 - \sigma_п). \tag{4.86}$$

Toodud arvutuste lihtsustamiseks võib kasutada lisas esitatud graafikuid 2 ja 3 ning tabelit 9.

Pingevarraste sisejõud $N_0$ võib põhjustada elementide puhul, mis on valmistatud II meetodi kohaselt, ka **põikumist** (stabiilsuse kadu ristlõike pöördumise tõttu). Põike suurus ei või ületada poolt kanali laiust või läbimõõtu, sest vastasel juhul puutub pingevarras kanali seina ja takistab edasist põikumist. Seepärast võib arvutustes halvima juhuna oletada, et pingevarras omab põikumise toi-

mel kanali poole laiusega võrdset täiendavat ekstsentrilisust. Teises suunas, kus pingevarras ei oma ekstsentrilisust, tuleb pingebetoonelement kontrollida nagu tsentriliselt surutud varras vastavalt § 12.2.

Elementide puhul, mis on valmistatud I meetodi kohaselt, puudub nõtkeoht, kuna pingevardad on betoonkehaga pidevas kontaktis.

**Näide 48.**

Jätkame näidet 37.

Oletame, et tala tõstmisel esinev konsooli (ulu) pikkus on $l_1 = 2{,}5$ m (joon. 255). Tala omakaal $g^н = 910$ kg/m, mille puhul esinev arvutusmoment, arvestades ülekoormustegurit $n = 1{,}1$ ja dünaamilist tegurit $\mu = 1{,}5$, on

$$M = \frac{1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}91 \cdot 2{,}5^2}{2} = 4{,}7 \text{ tm}.$$

Vastavalt avaldisele (4.84) on

$$A_0 = \frac{\Sigma F_н(\sigma_0 - \sigma_п)\,(h_0' - a_н) + M + \Sigma\,[R_{иу} f_0 (h_0' - a_а)]}{b h_0^2 R_{иу}},$$

kus täiendav liige $\Sigma$ väljendab pingevarraste kanalite poolt põhjustatud tõmbetsooni nõrgestuse mõju.

Kui käesolevalt $R_{иу} f_0 = 315 \cdot 19{,}6 = 6200$ kg, siis

$$\Sigma\,[R_{иу} f_0 (h_0' - a_а)] = 6 \cdot 6{,}2(1{,}35 - 0{,}1) + 2 \cdot 6{,}2(1{,}35 - 0{,}28) + 6{,}2(1{,}35 - 0{,}415) = 65{,}5 \text{ tm}.$$

Pingekadu

$$\sigma_п = \frac{F_{нр}}{F_н} \cdot 3000 = \frac{5}{9} \cdot 3000 = 1666 < 2500 \text{ kg/cm}^2.$$

Jääkpinged $\sigma_0 - \sigma_п$ on üksikutes pingevarrastes järgmised:

varrastes *8, 9, 10, 11* : 11 172 — 1666 = 9506 kg/cm²
„ *4, 5,* . . . : 10 648 — 1666 = 8982 „
„ *2, 3,* . . . : 10 172 — 1666 = 8506 „
vardas *1* . . . . : 9 540 — 1666 = 7874 „

Seega

$$\Sigma F_н (\sigma_0 - \sigma_п)\,(h_0' - a_н) = 14{,}12 \cdot 9506\,(135 - 10) + 7{,}06 \cdot 8982\,(135 - 10) + 7{,}06 \cdot 8506\,(135 - 28) + 3{,}53 \cdot 7874\,(135 - 41{,}5) = 337 \cdot 10^5 \text{ kgcm} = 337 \text{ tm}.$$

$$A_0 = \frac{337 + 4{,}7 + 65{,}5}{0{,}15 \cdot 1{,}35^2 \cdot 3150} = 0{,}475$$

$$A_{0\,max} = \frac{0{,}8\,S_0}{b(h_0')^2} = \frac{0{,}8\left(30 \cdot 20 \cdot 125 + \frac{15^2}{2} \cdot 110 + 13 \cdot 115 \cdot 57{,}5\right)}{15 \cdot 135^2} =$$

$$= 0{,}545.$$

Kuna $A_0 = 0{,}475 < A_{0\,max} = 0{,}545$, siis survetsooni vastupanu on küllaldane.

Järgnevalt kontrollime, kas survetsooni pingevarraste vastupanu tõmbele on küllaldane. Nõutav survetsooni pingevarraste pind on

$$F_н' = \frac{R_{иу}[bx + 0{,}8(b_п - b)h_п] - F_н(\sigma_0 - \sigma_п) - \Sigma R_{иу} f_0}{R_{ну}}$$

Tõmbetsooni tugevduste $A_0$ osa on

$$A_{0\,III} = \frac{0{,}8(15 \cdot 20 \cdot 125 + 7{,}5 \cdot 15 \cdot 110)}{15 \cdot 135^2} = 0{,}146.$$

Ribile jääb $A_{0\,I} = A_0 - A_{0\,III} = 0{,}329$.

Tabelist 9 lisas leiame $\alpha_I = 0{,}415$, seega

$$x = \alpha_I h_0' = 0{,}415 \cdot 135 = 56{,}0 \text{ cm}$$

$$\Sigma R_{иу} f_0 = 9 \cdot 6{,}200 = 55{,}8 \text{ t}$$

$$\Sigma F_н(\sigma_0 - \sigma_р) = 285{,}6 \text{ t}.$$

Vajalik on seega

$$F_н' = \frac{315\,(15 \cdot 56 + 0{,}8 \cdot 15 \cdot 27{,}5) - 285\,600 - 55\,800}{9500} =$$

$$= 2{,}8 < 4{,}7 \text{ cm}^2.$$

Pragude vältimise tingimust kontrollime normikoormuse poolt põhjustatud momendi juures:

$$M^н = \frac{M}{1{,}1} = \frac{4{,}7}{1{,}1} = 4{,}26 \text{ tm}.$$

Leiame $W_б$, milleks määrame esmalt nulljoone asendi, kui pikijõud puudub (vt. § 23.2):

$$F_и = F_{бп} - [(70 - 15) \cdot 15 + 7{,}5 \cdot 8{,}5 - 2 \cdot 9{,}35] = 2542 \text{ cm}^2;$$

$$S_и = 20 \cdot 15 \cdot 130 + 7{,}5 \cdot 15 \cdot 115 + 15 \cdot 140 \cdot 70 - $$
$$- 9 \cdot 4{,}15 \cdot 122{,}5 = 194\,300 \text{ cm}^3;$$

$$F_б' = 15\,(70 - 15) + 1{,}5 \cdot 8{,}5 = 889 \text{ cm}^2;$$

$$h - x = \frac{S_и}{F_и + \frac{F_б' - F_0}{2}} = \frac{194\,300}{2542 + \frac{889 - 10}{2}} = 65 \text{ cm},$$

kust $x = 140 - 65 = 75$ cm.

Inertsmoment nulljoone kohta $I_c = 3\,544\,000$ cm$^4$.

Tõmbetsooni staatiline moment nulljoone kohta on $S_p = 81\,100$ cm$^3$ ja

$$W_б = \frac{2 I_c}{h - x} + S_p = 190\,100 \text{ cm}^3.$$

Peaaegu sama suuruse oleksime saanud, kasutades lisas toodud tabelit 28.

Määrame alumise tuumapunkti $L$ kauguse redutseeritud ristlõike raskuskeskmest

$$r_L = \frac{W_0'}{F_{бп}} = \frac{128\,800}{3344} = 38{,}5 \text{ cm},$$

kus

$$W_0' = \frac{I_{бп}}{y'} = \frac{7\,730\,000}{60} = 128\,800 \text{ cm}^3.$$

Pragude vältimise tingimus on käesolevalt

$$M_v^L \mp M_0^L \leqslant R_{ру} W_б;$$

$$M_0^L = N_0 (e_0 - r_L) = 391{,}2\,(0{,}471 - 0{,}385) = 33{,}6 \text{ tm};$$

$$R_{ру} W_б = 20 \cdot 190\,100 \cdot 10^{-5} = 38 \text{ tm};$$

$$M_v^L + M_0^L = 4{,}26 + 33{,}6 = 37{,}9 < 38 \text{ tm}.$$

Seega on ka pragude vältimise tingimus rahuldatud.

## § 27. PINGEBETOONELEMENTIDE KONTROLL VÄSIMUSELE

Rida pingebetoonelemente (kraanatalad, sillad, raudteeliiprid jne.) töötavad ekspluatatsiooniolukorras suure korduvusega muutliku koormuse all, mis põhjustab kasutatud materjalides väsimuse tunnuseid.

Hulgaliste eksperimentidega on kindlaks tehtud, et suure korduvusega koormuste puhul toimub materjalide purunemine väiksemate pingete puhul kui ühekordsel staatilisel koormamisel. Korduval koormusel saavutatav suurim pinge, nn. **väsimuspiir**, oleneb antud materjali puhul veel koormuse korduvuse arvust (hindamise aluseks valitakse tavaliselt korduvus $2 \cdot 10^6$) ja pingete muutuse amplituudist.

Väikseim väsimuspiir esineb koormuste korduvuse täieliku või sellele lähedase asümmeetria puhul, s. o. kui $0 \leqslant \varrho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \leqslant 0{,}1$. Ilmselt $\varrho$ kasvamisega tõuseb ka väsimuspiir ja läheneb asümptootiliselt materjali tugevusele ühekordsel koormamisel.

Mingil betooni deformatsioonil esinevat **väsimustugevust** (paindesurvet, tõmmet jne.) on võimalik hinnata üldiselt avaldisega

$$R'_{by} = k_b \gamma_b \beta_m R^n_b, \qquad (4.87)$$

kus $R^n_b$ — vaadeldava materjali normitugevus;

$k_b$ — materjali ühtlustegur (§ 7.3);

$\gamma_b$ — betooni tugevuse väsimusest alanemise tegur; oleneb peamiselt $\varrho$ suurusest ja on määratav vaid empiiriliselt;

$\beta_m$ — võtab arvesse betooni tugevusparameetrite kasvu pikema aja kestel (mille kestel toimub ka betooni väsimuspurunemine). Instruktsioonides CH 10-57 on valitud $\beta_m = 1{,}2$ kuni 1,4 (vastavalt betooni markidele 200 kuni 600).

Avaldise (4.87) ja vastkirjeldatud metoodika kohaselt leitud tingimuslikud arvutuslikud väsimuspiirid, kui $\varrho \leqslant 0{,}1$, on esitatud järgmises tabelis.

| Tähistus | Betooni valmistamise grupp | Tingimuslikud arvutuslikud väsimuspiirid kg/cm² betooni markide puhul | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 |
| Tsentriline surve | A | 65 | 100 | 135 | 170 | 205 |
| | B | 60 | 95 | 130 | 160 | 190 |
| Surve paindel | A | 80 | 125 | 170 | 215 | 260 |
| | B | 75 | 115 | 160 | 205 | 245 |
| Tõmme | A ja B | 8,5 | 11,5 | 14 | 15 | 16 |

Kui $0{,}1 < \varrho < 0{,}7$, siis tuleb ülaltoodud tabeli väärtused korrutada alltoodud tabelis toodud teguritega:

| $\varrho$ | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Kordaja | 1,05 | 1,1 | 1,15 | 1,2 | 1,25 | 1,3 |

Seejuures ei tohi väsimuspiir ületada materjali staatilist tugevust.

Terase väsimusnähted on seotud tema purunemistugevusega $\sigma_p$ ja mitte sel määral voolavuspiiriga $\sigma_T$, nagu seni vaadeldud raudbetooni teoorias. Seepärast ka pehmete teraste (Ст. 5, 25Г2С, 30ХГ2С) puhul on väsimuspiiri $R'_{ay}$ määramisel valitud aluseks nende keskmised purunemistugevused staatilisel koormamisel. Analoogiliselt avaldisega (4.87) on ka terase puhul võimalik väsimuspiiri hinnata avaldisega

$$R'_{ay} = k_a \gamma_a k_\varrho R_B, \qquad (4.88)$$

kus $k_a$ — materjali ühtlustegur ($\approx 0{,}8$);

$\gamma_a$ — tugevuse kahanemistegur väsimusest, olenev peamiselt $\varrho$ suurusest; kui $\varrho \leqslant 0{,}1$, siis keskmiselt $\gamma_a = 0{,}4$;

$k_\varrho$ — väsimuspiiri kõrgendamise tegur, kui $\varrho > 0{,}1$ (näiteks, kui $\varrho \geqslant 0{,}8$, siis $k_\varrho = 1{,}7$; kui $\varrho \geqslant 0{,}9$, siis $k_\varrho = 1{,}8$);

$R_B$ — terase margi purunemispinge (külmalttõmmatud traatide puhul $R^н_н$).

Kuna pingebetoonis pingevarraste pinged ei kõigu ka dünaamilistel koormustel kuigi suurtes piirides, siis on instruktsioonides (CH 10-57) püstitatud pingevarraste pingete kohta järgmised piirid:

$$\text{Kui } \varrho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \geqslant 0{,}9, \text{ siis } \sigma_{max} \leqslant 0{,}6\,R^н_н;$$

$$\text{kui } 0{,}8 \leqslant \varrho < 0{,}9, \text{ siis } \sigma_{max} \leqslant 0{,}55\,R^н_н.$$

Kokkuvõttes seisneb väsimusolukorra kontroll järgmises. Arvutatakse normikoormustele vastavad betooni minimaalsed ja maksimaalsed pinged ning võrreldakse neid vastavate väsimuspiiridega. Kuna siin ei arvutata maksimaalsete statistiliselt mõeldavate, s. o. arvutuslike koormustega, ei lülita kontroll väsimusele välja kandevõime kontrolli vastavalt § 22. Kui pingevardad on kuumaltvaltsitud terasest, siis tõmbetsooni väsimusele ei kontrollita. Siin on seega konstruktsiooni hilisemal ekspluatatsiooniperioodil mõningate väsimuspragude tekkimine lubatud. Et aga külmalttõmmatud traate mitte allutada korrosiooniohule, tuleb tõmbetsoonis nulljoonest kaugeimate pingevarraste kius kontrollida betooni pinget, mis peab olema väiksem kui väsimuse-tõmbetugevus.

Korduvad koormused, mis kutsuvad betoonis esile väsimuspiiri lähedasi pingeid, põhjustavad betoonis täiendavaid plastilisi jäävdeformatsioone. Nende hindamisel koormuse lõppstaadiumis analoogiliselt roomamisdeformatsioonidega kasutatakse arvutuslikku elastsusmoodulit, mis iseloomustab samaaegselt nii elastseid kui ka plastilisi deformatsioone. Seega on jäetud deformatsioonide keerukas ajalise muutumise protsess vaatlusest välja. Seoses sellega asendub harilik elastsusmoodulite suhe $n = E_a : E_б$ siin suhtega $n' = E_a : E'_б$, mis on 2—3 korda suurem kui $n$. Järgnevas tabelis on antud $n$ ja $n'$ väärtused olenevuses betooni margist ja terase liigist, kusjuures $E'_б$ on hinnatud ulatusliku katsematerjali alusel.

| Jrk. nr. | Pingevarraste terase liik | Vaadeldav suhe | Betooni mark 200 | 300 | 400 | 500 | 600 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Teras Ст. 5 | $n$ | 10,5 | 8 | 7 | 6,5 | 6 |
| | | $n'$ | 30 | 20 | 15 | 13 | 11,5 |
| 2 | Teras 25Г2С ja 30ХГ2С | $n$ | 10 | 7,5 | 6,5 | 6 | 5,5 |
| | | $n'$ | 28,5 | 19 | 14,5 | 12,5 | 11 |
| 3 | Külmalttõmmatud traat | $n$ | 9 | 6,5 | 6 | 5,5 | 5 |
| | | $n'$ | 25,5 | 17,5 | 13 | 11,5 | 10 |
| 4 | Trossid | $n$ | 8,5 | 6 | 5,5 | 5 | 4,5 |
| | | $n'$ | 24 | 16 | 12 | 10,5 | 9,5 |

Seoses elastsusmoodulite suhte muutusega muutuvad ka käesolevas peatükis ülalpool toodud arvutuskäikudes ristlõigete redutseeritud pinnad, inertsmomendid jne., mida tuleb käesolevalt arvestada.

Teisest küljest kutsuvad betooni väsimusest põhjustatud plastilised deformatsioonid pingevarrastes esile **täiendavaid eelpingekadusid,** mida võib hinnata.

$$\Delta\sigma_a = (n' - n)\sigma_6, \qquad (4.89)$$

kus $\sigma_6$ on betooni eelsurve, arvestades kõiki, kaasa arvatud ka betooni väsimusest põhjustatud pingekadusid.

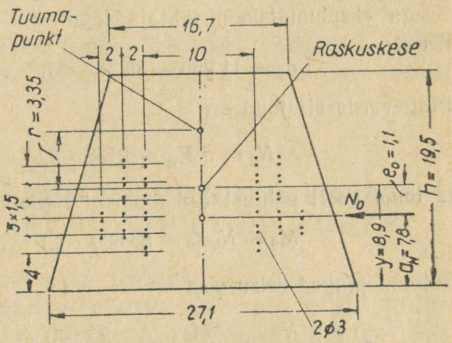
Pingevarraste võimalik maksimaalne pingekadu on instruktsioonides hinnatud $\Delta\sigma_a = 0{,}5(n' - n)R'_{иу} \approx 600$ kg/cm² ja ei olene seega betooni margist ega terase liigist. Tegelik eelpingekadu on aga proportsionaalne suurusega $\sigma_6 : R'_{иу}$, millega eelpingekadu betooni väsimusest kujuneb

$$\Delta\sigma_a = 600\frac{\sigma_6}{R'_{иу}}, \qquad (4.89')$$

kusjuures siin on $\sigma_6$ betoonipinge kõikide eelpingekadude arvestamisega, kuid ilma väsimuskaota.

**Näide 49.**

Vaatleme joon. 257 esitatud ristlõikega keelbetoonist raudteeliipri arvutust väsimusele, kusjuures roopa teljel on arvutusmoment $M = 2{,}34$ tm, ekspluatatsioonikoormuste moment $M^{н} = 1{,}82$ tm. Liiper on valmistatud betoonist margiga M 500, kuid eelpinge anti üle betoonile selle tugevuse $R' = 0{,}7\ R = 350$ kg/cm² juures. Pingevarrasteks on valitud 26 paari perioodilise profiiliga külmalttõmmatud terastraate (ГОСТ 8480-57) läbimõõduga $d = 3$ mm ($F_{н} = 3{,}67$ cm²). Tugevusarvutusest kasutame järgmisi andmeid.




*Joon. 257*

Kontrollpinge

$$\sigma_0 = 0{,}65\,R^{н}_{н} = 0{,}65 \cdot 17\,000 = 11\,050 \text{ kg/cm}^2.$$

Betooni pinge pingevarraste raskuskeskme joonel, arvestades eelpingekadusid kuni betooni eelsurveni, on

$$\sigma_б = 91 \text{ kg/cm}^2.$$

Üldine eelpinge kadu (terase relaksatsioonist, betooni roomamisest ja mahukahanemisest) on 1520 kg/cm².

Redutseeritud ristlõike andmed, kui on hinnatud $n' = 13$:

$$F_{бп} = 19{,}5(16{,}7 + 27{,}1) : 2 + 13 \cdot 3{,}67 = 475 \text{ cm}^2;$$

$$S_{бп} = \frac{16{,}7 \cdot 19{,}5^2}{2} + \frac{10{,}4 \cdot 19{,}5^2}{6} + 3{,}67 \cdot 13 \cdot 7{,}8 = 4219 \text{ cm}^3$$

(7,8 on pingevarraste kaugus alumisest servast, vt. joon. 257).

$$y = \frac{S_{бп}}{F_{бп}} = \frac{4219}{475} = 8{,}9 \text{ cm};\ e_0 = y - a_{н} = 8{,}9 - 7{,}8 = 1{,}1 \text{ cm};$$

$$I_{6п} = \frac{6 \cdot 16{,}7^2 + 6 \cdot 16{,}7 \cdot 10{,}4 + 10{,}4^2}{36(2 \cdot 16{,}7 + 10{,}4)} 19{,}5^3 + 13 \cdot 3{,}67 \cdot 1{,}1 =$$
$$= 13\,360 \text{ cm}^4.$$

Kui betooni painde-väsimuspiir margi 350 juures hinnata $R'_{иу} = 147$ kg/cm², siis väsimusest tekkiv pingekadu on

$$\Delta\sigma_a = 600 \frac{\sigma_б}{R'_{иу}} = 600 \frac{91}{147} = 372 \text{ kg/cm}^2.$$

Seega ekspluatatsiooni-tähtaja lõpul on pingevarrastes karakteerne pinge

$$\sigma_0 = 11\,050 - 1520 - 372 = 9158 \text{ kg/cm}^2.$$

Pingevarda sisejõud on

$$N_0 = \sigma_0 F_н = 9158 \cdot 3{,}67 = 33\,600 \text{ kg}$$

ja tema poolt põhjustatud moment ristlõike raskuskeskme kohta

$$M_0 = N_0 e'_0 = 33\,600 \cdot 1{,}1 = 37\,000 \text{ kgcm}.$$

Betooni pinged eelsurvest on

$$\sigma'_б = \frac{N_0}{F_{6п}} \pm \frac{M_0}{I_{6п}} y = \frac{33\,600}{475} \pm \frac{37\,000}{13\,360} y = 70{,}9 \pm 2{,}76\, y.$$

Ekspluatatsioonikoormusest

$$\sigma''_б = \frac{M^н}{I_{6п}} y = \mp \frac{188\,000}{13\,360} y = \mp 14{,}1\, y.$$

Maksimaalne pinge ülemises kius on lubatav, sest

$$\sigma_б = 70{,}9 - 2{,}76 \cdot 10{,}6 + 14{,}1 \cdot 10{,}6 = 41{,}7 + 149 =$$
$$= 190{,}7 < 1{,}06 \cdot 215 = 228 \text{ kg/cm}^2.$$

Siin tegur $k = 1{,}06$ võtab arvesse, et $\varrho = \frac{41{,}7}{190{,}7} = 0{,}22 > 0{,}1$ (vt. tabel lk. 430).

Alumiste pingevarraste rea kõrgusel ($y = 4{,}9$ cm)

$$\sigma_б = 70{,}9 + 2{,}76 \cdot 4{,}9 - 14{,}1 \cdot 4{,}9 = 15{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

on seega survepinge ja pingevarrasteni ulatuva prao tekkimise ohtu pole olemas.

Pingevarraste pingete kõikumise piirid on alumises pingevarraste reas

$$\sigma_{min} = \sigma_н = \sigma_0 - n\sigma_б = 9158 - 5{,}3(70{,}9 + 13{,}5) = 8710 \text{ kg/cm}^2$$

ja

$$\sigma_{max} = \sigma_a = 8710 + 14{,}1 \cdot 4{,}9 \cdot 5{,}3 = 9076 \text{ kg/cm}^2.$$

Seega

$$\varrho = \frac{8710}{9076} = 0{,}96 > 0{,}9.$$

Pingevarraste maksimaalne pinge ei tohi ületada pinget $0{,}6\,R_н^н = 0{,}6 \cdot 17\,000 = 10\,200$ kg/cm², milline tingimus on ilmselt rahuldatud.

## § 28. MÄRKUSI PINGEBETOON-PAINDEELEMENTIDE KLASSIKALISE ARVUTUSMEETODI KOHTA

Väljaspool NSV Liidu piire toimub pingebetooni arvutus üldiselt veel **klassikalise teooria** kohaselt, mille puhul võrreldakse valitud konstruktsiooni ristlõigete kontrollimisel tegelikke pingeid vastavalt tugevusõpetuse reeglitele mingite lubatavate pingetega. Tuleb märkida, et ka vastesitatud NSV Liidus kasutatava pingebetooni arvutusmetoodika puhul on rakendatud kohati veel ulatuslikult tugevusõpetuse metoodikat (pragude vältimise arvutusel, väsimuse arvutusel), kuid kandevõime kontroll toimub ikka purustava koormuse teooria kohaselt. Ka välismaal on viimasel ajal korduvalt soovitatud teha täienduseks harilikule arvutusele ka mingi kandevõime arvutuse variant. Seda on põhjustanud paljud katsed, kus klassikalise teooria kohaselt arvutatud elementide puhul osutusid ekspluatatsiooni- ja purustavad koormused üksteisest ootamatult vähe või ka liialt erinevateks.

Nagu nägime seni esitatud arvutusnäidetest, seisnes tegelik arvutus ikka antud ristlõike kontrollimises. Seega tuli ristlõike mõõted valida kas varemesinenud näidete ja kogemuste varal või siis korduva katsetamise teel. Otsese dimensioneerimise võimalusi oli seniesitatud arvutuskäigus vähe.

Klassikaline arvutusviis seevastu võimaldab suuremal määral rakendada dimensioneerimist ja saada vajalikust ristlõikest esialgse kujutluse. Tundub, et klassikalise arvutusmeetodi lühike kirjeldus on seepärast ka siinkohal õigustatud; seda enam, et välismaises pingebetoonialases literatuuris on samuti arvutusaluseks veel klassikaline teooria.

Käesolevas punktis toimub kogu arvutus normikoormuste raames, seepärast on lihtsuse mõttes jäetud ära indeks «н» kõikides koormusfunktsioonides. Seega $M = M^{н}$ jne. Lubatavad pinged tähistame nurksulgudega, näit. $[\sigma_б]$.

Vaatleme näiteks II meetodi kohaselt valmistatavat tala. Eelpingestamisel, kui mõjub otsekohe ka tala omakaal, on võimalik koostada järgmised betooni ristlõike servade tugevustingimused:

ülemise serva kohta $$\sigma'_{бн} + \sigma'_{бg} \geqslant \varphi\,[\sigma_б]; \qquad (4.90)$$

alumise serva kohta $$\sigma_{бн} + \sigma_{бg} \leqslant \varepsilon\,[\sigma_б], \qquad (4.91)$$

kus $\sigma_{бн}$ ja $\sigma'_{бн}$ on pingevarraste sisejõududest põhjustatud betooni pinged vastavalt all- ja ülaservas;

$\sigma_{бg}$ ja $\sigma'_{бg}$ on samad omakaalust, kusjuures omakaalu all tuleb mõista vaid tala omakaalu, hilisemad omakaalu koormused tuleb arvata kasuskoormuste hulka.

Survepinged on siinjuures positiivsed.

Avaldis (4.90) nõuab, et ülaserva pinged oleksid algebraliselt suuremad kui $\varphi\,[\sigma_б]$, mis on lubatav tõmbepinge ja seega algebraliselt negatiivne. Avaldis (4.91) nõuab, et alumises servas esinevad survepinged oleksid väiksemad kui lubatavad survepinged.

Pärast kasuskoormuse $p$ rakendamist on samade servade kohta kehtivad järgmised tugevustingimused

$$m\sigma'_{бн} + \sigma'_{бg} + \sigma'_{бp} \leqslant [\sigma_б] \qquad (4.92)$$

ja

$$m\sigma_{бн} + \sigma_{бg} + \sigma_{бp} \geqslant \gamma\,[\sigma_б]. \qquad (4.93)$$

Seega peab ülaservas ka kasuskoormuse pingete $\sigma'_{6p}$ summa jääma väiksemaks kui betooni lubatav pinge $[\sigma_6]$. Seevastu allservas peab üldine pinge olema algebraliselt suurem kui $\gamma[\sigma_6]$ — lubatav tõmbepinge. Tegur $m$ võtab arvesse eelpingekadu ($m$ võrdub näiteks 0,85). Siin esinevate tegurite $\varphi$, $\varepsilon$ ja $\gamma$ kohta tuleb teha järgmised märkused. Nad esinevad parameetritena, mis, nagu allpool näeme, aitavad ülesandega määratud tingimusi täita. Üldiselt on $\varphi$ ja $\gamma$ nullilähedased suurused. Nad võivad olla ka negatiivsed, kui lubatakse teatud betooni tõmbepingete esinemist. $\varepsilon$ on ligikaudu 1. Kui avaldisest (4.92) lahutame $m$-ga korrutatud (4.90), saame

$$\sigma'_{6g}(1-m)+\sigma'_{6p}=[\sigma_6](1-m\varphi). \tag{4.94}$$

Seega

$$\frac{M_p}{I}v'+\frac{M_g}{I}v'(1-m)=[\sigma_6](1-m\varphi),$$

kus $I$ on redutseeritud ristlõike inertsmoment ristlõike raskuskeset $C$ läbiva horisontaalse telje kohta; $v$, $v'$ vt. joon. 258. Avaldis (4.94) annab

$$\frac{I}{v'}=\frac{M_p+M_g(1-m)}{[\sigma_6](1-m\varphi)}; \tag{4.95}$$

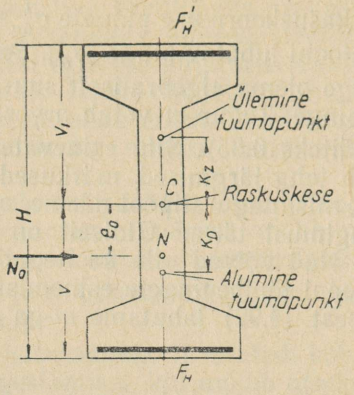
analoogiliselt

$$\frac{I}{v}=\frac{M_p+M_g(1-m)}{[\sigma_6](m\varepsilon-\gamma)}. \tag{4.95'}$$

Siit jõuame järeldusele, et ristlõike ülemise ja alumise serva kiu vastupidavusmomendid $I:v'$ ja $I:v$ ei olene oluliselt omakaalu koormusest, sest $M_g$ juures olev tegur $(1-m)$ on nullilähedane või, kui loobuda eelpingekao mõjust, isegi võrdne nulliga.

Järgnevalt loobume eelpingekao, mis tekib pärast betooni eelpingestamist, mõjust. Siis jagades avaldise (4.95) avaldisega (4.95'), saame

$$\frac{v'}{v}=\frac{(1-\varphi)}{\varepsilon-\gamma}, \tag{4.96}$$




*Joon. 258*

kust selgub, et teguritest $\varphi$, $\varepsilon$ ja $\gamma$ on ainult 2 vabalt valitavad.

Betooni eelpinged leiame avaldise (4.27) abil:

$$\sigma_{бн} = \frac{N_0}{F} + \frac{N_0 e_0 v}{I}.$$

Kuna $I:F = r^2$, siis

$$\sigma_{бн} = \frac{N_0}{F}\left(1 + \frac{e_0 v}{r^2}\right) \text{ ja } \sigma'_{бн} = \frac{N_0}{F}\left(1 - \frac{e_0 v'}{r^2}\right). \quad (4.97)$$

Kui elimineerida avaldisest (4.97) suurus $e_0:r^2$, saame

$$N_0 = F\,\frac{\sigma_{бн} v' + \sigma'_{бн} v}{v + v'} = F\bar{\sigma}_{бн}, \quad (4.98)$$

kus $\bar{\sigma}_{бн}$ on betooni eelpinge ristlõike raskuskeskmes $C$. Kui (4.92) korrutada $v$-ga ja (4.93) korrutada $v'$-ga ning siis liita, saame

$$\sigma'_{бн} v + \sigma_{бн} v' = v[\sigma_б] + v'\gamma[\sigma_б].$$

Selle põhjal saame valemi (4.98) avaldada kujul:

$$N_0 = F[\sigma_б]\,\frac{v + \gamma v'}{v + v'}, \quad (4.98')$$

mis pärast väiksemaid ümbermoodustusi, võttes arvesse ka (4.96), annab

$$N_0 = F[\sigma_6]\,\frac{\varepsilon - \gamma\varphi}{1 - \varphi + \varepsilon - \gamma}\,. \qquad (4.98'')$$

Asetades (4.98″) avaldisse (4.97) ja edasi (4.91), saame

$$[\sigma_6]\left(\frac{\varepsilon - \gamma\varphi}{1 - \varphi + \varepsilon - \gamma}\right)\left(1 + \frac{e_0 v}{r^2}\right) - \frac{M_g}{I}\,v = \varepsilon[\sigma_6].$$

Kuna $\frac{I}{v} = \frac{M_p}{[\sigma_6](\varepsilon - \gamma)}$, saame lõpuks avaldise pingestusjõu rakenduspunkti jaoks:

$$e_0 = \frac{r^2}{v}\left(\frac{\varepsilon - \gamma}{\varepsilon - \gamma\varphi}\right)\left[\frac{M_g}{M_p}\,(1 - \varphi + \varepsilon - \gamma) + \varepsilon - \varphi\right]. \qquad (4.99)$$

Ekstsentrilisus $e_0$ peab mahtuma ristlõikesse, s. o. ta peab moodustama vaid teatud osa ristlõike kõrgusest $H$.

Avaldised (4.95), (4.95′), (4.98), (4.99) moodustavadki dimensioneerimisvalemite grupi.

Leiame esialgselt valitud ristlõike tüübile (ristkülik, I, karp jne.) iseloomuliku geomeetrilise parameetri (näiteks ristlõike kõrguse $H$), mis rahuldaks avaldisi (4.95) ja (4.95′). Edasi leiame avaldise (4.98″) abil $N_0$ — pingevarraste sisejõu resultandi, mille kaudu leiame vajaliku pingevarraste pinna $(F_н + F'_н)$. Pingevarraste sisejõudude resultandi rakenduspunkti kauguse $e_0$ leiame avaldise (4.99) abil. Nagu märgitud, on kaks tegurit kolmest ($\gamma$, $\varepsilon$ ja $\varphi$) vabalt valitavad.

Tavaliselt valitakse $\gamma = 0$ ja $\varepsilon = 0{,}9$. Siis annab avaldis (4.96) $\varphi = 1 - 0{,}9\,\frac{v'}{v}$. Seejuures kujuneb dimensioneerimisvalemite grupp järgmiseks:

$$\frac{I}{v'} = \frac{M_p}{[\sigma_6](1 - \varphi)}\,; \quad \frac{I}{v} = \frac{M_p}{[\sigma_6] \cdot 0{,}9}\,.$$

$$N_0 = F[\sigma_6]\,\frac{0{,}9}{1{,}9 - \varphi}\,; \quad e_0 = \frac{r^2}{v}\left[\frac{M_g}{M_p}\,(1{,}9 - \varphi) + 0{,}9 - \varphi\right].$$

Kui aga viimasest avaldisest arvutatud $e_0$ osutub liialt suureks (ei mahu ristlõikesse, näiteks kui $e_0 > v$), siis tuleb minna teist teed, mille puhul antakse $e_0$ ette teatud osana tala kõrgusest $H$ (olenevalt tala tüübist). Ette antakse ka $\gamma$. Edasi määratakse (4.96) abil

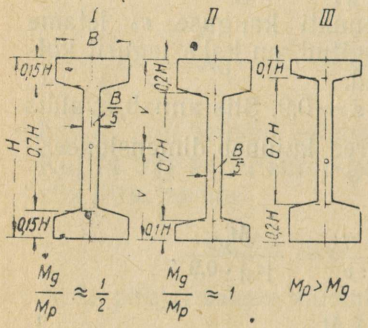
$$\varphi = 1 - \frac{v'}{v}(\varepsilon - \gamma), \qquad (4.100)$$

mis asendades avaldises (4.99) annab

$$e_0 = \frac{r^2}{v}\left(\frac{\varepsilon-\gamma}{\varepsilon-\gamma\varphi}\right)\left[\frac{M_g}{M_p}(\varepsilon-\gamma)\left(1+\frac{v'}{v}\right)+\varepsilon-1+\right.$$
$$\left.+\frac{v'}{v}(\varepsilon-\gamma)\right]. \qquad (4.99')$$

Seega võime antud $e_0$ puhul leida siit $\varepsilon$, edasi (4.100) abil $\varphi$ ja (4.98″) abil $N_0$. Avaldiste (4.95) või (4.96) abil leiame vastupidavusmomendi $I{:}v$, mille kaudu saame tüüpiliste ristlõigete tabelist sobiva ristlõike põhilise parameetri (näiteks kõrguse $H$).

Üks tüüpiliste ristlõigete tabel on esitatud joon. 259. Ristlõiget $I$ on sobiv kasutada, kui $M_g \approx \frac{1}{2}M_p$; ristlõiget $II$ — kui $M_g \approx M_p$ ja ristlõiget $III$, kui $M_g \ll M_p$.




Joon. 259

| | I | II | III | |
|---|---|---|---|---|
| $J$ | 0,061 | 0,0573 | 0,0573 | $\cdot BH^3$ |
| $J/v'$ | 0,121 | 0,01315 | 0,1015 | $\cdot BH^2$ |
| $J/v$ | 0,121 | 0,1015 | 0,1315 | |
| $F$ | 0,44 | 0,44 | 0,44 | $\cdot BH$ |
| $r^2$ | 0,137 | 0,130 | 0,130 | $\cdot H^2$ |
| $r^2/v'$ | 0,274 | 0,298 | 0,231 | $\cdot H$ |
| $r^2/v$ | 0,274 | 0,231 | 0,298 | $\cdot H$ |
| $\max e_0$ | 0,425 | 0,514 | 0,336 | $\cdot H$ |
| $v'/v$ | 1 | 0,775 | 1,294 | |

**Näide 50.**

Tala avaga $l = 20$ m, valmistatud II meetodi kohaselt, kannab normikoormusi: omakaalu $g^{н} = 1{,}85$ t/m ja kasuskoormust $p^{н} = 1{,}75$ t/m. Vastavad maksimaalsed paindemomendid on

$$M_g^{н} = 92{,}5 \text{ tm ja } M_p^{н} = 87{,}5 \text{ tm.}$$

Valitud betooni mark M 400, mille puhul

$$[\sigma_б] = \frac{R_и^{н}}{2} = \frac{3500}{2} = 1750 \text{ t/m}^2; \quad [\sigma_{бр}] = \frac{250}{2} = 125 \text{ t/m}^2.$$

Seega

$$\gamma = -\frac{125}{1750} = -0{,}07.$$

Valitud teras — külmalttõmmatud traat ГОСТ 7348-55, $\phi$ 5 mm; $R_а^{н} = 17\,000$ kg/cm$^2$.

Arvestades, et $M_g^{н} \approx M_p^{н}$, on valitud ristlõike tüüp II (joon. 259), mille puhul max $e_0 = 0{,}514\,H$. Kuna avaldise (4.99) kohaselt etteantud $\varepsilon$, $\gamma$ ja $\varphi$ puhul ületab $e_0$ geomeetriliselt võimaliku määra, siis läheme kohe teist teed. Koostame seose (4.99′):

$$0{,}514\,H = 0{,}231\,H\left(\frac{\varepsilon + 0{,}07}{\varepsilon + 0{,}07\varphi}\right) \cdot 1{,}05\,[\,(\varepsilon + 0{,}07)\,1{,}775 + \varepsilon - 1 + 0{,}775\,(\varepsilon + 0{,}07)\,],$$

kust

$$2{,}22 = \left(\frac{\varepsilon + 0{,}07}{\varepsilon + 0{,}07\varphi}\right)(3{,}64\varepsilon - 0{,}82).$$

Kuna avaldis sisaldab väikeses liikmes veel suurust $\varphi$, siis leiame $\varepsilon$ ja $\varphi$ iteratsiooni teel. Oletades, et $\varphi = 0$, saame

$$\varepsilon' = 0{,}79; \quad \varphi' = 1 - 0{,}775 \cdot 0{,}86 = 0{,}333;$$

$$\varepsilon = 0{,}80; \quad \varphi = 1 - 0{,}775 \cdot 0{,}87 = 0{,}33.$$

Vajalik vastupidavusmoment

$$\frac{I}{v'} = \frac{87{,}5}{1750 \cdot 0{,}67} = 0{,}0746.$$

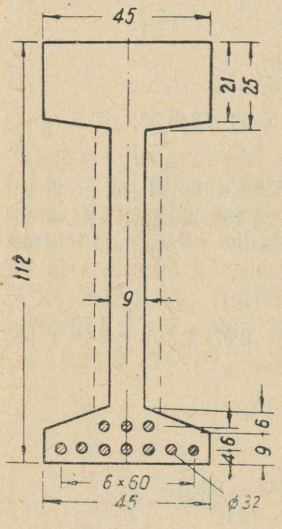
Kui $B = 0{,}4\,H$, siis tabelist joon. 259 saame

$$H = \sqrt[3]{\frac{0{,}0746}{0{,}4 \cdot 0{,}1315}} = 1{,}12 \text{ m}.$$

$$B = 0{,}45;\quad F = 0{,}44BH = 0{,}44 \cdot 1{,}12 \cdot 0{,}45 = 0{,}221 \text{ m}^2.$$

Avaldisest (4. 98″) leiame

$$N_0 = 0{,}221 \cdot 1750\ \frac{0{,}80 + 0{,}023}{1 - 0{,}33 + 0{,}80 + 0{,}07} = 205 \text{ t}.$$




*Joon. 260*

Valitud ristlõige on esitatud joon. 260. Lubatav eelpinge pingevarrastes:

$$\sigma_0 = 0{,}7 \cdot 17\,000 = 11\,900 \text{ kg/cm}^2.$$

Eelpingekadudeks on võetud $\Delta\sigma_a = 2500$ kg/cm² (pole käesolevalt lähemalt analüüsitud)

$$\sigma_0 = 11\,900 - 2500 = 9400 \text{ kg/cm}^2.$$

Seega vajalik pingevarraste pind on

$$F_н = \frac{N_0}{\sigma_0} = \frac{205\,000}{9400} = 21{,}8 \text{ cm}^2.$$

Valitud 10 pingevarrast à 12 Ø 5 = 23,5 cm².

Nagu nägime, saime küllalt lihtsalt esialgsed dimensioonid, mis kuuluksid kontrollimisele vastavalt NSV Liidus kehtestatud instruktsioonidele CH 10-57.

Tabel 1

## Betooni ühtlustegurid

| Jrk. nr. | Pingeolukord | Betooni valmistus-grupp | $k_б$, kui betooni mark on | |
|---|---|---|---|---|
| | | | 35—200 | 300—600 |
| 1 | Tsentriline surve ja paindesurve | A | 0,60 | 0,65 |
| | | B | 0,55 | 0,60 |
| 2 | Tõmme | A | 0,45 | 0,50 |
| | | B | 0,40 | 0,45 |

Märkused: 1. Real A esitatud betooni ühtlustegurite väärtusi kasutatakse betoonide puhul, mis on valmistatud betoonitehastes või betoonisõlmedes. Viimased peavad olema varustatud automaatsete või poolautomaatsete betooni koostisosade (sideaine, agregaat, vesi ja lisandid) doseerimise mehhanismidega. Samuti on nõutav betooni kvaliteedi süstemaatiline kontroll surveproovidega.
Ülejäänud juhtudel võetakse betooni ühtlustegurid realt B.
2. Betooni tõmbetugevuse ja ühtluse süstemaatilisel kontrollil tõmbeproovidega suurendatakse tabelis 1 toodud betooni ühtlustegurid tõmbel 10% võrra.

Tabel 2

## Terase ühtlustegurid

| Jrk. nr. | Armatuuri tüüp ja terase mark | $k_a$ |
|---|---|---|
| 1 | Kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga teras Ст. 0 ja Ст. 3, samuti kaliibritud teras Ст. 0 ja Ст. 3 | 0,90 |
| 2 | Kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga teras Ст. 5 ja 25Г2С | 0,85 |
| 3 | Külmaltmuljutud perioodilise profiiliga vardad ja külmalttõmmatud traadid | 0,80 |

Tabel 3

## Normi- ja arvutuskoormused ning ülekoormustegurid

| Jrk. nr. | Koormus | Normi-koormus kg/m² $q^H$ | Üle-koormus-tegur $n$ | Arvutus-koormus kg/m² $q$ |
|---|---|---|---|---|
| | A. Lagede koormused | | | |
| 1 | Pööningulae koormus ilma spetsiaalsete seadmete (näit. veepaagid jne.) kaalu arvestamata | 75 | 1,4 | 105 |
| 2 | Eluruumide, haiglate (välja arvatud vestibüülid ja saalid, kus võib esineda külaliste massilisi kogunemisi), lasteaedade ja lastesõimede koormused, arvestades tavalise sisustuse kaalu | 150 | 1,4 | 210 |
| 3 | Ühiselamute, kontorite, klassiruumide, tööstustsehhide elukondlike ruumide koormused, arvestades tavalise sisustuse kaalu | 200 | 1,4 | 280 |
| 4 | Ühiselamute, kontorite ja elukondlike ruumide koridoride koormused | 300 | 1,3 | 390 |
| 5 | Sööklate, restoranide, saalide ja auditooriumide koormused, arvestades tavalise sisustuse kaalu | 300 | 1,3 | 390 |
| 6 | Teatrite, kinode, klubide, koolide ning vaksalite saalide ja tribüünide koormused | 400 | 1,2 | 480 |

Tabeli 3 järg

| Jrk. nr. | Koormus | Normi-koormus kg/m² $q^H$ | Üle-koormus-tegur $n$ | Arvutus-koormus kg/m² $q$ |
|---|---|---|---|---|
| 7 | Tööstushoonete tootmis-ruumide, ladude, kaupluste müügisaalide koormused määratakse tehnoloogiliste andmete kohaselt, kuid vähemalt | 400 | Tehniliste tingimuste või faktiliste andmete kohaselt, kuid vähemalt 1,2 | — |
| 8 | Raamatukogude fondide ja arhiivide koormused võetakse tegelike koormuste kohaselt, kuid vähemalt | 500 | 1,2 | 600 |
| 9 | Tsehhide teeninduspindade (kus ei esine koormusi seadmetest ja materjalidest) ja kergete transportööride galeriide koormused võetakse tehniliste tingimuste või faktiliste andmete kohaselt, kuid vähemalt | 200 | Tehniliste tingimuste või faktiliste andmete kohaselt, kuid vähemalt 1,2 | — |
| 10 | Vestibüülide, treppide, terrasside ja rõdude koormused võetakse: | | | |
| | a) ehitistes ja ruumides, mis näidatud punktides 2 ja 3 | 300 | 1,4 | 420 |
| | b) kõikides ülejäänud ehitistes ja ruumides | 400 | 1,4 | 560 |
| | B. Muud koormused | | | |
| 11 | Kraanade vertikaalne ja horisontaalne koormus | Projekti andmete kohaselt | 1,3 | — |

Tabeli 3 järg

| Jrk. nr. | Koormus | Normi-koormus kg/m2 $q^H$ | Üle-koormus-tegur $n$ | Arvutus-koormus kg/m2 $q$ |
|---|---|---|---|---|
| 12 | Vedelike hüdrostaatiline koormus | Projekti andmete kohaselt | 1,1 | — |
| 13 | Puistekehade surve ja pinnase omakaal | „ | Tehniliste tingimuste või faktiliste andmete kohaselt, kuid vähemalt 1,2 | — |
| 14 | Gaaside rõhk | „ | „ | — |
| 15 | Konstruktsioonide omakaal (välja arvatud punkt 16) | „ | 1,1 | — |
| 16 | Soojaisolatsiooni plaatide ja puistekihtide omakaal | „ | 1,2 | — |

Märkused: 1. Laekonstruktsioonide arvutamisel tuleb arvestada koormuse tegelikku jaotust üksikutele konstruktsioonielementidele.
2. Lagede koormused on antud vaheseinte koormusteta. Vaheseinte koormus arvestatakse faktiliste andmete kohaselt, olenevalt vaheseina toetustingimusest vahelaele, ülekoormusteguriga 1,1.

Tabel 4

**Betooni normitugevused** (kg/cm²)

| Jrk. nr. | Pinge-olukord | Tähistus | Betooni mark | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 35 | 50 | 75 | 100 | 150 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 |
| 1 | Tsentriline surve (prismaline tugevus) . . | $R_{np}$ | 28 | 40 | 60 | 80 | 115 | 145 | 210 | 280 | 350 | 420 |
| 2 | Paindesurve . | $R^H_и$ | 35 | 50 | 75 | 100 | 140 | 180 | 260 | 350 | 440 | 520 |
| 3 | Tõmme . . . | $R^H_p$ | 5 | 6 | 8 | 10 | 13 | 16 | 21 | 25 | 28 | 30 |

Märkus: Betooni normi-tõmbetugevused aluminaattsementide kasutamisel võetakse koefitsiendiga 0,7.

Tabel 5

**Betooni normi-elastsusmoodul $E_б^н$ ja arvutus-elastsusmoodul $E_б$ survel (1000 kg/cm²)**

| Jrk. nr. | Betooni mark | Raske betoon | | Kerge betoon | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | $E_б^н$ | $E_б$ | $E_б^н$ | $E_б$ |
| 1 | 35 | — | — | 60 | 40 |
| 2 | 50 | 110 | 65 | 70 | 50 |
| 3 | 75 | 155 | 90 | 95 | 60 |
| 4 | 100 | 190 | 120 | 110 | 75 |
| 5 | 150 | 240 | 165 | 130 | 100 |
| 6 | 200 | 290 | 200 | 150 | 115 |
| 7 | 300 | 340 | 270 | — | — |
| 8 | 400 | 380 | 310 | — | — |
| 9 | 500 | 410 | 340 | — | — |
| 10 | 600 | 430 | 360 | — | — |

Märkused: 1. Kergete betoonide surve-elastsusmoodul on tabelis antud betoonidele, mille valmistamisel on täitematerjalina kasutatud katla- ja metallurgilisi räbusid ning keramsiiti. Pimsskivist jne. valmistatud kergete betoonide surve-elastsusmoodul määratakse tehniliste tingimuste või katsetulemuste alusel.

2. Kvartsliivast täitematerjalil valmistatud kergete betoonide elastsusmoodul võetakse 40% võrra suurem.

Tabel 6

**Betooni arvutustugevused (kg/cm²)**

| Jrk. nr. | Pingeolukord | Tähistus | Betooni valmistusgrupp | Betooni mark | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 35 | 50 | 75 | 100 | 150 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 |
| 1 | Tsentriline surve (prismaline tugevus) . . . . | $R_{пр}$ | A | 17 | 24 | 36 | 48 | 70 | 90 | 140 | 190 | 230 | 270 |
| | | | B | 15 | 22 | 33 | 44 | 65 | 80 | 130 | 170 | 210 | 250 |
| 2 | Paindesurve . | $R_и$ | A | 21 | 30 | 45 | 60 | 85 | 110 | 170 | 230 | 280 | 330 |
| | | | B | 19 | 27 | 41 | 55 | 80 | 100 | 160 | 210 | 260 | 310 |
| 3 | Tõmme . . . . . | $R_р$ | A | 2,2 | 2,7 | 3,6 | 4,5 | 5,8 | 7,2 | 10,5 | 12,5 | 14,0 | 15,0 |
| | | | B | 2,0 | 2,4 | 3,2 | 4,0 | 5,2 | 6,4 | 9,5 | 11,0 | 12,5 | 13,5 |

Märkused: 1. Betooni arvutus-tõmbetugevused aluminaattsementide kasutamisel võetakse tabelist 6 koefitsiendiga 0,7.

2. Tähistuste A ja B kohta vt. tabeli 1 märkus 1.
3. Betooni tõmbetugevuse ja ühtluse süstemaatilisel kontrollil tõmbeproovidega võib tabeli 6 punktis 3 antud tõmbetugevusi suurendada 10% võrra.
4. Monteeritavate paindeelementide arvutamisel, kasutades töötamistingimuse tegurit $m = 1{,}1$, tuleb betooni arvutustugevused võtta betooni valmistamise grupi B kohaselt.

Tabel 7

Armatuuriteraste normitugevused $R_a^H$ ja arvutustugevused $R_a$ (kg/cm²)

| Jrk. nr. | Terase liik | $R_a^H$ | $R_a$ | |
|---|---|---|---|---|
| | | | Tõmbe-armatuur | Surve-armatuur |
| 1 | Kuumaltvalts itud ümar-, latt- või profiilarmatuur terasest Ст. 0 . . . . . | 1900 | 1700 | 1700 |
| 2 | Sama, terasest Ст. 3 . . . . | 2400 | 2100 | 2100 |
| 3 | Kuumaltvalts itud kaliibritud ümararmatuur terasest Ст. 0 . | 2400 | 2100 | 1700 |
| 4 | Sama, terasest Ст. 3 . . . . | 2800 | 2500 | 2100 |
| 5 | Kuumaltvalts itud perioodilise profiiliga armatuur terasest Ст. 5 . . . . . | 2800 | 2400 | 2400 |
| 6 | Sama, terasest 25Г2С . . . . | 4000 | 3400 | 3400 |
| 7 | Külmalttõmmatud traadid, läbimõõduga kuni 5,5 mm . . . . | 5500 | 4500 | 4500 |
| 8 | Samad, traadi läbimõõtude juures 6—10 mm . . . . . | 4500 | 3600 | 3600 |
| 9 | Külmaltmuljutud perioodilise profiiliga armatuur terasest Ст. 0 ja Ст. 3 . . . . . | 4500 | 3600 | 3600 |

Märkused: 1. Kergetest betoonidest (margiga vähem kui 100) raudbetoonkonstruktsioonide armatuuri arvutustugevused, olenemata terase margist, võetakse võrdseks kuumaltvalts itud terase Ст. 0 tugevusega. Nimetatud juhul on lubatud kasutada suuremaid armatuuri arvutustugevusi ainult siis, kui see nähakse ette tehnilistes tingimustes või põhjendatakse spetsiaalselt.
2. Terasest Ст. 3 kaliibritud armatuuri kogu arvutustugevust lubatakse kasutada kaliibritud varraste rakendamisel keevitatud karkassides ja võrkudes, kui varraste läbimõõdud $\leqslant$ 12 mm. Ülejäänud juhtudel võetakse armatuuri arvutustugevus nagu terase Ст. 3 puhul, s. o. kaliibrimist arvestamata.
3. Tabelis toodud teraste Ст. 3 ja Ст. 5 tugevused kehtivad armatuuri läbimõõtudeni kuni 40 mm. Suuremate läbimõõtude puhul võetakse arvutustugevus:
kuumaltvalts itud perioodilise profiiliga terase Ст. 5 puhul — 2300 kg/cm²;
kuumaltvalts itud terase Ст. 3 puhul 90% sama armatuuri normitugevusest.
4. Külmalttõmmatud traatide arvutustugevused nende kasutamisel seotud karkassides rangidena võetakse nagu kuumaltvalts itud terase Ст. 3 traatide kohta.
5. Tugevused teraseliikide kohta punktides 1—6 on voolavuspiirid; teraseliikide 7—9 kohta purunemispinged.

## $r$, $\gamma$ ja $A$ väärtused täisnurksete ja ribiplaatristlõigetega elementide arvutamiseks. $R_a = 1700$ kg/cm²

| p% | Betooni mark 100 | | | 150 | | | 200 | | | 300 | | | p% |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $R_и$= 55 kg/cm² | | | $R_и$= 80 kg/cm² | | | $R_и$= 100 kg/cm² | | | $R_и$= 160 kg/cm² | | | |
| | $r$ | $\gamma$ | $A$ | $r$ | $\gamma$ | $A$ | $r$ | $\gamma$ | $A$ | $r$ | $\gamma$ | $A$ | |
| 0,04 | 1,216 | 0,985 | 0,68 | 1,215 | 0,989 | 0,68 | 1,215 | 0,986 | 0,68 | 1,220 | 0,990 | 0,68 | 0,04 |
| 0,06 | 0,995 | 0,985 | 1,01 | 0,993 | 0,989 | 1,01 | 0,993 | 0,986 | 1,01 | 0,990 | 0,990 | 1,02 | 0,06 |
| 0,08 | 0,863 | 0,985 | 1,34 | 0,861 | 0,989 | 1,35 | 0,861 | 0,986 | 1,35 | 0,860 | 0,990 | 1,35 | 0,08 |
| 0,10 | 0,773 | 0,985 | 1,67 | 0,771 | 0,989 | 1,68 | 0,771 | 0,986 | 1,69 | 0,770 | 0,990 | 1,69 | 0,10 |
| 0,12 | 0,707 | 0,981 | 2,00 | 0,705 | 0,987 | 2,01 | 0,704 | 0,986 | 2,02 | 0,703 | 0,990 | 2,02 | 0,12 |
| 0,14 | 0,655 | 0,978 | 2,33 | 0,661 | 0,985 | 2,34 | 0,652 | 0,986 | 2,35 | 0,650 | 0,990 | 2,37 | 0,14 |
| 0,16 | 0,613 | 0,976 | 2,66 | 0,612 | 0,983 | 2,67 | 0,611 | 0,986 | 2,68 | 0,610 | 0,990 | 2,70 | 0,16 |
| 0,18 | 0,580 | 0,972 | 2,97 | 0,577 | 0,981 | 3,00 | 0,576 | 0,985 | 3,01 | 0,575 | 0,990 | 3,03 | 0,18 |
| 0,20 | 0,551 | 0,969 | 3,29 | 0,548 | 0,979 | 3,33 | 0,547 | 0,983 | 3,34 | 0,545 | 0,989 | 3,34 | 0,20 |
| 0,25 | 0,495 | 0,961 | 4,09 | 0,492 | 0,973 | 4,14 | 0,490 | 0,979 | 4,16 | 0,488 | 0,987 | 4,20 | 0,25 |
| 0,30 | 0,454 | 0,954 | 4,86 | 0,450 | 0,968 | 4,94 | 0,449 | 0,975 | 4,97 | 0,446 | 0,984 | 5,02 | 0,30 |
| 0,35 | 0,422 | 0,946 | 5,63 | 0,418 | 0,963 | 5,73 | 0,416 | 0,970 | 5,77 | 0,414 | 0,981 | 5,84 | 0,35 |
| 0,40 | 0,396 | 0,938 | 6,38 | 0,392 | 0,958 | 6,51 | 0,390 | 0,966 | 6,57 | 0,388 | 0,979 | 6,66 | 0,40 |
| 0,45 | 0,375 | 0,930 | 7,12 | 0,371 | 0,952 | 7,28 | 0,369 | 0,962 | 7,36 | 0,366 | 0,976 | 7,47 | 0,45 |
| 0,50 | 0,357 | 0,923 | 7,84 | 0,352 | 0,947 | 8,05 | 0,351 | 0,958 | 8,14 | 0,351 | 0,973 | 8,27 | 0,50 |
| 0,55 | 0,342 | 0,915 | 8,56 | 0,337 | 0,942 | 8,80 | 0,335 | 0,953 | 8,91 | 0,332 | 0,971 | 9,07 | 0,55 |
| 0,60 | 0,329 | 0,907 | 9,25 | 0,323 | 0,936 | 9,55 | 0,321 | 0,949 | 9,68 | 0,318 | 0,968 | 9,87 | 0,60 |
| 0,65 | 0,317 | 0,900 | 9,94 | 0,312 | 0,931 | 10,29 | 0,310 | 0,945 | 10,44 | 0,306 | 0,966 | 10,66 | 0,65 |
| 0,70 | 0,307 | 0,892 | 10,61 | 0,301 | 0,926 | 11,01 | 0,299 | 0,941 | 11,19 | 0,295 | 0,963 | 11,45 | 0,70 |
| 0,75 | 0,298 | 0,884 | 11,27 | 0,292 | 0,920 | 11,73 | 0,289 | 0,936 | 11,94 | 0,286 | 0,960 | 12,24 | 0,75 |
| 0,80 | 0,290 | 0,876 | 11,92 | 0,283 | 0,915 | 12,44 | 0,281 | 0,932 | 12,68 | 0,278 | 0,958 | 13,02 | 0,80 |
| 0,85 | 0,282 | 0,869 | 12,55 | 0,276 | 0,910 | 13,15 | 0,273 | 0,928 | 13,41 | 0,270 | 0,955 | 13,80 | 0,85 |
| 0,90 | 0,276 | 0,861 | 13,17 | 0,269 | 0,904 | 13,84 | 0,266 | 0,924 | 14,13 | 0,262 | 0,952 | 14,56 | 0,90 |
| 0,95 | 0,269 | 0,853 | 13,78 | 0,262 | 0,899 | 14,52 | 0,260 | 0,919 | 14,85 | 0,256 | 0,950 | 15,33 | 0,95 |
| 1,00 | 0,264 | 0,845 | 14,37 | 0,257 | 0,894 | 15,19 | 0,254 | 0,915 | 15,56 | 0,250 | 0,947 | 16,09 | 1,00 |
| 1,10 | 0,254 | 0,830 | 15,52 | 0,246 | 0,883 | 16,51 | 0,243 | 0,907 | 16,95 | 0,239 | 0,942 | 17,60 | 1,10 |
| 1,20 | 0,245 | 0,815 | 16,62 | 0,237 | 0,873 | 17,80 | 0,234 | 0,898 | 18,32 | 0,229 | 0,936 | 19,09 | 1,20 |
| 1,30 | 0,237 | 0,799 | 17,66 | 0,229 | 0,862 | 19,05 | 0,226 | 0,890 | 19,66 | 0,221 | 0,931 | 20,57 | 1,30 |
| 1,40 | 0,232 | 0,784 | 18,65 | 0,222 | 0,851 | 20,26 | 0,218 | 0,881 | 20,97 | 0,213 | 0,926 | 22,02 | 1,40 |
| 1,50 | 0,226 | 0,768 | 19,59 | 0,216 | 0,841 | 21,44 | 0,212 | 0,873 | 22,25 | 0,207 | 0,920 | 23,46 | 1,50 |
| 1,60 | 0,221 | 0,753 | 20,47 | 0,210 | 0,830 | 22,58 | 0,206 | 0,864 | 23,50 | 0,201 | 0,915 | 24,88 | 1,60 |
| 1,70 | 0,217 | 0,737 | 21,31 | 0,206 | 0,819 | 23,68 | 0,201 | 0,856 | 24,72 | 0,195 | 0,910 | 26,29 | 1,70 |
| 1,80 | | | | 0,201 | 0,809 | 24,75 | 0,196 | 0,847 | 25,92 | 0,190 | 0,904 | 27,67 | 1,80 |
| 1,90 | $p = 1{,}78$% | | | 0,197 | 0,798 | 25,78 | 0,192 | 0,839 | 27,08 | 0,186 | 0,899 | 29,03 | 1,90 |
| 2,00 | 0,213 | 0,725 | 22,00 | 0,193 | 0,788 | 26,78 | 0,188 | 0,830 | 28,22 | 0,182 | 0,894 | 30,37 | 2,00 |
| 2,10 | | | | 0,190 | 0,777 | 27,73 | 0,185 | 0,822 | 29,33 | 0,178 | 0,889 | 31,70 | 2,10 |
| 2,20 | $M = mAbh_0^2$ | | | 0,187 | 0,766 | 28,66 | 0,181 | 0,813 | 30,41 | 0,174 | 0,883 | 33,02 | 2,20 |
| 2,30 | | | | 0,184 | 0,756 | 29,54 | 0,178 | 0,805 | 31,46 | 0,171 | 0,878 | 34,31 | 2,30 |
| 2,40 | $F_a = p\frac{bh_0}{100}$ | | | 0,181 | 0,745 | 30,40 | 0,175 | 0,796 | 32,48 | 0,168 | 0,873 | 35,60 | 2,40 |
| 2,50 | | | | 0,179 | 0,734 | 31,21 | 0,173 | 0,788 | 33,47 | 0,165 | 0,867 | 36,84 | 2,50 |
| 2,60 | | | | | | | 0,171 | 0,779 | 34,49 | 0,162 | 0,862 | 38,10 | 2,60 |
| 2,70 | $F_a = \frac{M}{m\gamma h_0 m_a R_a}$ | | | $p = 2{,}59$% | | | 0,168 | 0,771 | 35,37 | 0,160 | 0,857 | 39,31 | 2,70 |
| 2,80 | | | | 0,177 | 0,725 | 32,00 | 0,166 | 0,762 | 36,27 | 0,157 | 0,851 | 40,51 | 2,80 |
| 2,90 | | | | | | | 0,164 | 0,754 | 37,15 | 0,155 | 0,846 | 41,69 | 2,90 |
| 3,00 | $h_0 = r\sqrt{\frac{M}{mb}}$ | | | | | | 0,162 | 0,745 | 38,00 | 0,153 | 0,841 | 42,86 | 3,00 |
| 3,10 | | | | | | | 0,161 | 0,737 | 38,81 | 0,151 | 0,835 | 44,02 | 3,10 |
| 3,20 | | | | | | | 0,159 | 0,728 | 39,60 | 0,149 | 0,830 | 45,14 | 3,20 |
| 3,30 | | | | | | | | | | 0,147 | 0,825 | 46,26 | 3,30 |
| 3,40 | | | | | | | $p = 3{,}24$% | | | 0,145 | 0,820 | 47,35 | 3,40 |
| 3,50 | | | | | | | 0,158 | 0,725 | 40,00 | 0,144 | 0,814 | 48,42 | 3,50 |
| 4,00 | | | | | | | | | | 0,137 | 0,788 | 53,55 | 4,00 |
| 4,50 | | | | | | | | | | 0,131 | 0,761 | 58,20 | 4,50 |
| 5,00 | | | | | | | | | | 0,127 | 0,735 | 62,42 | 5,00 |
| 5,10 | | | | | | | | | | 0,126 | 0,729 | 63,20 | 5,10 |
| | | | | | | | | | | $p = 5{,}18$% | | | |
| | | | | | | | | | | 0,125 | 0,725 | 64,00 | |

Dimensioonid: $M$ — kgcm; $b$ ja $h_0$ — cm; $R_a$ — kg/cm²; $F_a$ — cm²

Märkused: 1. Tabeli väärtused ülalpool ülemist jämedat joont kehtivad ainult ribiplaatristlõigete arvutamisel.

2. Tabeli väärtused allpool alumist jämedat joont ei ole kehtivad monteeritavate elementide kohta, mille arvutamisel on kasutatud töötamistingimuse tegurit $m = 1{,}1$.

Tabel 8, b

## $r$, $\gamma$ ja $A$ väärtused täisnurksete ja ribiplaatristlõigetega elementide arvutamiseks. $R_a = 2100$ kg/cm²

| p% | Betooni mark 150 | | | 200 | | | 300 | | | 400 | | | p% |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $R_и$ = 80 kg/cm² | | | $R_и$ = 100 kg/cm² | | | $R_и$ = 160 kg/cm² | | | $R_и$ = 210 kg/cm² | | | |
| | $r$ | $\gamma$ | $A$ | $r$ | $\gamma$ | $A$ | $r$ | $\gamma$ | $A$ | $r$ | $\gamma$ | $A$ | |
| 0,04 | 1,094 | 0,987 | 0,836 | 1,094 | 0,983 | 0,837 | 1,093 | 0,987 | 0,83 | 1,091 | 0,990 | 0,838 | 0,04 |
| 0,06 | 0,894 | 0,987 | 1,25 | 0,893 | 0,983 | 1,25 | 0,892 | 0,987 | 1,26 | 0,892 | 0,990 | 1,26 | 0,06 |
| 0,08 | 0,775 | 0,987 | 1,66 | 0,774 | 0,983 | 1,67 | 0,773 | 0,987 | 1,67 | 0,773 | 0,990 | 1,67 | 0,08 |
| 0,10 | 0,695 | 0,987 | 2,08 | 0,694 | 0,983 | 2,08 | 0,693 | 0,987 | 2,08 | 0,692 | 0,990 | 2,09 | 0,10 |
| 0,12 | 0,635 | 0,984 | 2,48 | 0,634 | 0,983 | 2,49 | 0,632 | 0,987 | 2,49 | 0,631 | 0,990 | 2,50 | 0,12 |
| 0,14 | 0,588 | 0,982 | 2,89 | 0,587 | 0,983 | 2,90 | 0,586 | 0,987 | 2,92 | 0,585 | 0,990 | 2,92 | 0,14 |
| 0,16 | 0,551 | 0,979 | 3,29 | 0,550 | 0,983 | 3,30 | 0,548 | 0,987 | 3,32 | 0,547 | 0,990 | 3,33 | 0,16 |
| 0,18 | 0,520 | 0,976 | 3,69 | 0,519 | 0,981 | 3,71 | 0,516 | 0,987 | 3,75 | 0,516 | 0,990 | 3,75 | 0,18 |
| 0,20 | 0,494 | 0,974 | 4,09 | 0,493 | 0,979 | 4,11 | 0,492 | 0,987 | 4,14 | 0,490 | 0,990 | 4,16 | 0,20 |
| 0,25 | 0,443 | 0,967 | 5,08 | 0,442 | 0,974 | 5,11 | 0,440 | 0,984 | 5,16 | 0,439 | 0,988 | 5,18 | 0,25 |
| 0,30 | 0,406 | 0,961 | 6,06 | 0,404 | 0,969 | 6,10 | 0,402 | 0,980 | 6,18 | 0,401 | 0,985 | 6,21 | 0,30 |
| 0,35 | 0,377 | 0,954 | 7,01 | 0,375 | 0,963 | 7,08 | 0,373 | 0,977 | 7,18 | 0,372 | 0,983 | 7,22 | 0,35 |
| 0,40 | 0,354 | 0,948 | 7,96 | 0,352 | 0,958 | 8,05 | 0,350 | 0,974 | 8,18 | 0,348 | 0,980 | 8,23 | 0,40 |
| 0,45 | 0,335 | 0,941 | 8,89 | 0,333 | 0,953 | 9,00 | 0,331 | 0,971 | 9,16 | 0,329 | 0,978 | 9,24 | 0,45 |
| 0,50 | 0,319 | 0,934 | 9,81 | 0,317 | 0,948 | 9,95 | 0,314 | 0,967 | 10,15 | 0,312 | 0,975 | 10,24 | 0,50 |
| 0,55 | 0,305 | 0,928 | 10,72 | 0,303 | 0,942 | 10,88 | 0,300 | 0,964 | 11,14 | 0,298 | 0,973 | 11,23 | 0,55 |
| 0,60 | 0,293 | 0,922 | 11,62 | 0,291 | 0,937 | 11,81 | 0,287 | 0,961 | 12,10 | 0,286 | 0,970 | 12,22 | 0,60 |
| 0,65 | 0,283 | 0,915 | 12,48 | 0,280 | 0,932 | 12,72 | 0,277 | 0,957 | 13,07 | 0,275 | 0,968 | 13,21 | 0,65 |
| 0,70 | 0,273 | 0,908 | 13,35 | 0,270 | 0,927 | 13,62 | 0,267 | 0,954 | 14,01 | 0,265 | 0,965 | 14,19 | 0,70 |
| 0,75 | 0,265 | 0,902 | 14,20 | 0,262 | 0,921 | 14,51 | 0,259 | 0,951 | 14,97 | 0,258 | 0,963 | 15,16 | 0,75 |
| 0,80 | 0,257 | 0,895 | 15,04 | 0,254 | 0,916 | 15,39 | 0,251 | 0,948 | 15,92 | 0,249 | 0,960 | 16,19 | 0,80 |
| 0,85 | 0,251 | 0,888 | 15,86 | 0,248 | 0,911 | 16,26 | 0,244 | 0,944 | 16,85 | 0,241 | 0,958 | 17,09 | 0,85 |
| 0,90 | 0,244 | 0,881 | 16,67 | 0,241 | 0,906 | 17,11 | 0,237 | 0,941 | 17,78 | 0,235 | 0,955 | 18,05 | 0,90 |
| 0,95 | 0,239 | 0,875 | 17,46 | 0,235 | 0,900 | 17,96 | 0,231 | 0,938 | 18,69 | 0,229 | 0,953 | 19,00 | 0,95 |
| 1,00 | 0,234 | 0,869 | 18,24 | 0,230 | 0,895 | 18,80 | 0,226 | 0,934 | 19,61 | 0,223 | 0,950 | 19,95 | 1,00 |
| 1,10 | 0,224 | 0,856 | 19,77 | 0,223 | 0,885 | 20,43 | 0,216 | 0,928 | 21,42 | 0,214 | 0,945 | 21,83 | 1,10 |
| 1,20 | 0,217 | 0,843 | 21,23 | 0,213 | 0,874 | 22,02 | 0,208 | 0,921 | 23,20 | 0,205 | 0,940 | 23,69 | 1,20 |
| 1,30 | 0,210 | 0,829 | 22,64 | 0,205 | 0,864 | 23,57 | 0,200 | 0,915 | 24,97 | 0,198 | 0,935 | 25,52 | 1,30 |
| 1,40 | 0,204 | 0,816 | 24,00 | 0,199 | 0,853 | 25,06 | 0,194 | 0,908 | 26,69 | 0,191 | 0,930 | 27,34 | 1,40 |
| 1,50 | 0,199 | 0,803 | 25,30 | 0,194 | 0,843 | 26,64 | 0,188 | 0,902 | 28,39 | 0,185 | 0,925 | 29,14 | 1,50 |
| 1,60 | 0,194 | 0,790 | 26,54 | 0,189 | 0,832 | 27,96 | 0,183 | 0,895 | 30,06 | 0,179 | 0,920 | 30,90 | 1,60 |
| 1,70 | 0,189 | 0,777 | 27,73 | 0,184 | 0,822 | 29,33 | 0,178 | 0,889 | 31,70 | 0,176 | 0,915 | 32,67 | 1,70 |
| 1,80 | 0,186 | 0,764 | 28,87 | 0,180 | 0,811 | 30,66 | 0,173 | 0,882 | 33,33 | 0,170 | 0,910 | 34,40 | 1,80 |
| 1,90 | 0,184 | 0,751 | 29,25 | 0,176 | 0,801 | 31,94 | 0,170 | 0,875 | 34,92 | 0,166 | 0,905 | 36,10 | 1,90 |
| 2,00 | 0,179 | 0,738 | 30,98 | 0,173 | 0,790 | 33,18 | 0,166 | 0,869 | 36,48 | 0,162 | 0,900 | 37,80 | 2,00 |
| 2,10 | | | | 0,170 | 0,780 | 34,38 | 0,162 | 0,862 | 38,01 | 0,159 | 0,895 | 39,47 | 2,10 |
| 2,20 | | | | 0,167 | 0,769 | 35,53 | 0,160 | 0,856 | 39,53 | 0,155 | 0,890 | 41,12 | 2,20 |
| 2,30 | | | | 0,165 | 0,759 | 36,64 | 0,156 | 0,849 | 41,0 | 0,152 | 0,885 | 42,75 | 2,30 |
| 2,40 | | | | 0,162 | 0,748 | 37,70 | 0,154 | 0,843 | 42,45 | 0,150 | 0,880 | 44,35 | 2,40 |
| 2,50 | | | | 0,160 | 0,738 | 38,72 | 0,151 | 0,836 | 43,87 | 0,147 | 0,875 | 45,94 | 2,50 |
| 2,60 | | | | 0,158 | 0,727 | 39,69 | 0,149 | 0,830 | 45,27 | 0,145 | 0,870 | 47,50 | 2,60 |
| 2,70 | | | | | | | 0,147 | 0,823 | 46,64 | 0,142 | 0,865 | 49,04 | 2,70 |
| 2,80 | | | | | | | 0,144 | 0,816 | 47,99 | 0,140 | 0,860 | 50,57 | 2,80 |
| 2,90 | | | | | | | 0,143 | 0,810 | 49,30 | 0,138 | 0,855 | 52,07 | 2,90 |
| 3,00 | | | | | | | 0,141 | 0,803 | 50,60 | 0,136 | 0,850 | 53,55 | 3,00 |
| 3,10 | | | | | | | 0,139 | 0,797 | 51,84 | 0,134 | 0,845 | 55,00 | 3,10 |
| 3,20 | | | | | | | 0,137 | 0,790 | 53,07 | 0,133 | 0,840 | 56,45 | 3,20 |
| 3,30 | | | | | | | 0,136 | 0,784 | 54,28 | 0,131 | 0,835 | 57,80 | 3,30 |
| 3,40 | | | | | | | 0,135 | 0,777 | 55,46 | 0,129 | 0,830 | 59,25 | 3,40 |
| 3,50 | | | | | | | 0,133 | 0,770 | 56,62 | 0,128 | 0,825 | 60,64 | 3,50 |
| 4,00 | | | | | | | 0,127 | 0,738 | 61,95 | 0,121 | 0,800 | 67,20 | 4,00 |
| 4,50 | | | | | | | | | | 0,116 | 0,775 | 73,25 | 4,50 |
| 5,00 | | | | | | | | | | 0,112 | 0,750 | 77,75 | 5,00 |

$p = 2{,}1\%$ : 0,177 0,725 32,08

$p = 2{,}62\%$ : 0,158 0,725 40,00

$p = 4{,}18\%$ : 0,125 0,725 64,00

$p = 5{,}50\%$ : 0,109 0,725 84,00

$$M = mAbh_0^2$$

$$F_a = p\frac{bh_0}{100}$$

$$F_a = \frac{M}{m\gamma h_0 m_a R_a}$$

$$h_0 = r\sqrt{\frac{M}{mb}}$$

Dimensioonid: $M$ — kgcm; $b$ ja $h_0$ — cm; $R_a$ — kg/cm²; $F_a$ — cm²

Märkused: 1. Tabeli väärtused ülalpool ülemist jämedat joont kehtivad ainult ribiplaatristlõigete arvutamisel.

2. Tabeli väärtused allpool alumist jämedat joont ei ole kehtivad monteeritavate elementide kohta mille arvutamisel on kasutatud töötamistingimuse tegurit $m = 1{,}1$.

Tabel 8, c

## $r$, $\gamma$ ja $A$ väärtused täisnurksete ja ribiplaatristlõigetega elementide arvutamiseks. $R_a = 2400$ kg/cm²

| p% | Betooni mark 150 | | | 200 | | | 300 | | | 400 | | | p% |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $R_и$ = 80 kg/cm² | | | $R_и$ = 100 kg/cm² | | | $R_и$ = 160 kg/cm² | | | $R_и$ = 210 kg/cm² | | | |
| | $r$ | $\gamma$ | $A$ | $r$ | $\gamma$ | $A$ | $r$ | $\gamma$ | $A$ | $r$ | $\gamma$ | $A$ | |
| 0,04 | 1,024 | 0,985 | 0,95 | 1,024 | 0,988 | 0,96 | 1,024 | 0,988 | 0,96 | 1,021 | 0,991 | 0,96 | 0,04 |
| 0,06 | 0,836 | 0,985 | 1,43 | 0,836 | 0,988 | 1,43 | 0,835 | 0,988 | 1,43 | 0,834 | 0,991 | 1,43 | 0,06 |
| 0,08 | 0,728 | 0,985 | 1,90 | 0,725 | 0,988 | 1,90 | 0,723 | 0,988 | 1,91 | 0,724 | 0,991 | 1,90 | 0,08 |
| 0,10 | 0,650 | 0,985 | 2,36 | 0,649 | 0,988 | 2,37 | 0,648 | 0,988 | 2,36 | 0,648 | 0,991 | 2,38 | 0,10 |
| 0,12 | 0,595 | 0,982 | 2,83 | 0,594 | 0,986 | 2,84 | 0,592 | 0,988 | 2,85 | 0,592 | 0,991 | 2,86 | 0,12 |
| 0,14 | 0,551 | 0,979 | 3,29 | 0,550 | 0,983 | 3,30 | 0,548 | 0,988 | 3,33 | 0,547 | 0,991 | 3,33 | 0,14 |
| 0,16 | 0,517 | 0,976 | 3,75 | 0,515 | 0,981 | 3,77 | 0,513 | 0,988 | 3,79 | 0,513 | 0,991 | 3,80 | 0,16 |
| 0,18 | 0,487 | 0,973 | 4,20 | 0,486 | 0,978 | 4,22 | 0,484 | 0,987 | 4,26 | 0,484 | 0,990 | 4,30 | 0,18 |
| 0,20 | 0,463 | 0,970 | 4,66 | 0,462 | 0,976 | 4,69 | 0,459 | 0,985 | 4,73 | 0,459 | 0,989 | 4,74 | 0,20 |
| 0,25 | 0,416 | 0,963 | 5,76 | 0,414 | 0,970 | 5,82 | 0,412 | 0,981 | 5,89 | 0,411 | 0,986 | 5,92 | 0,25 |
| 0,30 | 0,381 | 0,955 | 6,88 | 0,379 | 0,964 | 6,94 | 0,377 | 0,978 | 7,04 | 0,376 | 0,983 | 7,08 | 0,30 |
| 0,35 | 0,354 | 0,948 | 7,96 | 0,352 | 0,958 | 8,05 | 0,347 | 0,974 | 8,18 | 0,345 | 0,980 | 8,23 | 0,35 |
| 0,40 | 0,332 | 0,940 | 9,02 | 0,330 | 0,952 | 9,14 | 0,328 | 0,970 | 9,31 | 0,326 | 0,977 | 9,38 | 0,40 |
| 0,45 | 0,315 | 0,933 | 10,07 | 0,312 | 0,946 | 10,22 | 0,309 | 0,966 | 10,44 | 0,308 | 0,974 | 10,52 | 0,45 |
| 0,50 | 0,300 | 0,925 | 11,10 | 0,297 | 0,940 | 11,28 | 0,294 | 0,963 | 11,55 | 0,293 | 0,972 | 11,66 | 0,50 |
| 0,55 | 0,287 | 0,918 | 12,11 | 0,285 | 0,934 | 12,33 | 0,281 | 0,959 | 12,66 | 0,279 | 0,969 | 12,78 | 0,55 |
| 0,60 | 0,276 | 0,910 | 13,10 | 0,273 | 0,928 | 13,36 | 0,270 | 0,955 | 13,75 | 0,268 | 0,966 | 13,90 | 0,60 |
| 0,65 | 0,266 | 0,903 | 14,08 | 0,263 | 0,922 | 14,38 | 0,260 | 0,951 | 14,84 | 0,256 | 0,963 | 15,02 | 0,65 |
| 0,70 | 0,258 | 0,895 | 15,04 | 0,254 | 0,916 | 15,39 | 0,251 | 0,948 | 15,92 | 0,249 | 0,960 | 16,13 | 0,70 |
| 0,75 | 0,250 | 0,888 | 15,98 | 0,247 | 0,910 | 16,38 | 0,243 | 0,944 | 16,99 | 0,241 | 0,957 | 17,22 | 0,75 |
| 0,80 | 0,243 | 0,880 | 16,90 | 0,240 | 0,904 | 17,36 | 0,235 | 0,940 | 18,05 | 0,233 | 0,954 | 18,32 | 0,80 |
| 0,85 | 0,237 | 0,873 | 17,80 | 0,233 | 0,898 | 18,32 | 0,229 | 0,936 | 19,10 | 0,227 | 0,952 | 19,41 | 0,85 |
| 0,90 | 0,231 | 0,865 | 18,69 | 0,227 | 0,892 | 19,27 | 0,223 | 0,933 | 20,14 | 0,221 | 0,949 | 20,50 | 0,90 |
| 0,95 | 0,226 | 0,858 | 19,55 | 0,220 | 0,886 | 20,20 | 0,217 | 0,929 | 21,18 | 0,215 | 0,946 | 21,55 | 0,95 |
| 1,00 | 0,221 | 0,850 | 20,40 | 0,217 | 0,880 | 21,12 | 0,213 | 0,925 | 22,20 | 0,210 | 0,943 | 22,63 | 1,00 |
| 1,10 | 0,212 | 0,835 | 22,04 | 0,208 | 0,868 | 22,92 | 0,203 | 0,918 | 24,22 | 0,201 | 0,937 | 24,74 | 1,10 |
| 1,20 | 0,205 | 0,820 | 23,62 | 0,201 | 0,856 | 24,65 | 0,195 | 0,910 | 26,21 | 0,193 | 0,932 | 26,82 | 1,20 |
| 1,30 | 0,199 | 0,805 | 25,12 | 0,194 | 0,844 | 26,33 | 0,189 | 0,903 | 28,16 | 0,184 | 0,926 | 28,89 | 1,30 |
| 1,40 | 0,194 | 0,790 | 26,54 | 0,189 | 0,832 | 27,96 | 0,183 | 0,895 | 30,08 | 0,180 | 0,920 | 30,91 | 1,40 |
| 1,50 | 0,189 | 0,775 | 27,90 | 0,184 | 0,820 | 29,52 | 0,177 | 0,888 | 31,95 | 0,174 | 0,915 | 32,91 | 1,50 |
| 1,60 | 0,185 | 0,760 | 29,18 | 0,179 | 0,808 | 31,03 | 0,172 | 0,880 | 33,79 | 0,169 | 0,909 | 34,88 | 1,60 |
| 1,70 | 0,181 | 0,745 | 30,40 | 0,175 | 0,796 | 32,48 | 0,168 | 0,873 | 35,60 | 0,164 | 0,903 | 36,84 | 1,70 |
| 1,80 | 0,178 | 0,730 | 31,54 | 0,171 | 0,784 | 33,87 | 0,164 | 0,865 | 37,37 | 0,160 | 0,897 | 38,76 | 1,80 |
| 1,90 | | | | 0,168 | 0,772 | 35,20 | 0,160 | 0,858 | 39,10 | 0,157 | 0,892 | 40,48 | 1,90 |
| 2,00 | | | | 0,165 | 0,760 | 36,48 | 0,157 | 0,850 | 40,80 | 0,153 | 0,886 | 42,51 | 2,00 |
| 2,10 | | | | 0,162 | 0,748 | 37,70 | 0,154 | 0,843 | 42,46 | 0,152 | 0,880 | 44,35 | 2,10 |
| 2,20 | | | | 0,160 | 0,736 | 38,88 | 0,151 | 0,835 | 44,08 | 0,147 | 0,875 | 46,16 | 2,20 |
| 2,30 | | | | | | | 0,148 | 0,828 | 45,68 | 0,144 | 0,869 | 47,94 | 2,30 |
| 2,40 | | | | | | | 0,146 | 0,820 | 47,23 | 0,142 | 0,863 | 49,69 | 2,40 |
| 2,50 | | | | | | | 0,143 | 0,813 | 48,75 | 0,139 | 0,858 | 51,42 | 2,50 |
| 2,60 | | | | | | | 0,141 | 0,805 | 50,24 | 0,138 | 0,852 | 53,12 | 2,60 |
| 2,70 | | | | | | | 0,139 | 0,798 | 51,68 | 0,135 | 0,846 | 54,79 | 2,70 |
| 2,80 | | | | | | | 0,137 | 0,790 | 53,09 | 0,133 | 0,840 | 56,45 | 2,80 |
| 2,90 | | | | | | | 0,136 | 0,783 | 54,46 | 0,131 | 0,835 | 58,06 | 2,90 |
| 3,00 | | | | | | | 0,134 | 0,775 | 55,81 | 0,129 | 0,829 | 59,65 | 3,00 |
| 3,10 | | | | | | | 0,132 | 0,768 | 57,10 | 0,127 | 0,823 | 61,22 | 3,10 |
| 3,20 | | | | | | | 0,131 | 0,760 | 58,37 | 0,126 | 0,818 | 62,75 | 3,20 |
| 3,30 | | | | | | | 0,130 | 0,753 | 59,60 | 0,124 | 0,812 | 64,26 | 3,30 |
| 3,40 | | | | | | | 0,129 | 0,745 | 60,80 | 0,123 | 0,806 | 65,74 | 3,40 |
| 3,50 | | | | | | | 0,127 | 0,738 | 61,95 | 0,122 | 0,801 | 67,20 | 3,50 |
| 3,60 | | | | | | | 0,126 | 0,730 | 63,07 | 0,120 | 0,795 | 68,62 | 3,60 |
| 3,70 | | | | | | | | | | 0,120 | 0,789 | 70,02 | 3,70 |
| 3,80 | | | | | | | | | | 0,118 | 0,783 | 71,40 | 3,80 |
| 3,90 | | | | | | | | | | 0,117 | 0,778 | 72,73 | 3,90 |
| 4,00 | | | | | | | | | | 0,116 | 0,772 | 74,05 | 4,00 |
| 4,50 | | | | | | | | | | 0,111 | 0,743 | 80,22 | 4,50 |

$p = 2{,}29\%$ : 0,158 0,725 40,00

$p = 3{,}67\%$ : 0,125 0,725 64,00

$p = 4{,}82\%$ : 0,109 0,725 84,00

$$M = mAbh_0^2$$

$$F_a = p\frac{bh_0}{100}$$

$$F_a = \frac{M}{m\gamma h_0 m_a R_a}$$

$$h_0 = r\sqrt{\frac{M}{mb}}$$

Dimensioonid: $M$ — kgcm; $b$ ja $h_0$ — cm; $R_a$ — kg/cm²; $F_a$ — cm²

Märkused: 1. Tabeli väärtused ülalpool ülemist jämedat joont kehtivad ainult ribiplaatristlõigete arvutamisel.

2. Tabeli väärtused allpool alumist jämedat joont ei ole kehtivad monteeritavate elementide kohta mille arvutamisel on kasutatud töötamistingimuse tegurit $m = 1{,}1$.

Tabel 8. d

## $r$, $\gamma$ ja $A$ väärtused täisnurksete ja ribiplaatristlõigetega elementide arvutamiseks. $R_a = 3400$ kg/cm²

| $p$% | Betooni mark: 150 ($R_и = 80$ kg/cm²) $r$ | $\gamma$ | $A$ | 200 ($R_и = 100$ kg/cm²) $r$ | $\gamma$ | $A$ | 300 ($R_и = 160$ kg/cm²) $r$ | $\gamma$ | $A$ | 400 ($R_и = 210$ kg/cm²) $r$ | $\gamma$ | $A$ | $p$% |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,04 | 0,861 | 0,979 | 1,35 | 0,860 | 0,983 | 1,35 | 0,859 | 0,983 | 1,35 | 0,857 | 0,987 | 1,36 | 0,04 |
| 0,06 | 0,704 | 0,979 | 2,01 | 0,703 | 0,983 | 2,02 | 0,703 | 0,983 | 2,03 | 0,702 | 0,987 | 2,03 | 0,06 |
| 0,08 | 0,611 | 0,979 | 2,67 | 0,610 | 0,983 | 2,68 | 0,609 | 0,983 | 2,70 | 0,607 | 0,987 | 2,71 | 0,08 |
| 0,10 | 0,549 | 0,979 | 3,33 | 0,547 | 0,983 | 3,34 | 0,546 | 0,983 | 3,37 | 0,544 | 0,987 | 3,37 | 0,10 |
| 0,12 | 0,503 | 0,975 | 3,98 | 0,500 | 0,980 | 4,00 | 0,498 | 0,983 | 4,03 | 0,498 | 0,987 | 4,04 | 0,12 |
| 0,14 | 0,465 | 0,970 | 4,62 | 0,463 | 0,976 | 4,65 | 0,463 | 0,983 | 4,69 | 0,460 | 0,987 | 4,71 | 0,14 |
| 0,16 | 0,437 | 0,966 | 5,26 | 0,435 | 0,973 | 5,29 | 0,433 | 0,983 | 5,35 | 0,431 | 0,987 | 5,37 | 0,16 |
| 0,18 | 0,412 | 0,962 | 5,89 | 0,410 | 0,969 | 5,93 | 0,409 | 0,981 | 6,01 | 0,406 | 0,985 | 6,03 | 0,18 |
| 0,20 | 0,391 | 0,958 | 6,51 | 0,390 | 0,966 | 6,57 | 0,387 | 0,979 | 6,66 | 0,385 | 0,984 | 6,69 | 0,20 |
| 0,25 | 0,352 | 0,947 | 8,05 | 0,350 | 0,958 | 8,14 | 0,348 | 0,974 | 8,27 | 0,346 | 0,980 | 8,33 | 0,25 |
| 0,30 | 0,323 | 0,936 | 9,55 | 0,321 | 0,949 | 9,68 | 0,318 | 0,968 | 9,88 | 0,316 | 0,976 | 9,96 | 0,30 |
| 0,35 | 0,301 | 0,926 | 11,02 | 0,298 | 0,941 | 11,19 | 0,295 | 0,963 | 11,46 | 0,294 | 0,972 | 11,57 | 0,35 |
| 0,40 | 0,283 | 0,915 | 12,44 | 0,280 | 0,932 | 12,68 | 0,277 | 0,958 | 13,02 | 0,276 | 0,968 | 13,16 | 0,40 |
| 0,45 | 0,268 | 0,904 | 13,84 | 0,266 | 0,924 | 14,13 | 0,262 | 0,952 | 14,56 | 0,260 | 0,964 | 14,75 | 0,45 |
| 0,50 | 0,256 | 0,894 | 15,19 | 0,253 | 0,915 | 15,56 | 0,249 | 0,947 | 16,10 | 0,247 | 0,960 | 16,31 | 0,50 |
| 0,55 | 0,246 | 0,883 | 16,52 | 0,242 | 0,907 | 16,93 | 0,238 | 0,942 | 17,61 | 0,236 | 0,955 | 17,87 | 0,55 |
| 0,60 | 0,238 | 0,873 | 17,80 | 0,233 | 0,898 | 18,32 | 0,229 | 0,936 | 19,10 | 0,226 | 0,951 | 19,41 | 0,60 |
| 0,65 | 0,229 | 0,862 | 19,05 | 0,225 | 0,890 | 19,66 | 0,220 | 0,931 | 20,57 | 0,218 | 0,947 | 20,94 | 0,65 |
| 0,70 | 0,222 | 0,851 | 20,26 | 0,218 | 0,881 | 20,97 | 0,212 | 0,926 | 22,03 | 0,211 | 0,943 | 22,45 | 0,70 |
| 0,75 | 0,215 | 0,841 | 21,44 | 0,211 | 0,873 | 22,25 | 0,206 | 0,920 | 23,47 | 0,204 | 0,939 | 23,96 | 0,75 |
| 0,80 | 0,210 | 0,830 | 22,58 | 0,206 | 0,864 | 23,50 | 0,200 | 0,915 | 24,89 | 0,198 | 0,935 | 25,44 | 0,80 |
| 0,85 | 0,205 | 0,819 | 23,68 | 0,201 | 0,856 | 24,72 | 0,195 | 0,910 | 26,29 | 0,192 | 0,931 | 26,91 | 0,85 |
| 0,90 | 0,201 | 0,809 | 24,73 | 0,196 | 0,847 | 25,92 | 0,189 | 0,905 | 27,67 | 0,187 | 0,927 | 28,39 | 0,90 |
| 0,95 | 0,196 | 0,798 | 25,78 | 0,192 | 0,839 | 27,08 | 0,185 | 0,899 | 29,04 | 0,184 | 0,923 | 29,83 | 0,95 |
| 1,00 | 0,193 | 0,788 | 26,78 | 0,188 | 0,830 | 28,22 | 0,181 | 0,894 | 30,39 | 0,178 | 0,919 | 31,26 | 1,00 |
| 1,10 | 0,186 | 0,766 | 28,66 | 0,181 | 0,813 | 30,41 | 0,173 | 0,883 | 33,04 | 0,171 | 0,911 | 34,07 | 1,10 |
| 1,20 | 0,181 | 0,745 | 30,40 | 0,175 | 0,796 | 32,48 | 0,167 | 0,873 | 35,60 | 0,164 | 0,903 | 36,84 | 1,20 |
| 1,30 | | | | 0,170 | 0,779 | 34,43 | 0,162 | 0,862 | 38,10 | 0,158 | 0,895 | 39,55 | 1,30 |
| 1,40 | | | | 0,166 | 0,762 | 36,27 | 0,157 | 0,851 | 40,51 | 0,153 | 0,887 | 42,21 | 1,40 |
| 1,50 | | | | 0,162 | 0,745 | 38,00 | 0,152 | 0,841 | 42,87 | 0,149 | 0,879 | 44,81 | 1,50 |
| 1,60 | | | | 0,158 | 0,728 | 39,60 | 0,148 | 0,830 | 45,15 | 0,145 | 0,870 | 47,36 | 1,60 |
| 1,70 | | | | | | | 0,145 | 0,819 | 47,36 | 0,141 | 0,862 | 49,85 | 1,70 |
| 1,80 | | | | | | | 0,142 | 0,809 | 49,56 | 0,137 | 0,854 | 52,28 | 1,80 |
| 1,90 | | | | | | | 0,139 | 0,798 | 51,56 | 0,135 | 0,846 | 54,66 | 1,90 |
| 2,00 | | | | | | | 0,136 | 0,788 | 53,55 | 0,132 | 0,838 | 56,99 | 2,00 |
| 2,10 | | | | | | | 0,134 | 0,777 | 55,47 | 0,129 | 0,830 | 59,26 | 2,10 |
| 2,20 | | | | | | | 0,132 | 0,766 | 57,31 | 0,127 | 0,822 | 61,48 | 2,20 |
| 2,30 | | | | | | | 0,130 | 0,756 | 59,09 | 0,125 | 0,814 | 63,64 | 2,30 |
| 2,40 | | | | | | | 0,128 | 0,745 | 60,79 | 0,123 | 0,806 | 65,74 | 2,40 |
| 2,50 | | | | | | | 0,126 | 0,734 | 62,42 | 0,121 | 0,798 | 67,80 | 2,50 |
| 2,60 | | | | | | | | | | 0,119 | 0,789 | 69,80 | 2,60 |
| 2,70 | | | | | | | | | | 0,118 | 0,781 | 71,74 | 2,70 |
| 2,80 | | | | | | | | | | 0,116 | 0,773 | 73,62 | 2,80 |
| 2,90 | | | | | | | | | | 0,115 | 0,765 | 75,45 | 2,90 |
| 3,00 | | | | | | | | | | 0,113 | 0,757 | 77,23 | 3,00 |
| 3,10 | | | | | | | | | | 0,112 | 0,749 | 78,95 | 3,10 |
| 3,20 | | | | | | | | | | 0,111 | 0,741 | 80,62 | 3,20 |
| 3,30 | | | | | | | | | | 0,110 | 0,733 | 82,22 | 3,30 |
| 3,40 | | | | | | | | | | | | | |
| 3,49 | | | | | | | | | | | | | |

| $p = 1{,}90$% | | |
|---|---|---|
| 0,177 | 0,725 | 32,00 |

| $p = 1{,}62$% | | |
|---|---|---|
| 0,158 | 0,725 | 40,00 |

| $p = 2{,}59$% | | |
|---|---|---|
| 0,125 | 0,725 | 64,00 |

| $p = 3{,}40$% | | |
|---|---|---|
| 0,108 | 0,725 | 84,00 |

$$M = mAbh_0^2$$

$$F_a = p\frac{bh_0}{100}$$

$$F_a = \frac{M}{m\gamma h_0 m_a R_a}$$

$$h_0 = r\sqrt{\frac{M}{mb}}$$

Dimensioonid: $M$ — kgcm; $b$ ja $h_0$ — cm; $R_a$ — kg/cm²; $F_a$ — cm²

Märkused: 1. Tabeli väärtused ülalpool ülemist jämedat joont kehtivad ainult ribiplaatristlõigete arvutamisel.

2. Tabeli väärtused allpool alumist jämedat joont ei ole kehtivad monteeritavate elementide kohta, mille arvutamisel on kasutatud töötamistingimuse tegurit $m = 1{,}1$.

**$r_0$, $\gamma_0$ ja $A_0$ täisnurksete ja ribiplaatristlõigetega paindeelementide arvutamiseks vabalt valitavate betooni ja terase markide puhul.**

| $\alpha_I$ ja $\alpha$ | $r_0$ | $\gamma_0$ | $A_0$ | $\alpha_I$ ja $\alpha$ | $r_0$ | $\gamma_0$ | $A_0$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,01 | 10,00 | 0,995 | 0,01 | 0,29 | 2,01 | 0,855 | 0,248 |
| 0,02 | 7,12 | 0,99 | 0,02 | 0,30 | 1,98 | 0,85 | 0,255 |
| 0,03 | 5,82 | 0,985 | 0,03 | 0,31 | 1,95 | 0,845 | 0,262 |
| 0,04 | 5,05 | 0,98 | 0,039 | 0,32 | 1,93 | 0,84 | 0,269 |
| 0,05 | 4,53 | 0,975 | 0,048 | 0,33 | 1,90 | 0,835 | 0,275 |
| 0,06 | 4,15 | 0,97 | 0,058 | 0,34 | 1,88 | 0,83 | 0,282 |
| 0,07 | 3,85 | 0,965 | 0,067 | 0,35 | 1,86 | 0,825 | 0,289 |
| 0,08 | 3,61 | 0,96 | 0,077 | 0,36 | 1,84 | 0,82 | 0,295 |
| 0,09 | 3,41 | 0,955 | 0,085 | 0,37 | 1,82 | 0,815 | 0,301 |
| 0,10 | 3,24 | 0,95 | 0,095 | 0,38 | 1,80 | 0,81 | 0,309 |
| 0,11 | 3,11 | 0,945 | 0,104 | 0,39 | 1,78 | 0,805 | 0,314 |
| 0,12 | 2,98 | 0,94 | 0,113 | 0,40 | 1,77 | 0,80 | 0,320 |
| 0,13 | 2,88 | 0,935 | 0,121 | 0,41 | 1,75 | 0,795 | 0,326 |
| 0,14 | 2,77 | 0,93 | 0,130 | 0,42 | 1,74 | 0,79 | 0,332 |
| 0,15 | 2,68 | 0,925 | 0,139 | 0,43 | 1,72 | 0,785 | 0,337 |
| 0,16 | 2,61 | 0,92 | 0,147 | 0,44 | 1,71 | 0,78 | 0,343 |
| 0,17 | 2,53 | 0,915 | 0,155 | 0,45 | 1,69 | 0,775 | 0,349 |
| 0,18 | 2,47 | 0,91 | 0,164 | 0,46 | 1,68 | 0,77 | 0,354 |
| 0,19 | 2,41 | 0,905 | 0,172 | 0,47 | 1,67 | 0,765 | 0,359 |
| 0,20 | 2,36 | 0,90 | 0,180 | 0,48 | 1,66 | 0,76 | 0,365 |
| 0,21 | 2,31 | 0,895 | 0,188 | 0,49 | 1,64 | 0,755 | 0,370 |
| 0,22 | 2,26 | 0,89 | 0,196 | 0,50 | 1,63 | 0,75 | 0,375 |
| 0,23 | 2,22 | 0,885 | 0,203 | 0,51 | 1,62 | 0,745 | 0,380 |
| 0,24 | 2,18 | 0,88 | 0,211 | 0,52 | 1,61 | 0,74 | 0,385 |
| 0,25 | 2,14 | 0,875 | 0,219 | 0,53 | 1,60 | 0,735 | 0,390 |
| 0,26 | 2,10 | 0,87 | 0,226 | 0,54 | 1,59 | 0,73 | 0,394 |
| 0,27 | 2,07 | 0,865 | 0,234 | 0,55 | 1,58 | 0,724 | 0,400 |
| 0,28 | 2,04 | 0,86 | 0,241 | | | | |

Dimensioonid: $M$ — kgcm; $b$, $x$ ja $h_0$ — cm; $F_н$ — cm²; tugevused — kg/cm².

$$M = mA_0bh^2_0R_и$$

Raudbetooni puhul: $\alpha = \frac{x}{h_0} = \frac{F_a}{bh_0}\frac{m_aR_a}{R_и}$; $h_0 = r_0\sqrt{\frac{M}{mbR_и}}$;

$$F_a = \frac{M}{m\gamma_0h_0m_aR_a} \quad \text{või} \quad F_a = \alpha bh_0\frac{R_и}{m_aR_a}.$$

Pingebetooni puhul: $\alpha_I = \frac{x}{h_0} = \frac{F_н}{bh_0}\frac{R_{ну}}{R_{ну}}$; $h_0 = r_0\sqrt{\frac{M}{mbR_{ну}}}$;

$$F_н = \frac{M}{m\gamma_0h_0R_{ну}} \quad \text{või} \quad F_a = \alpha_I bh_0\frac{R_{ну}}{R_{ну}}.$$

Märkus: Tabeli väärtused allpool peent joont ei kehti monteeritavate elementide kohta, mille arvutamisel kasutatakse töötamistingimuse tegurit $m = 1{,}1$.

Tabeli väärtused allpool jämedat joont ei kehti külmalttõmmatud traatide, läbimõõduga kuni 5,5 mm, kasutamisel.

Tabel 10

**Suurused ξ ja ν paindeelementide arvutamiseks põikjõule**

| $R$ | | 150 | | | 200 | | | 300 | | | 400 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $R_и$ | | 80 | | | 100 | | | 160 | | | 210 | | |
| $m_н m_a R_a$ | | 1680 | 1920 | 2100 | 1680 | 1920 | 2100 | 1680 | 1920 | 2100 | 1680 | 1920 | 2100 |
| ε | ν | ξ | | | | | | | | | | | |
| 0,33 | 0,30 | 0,86 | 0,76 | 0,66 | 1,08 | 0,94 | 0,86 | 1,73 | 1,51 | 1,32 | 2.27 | 1,98 | 1,82 |
| 0,32 | 0,31 | 0,82 | 0,71 | 0,62 | 1,01 | 0,89 | 0,81 | 1,64 | 1,42 | 1,24 | 2,13 | 1,87 | 1,71 |
| 0,31 | 0,32 | 0,77 | 0,67 | 0,58 | 0,95 | 0,83 | 0,76 | 1,52 | 1,34 | 1,17 | 2,00 | 1,75 | 1,60 |
| 0,30 | 0,33 | 0,72 | 0,62 | 0,55 | 0,89 | 0,78 | 0,71 | 1,43 | 1,25 | 1,09 | 1,87 | 1,64 | 1,50 |
| 0,29 | 0,34 | 0,67 | 0,58 | 0,51 | 0,83 | 0,73 | 0,68 | 1,37 | 1,17 | 1,02 | 1,79 | 1,54 | 1,40 |
| 0,28 | 0,36 | 0,62 | 0,54 | 0,49 | 0,78 | 0,68 | 0,62 | 1,24 | 1,08 | 0,95 | 1,63 | 1,43 | 1,29 |
| 0,27 | 0,37 | 0,58 | 0,51 | 0,44 | 0,72 | 0,63 | 0,58 | 1,16 | 1,01 | 0,88 | 1,52 | 1,33 | 1,21 |
| 0,26 | 0,38 | 0,54 | 0,47 | 0,41 | 0,67 | 0,58 | 0,54 | 1,07 | 0,94 | 0,82 | 1,41 | 1,23 | 1,13 |
| 0,25 | 0,40 | 0,50 | 0,44 | 0,38 | 0,62 | 0,54 | 0,50 | 0,99 | 0,87 | 0,76 | 1,30 | 1,16 | 1,04 |
| 0,24 | 0,42 | 0,46 | 0,40 | 0,35 | 0,57 | 0,50 | 0,46 | 0,92 | 0,80 | 0,70 | 1,20 | 1,05 | 0,96 |
| 0,23 | 0,43 | 0,42 | 0,37 | 0,32 | 0,52 | 0,46 | 0,42 | 0,84 | 0,75 | 0,67 | 1,10 | 0,96 | 0,88 |
| 0,22 | 0,45 | 0,38 | 0,34 | 0,29 | 0,48 | 0,42 | 0,38 | 0,77 | 0,67 | 0,59 | 1,01 | 0,88 | 0,81 |
| 0,21 | 0,47 | 0,35 | 0,31 | 0,27 | 0,44 | 0,36 | 0,35 | 0,70 | 0,61 | 0,54 | 0,92 | 0,80 | 0,74 |
| 0,20 | 0,50 | 0,32 | 0,28 | 0,24 | 0,40 | 0,35 | 0,32 | 0,64 | 0,56 | 0,48 | 0,83 | 0,73 | 0,67 |
| 0,19 | 0,53 | 0,29 | 0,25 | 0,22 | 0,36 | 0,32 | 0,29 | 0,57 | 0,50 | 0,44 | 0,75 | 0,66 | 0,60 |
| 0,18 | 0,55 | 0,26 | 0,22 | 0,20 | 0,32 | 0,28 | 0,26 | 0,52 | 0,45 | 0,39 | 0,68 | 0,59 | 0,54 |
| 0,17 | 0,59 | 0,23 | 0,20 | 0,18 | 0,29 | 0,25 | 0,23 | 0,46 | 0,40 | 0,35 | 0,60 | 0,53 | 0,49 |
| 0,16 | 0,62 | 0,20 | 0,18 | 0,16 | 0,25 | 0,22 | 0,20 | 0,42 | 0,36 | 0,31 | 0,53 | 0,47 | 0,43 |
| 0,15 | 0,66 | 0,18 | 0,16 | 0,14 | 0,22 | 0,20 | 0,18 | 0,36 | 0,31 | 0,27 | 0,47 | 0,41 | 0,38 |
| 0,14 | 0,71 | 0,16 | 0,14 | 0,12 | 0,19 | 0,17 | 0,16 | 0,31 | 0,27 | 0,24 | 0,41 | 0,36 | 0,33 |
| 0,13 | 0,77 | 0,14 | 0,12 | 0,10 | 0,18 | 0,15 | 0,13 | 0,27 | 0,24 | 0,20 | 0,35 | 0,31 | 0,28 |
| 0,12 | 0,83 | 0,12 | 0,10 | 0,09 | 0,14 | 0,12 | 0,12 | 0,23 | 0,20 | 0,18 | 0,30 | 0,26 | 0,24 |
| 0,11 | 0,91 | 0,10 | 0,08 | 0,07 | 0,12 | 0,10 | 0,10 | 0,19 | 0,17 | 0,15 | 0,25 | 0,22 | 0,20 |
| 0,10 | 1,00 | 0,08 | 0,07 | 0,06 | 0,10 | 0,09 | 0,08 | 0,16 | 0,14 | 0,12 | 0,21 | 0,18 | 0,17 |
| 0,09 | 1,11 | 0,06 | 0,06 | 0,05 | 0,08 | 0,07 | 0,06 | 0,13 | 0,11 | 0,10 | 0,17 | 0,15 | 0,14 |
| 0,08 | 1,25 | 0,05 | 0,04 | 0,04 | 0,06 | 0,06 | 0,05 | 0,10 | 0,09 | 0,08 | 0,13 | 0,12 | 0,11 |
| 0,07 | 1,43 | 0,04 | 0,03 | 0,03 | 0,05 | 0,04 | 0,04 | 0,08 | 0,07 | 0,06 | 0,10 | 0,09 | 0,08 |
| 0,06 | 1,66 | 0,03 | 0,02 | 0,02 | 0,04 | 0,03 | 0,03 | 0,06 | 0,05 | 0,04 | 0,08 | 0,07 | 0,06 |

$$\varepsilon = \frac{Q}{mbh_0R_и}; \quad u = \nu h_0; \quad \overline{F}_x = \xi b.$$

Dimensioonid: $Q$ — kg; $\overline{F}_x$ — cm²/m; $R_и$ ja $R_a$ — kg/cm²; $b$, $h_0$ ja $u$ — cm.

Märkused: 1. Tabelis toodud ξ väärtused vastavad tabelis 6 real B toodud $R_и$ väärtustele.

2. $\varepsilon < 0{,}06$ väärtuste puhul määratakse põikarmatuur konstruktiivsetel kaalutlustel.

**$F_x$ (cm²/m) väärtused paindeelementide arvutamiseks põikjõule**

$$F_x = \frac{f_x n}{a}$$

| Rangi-samm $a$ mm | Rangi lõige-te arv $n$ | Rangi traadi läbimõõt mm | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3,0 | 3,5 | 4,0 | 4,5 | 5,0 | 5,5 | 6,0 | 8,0 | 10,0 | 12,0 |
| 50 | 1 | 1,42 | 1,92 | 2,52 | 3,18 | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 2,84 | 3,84 | 5,04 | 6,36 | — | — | — | — | — | — |
| | 3 | 4,26 | 5,76 | 7,56 | 9,54 | — | — | — | — | — | — |
| | 4 | 5,68 | 7,68 | 10,80 | 12,72 | — | — | — | — | — | — |
| 75 | 1 | 0,95 | 1,28 | 1,68 | 2,12 | 2,61 | 3,17 | 3,77 | 6,72 | — | — |
| | 2 | 1,90 | 2,56 | 3,36 | 4,24 | 5,22 | 6,34 | 7,54 | 13,44 | — | — |
| | 3 | 2,85 | 3,84 | 5,04 | 6,36 | 7,83 | 9,51 | 11,31 | 20,16 | — | — |
| | 4 | 3,80 | 5,12 | 6,72 | 8,48 | 10,44 | 12,68 | 15,08 | 26,88 | — | — |
| 100 | 1 | 0,71 | 0,96 | 1,26 | 1,59 | 1,96 | 2,38 | 2,83 | 5,03 | 7,85 | — |
| | 2 | 1,42 | 1,92 | 2,52 | 3,18 | 3,92 | 4,76 | 5,66 | 10,06 | 15,70 | — |
| | 3 | 2,13 | 2,88 | 3,78 | 4,77 | 5,88 | 7,14 | 8,49 | 15,09 | 23,55 | — |
| | 4 | 2,84 | 3,84 | 5,04 | 6,36 | 7,84 | 9,52 | 11,32 | 20,12 | 31,40 | — |
| 125 | 1 | 0,57 | 0,77 | 1,00 | 1,27 | 1,57 | 1,90 | 2,26 | 4,02 | 6,28 | — |
| | 2 | 1,13 | 1,50 | 2,01 | 2,54 | 3,14 | 3,81 | 4,52 | 8,04 | 12,56 | — |
| | 3 | 1,70 | 2,30 | 3,01 | 3,81 | 4,71 | 5,76 | 6,78 | 12,06 | 18,84 | — |
| | 4 | 2,27 | 3,07 | 4,02 | 5,04 | 6,28 | 7,62 | 9,04 | 16,08 | 25,12 | — |
| 150 | 1 | 0,47 | 0,64 | 0,84 | 1,06 | 1,30 | 1,59 | 1,89 | 3,36 | 5,24 | 7,55 |
| | 2 | 0,95 | 1,28 | 1,68 | 2,12 | 2,61 | 3,17 | 3,77 | 6,72 | 10,48 | 15,10 |
| | 3 | 1,42 | 1,92 | 2,52 | 3,18 | 3,61 | 4,77 | 5,67 | 10,08 | 15,72 | 22,65 |
| | 4 | 1,90 | 2,56 | 3,36 | 4,24 | 5,22 | 6,34 | 7,54 | 13,44 | 10,96 | 30,20 |
| 200 | 1 | 0,35 | 0,48 | 0,63 | 0,79 | 0,98 | 1,19 | 1,41 | 2,51 | 3,92 | 5,66 |
| | 2 | 0,71 | 0,96 | 1,26 | 1,59 | 1,96 | 2,38 | 2,83 | 5,03 | 7,85 | 11,32 |
| | 3 | 1,06 | 1,44 | 1,89 | 2,38 | 2,94 | 3,57 | 4,24 | 7,54 | 11,77 | 16,98 |
| | 4 | 1,42 | 1,92 | 2,52 | 3,18 | 3,92 | 4,76 | 5,66 | 10,06 | 15,70 | 22,64 |
| 250 | 1 | 0,28 | 0,38 | 0,50 | 0,63 | 0,78 | 0,95 | 1,13 | 2,01 | 3,14 | 4,53 |
| | 2 | 0,57 | 0,77 | 1,01 | 1,27 | 1,57 | 1,91 | 2,26 | 4,02 | 6,28 | 9,06 |
| | 3 | 0,85 | 1,15 | 1,51 | 1,90 | 2,35 | 2,86 | 3,39 | 6,03 | 9,52 | 13,59 |
| | 4 | 1,14 | 1,54 | 2,01 | 2,54 | 3,14 | 3,81 | 4,52 | 8,04 | 12,56 | 18,12 |
| 300 | 1 | 0,24 | 0,32 | 0,42 | 0,53 | 0,65 | 0,79 | 0,94 | 1,68 | 2,62 | 3,77 |
| | 2 | 0,47 | 0,64 | 0,84 | 1,06 | 1,30 | 1,59 | 1,89 | 3,36 | 5,24 | 7,54 |
| | 3 | 0,71 | 0,96 | 1,26 | 1,59 | 1,96 | 2,39 | 2,83 | 5,03 | 7,85 | 11,31 |
| | 4 | 0,95 | 1,28 | 1,68 | 2,12 | 2,61 | 3,18 | 3,78 | 6,72 | 10,48 | 15,08 |

Tabel 12

**Koefitsientide $\psi$ ja $k_1$ väärtused painutatud ja tsentriliselt tõmmatud ristkülikulise ristlõikega elementide arvutamiseks jäikusele ja pragude avanemisele**

| Paindeelemendid | | | | | | | | Tsentriliselt tõmmatud elemendid | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\alpha$ | $\psi$ väärtused $\sigma_a$ kg/cm² | | | | | | $k_1$ | $\mu_1 n$ | $\psi$ väärtused $\sigma_a$ kg/cm² | | | | | |
| | 1000 | 1250 | 1500 | 2000 | 2500 | 3000 | | | 1000 | 1250 | 1500 | 2000 | 2500 | 3000 |
| 0,05 | — | — | — | — | — | 0,39 | 22,8 | 0,05 | — | — | — | — | — | 0,44 |
| 0,06 | — | — | — | — | 0,40 | 0,57 | 19,2 | 0,06 | — | — | — | — | 0,42 | 0,60 |
| 0,07 | — | — | — | — | 0,49 | 0,68 | 16,0 | | | | | | | |
| 0,08 | — | — | — | 0,40 | 0,63 | 0,75 | 14,0 | 0,075 | — | — | — | 0,40 | 0,61 | 0,73 |
| 0,10 | — | — | 0,40 | 0,58 | 0,76 | 0,86 | 11,8 | 0,10 | — | — | 0,33 | 0,62 | 0,75 | 0,83 |
| 0,125 | — | — | 0,47 | 0,73 | 0,85 | 0,91 | 9,6 | | | | | | | |
| 0,15 | — | 0,44 | 0,63 | 0,82 | 0,90 | 0,94 | 8,0 | 0,15 | 0,33 | 0,48 | 0,64 | 0,80 | 0,87 | 0,91 |
| 0,20 | 0,47 | 0,65 | 0,78 | 0,90 | 0,94 | 0,97 | 6,0 | 0,20 | 0,48 | 0,67 | 0,77 | 0,87 | 0,92 | 0,95 |
| 0,30 | 0,71 | 0,82 | 0,89 | 0,94 | 0,97 | 0,98 | 4,3 | | | | | | | |
| 0,40 | 0,81 | 0,88 | 0,92 | 0,96 | 0,98 | 0,99 | 3,4 | 0,30 | 0,68 | 0,79 | 0,85 | 0,92 | 0,95 | 0,97 |
| 0,50 | 0,85 | 0,90 | 0,93 | 0,96 | 0,98 | 0,99 | 2,8 | 0,50 | 0,82 | 0,88 | 0,92 | 0,96 | 0,98 | 1,00 |
| 0,80 | 0,90 | 0,93 | 0,95 | 0,97 | 0,98 | 0,99 | 2,2 | | | | | | | |

$$\alpha = \frac{3F_a}{bh_0}n; \quad n = \frac{E_a}{E_б}; \quad \sigma_a = \frac{M^н}{F_a \eta h_0}; \quad k_1 = \frac{l_т}{nu}; \quad u = \frac{F_a}{s};$$

$s$ — armatuuri perimeeter

Kui $\gamma' = 0$, võetakse koefitsient $\eta$ tabelist 15.

Dimensioonid: $M^н$ — kgcm; $E_a$, $E_б$ ja $\sigma_a$ kg/cm²; $b$, $h_0$, $u$ ja $s$ — cm; $F_a$ — cm².

Märkused: 1. Jäiga armatuuriga, aga ka liikuva koormusega (kraanatalad jne.) elementide puhul võetakse $\psi = 1$.

Tabelis $\psi$ väärtuste puudumine vastab juhule, kus pragusid ei esine.

2. Tabelis 12 toodud $\psi$ väärtused on kasutatavad ka survearmatuuriga ja ribiplaatristlõikega (surveplaadiga) paindeelementide kohta.

3. $\psi$ väärtused on antud vastavalt lühiajalisele koormusele.

4. Kui $\alpha > 0{,}8$ ja $\mu_1 n > 0{,}50$, siis $\psi = 1$.

**Koefitsientide $\psi$ ja $k_1$ väärtused ribiplaatristlõikega (plaadiga tõmbetsoonis) paindeelementide arvutamiseks jäikusele ja pragude avanemisele**

| $\alpha$ | $\psi$ ja $k_1$ väärtused | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\gamma_1 = 0{,}4$ | | | | | | | $\gamma_1 = 0{,}8$ | | | | | | | $\gamma_1 = 1{,}2$ | | | | | | |
| | $\sigma_a$ kg/cm² | | | | | | $k_1$ | $\sigma_a$ kg/cm² | | | | | | $k_1$ | $\sigma_a$ kg/cm² | | | | | | $k_1$ |
| | 1000 | 1250 | 1500 | 2000 | 2500 | 3000 | | 1000 | 1250 | 1500 | 2000 | 2500 | 3000 | | 1000 | 1250 | 1500 | 2000 | 2500 | 3000 | |
| 0,10 | — | — | — | — | — | 0,35 | 23,0 | — | — | — | — | — | — | 34,0 | — | — | — | — | — | — | 45,0 |
| 0,15 | — | — | — | 0,40 | 0,48 | 0,65 | 15,0 | — | — | — | — | — | — | 22,6 | — | — | — | — | — | — | 30,0 |
| 0,20 | — | — | — | 0,50 | 0,70 | 0,80 | 11,5 | — | — | — | — | 0,40 | 0,52 | 17,3 | — | — | — | — | — | — | 23,0 |
| 0,30 | — | 0,45 | 0,54 | 0,75 | 0,84 | 0,89 | 8,2 | — | — | — | 0,45 | 0,65 | 0,76 | 12,2 | — | — | — | — | 0,40 | 0,58 | 16,0 |
| 0,40 | — | 0,58 | 0,70 | 0,84 | 0,89 | 0,93 | 6,8 | — | — | 0,40 | 0,66 | 0,78 | 0,85 | 9,8 | — | — | — | 0,42 | 0,63 | 0,74 | 13,0 |
| 0,50 | 0,53 | 0,68 | 0,78 | 0,88 | 0,92 | 0,94 | 5,6 | — | — | 0,55 | 0,75 | 0,83 | 0,90 | 8,0 | — | — | 0,40 | 0,59 | 0,73 | 0,81 | 11,2 |
| 0,60 | 0,63 | 0,74 | 0,83 | 0,90 | 0,94 | 0,95 | 4,6 | — | 0,52 | 0,67 | 0,81 | 0,87 | 0,91 | 6,8 | — | — | 0,45 | 0,68 | 0,79 | 0,85 | 9,6 |
| 0,80 | 0,74 | 0,82 | 0,87 | 0,92 | 0,95 | 0,96 | 3,8 | 0,51 | 0,67 | 0,77 | 0,86 | 0,91 | 0,93 | 5,5 | — | 0,48 | 0,63 | 0,78 | 0,85 | 0,89 | 7,2 |

$$\alpha = \frac{3F_a}{bh_0} n; \quad n = \frac{E_a}{E_б}; \quad \gamma_1 = \frac{(b_п - b)h_п}{bh}; \quad \sigma_a = \frac{M^н}{F_a \eta h_0}; \quad k = \frac{l_т}{nu}; \quad u = \frac{F_a}{s},$$

kus koefitsient $\eta$ võetakse tabelist 15 vastavalt $\gamma' = 0$. $s$ — armatuuri perimeeter.

Dimensioonid: $M^н$ — kgcm; $E_a$, $E_б$ ja $\sigma_a$ — kg/cm²; $F_a$ — cm²; $b$, $h_0$, $l_т$, $u$ ja $s$ — cm.

Märkused: 1. Jäiga armatuuriga, aga ka liikuva koormusega (kraanatalad jne.) elementide puhul võetakse $\psi = 1$. Tabelis $\psi$ väärtuste puudumine vastab juhule, kus pragusid ei esine.

2. Kui $\alpha < 0{,}10$, siis võetakse $\psi = 0{,}4$, ja kui $\alpha > 0{,}80$, siis $\psi = 1$.

3. $\psi$ väärtused on antud vastavalt lühiajalisele koormusele.

4. Kui $\gamma_1 < 0{,}4$, siis $\psi$ väärtused määratakse tabelitest 12 ja 13 interpoleerimise teel.

Tabel 14

## Koefitsientide $\psi$ ja $k_1$ väärtused I- ja karpristlõigetega paindeelementide arvutamiseks jäikusele ja pragude avanemisele

| $\alpha$ | $\psi$ ja $k_1$ väärtused | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\gamma_1 = 0{,}36$ | | | | | | | $\gamma_1 = 0{,}72$ | | | | | | | $\gamma_1 = 1{,}08$ | | | | | | |
| | $\sigma_a$ kg/cm² | | | | | | $k_1$ | $\sigma_a$ kg/cm² | | | | | | $k_1$ | $\sigma_a$ kg/cm² | | | | | | $k_1$ |
| | 1000 | 1250 | 1500 | 2000 | 2500 | 3000 | | 1000 | 1250 | 1500 | 2000 | 2500 | 3000 | | 1000 | 1250 | 1500 | 2000 | 2500 | 3000 | |
| 0,10 | — | — | — | — | — | 0,40 | 23,0 | — | — | — | — | — | — | 34,0 | — | — | — | — | — | — | 45,0 |
| 0,15 | — | — | — | 0,40 | 0,56 | 0,71 | 15,0 | — | — | — | — | — | — | 22,6 | — | — | — | — | — | — | 30,0 |
| 0,20 | — | — | 0,40 | 0,60 | 0,76 | 0,84 | 11,5 | — | — | — | — | 0,43 | 0,61 | 17,3 | — | — | — | — | — | — | 23,0 |
| 0,30 | — | 0,47 | 0,65 | 0,82 | 0,89 | 0,93 | 8,2 | — | — | 0,40 | 0,59 | 0,74 | 0,83 | 12,2 | — | — | — | 0,40 | 0,55 | 0,69 | 16,0 |
| 0,40 | 0,49 | 0,70 | 0,80 | 0,89 | 0,94 | 0,97 | 6,8 | — | 0,40 | 0,57 | 0,77 | 0,86 | 0,91 | 9,8 | — | — | 0,40 | 0,58 | 0,74 | 0,82 | 13,0 |
| 0,50 | 0,63 | 0,80 | 0,88 | 0,93 | 0,96 | 0,96 | 5,6 | — | 0,60 | 0,69 | 0,85 | 0,91 | 0,94 | 8,0 | — | 0,40 | 0,51 | 0,73 | 0,83 | 0,89 | 11,2 |
| 0,60 | 0,74 | 0,84 | 0,90 | 0,95 | 0,97 | 0,98 | 4,6 | 0,50 | 0,70 | 0,79 | 0,89 | 0,93 | 0,96 | 6,8 | 0,40 | 0,55 | 0,68 | 0,83 | 0,90 | 0,93 | 9,6 |
| 0,80 | 0,83 | 0,90 | 0,93 | 0,96 | 0,98 | 0,99 | 3,8 | 0,70 | 0,80 | 0,88 | 0,93 | 0,96 | 0,97 | 5,5 | 0,51 | 0,70 | 0,79 | 0,89 | 0,93 | 0,95 | 7,2 |

$$\alpha = \frac{3F_a}{bh_0} n;\quad n = \frac{E_a}{E_б};\quad \gamma_1 = \frac{(b_п - b)h_п}{bh};\quad \sigma_a = \frac{M^н}{F_a \eta h_0};\quad k_1 = \frac{l_т}{nu};\quad u = \frac{F_a}{s},$$

kus koefitsient $\eta$ võetakse tabelist 15 vastavalt $\gamma' = \dfrac{(b'_п - b)h'_п}{bh_0}$. $s$ — armatuuri perimeeter.

Dimensioonid: $M^н$ — kgcm; $E_a$, $E_б$ ja $\sigma_a$ — kg/cm²; $F_a$ — cm²; $b$, $b_п$, $h_0$, $h'_п$, $l_т$ ja $s$ — cm.

Märkused: 1. Jäiga armatuuriga, aga ka liikuva koormusega (kraanatalad jne.) elementide puhul võetakse $\psi = 1$. Tabelis $\psi$ väärtuste puudumine vastab juhule, kus pragusid ei esine.

2. Kui $\alpha < 0{,}10$, siis võetakse $\psi = 0{,}4$, ja kui $\alpha > 0{,}8$, siis $\psi = 1$.

3. Tabelis toodud koefitsientide $\psi$ ja $k_1$ väärtused on saadud eeldusel, et $\gamma' = \gamma$ ja $h_0 = 0{,}9h$. Toodud väärtusi võib kasutada ka juhul, kui $\gamma' \neq \gamma$ ja $h_0 \neq 0{,}9h$.

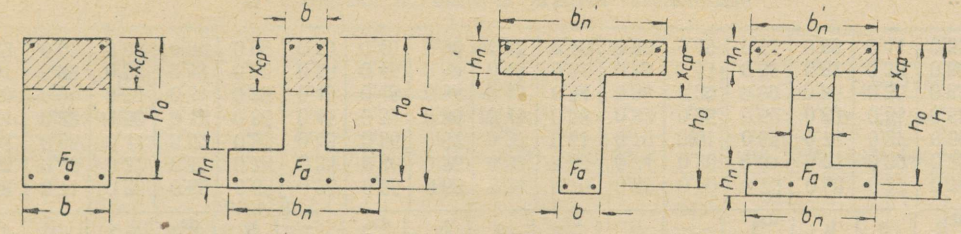
4. $\psi$ väärtused on antud vastavalt lühiajalisele koormusele.

5. Kui $\gamma < 0{,}36$, siis määratakse $\psi$ väärtused tabelitest 12 ja 14 interpoleerimise teel.

**Koefitsientide $\xi_{cp}$, $\eta$ ja $c$ väärtused ainult tõmbetsoonis armeeritud täisnurksete, karp- ja ribiplaat- (plaadiga tõmbe- või survetsoonis) ristlõigetega paindeelementide arvutamiseks jäikusele ja pragude avanemisele**

| $\gamma'$ | $\alpha = 0{,}1$ | | | $\alpha = 0{,}2$ | | | $\alpha = 0{,}3$ | | | $\alpha = 0{,}4$ | | | $\alpha = 0{,}5$ | | | $\alpha = 0{,}6$ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ |
| 0,0 | 0,27 | 0,86 | 0,63 | 0,36 | 0,82 | 0,52 | 0,42 | 0,79 | 0,46 | 0,46 | 0,77 | 0,42 | 0,50 | 0,75 | 0,38 | 0,53 | 0,73 | 0,34 |
| 0,2 | 0,20 | 0,92 | 0,74 | 0,29 | 0,90 | 0,63 | 0,35 | 0,87 | 0,56 | 0,40 | 0,85 | 0,51 | 0,44 | 0,83 | 0,47 | 0,47 | 0,82 | 0,43 |
| 0,4 | 0,15 | 0,94 | 0,80 | 0,24 | 0,92 | 0,71 | 0,30 | 0,91 | 0,63 | 0,35 | 0,89 | 0,58 | 0,39 | 0,88 | 0,54 | 0,42 | 0,87 | 0,50 |
| 0,6 | 0,12 | 0,95 | 0,83 | 0,20 | 0,93 | 0,74 | 0,26 | 0,93 | 0,68 | 0,30 | 0,92 | 0,63 | 0,34 | 0,90 | 0,60 | 0,38 | 0,90 | 0,55 |
| 0,8 | 0,10 | 0,95 | 0,86 | 0,17 | 0,94 | 0,78 | 0,23 | 0,94 | 0,72 | 0,27 | 0,93 | 0,68 | 0,30 | 0,92 | 0,64 | 0,34 | 0,91 | 0,60 |
| 1,0 | 0,10 | 0,95 | 0,88 | 0,15 | 0,95 | 0,80 | 0,20 | 0,94 | 0,75 | 0,24 | 0,94 | 0,71 | 0,28 | 0,93 | 0,67 | 0,31 | 0,93 | 0,63 |
| 1,4 | 0,10 | 0,95 | 0,90 | 0,12 | 0,95 | 0,83 | 0,16 | 0,95 | 0,79 | 0,20 | 0,95 | 0,75 | 0,24 | 0,94 | 0,72 | 0,27 | 0,94 | 0,68 |

| $\gamma'$ | $\alpha = 0{,}8$ | | | $\alpha = 1{,}0$ | | | $\alpha = 1{,}2$ | | | $\alpha = 1{,}6$ | | | $\alpha = 2{,}0$ | | | $\alpha = 2{,}4$ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ |
| 0,0 | 0,58 | 0,71 | 0,30 | 0,62 | 0,69 | 0,26 | 0,65 | 0,68 | 0,24 | 0,70 | 0,65 | 0,20 | 0,73 | 0,63 | 0,17 | 0,76 | 0,62 | 0,15 |
| 0,2 | 0,53 | 0,80 | 0,37 | 0,57 | 0,78 | 0,34 | 0,60 | 0,76 | 0,30 | 0,65 | 0,74 | 0,26 | 0,69 | 0,72 | 0,22 | 0,72 | 0,71 | 0,20 |
| 0,4 | 0,48 | 0,85 | 0,44 | 0,52 | 0,83 | 0,40 | 0,56 | 0,82 | 0,37 | 0,61 | 0,79 | 0,31 | 0,65 | 0,78 | 0,27 | 0,69 | 0,76 | 0,24 |
| 0,6 | 0,44 | 0,88 | 0,50 | 0,48 | 0,86 | 0,45 | 0,52 | 0,85 | 0,41 | 0,58 | 0,83 | 0,35 | 0,62 | 0,82 | 0,31 | 0,65 | 0,80 | 0,28 |
| 0,8 | 0,40 | 0,90 | 0,54 | 0,44 | 0,89 | 0,49 | 0,48 | 0,88 | 0,45 | 0,54 | 0,86 | 0,39 | 0,59 | 0,85 | 0,35 | 0,63 | 0,83 | 0,31 |
| 1,0 | 0,37 | 0,92 | 0,57 | 0,42 | 0,90 | 0,53 | 0,45 | 0,89 | 0,49 | 0,51 | 0,88 | 0,43 | 0,56 | 0,87 | 0,38 | 0,60 | 0,86 | 0,34 |
| 1,4 | 0,32 | 0,93 | 0,63 | 0,36 | 0,92 | 0,59 | 0,40 | 0,92 | 0,55 | 0,46 | 0,90 | 0,49 | 0,51 | 0,89 | 0,44 | 0,55 | 0,88 | 0,40 |




Dimensioonid: $E_a$ ja $E_б$ — kg/cm²; $F_a$ — cm²; $b_п'$, $h_п'$, $h_п$, $h$, $h_0$ ja $x_{cp} = \xi_{cp} h_0$ — cm.

Sisejõudude õlg $z = \eta h_0$. Paindejäikus $B = \frac{c}{\psi} F_a h_0^2$; $\gamma' = \frac{(b_п' - b) h_п'}{bh}$.

**Märkused:** 1. Koefitsientide $\xi_{cp}$, $\eta$ ja $c$ väärtused ühekordselt armeeritud ristkülikuliste ja ribiplaat- (plaadiga tõmbetsoonis) ristlõigetele võetakse tabelist 15 vastavalt $\gamma' = 0$.

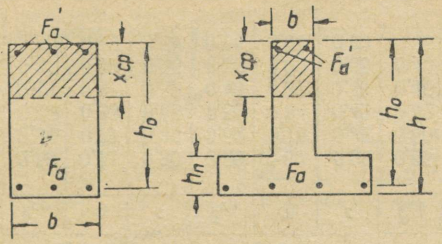
2. Tabeli 15 koostamisel eeldati, et $\frac{h_п'}{h_0} = 0{,}1$. Tabelis toodud koefitsiendid on kasutatavad ka teiste $\frac{h_п'}{h_0}$ väärtuste puhul (kui $\alpha < 1$, siis täpsusega 5—10%, ja kui $\alpha > 1$, siis täpsusega 15%).

3. Juhul kui $\xi_{cp} < \frac{h'}{h_0}$, siis määratakse $\eta$ ja $c$ väärtused vastavalt $\gamma' = \frac{(b_п' - b)\xi_{cp}}{b}$ väärtusele, kusjuures $\xi_{cp}$ väärtus arvutatakse järkjärgulise lähenemise teel.

**Koefitsientide $\xi_{cp}$, $\eta$ ja $c$ väärtused nii ainult tõmbe- või ka survetsoonis armeeritud täisnurksete ja ribiplaat- (plaadiga tõmbetsoonis) ristlõigetega paindeelementide arvutamiseks jäikusele ja pragude avanemisele**

| $\mu'$ / $\mu$ | $\alpha = 0{,}1$ | | | $\alpha = 0{,}2$ | | | $\alpha = 0{,}3$ | | | $\alpha = 0{,}4$ | | | $\alpha = 0{,}5$ | | | $\alpha = 0{,}6$ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ |
| 0,0 | 0,27 | 0,86 | 0,63 | 0,36 | 0,82 | 0,52 | 0,42 | 0,79 | 0,46 | 0,47 | 0,77 | 0,41 | 0,50 | 0,75 | 0,38 | 0,53 | 0,73 | 0,34 |
| 0,2 | 0,26 | 0,87 | 0,64 | 0,35 | 0,83 | 0,55 | 0,40 | 0,81 | 0,48 | 0,44 | 0,80 | 0,45 | 0,47 | 0,79 | 0,41 | 0,50 | 0,78 | 0,39 |
| 0,6 | 0,25 | 0,88 | 0,66 | 0,33 | 0,85 | 0,57 | 0,37 | 0,84 | 0,53 | 0,40 | 0,84 | 0,50 | 0,43 | 0,84 | 0,47 | 0,45 | 0,83 | 0,46 |
| 1,0 | 0,24 | 0,89 | 0,68 | 0,31 | 0,87 | 0,60 | 0,35 | 0,86 | 0,56 | 0,38 | 0,86 | 0,54 | 0,40 | 0,86 | 0,52 | 0,41 | 0,87 | 0,51 |
| 1,6 | 0,23 | 0,90 | 0,69 | 0,28 | 0,89 | 0,64 | 0,31 | 0,89 | 0,61 | 0,34 | 0,89 | 0,59 | 0,34 | 0,89 | 0,58 | 0,35 | 0,89 | 0,57 |
| 2,2 | 0,21 | 0,90 | 0,71 | 0,26 | 0,90 | 0,66 | 0,29 | 0,90 | 0,65 | 0,30 | 0,90 | 0,63 | 0,31 | 0,90 | 0,62 | 0,32 | 0,90 | 0,61 |

| $\mu'$ / $\mu$ | $\alpha = 0{,}8$ | | | $\alpha = 1{,}0$ | | | $\alpha = 1{,}2$ | | | $\alpha = 1{,}6$ | | | $\alpha = 2{,}0$ | | | $\alpha = 2{,}4$ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ | $\xi_{cp}$ | $\eta$ | $c$ |
| 0,0 | 0,58 | 0,71 | 0,30 | 0,62 | 0,69 | 0,26 | 0,65 | 0,68 | 0,24 | 0,70 | 0,65 | 0,20 | 0,73 | 0,63 | 0,17 | 0,76 | 0,62 | 0,15 |
| 0,2 | 0,54 | 0,77 | 0,35 | 0,57 | 0,76 | 0,32 | 0,60 | 0,76 | 0,30 | 0,64 | 0,75 | 0,27 | 0,66 | 0,75 | 0,25 | 0,68 | 0,75 | 0,24 |
| 0,6 | 0,48 | 0,83 | 0,43 | 0,50 | 0,84 | 0,42 | 0,52 | 0,84 | 0,40 | 0,54 | 0,84 | 0,38 | 0,56 | 0,85 | 0,37 | 0,58 | 0,86 | 0,36 |
| 1,0 | 0,43 | 0,87 | 0,50 | 0,45 | 0,87 | 0,48 | 0,46 | 0,88 | 0,47 | 0,48 | 0,88 | 0,46 | 0,49 | 0,89 | 0,45 | 0,50 | 0,89 | 0,45 |
| 1,6 | 0,37 | 0,89 | 0,56 | 0,38 | 0,90 | 0,55 | 0,40 | 0,90 | 0,54 | 0,40 | 0,90 | 0,54 | 0,41 | 0,91 | 0,53 | 0,42 | 0,91 | 0,53 |
| 2,2 | 0,33 | 0,90 | 0,60 | 0,34 | 0,91 | 0,60 | 0,35 | 0,91 | 0,59 | 0,35 | 0,91 | 0,59 | 0,36 | 0,92 | 0,59 | 0,36 | 0,92 | 0,59 |




$$\alpha = \frac{3F_a}{bh_0}n; \quad n = \frac{E_a}{E_б}; \quad \frac{\mu'}{\mu} = \frac{F_a'}{F_a}.$$

Dimensioonid: $E_a$ ja $E_б$ — kg/cm²; $F_a$ ja $F_a'$ — cm²; $b_п$, $b$, $h$, $h_п$, $h_0$ ja $x_{cp} = \xi_{cp} h_0$ — cm.

Sisejõudude õlg $z = \eta h_0$; paindejäikus $B = \frac{c}{\psi} F_a h_0^2$.

**Märkused:** 1. Koefitsientide $\xi_{cp}$, $\eta$ ja $c$ väärtused ühekordselt armeeritud ristkülikulistele ja ribiplaat- (plaadiga tõmbetsoonis) ristlõigetele võetakse tabelist 15 vastavalt $\gamma' = 0$.

2. Tabeli 16 koostamisel võeti $\delta' = \frac{a'}{h_0} = 0{,}1$, kuid tabelit võib kasutada ka teistsuguste $\delta'$ väärtuste puhul (täpsusega 5—10%).

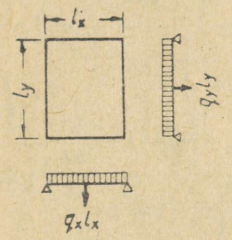
3. Kui $\xi_{cp} \leqslant 2\delta'$, siis väärtuste $\eta$ ja $c$ määramisel arvestatakse survearmatuuri juhul, kui $\xi_{cp} > \delta'$. Survearmatuuri ei arvestata $\left(\frac{\mu'}{\mu} = 0\right)$ juhul, kui $\xi_{cp} < \delta'$.

**Tabelid ühtlaselt koormatud ristiarmeeritud plaatide arvutamiseks**

$$\max m_x = \frac{ql_x^2}{\varphi_x};\quad \max m_y = \frac{ql_y^2}{\varphi_y};\quad q_x = \varkappa_x q;\quad q_y = (1-\varkappa_x)q$$

$q$ — koormus plaadi pinna ühikule; $l_x$, $l_y$ — plaadi arvutuslikud avad $x$ ja $y$ suunas ja $\varphi_x$, $\varphi_y$, $\varkappa_x$ — tabeli koefitsiendid.

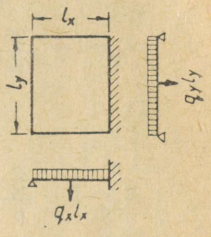
**Servatingimused 1**




$$\nu_x = \nu_y = 1 - \frac{5}{6}\,\frac{(l_y : l_x)^2}{1 + (l_y : l_x)^4}$$

**Servatingimused 2**

$l_y$ kulgeb paralleelselt plaadi kinnitatud servaga




$$\nu_x = 1 - \frac{75}{32}\,\frac{(l_y : l_x)^2}{2 + 5\,(l_y : l_x)^4}$$

$$\nu_y = 1 - \frac{5}{3}\,\frac{(l_y : l_x)^2}{2 + 5\,(l_y : l_x)^4}$$

| $\frac{l_y}{l_x}$ | $\varphi_{1x}$ | $\varphi_{1y}$ | $\varkappa_{1x}$ | $\varphi_{2x}$ | $\varphi_{2y}$ | $\varkappa_{2x}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,50 | 169,17 | 10,57 | 0,0588 | 140,91 | 11,28 | 0,1351 |
| 0,55 | 125,10 | 11,35 | 0,0838 | 107,37 | 12,38 | 0,1862 |
| 0,60 | 94,94 | 12,30 | 0,1147 | 85,30 | 13,70 | 0,2447 |
| 0,65 | 75,31 | 12,44 | 0,1515 | 70,59 | 15,29 | 0,3086 |
| 0,70 | 61,60 | 14,79 | 0,1936 | 59,24 | 17,19 | 0,3751 |
| 0,75 | 51,69 | 16,35 | 0,2404 | 50,86 | 19,41 | 0,4417 |
| 0,80 | 43,97 | 18,01 | 0,2906 | 44,56 | 21,99 | 0,5059 |
| 0,85 | 38,29 | 20,15 | 0,3430 | 39,70 | 24,96 | 0,5661 |
| 0,90 | 34,26 | 22,36 | 0,3962 | 35,74 | 28,37 | 0,6212 |
| 0,95 | 30,44 | 24,79 | 0,4489 | 32,54 | 32,30 | 0,6706 |
| 1,00 | 27,43 | 27,43 | 0,5000 | 29,93 | 36,75 | 0,7143 |
| 1,10 | 22,79 | 33,37 | 0,5942 | 26,02 | 47,58 | 0,7854 |
| 1,20 | 19,45 | 40,34 | 0,6747 | 23,33 | 61,38 | 0,8383 |
| 1,30 | 17,02 | 48,60 | 0,7407 | 21,43 | 78,75 | 0,8772 |
| 1,40 | 15,22 | 58,45 | 0,7935 | 20,04 | 100,28 | 0,9057 |
| 1,50 | 13,87 | 70,22 | 0,8351 | 19,02 | 126,64 | 0,9268 |
| 1,60 | 12,88 | 84,43 | 0,8676 | 18,30 | 158,52 | 0,9425 |
| 1,70 | 12,06 | 100,77 | 0,8931 | 17,63 | 196,69 | 0,9543 |
| 1,80 | 11,45 | 121,69 | 0,9130 | 17,05 | 239,81 | 0,9633 |
| 1,90 | 10,97 | 143,00 | 0,9287 | 16,67 | 295,08 | 0,9702 |
| 2,00 | 10,57 | 169,17 | 0,9412 | 16,50 | 357,03 | 0,9756 |

## Võrdsete avadega ühtlaselt koormatud jätkuvate talade paindemomendid ja põikjõud

$$M_{\substack{\max \\ \min}} = (\alpha g \pm \beta p) l^2; \qquad Q_{\substack{\max \\ \min}} = (\gamma g \pm \delta p) l,$$

kus $g$ — alaline koormus tala pikkuse ühikule,
$p$ — ajutine koormus tala pikkuse ühikule,
$l$ — tala arvutusava,
$x$ — vaadeldava lõike kaugus vasakust toest ja
$\alpha, \beta, \gamma, \delta$ — tabeli koefitsiendid.

Tabelid on kasutatavad jätkuvatele taladele ka siis, kui üksikute avade pikkused ei erine rohkem kui 20%. Kui avade arv ületab viit, siis keskmistes väljades ja tugedel võib kasutada viieavalise tala keskmise välja ja keskmiste tugede kohta kehtivaid tabeli väärtusi.

*Kaheavaline tala*

| $\frac{x}{l}$ | Momendid | | | $\frac{x}{l}$ | Põikjõud | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Koormus $g$ | Koormus $p$ | | | Koormus $g$ | Koormus $p$ | |
| | $\alpha$ | $+\beta$ | $-\beta$ | | $\gamma$ | $+\delta$ | $-\delta$ |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | +0,375 | 0,4375 | 0,0625 |
| 0,1 | +0,0325 | 0,0387 | 0,0062 | 0,1 | +0,275 | 0,3437 | 0,0687 |
| 0,2 | +0,0550 | 0,0675 | 0,0125 | 0,2 | +0,175 | 0,2624 | 0,0874 |
| 0,3 | +0,0675 | 0,0862 | 0,0187 | 0,3 | +0,075 | 0,1932 | 0,1182 |
| 0,4 | +0,0700 | 0,0950 | 0,0250 | 0,375 | +0,0 | 0,1491 | 0,1491 |
| 0,5 | +0,0625 | 0,0937 | 0,0312 | 0,4 | —0,025 | 0,1359 | 0,1609 |
| 0,6 | +0,0450 | 0,0825 | 0,0375 | 0,5 | —0,125 | 0,0898 | 0,2148 |
| 0,7 | +0,0175 | 0,0612 | 0,0437 | 0,6 | —0,225 | 0,0544 | 0,2794 |
| 0,75 | 0 | 0,0469 | 0,0469 | 0,7 | —0,325 | 0,0287 | 0,3537 |
| 0,8 | —0,0200 | 0,0300 | 0,0500 | 0,8 | —0,425 | 0,0119 | 0,4369 |
| 0,85 | —0,0425 | 0,0152 | 0,0577 | 0,9 | —0,525 | 0,0027 | 0,5277 |
| 0,9 | —0,0675 | 0,0061 | 0,0736 | 1,0 | —0,625 | 0 | 0,6250 |
| 0,95 | —0,0950 | 0,0014 | 0,0964 | | | | |
| 1,0 | —0,1250 | 0 | 0,1250 | | | | |

Toereaktsioonid:

$$A_{\max} = 0{,}3750\, gl + 0{,}4375\, pl;$$

$$B_{\max} = 1{,}25\, (g + p) l.$$

*Kolmeavaline tala*

| $\frac{x}{l}$ | Momendid | | | $\frac{x}{l}$ | Põikjõud | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Koormus $g$ | Koormus $p$ | | | Koormus $g$ | Koormus $p$ | |
| | $\alpha$ | $+\beta$ | $-\beta$ | | $\gamma$ | $+\delta$ | $-\delta$ |
| Esimene ava | | | | Esimene ava | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | +0,4 | 0,4500 | 0,0500 |
| 0,1 | +0,035 | 0,040 | 0,005 | 0,1 | +0,3 | 0,3560 | 0,0563 |
| 0,2 | +0,060 | 0,070 | 0,010 | 0,2 | +0,2 | 0,2752 | 0,0752 |
| 0,3 | +0,075 | 0,090 | 0,015 | 0,3 | +0,1 | 0,2065 | 0,1065 |
| 0,4 | +0,080 | 0,100 | 0,020 | 0,4 | 0 | 0,1496 | 0,1496 |
| 0,5 | +0,075 | 0,100 | 0,025 | 0,5 | —0,1 | 0,1042 | 0,2042 |
| 0,6 | +0,060 | 0,090 | 0,030 | 0,6 | —0,2 | 0,0694 | 0,2694 |
| 0,7 | +0,035 | 0,070 | 0,035 | 0,7 | —0,3 | 0,0443 | 0,3443 |
| 0,8 | 0 | 0,0402 | 0,0402 | 0,8 | —0,4 | 0,0280 | 0,4280 |
| 0,85 | —0,0212 | 0,0277 | 0,0490 | 0,9 | —0,5 | 0,0193 | 0,5191 |
| 0,9 | —0,0450 | 0,0204 | 0,0654 | 1,0 | 0,6 | 0,0167 | 0,6167 |
| 0,95 | —0,0712 | 0,0171 | 0,0883 | | | | |
| 1,0 | —0,1000 | 0,0167 | 0,1167 | | | | |
| Teine ava | | | | Teine ava | | | |
| 1,05 | —0,0762 | 0,0141 | 0,0903 | 1,0 | +0,5 | 0,5833 | 0,0833 |
| 1,1 | —0,0550 | 0,0151 | 0,0701 | 1,1 | +0,4 | 0,4870 | 0,0870 |
| 1,15 | —0,0362 | 0,0205 | 0,0568 | 1,2 | +0,3 | 0,3991 | 0,0991 |
| 1,2 | —0,0200 | 0,030 | 0,050 | 1,3 | +0,2 | 0,3210 | 0,1210 |
| 1,276 | 0 | 0,050 | 0,050 | 1,4 | +0,1 | 0,2537 | 0,1537 |
| 1,3 | +0,005 | 0,055 | 0,050 | 1,5 | 0 | 0,1979 | 0,1979 |
| 1,4 | +0,020 | 0,070 | 0,050 | | | | |
| 1,5 | +0,025 | 0,075 | 0,050 | | | | |

Toereaktsioonid:

$$A_{max} = 0{,}4\ gl + 0{,}45\ pl;$$

$$B_{max} = 1{,}1\ gl + 1{,}2\ pl.$$

Tabel 18 (järg)

*Neljaavaline tala*

| $\frac{x}{l}$ | Momendid | | | $\frac{x}{l}$ | Põikjõud | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Koormus $g$ | Koormus $p$ | | | Koormus $g$ | Koormus $p$ | |
| | $\alpha$ | $+\beta$ | $-\beta$ | | $\gamma$ | $+\delta$ | $-\delta$ |
| Esimene ava | | | | Esimene ava | | | |
| 0,1 | +0,0343 | 0,0396 | 0,0054 | 0 | +0,3929 | 0,4464 | 0,0535 |
| 0,2 | +0,0586 | 0,0693 | 0,0107 | 0,1 | +0,2929 | 0,3528 | 0,0599 |
| 0,3 | +0,0729 | 0,0889 | 0,0161 | 0,2 | +0,1929 | 0,2717 | 0,0788 |
| 0,4 | +0,0771 | 0,0986 | 0,0214 | 0,3 | +0,0929 | 0,2029 | 0,1101 |
| 0,5 | +0,0714 | 0,0982 | 0,0268 | 0,393 | 0 | 0,1498 | 0,1498 |
| 0,6 | +0,0557 | 0,0879 | 0,0321 | 0,4 | —0,0071 | 0,1461 | 0,1533 |
| 0,7 | +0,0300 | 0,0675 | 0,0375 | 0,5 | —0,1071 | 0,1001 | 0,2079 |
| 0,786 | 0 | 0,0421 | 0,0421 | 0,6 | —0,2071 | 0,0660 | 0,2731 |
| 0,8 | —0,0057 | 0,0374 | 0,0431 | 0,7 | —0,3071 | 0,0410 | 0,3481 |
| 0,85 | —0,0273 | 0,0248 | 0,0522 | 0,8 | —0,4071 | 0,0247 | 0,4319 |
| 0,9 | —0,0514 | 0,0163 | 0,0677 | 0,9 | —0,5071 | 0,0160 | 0,5231 |
| 0,95 | —0,0780 | 0,0139 | 0,0920 | 1,0 | —0,6071 | 0,0134 | 0,6205 |
| 1,0 | —0,1071 | 0,0134 | 0,1205 | | | | |
| Teine ava | | | | Teine ava | | | |
| 1,05 | —0,0816 | 0,0116 | 0,0932 | | | | |
| 1,1 | —0,0586 | 0,0145 | 0,0721 | 1,0 | +0,5357 | 0,6027 | 0,0670 |
| 1,15 | —0,0380 | 0,0198 | 0,0578 | 1,1 | +0,4357 | 0,5064 | 0,0707 |
| 1,2 | —0,0200 | 0,0300 | 0,0500 | 1,2 | +0,3357 | 0,4187 | 0,0830 |
| 1,266 | 0 | 0,0488 | 0,0488 | 1,3 | +0,2357 | 0,3410 | 0,1153 |
| 1,3 | +0,0086 | 0,0568 | 0,0482 | 1,4 | +0,1357 | 0,2742 | 0,1385 |
| 1,4 | +0,0271 | 0,0736 | 0,0464 | 1,5 | +0,0357 | 0,2190 | 0,1833 |
| 1,5 | +0,0357 | 0,0804 | 0,0446 | 1,536 | 0 | 0,2028 | 0,2028 |
| 1,6 | +0,0343 | 0,0771 | 0,0429 | 1,6 | —0,0643 | 0,1755 | 0,2398 |
| 1,7 | +0,0229 | 0,0639 | 0,0411 | 1,7 | —0,1643 | 0,1435 | 0,3078 |
| 1,8 | +0,0014 | 0,0417 | 0,0403 | 1,8 | —0,2643 | 0,1222 | 0,3865 |
| 1,805 | 0 | 0,0409 | 0,0409 | 1,9 | —0,3643 | 0,1106 | 0,4749 |
| 1,85 | —0,0130 | 0,0345 | 0,0475 | 2,0 | —0,4643 | 0,1071 | 0,5714 |
| 1,9 | —0,0300 | 0,0310 | 0,0610 | | | | |
| 1,95 | —0,0495 | 0,0317 | 0,0812 | | | | |
| 2,0 | —0,0714 | 0,0357 | 0,1071 | | | | |

Toereaktsioonid:

$$A_{max} = 0{,}3929\ gl + 0{,}4464\ pl;$$
$$B_{max} = 1{,}1428\ gl + 1{,}2232\ pl;$$
$$C_{max} = 0{,}9286\ gl + 1{,}1428\ pl.$$

Tabel 18 (järg)

*Viieavaline tala*

| $\frac{x}{l}$ | Momendid | | | $\frac{x}{l}$ | Põikjõud | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Koormus $g$ | Koormus $p$ | | | Koormus $g$ | Koormus $p$ | |
| | $\alpha$ | $+\beta$ | $-\beta$ | | $\gamma$ | $+\delta$ | $-\delta$ |
| Esimene ava | | | | Esimene ava | | | |
| 0,1 | +0,0345 | 0,0397 | 0,0053 | 0 | +0,3947 | 0,4474 | 0,0526 |
| 0,2 | +0,0589 | 0,0695 | 0,0105 | 0,1 | +0,2947 | 0,3537 | 0,0590 |
| 0,3 | +0,0834 | 0,0892 | 0,0158 | 0,2 | +0,1947 | 0,2726 | 0,0779 |
| 0,4 | +0,0779 | 0,0989 | 0,0211 | 0,3 | +0,0947 | 0,2039 | 0,1091 |
| 0,5 | +0,0724 | 0,0987 | 0,0263 | 0,4 | —0,0053 | 0,1471 | 0,1524 |
| 0,6 | +0,0568 | 0,0884 | 0,0316 | 0,5 | —0,1053 | 0,1017 | 0,2069 |
| 0,7 | +0,0313 | 0,0682 | 0,0368 | 0,6 | —0,2053 | 0,0669 | 0,2722 |
| 0,8 | —0,0042 | 0,0381 | 0,0423 | 0,7 | —0,3053 | 0,0419 | 0,3472 |
| 0,9 | —0,0497 | 0,0183 | 0,0680 | 0,8 | —0,4053 | 0,0259 | 0,4309 |
| 0,95 | —0,0775 | — | 0,0938 | 0,9 | —0,5053 | 0,0169 | 0,5222 |
| 1,0 | —0,1053 | 0,0144 | 0,1196 | 1,0 | —0,6053 | 0,0144 | 0,6196 |
| Teine ava | | | | Teine ava | | | |
| 1,05 | —0,0815 | — | 0,0937 | 1,0 | +0,5263 | 0,5981 | 0,0718 |
| 1,1 | —0,0576 | 0,0140 | 0,0717 | 1,1 | +0,4263 | 0,5018 | 0,0755 |
| 1,2 | —0,0200 | 0,0300 | 0,0500 | 1,2 | +0,3263 | 0,4141 | 0,0878 |
| 1,3 | +0,0076 | 0,0563 | 0,0487 | 1,3 | +0,2263 | 0,3364 | 0,1101 |
| 1,4 | +0,0253 | 0,0726 | 0,0474 | 1,4 | +0,1263 | 0,2697 | 0,1434 |
| 1,5 | +0,0329 | 0,0789 | 0,0461 | 1,5 | +0,0263 | 0,2146 | 0,1882 |
| 1,6 | +0,0305 | 0,0753 | 0,0447 | 1,6 | —0,0737 | 0,1711 | 0,2448 |
| 1,7 | +0,0182 | 0,0616 | 0,0434 | 1,7 | —0,1737 | 0,1391 | 0,3128 |
| 1,8 | —0,0042 | 0,0389 | 0,0432 | 1,8 | —0,2737 | 0,1179 | 0,3916 |
| 1,9 | —0,0366 | 0,0280 | 0,0646 | 1,9 | —0,3737 | 0,1063 | 0,4800 |
| 1,95 | —0,0578 | — | 0,0879 | 2,0 | —0,4737 | 0,1029 | 0,5766 |
| 2,0 | —0,0799 | 0,0323 | 0,1112 | | | | |
| Kolmas ava | | | | Kolmas ava | | | |
| 2,05 | —0,0564 | — | 0,0873 | 2,0 | +0,5000 | 0,5907 | 0,0909 |
| 2,1 | —0,0339 | 0,0293 | 0,0633 | 2,1 | +0,4000 | 0,4944 | 0,0944 |
| 2,2 | +0,0011 | 0,0416 | 0,0405 | 2,2 | +0,3000 | 0,4063 | 0,1063 |
| 2,3 | +0,0261 | 0,0655 | 0,0395 | 2,3 | +0,2000 | 0,3279 | 0,1279 |
| 2.4 | +0,0411 | 0,0805 | 0,0395 | 2,4 | +0,1000 | 0,2604 | 0,1604 |
| 2,5 | +0,0461 | 0,0855 | 0,0395 | 2,5 | 0 | 0,2045 | 0,2045 |

Toereaktsioonid:

$A_{max} = 0{,}3947\ gl + 0{,}4474\ pl;$

$B_{max} = 1{,}1316\ gl + 1{,}2177\ pl;$

$C_{max} = 0{,}9737\ gl + 1{,}1675\ pl.$

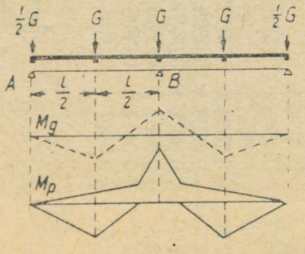
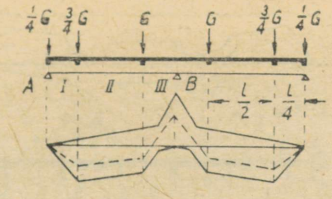
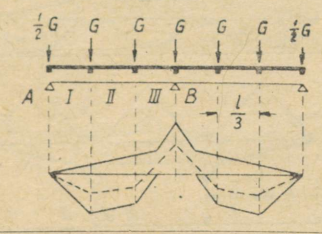
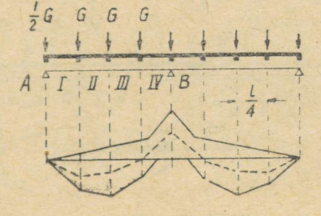
**Võrdsete koondatud koormustega koormatud jätkuva tala paindemomendid ja põikjõud**

$$M_{max} = (\alpha G + \beta P)l; \qquad Q_{max} = \gamma G + \delta P;$$
$$M_{min} = (\alpha G - \beta P)l; \qquad Q_{min} = \gamma G - \delta P;$$

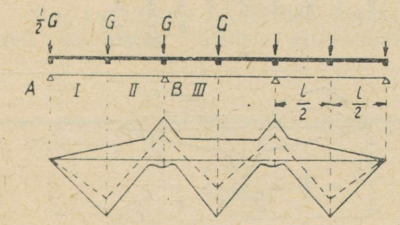
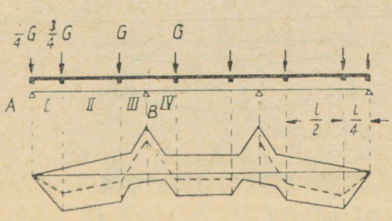
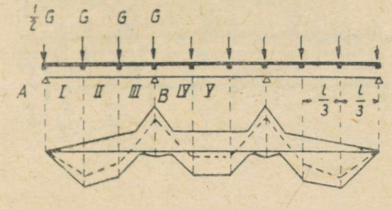
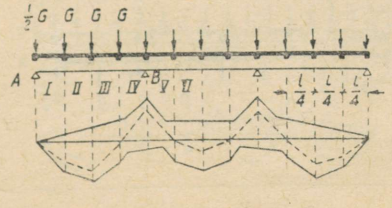
kus $G$ — alaline koondatud koormus,
$P$ — ajutine koondatud koormus,
$x$ — vaadeldava lõike kaugus vasakust toest,
$\alpha, \beta, \gamma, \delta$ — tabeli koefitsiendid.

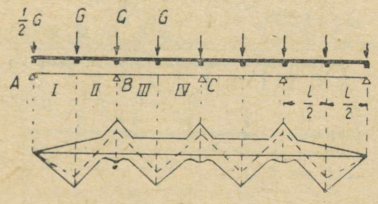
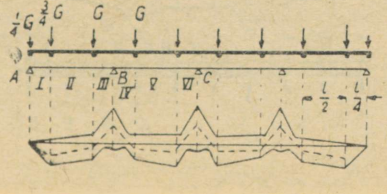
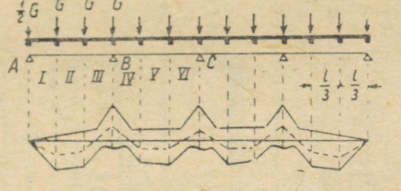
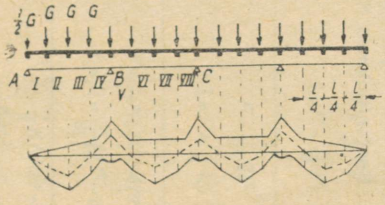
Kui koondatud koormused jagavad tala enam kui neljaks võrdseks osaks, siis võib sisejõude määrata ühtlaselt koormatud taladele ettenähtud tabelite abil.

*Kaheavaline tala*

| Skeem | $\frac{x}{l}$ | Paindemomendid | | | Põikjõud | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Koormus | | | Koormus | | |
| | | $G$ | $P$ | | $G$ | $P$ | |
| | | $\alpha$ | $+\beta$ | $-\beta$ | $\gamma$ | $+\delta$ | $-\delta$ |
|  | | | Toereaktsioon $A_{max}$ = | | 0,8125 | 0,9063 | |
| | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,3125 | 0,4063 | 0,0938 |
| | 0,5 | +0,1563 | 0,2031 | 0,0469 | | | |
| | 0,842 | −0,0789 | 0,0 | 0,0789 | −0,6875 | 0,0 | 0,6375 |
| | 1,0 | −0,1875 | 0,0 | 0,1875 | | | |
| | | | Toereaktsioon $B_{max}$ = | | 2,3750 | 2,3750 | |
|  | | | Toereaktsioon $A_{max}$ = | | 0,9686 | 1,1094 | |
| | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,7186 | 0,8594 | 0,1407 |
| | 0,25 | +0,1795 | 0,2148 | 0,0352 | −0,2813 | 0,1679 | 0,4492 |
| | 0,75 | +0,0390 | 0,1445 | 0,1055 | | | |
| | 0,877 | −0,1230 | 0,0 | 0,1230 | −1,2813 | 0,0 | 1,2813 |
| | 1,0 | −0,2812 | 0,0 | 0,2812 | | | |
| | | | Toereaktsioon $B_{max}$ = | | 2,5625 | 2,5625 | |
|  | | | Toereaktsioon $A_{max}$ = | | 1,1667 | 1,333 | |
| | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,6667 | 0,8333 | 0,1667 |
| | 0,333 | +0,2222 | 0,2778 | 0,0556 | | | |
| | 0,667 | +0,1111 | 0,2222 | 0,1111 | −0,3333 | 0,2407 | 0,5741 |
| | 0,8572 | −0,1430 | 0,0 | 0,1430 | 1,3333 | 0,0 | 1,3333 |
| | 1,0 | −0,3333 | 0,0 | 0,3333 | | | |
| | | | Toereaktsioon $B_{max}$ = | | 3,6667 | 3,6667 | |
|  | | | Toereaktsioon $A_{max}$ = | | 1,5306 | 1,7653 | |
| | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 1,0306 | 1,2652 | 0,2347 |
| | 0,25 | +0,2576 | 0,3164 | 0,0586 | 0,0306 | 0,5749 | 0,5443 |
| | 0,50 | +0,2653 | 0,3826 | 0,1174 | −0,9694 | 0,1679 | 1,1373 |
| | 0,75 | +0,0230 | 0,1990 | 0,1760 | | | |
| | 0,8648 | −0,2025 | 0,0 | 0,2025 | −1,9694 | 0,0 | 1,9694 |
| | 1,0 | −0,4688 | 0,0 | 0,4688 | | | |
| | | | Toereaktsioon $B_{max}$ = | | 4,9388 | 4,9388 | |

*Kolmeavaline tala*

| Skeem | $\frac{x}{l}$ | Paindemoment, Koormus G: $\alpha$ | Paindemoment, Koormus P: $+\beta$ | Paindemoment, Koormus P: $-\beta$ | Põikjõud, Koormus G: $\gamma$ | Põikjõud, Koormus P: $+\delta$ | Põikjõud, Koormus P: $-\delta$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  | Toereaktsioon $A_{max}$ = | | | | 0,8500 | 0,9250 | |
| | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | | | |
| | 0,5 | +0,1750 | 0,2125 | 0,0375 | 0,3500 | 0,4250 | 0,0755 |
| | 0,833 | −0,0416 | 0,0208 | 0,0625 | −0,6500 | 0,0250 | 0,6750 |
| | 1,00 | −0,1500 | 0,0250 | 0,1750 | | | |
| | Toereaktsioon $B_{max}$ = | | | | 2,1500 | 2,300 | |
| | 1,00 | −0,1500 | 0,0250 | 0,1750 | | | |
| | 1,15 | −0,0750 | 0,0063 | 0,0813 | | | |
| | 1,20 | −0,0500 | 0,0250 | 0,0750 | +0,5000 | 0,6250 | 0,1250 |
| | 1,50 | +0,1000 | 0,1750 | 0,0750 | | | |
|  | Toereaktsioon $A_{max}$ = | | | | 1,0250 | 1,1375 | |
| | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | | | |
| | 0,25 | +0,1938 | 0,2219 | 0,0281 | +0,7750 | 0,8875 | 0,1125 |
| | 0,75 | +0,0813 | 0,1654 | 0,0844 | −0,2250 | 0,2000 | 0,4250 |
| | 0,870 | −0,0655 | 0,0325 | 0,0980 | | | |
| | 1,00 | −0,2250 | 0,0375 | 0,2625 | −1,2250 | 0,0375 | 1,2625 |
| | Toereaktsioon $B_{max}$ = | | | | 2,2250 | 2,4500 | |
| | 1,00 | −0,225 | 0,0375 | 0,2625 | | | |
| | 1,1125 | −0,1125 | 0,0164 | 0,1290 | | | |
| | 1,20 | −0,0250 | 0,0875 | 0,1125 | +1,0000 | 1,1875 | 0,1875 |
| | 1,25 | +0,0250 | 0,1375 | 0,1125 | | | |
| | 1,50 | +0,0250 | 1,1375 | 0,1125 | 0,0 | 0,4050 | 0,4050 |
|  | Toereaktsioon $A_{max}$ = | | | | 1,2333 | 1,3667 | |
| | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | | | |
| | 0,333 | +0,2444 | 0,2889 | 0,0444 | +0,7333 | 0,8667 | 0,1333 |
| | 0,667 | +0,1555 | 0,2444 | 0,0889 | −0,2667 | 0,2790 | 0,5457 |
| | 0,849 | −0,0750 | 0,0377 | 0,1227 | | | |
| | 1,00 | −0,2667 | 0,0444 | 0,3111 | −1,2667 | 0,0444 | 1,3111 |
| | Toereaktsioon $B_{max}$ = | | | | 3,2667 | 3,5333 | |
| | 1,00 | −0,2667 | 0,0444 | 0,3111 | | | |
| | 1,133 | −0,1333 | 0,0133 | 0,1467 | | | |
| | 1,20 | −0,0667 | 0,0667 | 0,1333 | +1,000 | 1,2222 | 0,2222 |
| | 1,333 | +0,0667 | 0,2000 | 0,1333 | | | |
| | 1,50 | +0,0667 | 0,2000 | 0,1333 | 0,0 | 0,5333 | 0,5333 |
|  | Toereaktsioon $A_{max}$ = | | | | 1,6250 | 1,8125 | |
| | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | | | |
| | 0,25 | +0,2813 | 0,3281 | 0,0469 | +1,1250 | 1,1325 | 0,1875 |
| | 0,50 | +0,3125 | 0,4062 | 0,0938 | +0,1250 | 0,6250 | 0,5000 |
| | 0,75 | +0,0938 | 0,2344 | 0,1406 | −0,8750 | 0,2250 | 1,1000 |
| | 0,837 | −0,1070 | 0,535 | 0,1605 | | | |
| | 1,0 | −0,3750 | 0,0625 | 0,4375 | −1,8750 | 0,0625 | 1,9375 |
| | Toereaktsioon $B_{max}$ = | | | | 4,3750 | 4,7500 | |
| | 1,00 | −0,3750 | 0,0625 | 0,4375 | | | |
| | 1,125 | −0,1875 | 0,0232 | 0,2107 | | | |
| | 1,20 | −0,0750 | 0,1125 | 0,1875 | +1,5000 | 1,8125 | 0,3125 |
| | 1,25 | 0,0 | 0,1875 | 0,1875 | | | |
| | 1,50 | +0,1250 | 0,3125 | 0,1875 | +0,5000 | 1,0325 | 0,5300 |

| Skeem | $\frac{x}{l}$ | Paindemoment, Koormus G: α | Paindemoment, Koormus P: +β | Paindemoment, Koormus P: −β | Põikjõud, Koormus G: γ | Põikjõud, Koormus P: +δ | Põikjõud, Koormus P: −δ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | +0,3393 | 0,4196 | 0,0804 |
| | 0,5 | +0,1697 | 0,2098 | 0,0402 | −0,6607 | 0,0201 | 0,7410 |
| | 0,833 | −0,0503 | 0,0168 | 0,0670 | | | |
| | 1,0 | −0,1607 | 0,0201 | 0,1808 | | | |
| | | Toereaktsioon $B_{max}$ = | | | 2,2143 | 2,3348 | |
| | 1,0 | −0,1607 | 0,0201 | 0,1808 | | | |
| | 1,147 | −0,0781 | 0,0048 | 0,0830 | | | |
| | 1,20 | −0,0500 | 0,0250 | 0,0750 | +0,5536 | 0,6540 | 0,1004 |
| | 1,50 | +0,1161 | 0,1830 | 0,0670 | | | |
| | 1,79 | +0,0134 | 0,0458 | 0,0596 | | | |
| | 1,835 | −0,0362 | 0,0282 | 0,0644 | −0,4464 | 0,1607 | 0,6071 |
| | 2,0 | −0,1072 | 0,0536 | 0,1607 | | | |
| | | Toereaktsioon $C_{max}$ = | | | 1,8928 | 2,2142 | |
|  | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | +0,7589 | 0,8795 | 0,1205 |
| | 0,25 | +0,1897 | 0,2199 | 0,301 | −0,2411 | 0,1922 | 0,4333 |
| | 0,75 | +0,0692 | 0,1596 | 0,0904 | | | |
| | 0,869 | −0,0785 | 0,0261 | 0,1045 | −1,2411 | 0,0301 | 1,2712 |
| | 1,0 | −0,2411 | 0,0301 | 0,2712 | | | |
| | | Toereaktsioon $B_{max}$ = | | | 2,3215 | 2,5022 | 0,1808 |
| | 1,0 | −0,2411 | 0,0301 | 0,2712 | | | |
| | 1,112 | −0,1200 | 0,0133 | 0,1333 | | | |
| | 1,20 | −0,0250 | 0,0880 | 0,130 | +1,0804 | 1,2310 | 0,1507 |
| | 1,25 | +0,0290 | 0,1395 | 0,1105 | | | |
| | 1,50 | +0,0491 | 0,1495 | 0,1005 | +0,0804 | 0,4851 | 0,4047 |
| | 1,75 | +0,0692 | 0,1596 | 0,0904 | | | |
| | 1,79 | +0,0325 | 0,1213 | 0,0887 | | | |
| | 1,882 | −0,0515 | 0,0510 | 0,1025 | −0,9196 | 0,2411 | 1,1607 |
| | 2,0 | −0,1607 | 0,0804 | 0,2410 | | | |
| | | Toereaktsioon $C_{max}$ = | | | 1,8309 | 2,2314 | 0,4005 |
|  | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | +0,7143 | 0,8571 | 0,1428 |
| | 0,333 | +0,2381 | 0,2857 | 0,0476 | | | |
| | 0,667 | +0,1423 | 0,2387 | 0,0952 | −0,2857 | 0,2698 | 0,5555 |
| | 0,848 | −0,0907 | 0,0303 | 0,1211 | −1,2857 | 0,0357 | 1,3214 |
| | 1,00 | −0,2857 | 0,0357 | 0,3214 | | | |
| | | Toereaktsioon $B_{max}$ = | | | 3,3810 | 3,5952 | |
| | 1,00 | −0,2857 | 0,0357 | 0,3214 | | | |
| | 1,133 | −0,1400 | 0,0127 | 0,1528 | | | |
| | 1,20 | −0,0667 | 0,0667 | 0,1333 | +1,0953 | 1,2738 | 0,1785 |
| | 1,333 | −0,0794 | 0,2063 | 0,1270 | | | |
| | 1,667 | +0,1111 | 0,2222 | 0,1111 | +0,0953 | 0,5874 | 0,4921 |
| | 1,79 | 0,0 | 0,1053 | 0,1053 | | | |
| | 1,858 | −0,0623 | 0,0547 | 0,1170 | −0,9047 | 0,2858 | 1,1905 |
| | 2,00 | −0,1905 | 0,0952 | 0,2857 | | | |
| | | Toereaktsioon $C_{max}$ = | | | 2,8094 | 3,3810 | |
|  | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 1,0982 | 1,2991 | 0,2009 |
| | 0,25 | +0,2746 | 0,3248 | 0,0503 | 0,0982 | 0,6118 | 0,5137 |
| | 0,50 | +0,2991 | 0,3996 | 0,1004 | −0,9018 | 0,2123 | 1,1142 |
| | 0,75 | +0,0736 | 0,2243 | 0,1506 | | | |
| | 0,8567 | −0,1295 | 0,0431 | 0,1726 | | | |
| | 1,00 | −0,4018 | 0,0503 | 0,4525 | −0,9018 | 0,0502 | 1,9520 |
| | | Toereaktsioon $B_{max}$ = | | | 4,5357 | 4,8371 | |
| | 1,0 | −0,418 | 0,0503 | 0,4520 | | | |
| | 1,124 | −0,1988 | 0,0192 | 0,2180 | | | |
| | 1,20 | −0,0750 | 0,1125 | 0,1875 | +1,6339 | 1,8851 | 0,2511 |
| | 1,25 | +0,0067 | 0,1908 | 0,1842 | | | |
| | 1,50 | +0,1651 | 0,3325 | 0,1675 | +0,6339 | 1,1392 | 0,5053 |
| | 1,75 | +0,0736 | 0,2243 | 0,1507 | −0,3661 | 0,6458 | 1,0120 |
| | 1,79 | +0,0195 | 0,1670 | 0,1475 | | | |
| | 1,8675 | −0,0870 | 0,0805 | 0,1675 | −1,3661 | 0,4017 | 1,2667 |
| | 2,00 | −0,2679 | 0,1339 | 0,4018 | | | |
| | | Toereaktsioon $C_{max}$ = | | | 3,7322 | 4,5356 | |

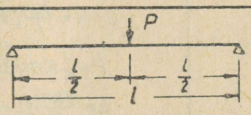
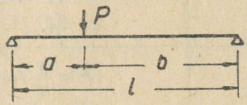
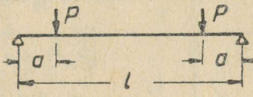
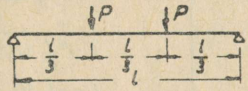
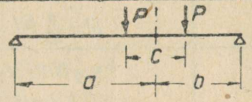
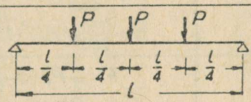
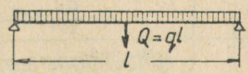
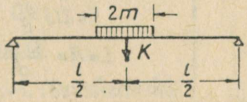
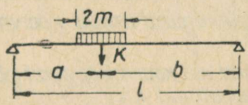
## Jätkuvate talade toemomendid erinevate avapikkuste ja koormusskeemide puhul

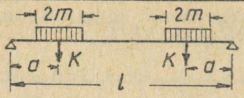
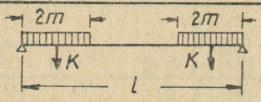
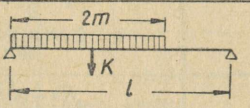
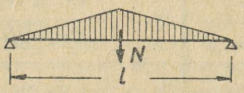
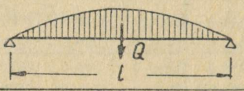
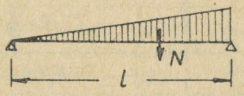
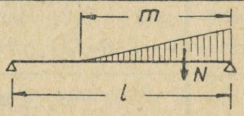
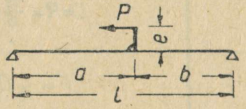
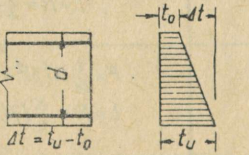
$$M = O_1R_1 + O_2L_2 + O_3R_2 + O_4L_3 + O_5R_3 + \ldots$$

| Avade arv | Toemoment | $O_1R_1$ $O_1$ | $O_2L_2$ $O_2$ | $O_3R_2$ $O_3$ | $O_4L_3$ $O_4$ | $O_5R_3$ $O_5$ | $O_6L_4$ $O_6$ | $O_7R_4$ $O_7$ | $O_8L_4$ $O_8$ | $O_9R_5$ $O_9$ | $O_{10}L_6$ $O_{10}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | $M_1$ | —0,2500 | —0,2500 | | | | | | | | |
| 3 | $M_1$ | —0,2500 | —0,2667 | +0,0667 | +0,0625 | | | | | | |
| | $M_2$ | +0,0625 | +0,0667 | —0,2667 | —0,2500 | | | | | | |
| 4 | $M_1$ | —0,2500 | —0,2667 | +0,0667 | +0,0667 | —0,0167 | —0,0156 | | | | |
| | $M_2$ | +0,0625 | +0,0667 | —0,2667 | —0,2667 | +0,0667 | +0,0625 | | | | |
| | $M_3$ | —0,0156 | —0,0167 | +0,0667 | +0,0667 | —0,2667 | —0,2500 | | | | |
| 5 | $M_1$ | —0,2500 | —0,2667 | +0,0667 | +0,0667 | —0,0167 | —0,0167 | +0,0042 | +0,0039 | | |
| | $M_2$ | +0,0625 | +0,0667 | —0,2667 | —0,2667 | +0,0667 | +0,0667 | —0,0167 | —0,0156 | | |
| | $M_3$ | —0,0156 | —0,0167 | +0,0667 | +0,0667 | —0,2667 | —0,2667 | +0,0667 | +0,0625 | | |
| | $M_4$ | +0,0039 | +0,0042 | —0,0167 | —0,0167 | +0,0667 | +0,0667 | —0,2667 | —0,2500 | | |
| 6 | $M_1$ | —0,2500 | —0,2667 | +0,0667 | +0,0667 | —0,0167 | —0,0167 | +0,0042 | +0,0042 | —0,0010 | —0,0010 |
| | $M_2$ | +0,0625 | +0,0667 | —0,2667 | —0,2667 | +0,0667 | +0,0667 | —0,0167 | —0,0167 | +0,0042 | +0,0039 |
| | $M_3$ | —0,0156 | —0,0167 | +0,0667 | +0,0667 | —0,2667 | —0,2667 | +0,0667 | +0,0667 | —0,0167 | —0,0156 |
| | $M_4$ | +0,0039 | +0,0042 | —0,0167 | —0,0167 | +0,0667 | +0,0667 | —0,2667 | —0,2667 | +0,0667 | +0,0625 |
| | $M_5$ | —0,0010 | —0,0010 | +0,0042 | +0,0042 | —0,0167 | —0,0167 | +0,0667 | +0,0667 | —0,2667 | —0,2500 |

Märkus: Koormusliikmed $R_i$ ja $L_i$ võetakse tabelist 21.

# Koormusliikmed F, L, ja R

| Jrk nr. | Skeem | F, L ja R väärtused |
|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 |
| 1 |   | $F=\frac{1}{8}Pl^2$ $L=R=\frac{3}{8}Pl$ |
| 2 |   | $F=\frac{1}{2}abP$ $L=\frac{Pab}{l^2}(l+b)$ $R=\frac{Pab}{l^2}(l+a)$ |
| 3 |   | $F=Pa(l-a)$ $L=R=3Pa\frac{l-a}{l}$ |
| 4 |   | $F=\frac{2}{9}Pl^2$ $L=R=\frac{2}{3}Pl$ |
| 5 |   | $F=P(ab-\frac{1}{4}c^2)$ $L=\frac{Pb}{l^2}\{2a(l+b)-\frac{3}{2}c^2\}$ $R=\frac{Pa}{l^2}\{2b(l+a)-\frac{3}{2}c^2\}$ |
| 6 |   | $F=\frac{5}{16}Pl^2$ $L=R=\frac{15}{16}Pl$ |
| 7 |   | $F=\frac{1}{12}Ql^2$ $L=R=\frac{1}{4}Ql$ |
| 8 |   | $F=\frac{1}{24}K(3l^2-4m^2)$ $L=R=\frac{K}{8L}(3l^2-4m^2)$ |
| 9 |   | $F=\frac{1}{6}K(3ab-m^2)$ $L=\frac{Kb}{l^2}(l^2-b^2-m^2)$ $R=\frac{Ka}{l^2}(l^2-a^2-m^2)$ |

| 1 | 2 | 3 |
|---|---|---|
| 10 |  | $F=\frac{1}{3}K\{3a(l-a)-m^2\}$<br>$L=R=\frac{K}{l}\{3a(l-a)-m^2\}$ |
| 11 |  | $F=\frac{1}{3}Km(3l-4m)$<br>$L=R=\frac{Km}{l}(3l-4m)$ |
| 12 |  | $F=\frac{1}{6}Km(3l-4m)$<br>$L=\frac{2Km}{l^2}(l-m)^2$<br>$R=\frac{Km}{l^2}(l^2-2m^2)$ |
| 13 |  | $F=\frac{5}{48}Nl^2$<br>$L=R=\frac{5}{16}Nl$ |
| 14 |  | $F=\frac{1}{10}Ql^2$<br>$L=R=\frac{3}{10}Ql$ |
| 15 |  | $F=\frac{1}{12}Nl^2$<br>$L=\frac{7}{30}Nl$<br>$R=\frac{8}{30}Nl$ |
| 16 |  | $F=\frac{1}{12}Nm(2l-m)$<br>$L=\frac{Nm}{30l^2}(10l^2-3m^2)$<br>$R=\frac{Nm}{30l^2}(20l^2-15lm+3m^2)$ |
| 17 |  | $F=\frac{1}{2}Pe(a-b)$<br>$L=\frac{Pe}{l^2}(l^2-3b^2)$<br>$R=\frac{Pe}{l^2}(3a^2-l^2)$ |
| 18 |  | Mitteühtlane temperatuur ühes avas (raudbetoon)<br>$F=21J\frac{\Delta t l}{d}$<br>$L=R=\frac{63J\Delta t}{d}$<br>Dimensioonid: $J-m^4$; $t$ ja $m$ |

Märkus: F on lihttala momentide epüüri pind antud koormusskeemi puhul;

L on momentide epüüri pinna kui koormuse poolt põhjustatud vasaku toe reaktsioon, korrutatud 6:l;

R – sama parema toe kohta.

## V. A. Illarionovi tabelid ühe ja kahe ühesuguse kraanaga koormatud viieavalise jätkuva kraanatala arvutamiseks

*Paindemomentide epüür*

Koormus: ühtlaselt jaotatud koormus $g$ ja kaks koondatud jõudu $P$ (üks kraana).

$$M_n = C_n g l^2 + K_n \frac{Pl}{1000}$$

Tabel 22, *a*

Koefitsiendi $C_n$ väärtused

| Tala lõike number | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| 0,000 | +0,035 | +0,059 | +0,073 | +0,078 | +0,072 | +0,057 | +0,031 | —0,004 | —0,050 | —0,105 | —0,058 | —0,020 |

| Tala lõike number | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 |
| +0,008 | +0,026 | +0,033 | +0,031 | +0,018 | —0,004 | —0,037 | —0,079 | —0,034 | +0,001 | +0,026 | +0,041 | +0,046 |

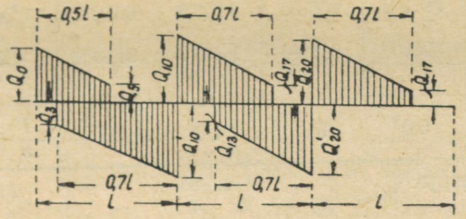
Märkus: Tala lõiked on võetud iga 0,1 $l$ järel.

| $\alpha = \frac{a}{l}$ | Märk | Tala lõike number | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 |
| 0 | + | 87 | 150 | 188 | 204 | 200 | 178 | 143 | 98 | 49 | 21 | 54 | 102 | 141 | 165 | 173 | 163 | 138 | 99 | 51 | 28 | 51 | 98 | 137 | 162 | 170 |
| (1 koormus) | − | 8 | 16 | 24 | 32 | 39 | 47 | 55 | 63 | 71 | 103 | 90 | 77 | 64 | 51 | 38 | 42 | 53 | 63 | 74 | 86 | 75 | 64 | 53 | 42 | 32 |
| 0,1 | + | 162 | 275 | 341 | 364 | 355 | 318 | 251 | 162 | 59 | 42 | 73 | 171 | 245 | 289 | 299 | 286 | 239 | 163 | 66 | 54 | 66 | 163 | 238 | 283 | 295 |
| | − | 16 | 31 | 47 | 62 | 78 | 93 | 109 | 124 | 140 | 204 | 178 | 152 | 126 | 100 | 75 | 83 | 104 | 125 | 146 | 169 | 147 | 126 | 105 | 83 | 62 |
| 0,2 | + | 150 | 252 | 308 | 323 | 313 | 284 | 223 | 136 | 36 | 40 | 50 | 146 | 215 | 253 | 258 | 251 | 210 | 138 | 42 | 52 | 46 | 137 | 208 | 248 | 254 |
| | − | 15 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | 105 | 120 | 135 | 196 | 171 | 146 | 121 | 97 | 72 | 81 | 101 | 121 | 141 | 163 | 142 | 122 | 101 | 81 | 60 |
| 0,3 | + | 138 | 230 | 277 | 286 | 274 | 254 | 200 | 118 | 34 | 37 | 36 | 127 | 191 | 224 | 224 | 221 | 186 | 120 | 27 | 50 | 43 | 119 | 185 | 219 | 220 |
| | − | 14 | 28 | 42 | 55 | 69 | 83 | 97 | 111 | 125 | 185 | 162 | 138 | 115 | 91 | 68 | 74 | 93 | 112 | 130 | 151 | 132 | 113 | 94 | 75 | 56 |
| 0,4 | + | 127 | 209 | 250 | 253 | 237 | 227 | 182 | 106 | 32 | 34 | 29 | 115 | 173 | 199 | 196 | 197 | 168 | 108 | 24 | 45 | 39 | 108 | 167 | 195 | 192 |
| | − | 13 | 25 | 38 | 50 | 63 | 76 | 88 | 101 | 113 | 168 | 147 | 126 | 104 | 83 | 62 | 68 | 85 | 102 | 119 | 138 | 120 | 103 | 85 | 68 | 51 |
| 0,5 | + | 117 | 191 | 225 | 226 | 200 | 202 | 167 | 100 | 27 | 30 | 29 | 108 | 159 | 180 | 173 | 178 | 155 | 101 | 21 | 40 | 35 | 101 | 154 | 177 | 171 |
| | − | 11 | 22 | 33 | 44 | 56 | 67 | 78 | 89 | 100 | 159 | 131 | 112 | 93 | 74 | 55 | 60 | 75 | 90 | 105 | 151 | 106 | 91 | 76 | 60 | 45 |
| 0,6 | + | 108 | 174 | 204 | 204 | 181<br>200 | 178 | 155 | 97 | 23 | 26 | 33 | 104 | 148 | 165 | 157 | 163 | 145 | 99 | 26 | 34 | 30 | 98 | 144 | 162 | 156 |
| | − | 9 | 19 | 28 | 38 | 47 | 57 | 66 | 75 | 90 | 171 | 112 | 96 | 80 | 64 | 47 | 51 | 64 | 77 | 89 | 164 | 90 | 77 | 64 | 51 | 38 |
| 0,7 | + | 100 | 161 | 188 | 189<br>204 | 168<br>200 | 133<br>178 | 143 | 97 | 22 | 21 | 39 | 103 | 141 | 155 | 147 | 152 | 138 | 98 | 34 | 21 | 34 | 98 | 137 | 152 | 146 |
| | − | 8 | 16 | 23 | 31 | 39 | 47 | 55 | 62 | 101 | 179 | 101 | 77 | 64 | 51 | 38 | 42 | 53 | 63 | 95 | 168 | 95 | 63 | 53 | 42 | 31 |
| 0,8 | + | 93 | 150 | 176<br>188 | 179<br>204 | 162<br>200 | 131<br>178 | 92<br>143 | 98 | 35 | 18 | 46 | 102 | 136 | 148 | 142 | 145 | 133 | 99 | 42 | 21<br>28 | 43 | 98 | 133 | 146 | 141 |
| | − | 7 | 13 | 20 | 26 | 33 | 39 | 46 | 53 | 109 | 182 | 108 | 58<br>77 | 48<br>64 | 38<br>51 | 28<br>38 | 35 | 44 | 53 | 101 | 171 | 101 | 53 | 44 | 35 | 26 |
| 0,9 | + | 87 | 142<br>150 | 169<br>188 | 174<br>204 | 161<br>200 | 134<br>178 | 100<br>143 | 60<br>98 | 49 | 16 | 54 | 102 | 132 | 145 | 141 | 141 | 129 | 99 | 51 | 12<br>28 | 51 | 98 | 130 | 143 | 139 |
| | − | 6 | 12 | 18 | 24 | 30 | 35 | 41 | 53 | 111 | 179 | 114 | 58<br>77 | 28<br>64 | 23<br>51 | 24<br>38 | 32 | 40 | 52 | 104 | 165 | 104 | 52 | 38 | 31 | 23 |
| 1,0 | + | 84<br>87 | 137<br>150 | 165<br>188 | 172<br>204 | 163<br>200 | 141<br>178 | 110<br>143 | 74<br>98 | 36<br>49 | 15 | 59 | 102 | 131 | 144 | 143 | 139 | 127 | 100 | 57 | 16<br>28 | 57 | 99 | 128 | 142 | 141 |
| | − | 6 | 12 | 17 | 23 | 29 | 35 | 40 | 60 | 112 | 174 | 115 | 66<br>77 | 30<br>64 | 15<br>51 | 23<br>38 | 31 | 39 | 59 | 102 | 160 | 104 | 58 | 36 | 29 | 21 |

Märkused: 1. Koefitsiendi $K_n$ juures vastab ülemine number juhule, kui jõu liikumine toest *ü* vasakule pole või-

## *Põikjõudude epüür*

Koormus: ühtlaselt jaotatud koormus $g$ ja kaks koondatud jõudu $P$ (üks kraana).




$Q_0 = K_0P + 0{,}395\,gl;$ $\quad Q_5 = K_5P - 0{,}105\,gl;$

$Q'_{10} = K'_{10}P + 0{,}605\,gl;$ $\quad Q_3 = K_3P - 0{,}095\,gl;$

$Q_{10} = K_{10}P + 0{,}530\,gl;$ $\quad Q_{17} = K_{17}P - 0{,}170\,gl;$

$Q_{20} = K'_{20}P + 0{,}470\,gl;$ $\quad Q_{13} = K_{13}P - 0{,}230\,gl;$

$Q_{20} = K_{20}P + 0{,}500\,gl;$ $\quad Q_{27} = K_{27}P - 0{,}200\,gl.$

Tabel 22, *c*

Koefitsientide $K$ väärtused

| $\alpha = \frac{a}{l}$ | 0,0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $K_0$ | 1,000 | 1,874 | 1,749 | 1,625 | 1,510 | 1,400 | 1,297 | 1,205 | 1,123 | 1,055 | 1,000 |
| $K_5$ | 0,383 | 0,657 | 0,557 | 0,469 | 0,396 | 0,334 | 0,290 | 0,262<br>0,290 | 0,260<br>0,305 | 0,252<br>0,339 | 0,266<br>0,369 |
| $K'_{10}$ | 1,000 | 1,946 | 1,877 | 1,795 | 1,703 | 1,600 | 1,490 | 1,373 | 1,252 | 1,127 | 1,000 |
| $K_3$ | 0,457 | 0,788 | 0,641 | 0,502 | 0,381 | 0,296 | 0,280 | 0,319 | 0,384 | 0,462 | 0,555 |
| $K_{10}$ | 1,000 | 1,923 | 1,829 | 1,724 | 1,610 | 1,493 | 1,377 | 1,265 | 1,162 | 1,073 | 1,000 |
| $K_{17}$ | 0,311 | 0,485 | 0,362 | 0,256 | 0,172 | 0,113 | 0,173 | 0,282 | 0,375 | 0,448 | 0,489 |
| $K_{20}$ | 1,000 | 1,927 | 1,838 | 1,735 | 1,626 | 1,507 | 1,390 | 1,277 | 1,171 | 1,078 | 1,000 |
| $K_{13}$ | 0,331 | 0,523 | 0,396 | 0,285 | 0,193 | 0,129 | 0,176 | 0,270 | 0,350 | 0,418 | 0,464 |
| $K_{20}$ | 1,000 | 1,926 | 1,836 | 1,731 | 1,618 | 1,500 | 1,383 | 1,269 | 1,164 | 1,074 | 1,000 |
| $K_{27}$ | 0,322 | 0,505 | 0,377 | 0,260 | 0,182 | 0,117 | 0,173 | 0,271 | 0,350 | 0,418 | 0,459 |

Märkus: 1. Koefitsiendi $K$ juures vastab ülemine number juhule, kui jõu liikumine toest *0* vasakule pole võimalik, ja alumine number juhule, kui see on võimalik.

*Suurimad toereaktsioonid*

Koormus: ühtlaselt jaotatud koormus $g$ ja kaks ühesugust koondatud jõudu $P$ (üks kraana).

$$\max T_A = 0{,}395\, gl + K_A P; \quad \max T_B = 1{,}132\, gl + K_B P; \quad \max T_C = 0{,}974\, gl + K_C P.$$

Koefitsientide $K_A$, $K_B$ ja $K_C$ väärtused

Tabel 22, *d*

| $\alpha = \frac{a}{l}$ | 0,0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $K_A$ | 1,000 | 1,874 | 1,749 | 1,625 | 1,510 | 1,400 | 1,297 | 1,205 | 1,123 | 1,055 | 1,000 |
| $K_B$ | 1,000 | 1,999 | 1,975 | 1,936 | 1,877 | 1,809 | 1,716 | 1,633 | 1,528 | 1,417 | 1,295 |
| $K_C$ | 1,000 | 1,980 | 1,959 | 1,903 | 1,847 | 1,761 | 1,673 | 1,565 | 1,456 | 1,332 | 1,208 |

*Suurimad läbipainded*

Koormus: ühtlaselt jaotatud koormus $g$ ja kaks ühesugust koondatud jõudu $P$ (üks kraana).

Äärmine ava: $f = \frac{1}{EI}(0{,}0064\, gl^4 + K_1 Pl^3)$. Keskmised avad: $f = \frac{1}{EI}(0{,}0032\, gl^4 + K_2 Pl^3)$.

Koefitsientide $K_1$ ja $K_2$ väärtused

Tabel 22, *c*

| $\alpha = \frac{a}{l}$ | 0,0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $K_1$ | 0,0146 | 0,0286 | 0,0273 | 0,0252 | 0,0225 | 0,0192 | 0,0156 | 0,0124<br>0,0146 | 0,0106<br>0,0146 | 0,0099<br>0,0146 | 0,0100<br>0,0146 |
| $K_2$ | 0,0109 | 0,0211 | 0,0204 | 0,0184 | 0,0164 | 0,0136 | 0,0109 | 0,0083 | 0,0071 | 0,0070 | 0,0072 |

Märkus: Koefitsiendi $K$, juures vastab ülemine number juhule, kui jõu liikumine toest *0* vasakule pole võimalik, ja alumine number juhule, kui see on võimalik.

*Paindemomentide epüür*

Koormus: ühtlaselt jaotatud koormus $g$ ja kaks ühesugust kraanat.

$$M_n = C_n g l^2 + K_n \frac{Pl}{1000}$$

Koefitsiendi $K_n$ väärtused

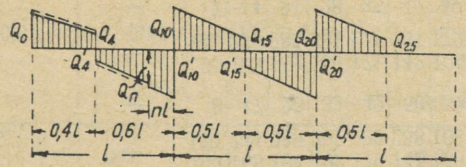
Tabel 22, *f*

| $\alpha = \frac{a}{l}$ | Märk | Tala lõike number | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 |
| 0,3 | + | 174<br>180 | 271<br>293 | 345 | 394 | 377 | 341 | 247 | 148 | 50 | 52 | 54 | 133 | 233 | 298 | 309 | 295 | 226 | 150 | 63 | 91 | 72 | 157 | 224 | 292 | 303 |
| | — | 19 | 39 | 58 | 78 | 97 | 117 | 136 | 156 | 194 | 324 | 232 | 198 | 165 | 131 | 124 | 119 | 131 | 156 | 182 | 300 | 186 | 159 | 132 | 111 | 111 |
| 0,4 | + | 144<br>171 | 221<br>276 | 260<br>324 | 323<br>353 | 320<br>341 | 284 | 208 | 133 | 39 | 40 | 46 | 117 | 194 | 253 | 265 | 251 | 191 | 136 | 56 | 82 | 62 | 142 | 195 | 248 | 261 |
| | — | 15 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | 105 | 120 | 173 | 295 | 180<br>192 | 144<br>164 | 121<br>136 | 117 | 113 | 108 | 104 | 120 | 161 | 274 | 163 | 122 | 101 | 101 | 101 |
| 0,5 | + | 122<br>162 | 197<br>263 | 234<br>308 | 238<br>325 | 271<br>313 | 230<br>261 | 188 | 124 | 35 | 33 | 44 | 108 | 167 | 220 | 232 | 219 | 175 | 126 | 50 | 72 | 57 | 131 | 178 | 218 | 229 |
| | — | 12 | 24 | 36 | 48 | 60 | 72 | 82 | 95 | 164 | 283 | 186 | 112<br>140 | 108<br>116 | 104 | 100 | 96 | 92 | 98 | 161 | 253 | 162 | 91 | 89 | 89 | 89 |
| 0,6 | + | 111<br>156 | 179<br>252 | 212<br>296 | 214<br>303 | 194<br>294 | 205<br>246 | 173 | 117 | 36 | 28 | 45 | 104 | 152 | 198 | 211 | 198 | 162 | 119 | 50 | 62 | 57 | 124 | 166 | 198 | 209 |
| | — | 10 | 20 | 30 | 41 | 51 | 61 | 71 | 84 | 161 | 259<br>272 | 175 | 100<br>109 | 93 | 89 | 85 | 82 | 78 | 83 | 158 | 239 | 158 | 84 | 76 | 76 | 76 |
| 0,7 | + | 102<br>150 | 165<br>244 | 194<br>289 | 197<br>292 | 179<br>282 | 145<br>238 | 158<br>168 | 114 | 41 | 23 | 50 | 102 | 144 | 186 | 198 | 187 | 152 | 115 | 53 | 50 | 59 | 119 | 155 | 188 | 198 |
| | — | 8 | 17 | 25 | 33 | 42 | 50 | 59 | 86 | 159 | 236<br>275 | 148<br>189 | 92<br>109 | 75 | 72 | 70 | 67 | 64 | 86 | 154 | 229 | 154 | 86 | 63 | 63 | 63 |
| 0,8 | + | 95<br>146 | 153<br>289 | 182<br>285 | 186<br>291 | 171<br>275 | 142<br>237 | 104<br>172 | 112 | 51 | 19 | 55 | 102 | 143 | 172 | 193 | 184 | 149 | 113 | 59 | 39<br>46 | 61<br>67 | 114<br>119 | 149<br>150 | 185 | 195 |
| | — | 7 | 14 | 21 | 28 | 35 | 42 | 49 | 92 | 157 | 230<br>272 | 122<br>195 | 58<br>122 | 57<br>73 | 56<br>68 | 55<br>64 | 54<br>60 | 53<br>56 | 92 | 151 | 220 | 149 | 91 | 52 | 52 | 25 |

**Märkus:** Kahe arvu korral vastab ülemine number juhule, kui jõu liikumine toest *0* vasakule pole võimalik, ja alumine number juhule, kui see on võimalik.

*Põikjõudude epüür*

Koormus: ühtlaselt jaotatud koormus $g$ ja kaks ühesugust kraanat.




$$Q_0 = \frac{K_0 P}{1000} + 0{,}395\,gl; \qquad Q_4 = \frac{K_4 P}{1000} - 0{,}005\,gl;$$

$$Q'_4 = \frac{K'_4 P}{1000} + 0{,}005\,gl; \qquad Q'_{10} = \frac{K'_{10} P}{1000} + 0{,}605\,gl;$$

$$Q_n = \frac{K_n P}{1000} + cgl;$$

$$Q_{10} = \frac{K_{10} P}{1000} + 0{,}526\,gl; \qquad Q_{15} = \frac{K_{15} P}{1000} + 0{,}026\,gl; \qquad Q'_{15} = \frac{K'_{15} P}{1000} - 0{,}026\,gl;$$

$$Q_{20} = \frac{K_{20} P}{1000} + 0{,}500\,gl; \qquad Q'_{20} = \frac{K'_{20} P}{1000} + 0{,}474\,gl; \qquad Q_{25} = \frac{K_{25} P}{1000}.$$

Koefitsientide $n$, $C$ ja $K_l$ väärtused — Tabel 22, g

| $\alpha = \frac{a}{l}$ | Koefitsiendi nimetus | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $n$ | $C$ | $K_n$ | $K_0$ | $K_4$ | $K'_4$ | $K_{10}$ | $K'_{10}$ | $K_{15}$ | $K'_{15}$ | $K_{20}$ | $K'_{20}$ | $K_{25}$ |
| 0,3 | epüür on astmeta | | | 2148 | 752 | 755 | 2647 | 2443 | 890 | 864 | 2447 | 2440 | 856 |
| 0,4 | 0,4 | 0,205 | 1081 | 1807<br>2046 | 676<br>807 | 617 | 2445 | 2336 | 779 | 754 | 2334 | 2327 | 748 |
| 0,5 | 0,3 | 0,305 | 1157 | 1541<br>1953 | 594<br>768 | 547<br>687 | 2324 | 2222 | 684 | 686 | 2214 | 2207 | 682 |
| 0,6 | 0,2 | 0,405 | 1223 | 1341<br>1871 | 535<br>743 | 584<br>742 | 2191 | 2105 | 709 | 712 | 2093 | 2087 | 718 |
| 0,7 | 0,1 | 0,505 | 1275 | 1226<br>1803 | 492<br>731 | 650<br>780 | 2051 | 1994 | 750 | 739 | 1979 | 1976 | 748 |
| 0,8 | epüür on astmeta | | | 1140<br>1749 | 464<br>728 | 615<br>805 | 1317<br>1908 | 1894 | 780 | 758 | 1880 | 1879 | 772 |

Märkus: Kahe arvu korral vastab ülemine number juhule, kui jõu liikumine toest *0* vasakule pole võimalik, ja alumine number juhule, kui see on võimalik.

*Suurimad toereaktsioonid*

Koormus: ühtlaselt jaotatud koormus $g$ ja kaks ühesugust kraanat.

$$\max T_A = 0{,}395\,gl + \frac{K_A P}{1000};$$

$$\max T_B = 1{,}132\,gl + \frac{K_B P}{1000};$$

$$\max T_C = 0{,}974\,gl + \frac{K_C P}{1000}.$$

Tabel 22, *h*

Koefitsientide $K_A$, $K_B$ ja $K_C$ väärtused

| $\alpha = \frac{a}{l}$ | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $K_A$ | 2148 | 1807<br>2046 | 1541<br>1953 | 1341<br>1871 | 1226<br>1803 | 1440<br>1749 |
| $K_B$ | 3505 | 3268 | 3008 | 2739 | 2470 | 2209<br>2248 |
| $K_C$ | 3414 | 3166 | 2902 | 2606 | 2379 | 2150 |

Märkus: Kahe arvu olemasolul vastab ülemine number juhule, kui jõu liikumine toest *0* vasakule pole võimalik, ja alumine number juhule, kui see on võimalik.

*Suurimad läbipainded*

Koormus: ühtlaselt jaotatud koormus $g$ ja kaks ühesugust kraanat.

Äärmine ava:

$$f = \frac{1}{EI}(0{,}0064\,gl^4 + K_1 Pl^3).$$

Keskmised avad:

$$f = \frac{1}{EI}(0{,}0032\,gl^4 + K_2 Pl^3).$$

Koefitsientide $K_1$ ja $K_2$ väärtused Tabel 22, *i*

| $\alpha = \frac{a}{l}$ | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $K_1$ | 0,0351 | 0,0273<br>0,0298 | 0,0212<br>0,0265 | 0,0153<br>0,0243 | 0,0119<br>0,0229 | 0,0081<br>0,0224 |
| $K_2$ | 0,0257 | 0,0204 | 0,0166 | 0,0141 | 0,0128 | 0,0125 |

Märkus: Kahe arvu korral vastab ülemine number juhule, kui jõu liikumine toest *0* vasakule pole võimalik, ja alumine number juhule, kui see on võimalik.

Tabel 23

**Pingebetooni kõrgemargiliste terastraatide normitugevused $R_H^H$ kg/cm²**

| Jrk.nr. | Terase liik | Pingevarda normitugevus kg/cm² traadi läbimõõdu juures mm | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 2,5 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 1 | Ümartraadid süsinikterasest GOST 7348-55 | 20 000 | 19 000 | 18 000 | 17 000 | 16 000 | 15 000 | 14 000 |
| 2 | Perioodilise profiiliga traadid süsinikterasest GOST 8480-57 . . . | 18 000 | 17 000 | 16 000 | 15 000 | 14 000 | 13 000 | 12 000 |

Märkus: Tabelis toodud külmalttõmmatud teraseid nimetatakse jäikadeks ning nende normitugevused määratakse tõmbetugevuste praakmiinimumiga.

Tabel 24

## Pingebetooni teraste normitugevused $R^{н}_{н}$ ja $R^{н}_{a}$

| Jrk. nr. | Terase liik | Terase normitugevus kg/cm² |
|---|---|---|
| | I. Kuumaltvaltsitud perioodilised profiilid | |
| 1 | Teras 30ХГ2С | 6000 |
| 2 | Teras 25Г2С | 4000 |
| 3 | Teras Ст. 5 | 2800 |
| 4 | Teras 25Г2С, kaliibritud kuni pingeni 5500 kg/cm², kuid pikenemisega kuni 3,5% | 5500 |
| 5 | Teras Ст. 5, kaliibritud kuni pingeni 4500 kg/cm², kuid pikenemisega kuni 5,5% | 4500 |
| 6 | Teras 25Г2С, kaliibritud pikenemiseni kuni 3,5%, pinget kontrollimata | 5500 |
| 7 | Teras Ст. 5, kaliibritud pikenemiseni kuni 5,5%, pinget kontrollimata | 4500 |
| | II. Külmaltmuljutud perioodilised profiilid | |
| 8 | Teras Ст. 5 | 6000 |
| 9 | Terased Ст. 3 ja Ст. 0 | 4500 |
| | III. Külmalttõmmatud, madala süsinikusisaldusega terastraadid (ГОСТ 6727-53) | |
| 10 | Traadid läbimõõduga 3 kuni 5,5 mm | 5500 |
| 11 | Traadid läbimõõduga 6 kuni 10 mm | 4500 |
| | IV. Kuumaltvaltsitud ümar-, latt- ja profiilristlõiked | |
| 12 | Teras Ст. 3 | 2400 |
| 13 | Teras Ст. 0 | 1900 |
| | V. Kuumaltvaltsitud kaliibritud ümarristlõiked | |
| 14 | Teras Ст. 3 | 2800 |
| 15 | Teras Ст. 0 | 2400 |

Märkused: 1. Punktides 1—7 ja 12—15 näidatud teraseid nimetatakse pehmeteks. Nende normitugevused võetakse võrdseks voolavuspiiri praakmiinimumiga tõmbel või kaliibrimise pingega. Punktides 8—11 näidatud teraseid nimetatakse jäikadeks ja nende normitugevused määratakse tõmbetugevuse praakmiinimumiga.

2. Tabelis toodud terasemarkide Ст. 3 ja Ст. 5 normitugevused kehtivad varraste puhul läbimõõduga kuni 40 mm. Suuremate läbimõõtude puhul võetakse terase normitugevus: kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga terasel mark Ст. 5 — 2700 kg/cm²; kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga terasel mark Ст. 3 — spetsiaalsete tehniliste tingimuste kohaselt.

Tabel 25

## Pingebetooni betooni tingimuslikud arvutustugevused

| Jrk. nr. | Pingeolukord | Tähistus | Betooni valmistusgrupp | Betooni tingimuslik arvutustugevus (kg/cm²) betoonimargi juures | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 50 | 75 | 100 | 150 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 |
| 1 | Teljeline surve (prismaline tugevus), välja arvatud punktis 2 esitatud juhus . . . . . | $R_{пру}$ | A | 24 | 36 | 48 | 70 | 90 | 140 | 190 | 230 | 270 |
| | | | B | 22 | 33 | 44 | 65 | 80 | 130 | 170 | 210 | 250 |
| 2 | Teljeline surve (prismaline tugevus) eelsurve andmisel monteeritavate elementide betoonile . . . . . | $R_{пру}$ | A | 29 | 43 | 58 | 83 | 105 | 165 | 220 | 270 | 330 |
| | | | B | 26 | 40 | 53 | 76 | 96 | 150 | 200 | 250 | 300 |
| 3 | Surve paindel, välja arvatud punktis 4 esitatud juhus . | $R_{иу}$ | A | 30 | 45 | 60 | 85 | 110 | 170 | 230 | 280 | 330 |
| | | | B | 27 | 41 | 55 | 80 | 100 | 160 | 210 | 260 | 310 |
| 4 | Surve paindel eelsurve andmisel monteeritavate elementide betoonile | $R_{иу}$ | A | 35 | 55 | 70 | 100 | 130 | 200 | 275 | 340 | 400 |
| | | | B | 33 | 50 | 65 | 93 | 120 | 190 | 250 | 315 | 375 |
| 5 | Tõmme . . . . . | $R_{ру}$ | A ja B | 4 | 5 | 6,5 | 8 | 10 | 15 | 18 | 20 | 21 |

Märkused: 1. Betooni tingimuslik tõmbetugevus aluminaattsementidest valmistatud betoonide puhul korrutatakse teguriga 0,7.

2. Real A esitatud tugevusandmeid kasutatakse betoonide puhul, mis valmistatakse betoonitehastes või betoonisõlmedes, mis on varustatud automaatsete või poolautomaatsete betooni koostisosade (sideaine, agregaat, vesi ja lisandid) doseerimise mehhanismidega ja kus süstemaatiliselt kontrollitakse betooni kvaliteeti. Ülejäänud juhtudel võetakse betooni tingimuslikud arvutustugevused realt B.

3. Betooni tõmbetugevuse ja ühtluse süstemaatilisel kontrollil tõmbeproovidega suurendatakse tabelis toodud tingimuslikke arvutuslikke tõmbetugevusi 10% võrra.

4. Painutatud monteeritavate elementide arvutamisel, kui on kasutatud töötamistingimuse tegurit $m = 1{,}1$, võetakse tingimuslik arvutustugevus realt B.

Tabel 26

**Pingebetooni kõrgemargiliste terastraatide tingimuslikud arvutustugevused**

| Jrk. nr. | Terase liik | Terase töötamistingimused | Traatide tingimuslikud arvutustugevused kg/cm² läbimõõtude juures mm | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 2,5 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 1 | Ümarsüsinikterastraat ГОСТ 7348-55 | a) Tõmmatud pikivardad ja tõmmatud põikvardad arvutamisel rist- ja kaldlõigetes paindele (4. 50), välja arvatud märkuses toodud juhud $R_{ну} = k_a m_н R^н_н$ | 11 200 | 10 600 | 10 100 | 9 500 | 9 000 | 8 400 | 7 800 |
| | | b) Tõmmatud põikvardad arvutamisel kaldlõigetes põikjõule (4.51) $R_{ну} = k_a m_н m_{нн} R^н_н$ | 7 800 | 7 400 | 7 100 | 6 700 | 6 300 | 5 900 | 5 500 |
| | | c) Surutud armatuur $R_{ну} = k_a m_н R^н_н$ | 3 600 | 3 600 | 3 600 | 3 600 | 3 600 | 3 600 | 3 600 |
| 2 | Süsinikterasest perioodilise profiiliga traat ГОСТ 8480-57 | a) Tõmmatud pikivardad ja tõmmatud põikvardad arvutamisel rist- ja kaldlõigetes paindele (4. 50), välja arvatud märkuses toodud juhud $R_{ну} = k_a m_н R^н_н$ | 10 100 | 9 500 | 8 950 | 8 400 | 7 800 | 7 250 | 6 700 |
| | | b) Tõmmatud põikvardad arvutamisel kaldlõigetes põikjõule (4.51) $R_{ну} = k_a m_н m_{нн} R^н_н$ | 7 050 | 6 700 | 6 300 | 5 900 | 5 500 | 5 100 | 4 700 |
| | | c) Surutud armatuur $R_{ну} = k_a m_н R^н_н$ | 3 600 | 3 600 | 3 600 | 3 600 | 3 600 | 3 600 | 3 600 |

Märkus: Traatide puhul, mis on painutatud suurema nurga all kui 30° ümber pulga läbimõõduga vähem kui 8 $d$, võetakse tingimuslikud arvutustugevused paindearvutuste juures kaldlõigetes punktide 1, b või 2, b kohaselt. Traatide nõrgestust nimetatud painutusest arvestatakse pikkusel 30 $d$ painutuskohast mõlemale poole ($d$ — traadi läbimõõt).

Tabel 27

**Pingebetooni teraste tingimuslikud arvutustugevused $R_{ну}$ ja $R_{ау}$ kg/cm²**

| Jrk nr. | Terase liik | Tõmmatud pikivardad ja tõmmatud põikvardad arvutamisel paindele kaldlõigetes (4. 50) $R_{ну} = k_a m_н R^н_н$ $R_{ау} = k_a m_a R^н_а$ | Tõmmatud põikvardad arvutamisel põikjõule (4 .50) $R_{ну} = k_a m_н m_{нн} R^н_н$ $R_{ау} = k_a m_a m_н R^н_а$ | Surutud armatuur $R_{ну} = k_a m_н R^н_н$ $R_{ау} = k_a m_a R^н_а$ |
|---|---|---|---|---|
| | I. Kuumaltvaltsitud perioodilised profiilid | | | |
| 1. | Teras 30ХГ2С . . . . | 5100 | 4100 | 3600 |
| 2. | Teras 25Г2С . . . . . | 3400 | 2700 | 3400 |
| 3. | Teras Ст. 5 . . . . . | 2400 | 1900 | 2400 |
| 4. | Teras 25Г2С, ette tõmmatud kuni pingeni 5500 kg/cm², kuid pikenemisega mitte rohkem kui 3,5% . . . . . | 4500 | 3500 | 3400 |
| 5. | Teras Ст. 5, ette tõmmatud kuni pingeni 4500 kg/cm², kuid pikenemisega mitte rohkem kui 5,5% . . . . . | 3700 | 3000 | 2400 |
| 6. | Teras 25Г2С, ette tõmmatud pikenemiseni kuni 3,5%, ilma pingete kontrollita . . . . . | 4000 | 3200 | 3400 |
| 7. | Teras Ст. 5, ette tõmmatud pikenemiseni kuni 5,5%, ilma pingete kontrollita . . . . . | 3250 | 2600 | 2400 |
| | II Külmaltmuljutud perioodilised profiilid | | | |
| 8. | Teras Ст. 5 . . . . . | 3150 | 2500 | 3150 |
| 9. | Teras Ст. 3 ja Ст. 0 . . | 2400 | 1700 | 2400 |
| | III. Külmalttõmmatud madala süsinikusisaldusega terastraadid (ГОСТ 6727-53) | | | |
| 10. | Traadid läbimõõduga 3 kuni 5,5 mm . . . . | 3150 | 2200 | 3150 |
| 11. | Traadid läbimõõduga 6 kuni 10 mm . . . . | 2500 | 1750 | 2500 |
| | IV. Kuumaltvaltsitud latt- ja profiilristlõiked | | | |
| 12. | Teras Ст. 3 . . . . . | 2100 | 1700 | 2100 |
| 13. | Teras Ст. 0 . . . . . | 1700 | 1350 | 1700 |
| | V. Kuumaltvaltsitud kaliibritud ümarristlõiked | | | |
| 14. | Teras Ст. 3 . . . . . | 2500 | 2000 | 2100 |
| 15. | Teras Ст. 0 . . . . . | 2100 | 1700 | 1700 |

Märkused: 1. Teraste tingimuslikud arvutustugevused on ümardatud kõrvalekaldumistega keskmiselt kuni 3%.

2. Kergetest betoonidest konstruktsioonides, kus betooni mark on vähem kui 100, võetakse pingestamata armatuuri tingimuslik arvutustugevus olenemata terase margist nii, nagu kuumaltvaltsitud terasel Ст. 0. Suuremaid armatuuri tingimuslikke arvutustugevusi lubatakse kergetes betoonides kasutada juhtudel, kui see on ette nähtud tehnilistes tingimustes või kui seda eriliselt põhjendatakse.

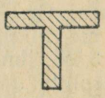
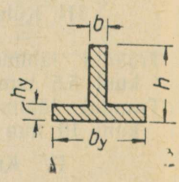
3. Kaliibritud terasest Ст. 3 eelpingestamata armatuuri tingimuslikku arvutustugevust lubatakse täielikult kasutada kuni varraste läbimõõtudeni 12 mm keevitatud karkassides ja võrkudes. Kõigil ülejäänud juhtudel võetakse armatuuri tingimuslik arvutustugevus kui kaliibrimata terasel Ст. 3.

4. Tabelis toodud teraste Ст. 3 ja Ст. 5 tingimuslikud arvutustugevused kehtivad kuni varraste läbimõõduni 40 mm. Suuremate läbimõõtude puhul võetakse armatuuri tingimuslikud arvutustugevused tabeli 24 märkuse 2 kohaselt.

5. Külmalttõmmatud traatide kasutamisel seotud karkassides pingestamata rangidena võetakse armatuuri tingimuslik arvutustugevus nagu kuumaltvaltsitud terasel Ст. 3.

Tabel 28

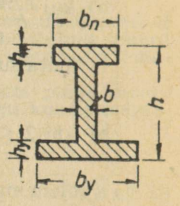
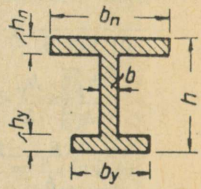
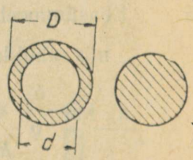
**Koefitsiendi $\gamma = \frac{W_6}{W_0}$ väärtused**

| Jrk. nr. | Ristlõike andmed | $\gamma = \frac{W_6}{W_0}$ | Ristlõike kuju |
|---|---|---|---|
| 1 | Ristkülikuline ristlõige . . . . | 1,75 |  |
| 2 | T-ristlõige (plaadiga survetsoonis) arvutamisel pragudekindlusele . . . . . | 1,75 |  |
| 3 | T-ristlõige (plaadiga või laiendusega tõmbetsoonis) arvutamisel pragudekindlusele: | |  |
| | a) kui $\frac{b_y}{b} \leqslant 2$, siis olenemata suhtest $\frac{h_y}{h}$ . . . . . | 1,75 | |
| | b) kui $\frac{b_y}{b} > 2$ ja $\frac{h_y}{h} \geqslant 0{,}2$ . . | 1,75 | |
| | c) kui $\frac{b_y}{b} > 2$ ja $\frac{h_y}{h} < 0{,}2$ . . | 1,5 | |

Tabel 28 (järg)

| Jrk. nr. | Ristlõike andmed | $\gamma = \frac{W_6}{W_0}$ | Ristlõike kuju |
|---|---|---|---|
| 4 | Sümmeetriline I- või karpristlõige | | |
| | a) kui $\frac{b_n}{b} = \frac{b_y}{b} \leqslant 2$, siis olenemata suhtest $\frac{h_n}{h} = \frac{h_y}{h}$ . . . | 1,75 | |
| | b) kui $2 < \frac{b_n}{b} = \frac{b_y}{b} \leqslant 6$, siis olenemata suhtest $\frac{h_n}{h} = \frac{h_y}{h}$ | 1,5 | |
| | c) kui $\frac{b_n}{b} = \frac{b_y}{b} > 6$ ja $\frac{h_n}{h} = \frac{h_y}{h} \geqslant 0{,}2$ . . . . | 1,5 | $b_n = b_y$ $h_n = h_y$ |
| | d) kui $6 < \frac{b_n}{b} = \frac{b_y}{b} \leqslant 15$ ja $\frac{h_n}{h} = \frac{h_y}{h} < 0{,}2$ . . . . . | 1,25 | |
| | e) kui $\frac{b_n}{b} = \frac{b_y}{b} > 15$ ja $\frac{h_n}{h} = \frac{h_y}{h} < 0{,}1$ . . . . . | 1,1 | |
| 5 | Ebasümmeetriline I-ristlõige, mis rahuldab tingimusi $\frac{b_n}{b} \leqslant 3$: | | |
| | a) kui $\frac{b_y}{b} \leqslant 2$, siis olenemata suhtest $\frac{h_y}{h}$ . . . . . | 1,75 | |
| | b) kui $2 < \frac{b_y}{b} \leqslant 6$, siis olenemata suhtest $\frac{h_y}{h}$ . . . . . | 1,5 | |
| | c) kui $\frac{b_y}{b} > 6$ ja $\frac{h_y}{h} > 0{,}1$ . . | 1,5 | |

Tabel 28 (järg)

| Jrk. nr. | Ristlõike andmed | $\gamma = \frac{W_6}{W_0}$ | Ristlõike kuju |
|---|---|---|---|
| 6 | Ebasümmeetriline I-ristlõige, mis rahuldab tingimust $3 < \frac{b_n}{b} < 8$: | |  |
| | a) kui $\frac{b_y}{b} \leqslant 4$, siis olenemata suhtest $\frac{h_y}{h}$ . . . . . | 1,5 | |
| | b) kui $\frac{b_y}{b} > 4$ ja $\frac{h_y}{h} \geqslant 0{,}2$ . . | 1,5 | |
| | c) kui $\frac{b_y}{b} > 4$ ja $\frac{h_y}{h} < 0{,}2$ . . . | 1,25 | |
| 7 | Ebasümmeetriline I-ristlõige, mis rahuldab tingimust $\frac{b_n}{b} \geqslant 8$: | |  |
| | a) kui $\frac{h_y}{h} > 0{,}3$ . . . . . | 1,5 | |
| | b) kui $\frac{h_y}{h} \leqslant 0{,}3$ . . . . . | 1,25 | |
| 8 | a) Ümar- ja rõngasristlõige, kui $\frac{d}{D} \leqslant 0{,}4$ . . . . . | 1,9 |  |
| | b) rõngasristlõige, kui $0{,}4 < \frac{d}{D} \leqslant 0{,}8$ . . . . . | 1,75 | |
| | c) sama, kui $\frac{d}{D} > 0{,}8$ . . . . | 1,6 | |

## Keevitatud võrkude sortiment (vt. joonis 42)

| Võrgu liik | Võrgu tüüp | Jrk. nr. | Võrgu mark | Traatide läbimõõt mm | | Võrgu silma mõõtmed mm | | Võrgu mõõtmed mm | | 1 jm traatide ristlõike pind cm² | | Võrgu 1 m² kaal kg |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $d_1$ | $d_2$ | $v$ | $u$ | Laius $B$ | Pikkus $A$ | Pikisuunas | Põiksuunas | |
| Rullid | Töötav armatuur pikisuunas | 1 | 3—150/3—200 | 3 | 3 | 150 | 200 | 1950 | Ei normeerita. Piiratakse rulli kaaluga kuni 150 kg | 0,47 | 0,35 | 0,64 |
| | | 2 | 3—100/3—200 | | | 100 | | 2000 | | 0,71 | | 0,83 |
| | | 3 | 3—75 /3—200 | | | 75 | | 1950 | | 0,93 | | 1,00 |
| | | 4 | 3—50 /3—200 | | | 50 | | 2000 | | 0,41 | | 1,38 |
| | | 5 | 4—150/3—200 | 4 | 3 | 150 | 200 | 1950 | | 0,83 | 0,35 | 0,92 |
| | | 6 | 4—100/3—200 | | | 100 | | 2000 | | 1,26 | | 1,26 |
| | | 7 | 4—75 /3—200 | | | 75 | | 1950 | | 1,67 | | 1,58 |
| | | 8 | 4—50 /3—200 | | | 50 | | 2000 | | 2,51 | | 2,24 |
| | | 9 | 5—150/4—200 | 5 | 4 | 150 | 200 | 1950 | | 1,31 | 0,63 | 1,52 |
| | | 10 | 5—100/4—200 | | | 100 | | 2000 | | 1,96 | | 2,03 |
| | | 11 | 5—75 /4—200 | | | 75 | | 1950 | | 2,60 | | 2,53 |
| | | 12 | 5—50 /4—200 | | | 50 | | 2000 | | 3,92 | | 3,56 |
| | Töötav armatuur põikisuunas | 13 | 3—200/3—150 | 3 | 3 | 200 | 150 | 1400 | | 0,35 | 0,47 | 0,64 |
| | | 14 | 3—200/3—100 | | | | 100 | 2000 | | | 0,71 | 0,83 |
| | | 15 | 3—200/3—75 | | | | 75 | | | | 0,93 | 1,00 |
| | | 16 | 3—200/4—150 | 3 | 4 | 200 | 150 | 1000, 1200 | | 0,35 | 0,83 | 0,92 |
| | | 17 | 3—200/4—100 | | | | 100 | 1400, 1600 | | | 1,26 | 1,26 |
| | | 18 | 3—200/4—75 | | | | 75 | 1800, 2000 2200 | | | 1,67 | 1,58 |
| | | 19 | 4—200/5—150 | 4 | 5 | 200 | 150 | | | 0,63 | 1,31 | 1,52 |
| | | 20 | 4—200/5—100 | | | | 100 | | | | 1,96 | 2,03 |

Tabel 29 (järg)

| Võrgu liik | Võrgu tüüp | Jrk. nr. | Võrgu mark | Traatide läbimõõt mm | | Võrgu silma mõõtmed mm | | Võrgu mõõtmed mm | | 1 jm traatide ristlõike pind cm² | | Võrgu 1 m² kaal kg |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $d_1$ | $d_2$ | $v$ | $u$ | Laius $B$ | Pikkus $A$ | Põiksuunas | Pikisuunas | |
| | Töötav armatuur põikisuunas | 21 | 4—200/6—100 | 4 | 6 | 200 | 100 | 1200, 1400 1600, 1800 2000, 2200 | Ei normeerita. Piiratakse rulli kaaluga kuni 150 kg | 0,63 | 2,83 | 2,81 |
| | | 22 | 4—200/6— 75 | | | | 75 | | | | 3,78 | 3,46 |
| | | 23 | 5—200/8—150 | 5 | 8 | 200 | 150 | 2400 | | 0,98 | 3,35 | 3,39 |
| | | 24 | 5—200/8—100 | | | | 100 | 1400, 1600 1800, 2000 | | | 5,03 | 4,72 |
| | | 25 | 5—200/10—150 | | | | 150 | 2200, 2400 | | | 5,25 | 4,88 |
| | | 26 | 5—200/10—100 | | | | 100 | 2600 | | 0,98 | 7,05 | 6,92 |
| | Mõlemas suunas ühesugune armatuur | 27 | 3—100/3—100 | 3 | 3 | 100 | 100 | 2000, 2200 2400, 2600 | | 0,71 | 0,71 | 1,12 |
| | | 28 | 4—100/4—100 | 4 | 4 | | | | | 1,26 | 1,26 | 1,98 |
| | | 29 | 5—100/5—100 | 5 | 5 | | | | | 1,96 | 1,96 | 3,07 |
| | | 30 | 6—100/6—100 | 6 | 6 | | | | 2000, 2200 2400, 2600 | 2,83 | 2,83 | 4,45 |
| | | 31 | 8—100/8—100 | 8 | 8 | | | | 3000, 3400 3800, 4200 | 5,03 | 5,03 | 8,30 |
| | | 32 | 10—100/10—100 | 10 | 10 | | | | 4600, 5000 | 7,85 | 7,85 | 12,85 |
| | | 33 | 8—150/8—150 | 8 | 8 | 150 | 150 | 2100, 2250 | 2100, 2250 2400, 2700 | 3,35 | 3,35 | 5,25 |
| | | 34 | 10—150/10—150 | 10 | 10 | | | 2400, 2700 | 3000, 3450 3900, 4500 5100 | 5,25 | 5,25 | 8,25 |

Tabel 30

## Keevitatud võrkude sortiment

| Võrgu liik | Võrgu tüüp | Võrgu mark | Varda läbimõõt mm | | Võrgu silma mõõtmed mm | | Võrgu laius (arvestatud äärmiste varraste telgedest) mm | Rulli kaal kg |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Tähistused (vt. joon. 42) | | | | | |
| | | | $d_1$ | $d_2$ | $v$ | $u$ | | |
| Rullid | Töötav pikiarmatuur madala süsinikusisaldusega külmalttõmmatud traatidest | 3—15/3 | 3 | 3 | 150 | 250 | 1400 1500 1900 2300 | 100 kuni 500 |
| | | 4—20/3 | 4 | 3 | 200 | 250 | | |
| | | 4—15/3 | 4 | 3 | 150 | 250 | | |
| | | 5—20/4 | 5 | 4 | 200 | 250 | | |
| | | 5—15/4 | 5 | 4 | 150 | 250 | | |
| | | 5,5—15/4 | 5,5 | 4 | 150 | 250 | | |
| | | 5—10/4 | 5 | 4 | 100 | 250 | | |
| | | 5,5—10/4 | 5,5 | 4 | 100 | 250 | | |
| | Töötav põikarmatuur: Madala süsinikusisaldusega külmalttõmmatud traatidest | 3/3 —15 | 3 | 3 | 150 | 250 | 1400 1500 1900 2300 | 100 kuni 500 |
| | | 3/4 —20 | 4 | 3 | 200 | 250 | | |
| | | 3/4 —15 | 4 | 3 | 150 | 250 | | |
| | | 4/5 —20 | 5 | 4 | 200 | 250 | | |
| | | 4/5 —15 | 5 | 4 | 150 | 250 | | |
| | | 4/5,5—15 | 5,5 | 4 | 150 | 250 | | |
| | Töötav põikarmatuur: Vähelegeeritud terasest perioodilise profiiliga traatidest mark 25Г2С | 4/6 —15 | 6 | 4 | 150 | 300 | 2300 ja 2650 | 200 kuni 500 |
| | | 4/7 —15 | 7 | 4 | 150 | 300 | | |
| | | 4/8 —15 | 8 | 4 | 150 | 300 | | |
| | | 5/9 —15 | 9 | 5 | 150 | 300 | | |
| | | 5/10 —15 | 10 | 5 | 150 | 300 | | |
| | | 5/9 —10 | 9 | 5 | 100 | 300 | | |
| | | 5/10 —10 | 10 | 5 | 100 | 300 | | |
| | Töötav armatuur madala süsinikusisaldusega külmalttõmmatud traatidest mõlemas suunas | 4—20 | 4 | — | 200 | — | 1400 ja 2300 | |
| | | 5—20 | 5 | — | 200 | — | | |
| | | 5 —15 | 5 | — | 150 | — | 2300 ja 2650 | 200 kuni 500 |
| | | 5,5—15 | 5,5 | — | 150 | — | | |
| | | 5 —10 | 5 | — | 100 | — | | |
| | | 5,5—10 | 5,5 | — | 100 | — | | |
| Tasapinnalised võrgud | Töötav pikiarmatuur vähelegeeritud perioodilise profiiliga terasest mark 25Г2С | 8—20/5 | 8 | 5 | 200 | 300 | 1500 1900 2300 | |
| | | 8—15/5 | 8 | 5 | 150 | 300 | | |
| | | 9—15/5 | 9 | 5 | 150 | 300 | | |
| | | 10—15/5,5 | 10 | 5,5 | 150 | 300 | | |
| | | 9—10/5,5 | 9 | 5,5 | 100 | 300 | | |
| | | 10—10/5,5 | 10 | 5,5 | 100 | 300 | | |
| | Töötav armatuur vähelegeeritud perioodilise profiiliga terasest mark 25Г2С mõlemas suunas | 8—20 | 8 | — | 200 | — | 2300 ja 2650 | |
| | | 8—15 | 8 | — | 150 | — | | |
| | | 9—15 | 9 | — | 150 | — | | |
| | | 10—15 | 10 | — | 150 | — | | |
| | | 9—10 | 9 | — | 100 | — | | |
| | | 10—10 | 10 | — | 100 | — | | |

## Terastraatide ristlõike pind ja kaal

| Traatide arv | Ristlõike pind cm² traadi läbimõõdu juures mm | | | | | | | | | | | | Traatide arv |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1,8 | 2,0 | 2,2 | 2,4 | 2,6 | 2,8 | 3,0 | 3,2 | 3,5 | 3,8 | 4,0 | 4,5 | 5 | |
| 1 | 0,0254 | 0,0314 | 0,038 | 0,045 | 0,053 | 0,062 | 0,071 | 0,080 | 0,096 | 0,113 | 0,126 | 0,159 | 0,196 | 1 |
| 2 | 0,0509 | 0,0628 | 0,076 | 0,090 | 0,106 | 0,123 | 0,141 | 0,161 | 0,192 | 0,227 | 0,251 | 0,318 | 0,392 | 2 |
| 3 | 0,0763 | 0,0941 | 0,114 | 0,136 | 0,159 | 0,184 | 0,212 | 0,241 | 0,288 | 0,340 | 0,377 | 0,477 | 0,589 | 3 |
| 4 | 0,1017 | 0,1255 | 0,152 | 0,181 | 0,212 | 0,246 | 0,283 | 0,322 | 0,385 | 0,453 | 0,502 | 0,636 | 0,785 | 4 |
| 5 | 0,1271 | 0,1565 | 0,190 | 0,226 | 0,265 | 0,308 | 0,353 | 0,402 | 0,481 | 0,567 | 0,628 | 0,795 | 0,981 | 5 |
| 6 | 0,153 | 0,188 | 0,228 | 0,271 | 0,318 | 0,369 | 0,424 | 0,482 | 0,577 | 0,680 | 0,754 | 0,954 | 1,178 | 6 |
| 7 | 0,178 | 0,220 | 0,266 | 0,316 | 0,371 | 0,431 | 0,495 | 0,563 | 0,673 | 0,793 | 0,879 | 1,113 | 1,374 | 7 |
| 8 | 0,204 | 0,251 | 0,304 | 0,362 | 0,424 | 0,492 | 0,565 | 0,643 | 0,769 | 0,907 | 1,005 | 1,272 | 1,570 | 8 |
| 9 | 0,229 | 0,283 | 0,342 | 0,407 | 0,477 | 0,553 | 0,636 | 0,723 | 0,865 | 1,020 | 1,130 | 1,431 | 1,766 | 9 |
| 10 | 0,255 | 0,314 | 0,380 | 0,452 | 0,531 | 0,615 | 0,707 | 0,804 | 0,962 | 1,134 | 1,256 | 1,590 | 1,962 | 10 |
| 11 | 0,280 | 0,345 | 0,418 | 0,497 | 0,584 | 0,676 | 0,777 | 0,884 | 1,058 | 1,247 | 1,382 | 1,749 | 2,159 | 11 |
| 12 | 0,305 | 0,376 | 0,456 | 0,542 | 0,637 | 0,738 | 0,848 | 0,965 | 1,154 | 1,360 | 1,507 | 1,908 | 2,355 | 12 |
| 13 | 0,331 | 0,409 | 0,494 | 0,588 | 0,690 | 0,800 | 0,918 | 1,045 | 1,250 | 1,474 | 1,633 | 2,067 | 2,551 | 13 |
| 14 | 0,356 | 0,440 | 0,532 | 0,633 | 0,743 | 0,861 | 0,989 | 1,125 | 1,346 | 1,587 | 1,758 | 2,225 | 2,747 | 14 |
| 15 | 0,382 | 0,470 | 0,570 | 0,678 | 0,816 | 0,922 | 1,060 | 1,206 | 1,442 | 1,700 | 1,884 | 2,384 | 2,944 | 15 |
| 16 | 0,407 | 0,500 | 0,608 | 0,723 | 0,869 | 0,984 | 1,130 | 1,286 | 1,539 | 1,814 | 2,010 | 2,543 | 3,140 | 16 |
| 17 | 0,432 | 0,532 | 0,646 | 0,768 | 0,922 | 1,045 | 1,201 | 1,367 | 1,635 | 1,927 | 2,135 | 2,702 | 3,336 | 17 |
| 18 | 0,458 | 0,565 | 0,684 | 0,814 | 0,975 | 1,107 | 1,272 | 1,447 | 1,731 | 2,040 | 2,261 | 2,861 | 3,532 | 18 |
| 19 | 0,483 | 0,598 | 0,722 | 0,859 | 1,028 | 1,168 | 1,342 | 1,527 | 1,827 | 2,154 | 2,386 | 3,020 | 3,729 | 19 |
| 20 | 0,509 | 0,628 | 0,760 | 0,904 | 1,081 | 1,230 | 1,413 | 1,608 | 1,923 | 2,267 | 2,512 | 3,179 | 3,925 | 20 |
| | 100 m traadi kaal kg | | | | | | | | | | | | | |
| | 1,99 | 2,47 | 2,98 | 3,53 | 4,36 | 4,87 | 5,55 | 6,31 | 7,55 | 8,90 | 9,86 | 12,48 | 15,40 | |

Tabel 32

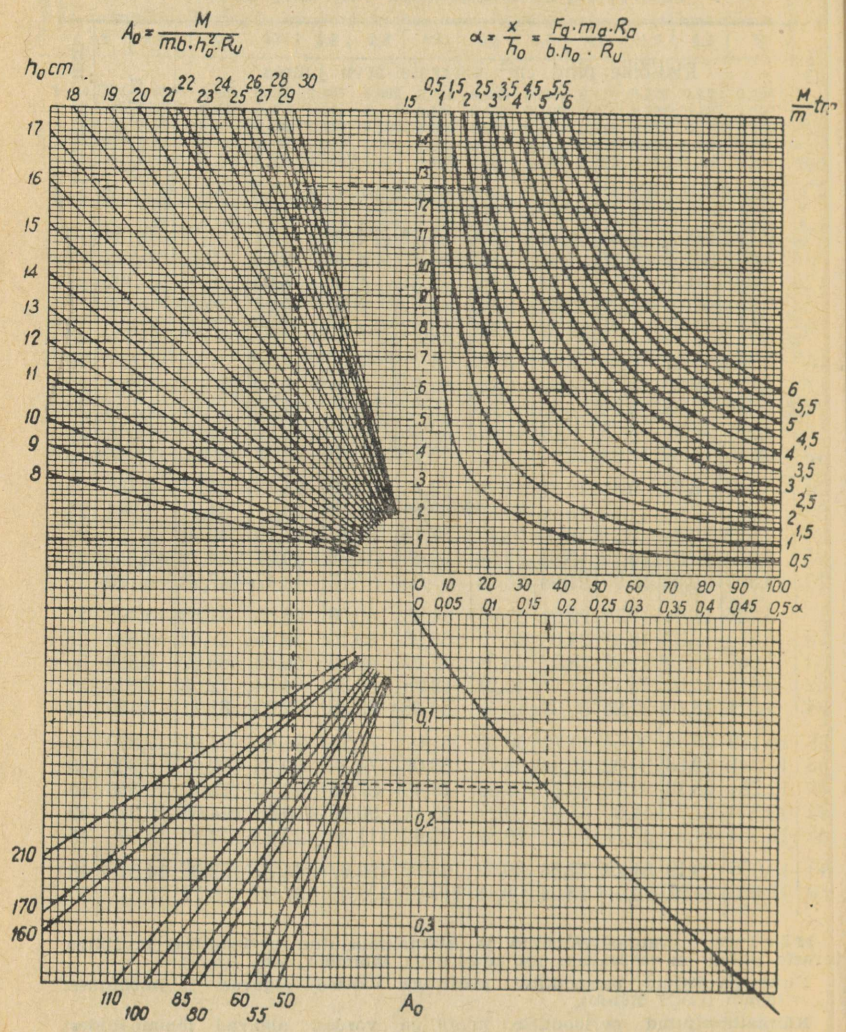
**Ümarate ja perioodilise profiiliga varraste ristlõike pinnad ja kaal**

| Läbimõõt mm | Ristlõike pind cm² varraste arvu juures | | | | | | | | | Kaal kg/m | Läbimõõt mm |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | | |
| 5 | 0,196 | 0,39 | 0,59 | 0,79 | 0,98 | 1,18 | 1,38 | 1,57 | 1,77 | 0,154 | 5 |
| 6 | 0,283 | 0,57 | 0,85 | 1,13 | 1,42 | 1,70 | 1,98 | 2,26 | 2,55 | 0,222 | 6 |
| 7 | 0,385 | 0,77 | 1,15 | 1,54 | 1,92 | 2,31 | 2,69 | 3,08 | 3,46 | 0,302 | 7 |
| 8 | 0,503 | 1,01 | 1,51 | 2,01 | 2,52 | 3,02 | 3,52 | 4,02 | 4,53 | 0,395 | 8 |
| 9 | 0,636 | 1,27 | 1,91 | 2,54 | 3,18 | 3,82 | 4,45 | 5,09 | 5,72 | 0,499 | 9 |
| 10 | 0,785 | 1,57 | 2,36 | 3,14 | 3,93 | 4,71 | 5,50 | 6,28 | 7,07 | 0,617 | 10 |
| 12 | 1,131 | 2,26 | 3,39 | 4,52 | 5,65 | 6,78 | 7,91 | 9,04 | 10,17 | 0,888 | 12 |
| 14 | 1,539 | 3,08 | 4,61 | 6,15 | 7,69 | 9,23 | 10,77 | 12,30 | 13,87 | 1,208 | 14 |
| 16 | 2,011 | 4,02 | 6,03 | 8,04 | 10,05 | 12,06 | 14,07 | 16,08 | 18,09 | 1,578 | 16 |
| 18 | 2,545 | 5,09 | 7,63 | 10,17 | 12,72 | 15,26 | 17,80 | 20,36 | 22,90 | 1,998 | 18 |
| 20 | 3,142 | 6,28 | 9,41 | 12,56 | 15,70 | 18,84 | 22,00 | 25,13 | 28,27 | 2,466 | 20 |
| 22 | 3,801 | 7,60 | 11,40 | 15,20 | 19,00 | 22,81 | 26,61 | 30,41 | 34,21 | 2,984 | 22 |
| 24 | 4,524 | 9,04 | 13,56 | 18,08 | 22,62 | 27,14 | 31,67 | 36,19 | 40,71 | 3,551 | 24 |
| 25 | 4,909 | 9,82 | 14,73 | 19,64 | 24,54 | 29,45 | 34,36 | 39,27 | 44,18 | 3,853 | 25 |
| 26 | 5,309 | 10,62 | 15,93 | 21,24 | 26,55 | 31,86 | 37,17 | 42,47 | 47,78 | 4,170 | 26 |
| 27 | 5,726 | 11,44 | 17,18 | 22,91 | 28,65 | 34,35 | 40,08 | 45,80 | 51,53 | 4,495 | 27 |
| 28 | 6,153 | 12,32 | 18,47 | 24,63 | 30,79 | 36,95 | 43,10 | 49,26 | 55,42 | 4,834 | 28 |
| 30 | 7,069 | 14,13 | 21,21 | 28,27 | 35,34 | 42,41 | 49,48 | 56,55 | 63,62 | 5,549 | 30 |
| 32 | 8,043 | 16,09 | 24,13 | 32,17 | 40,21 | 48,26 | 56,30 | 64,34 | 72,38 | 6,313 | 32 |
| 34 | 9,079 | 18,16 | 27,24 | 36,32 | 45,40 | 54,48 | 63,55 | 72,63 | 81,71 | 7,130 | 34 |
| 36 | 10,179 | 20,36 | 30,54 | 40,72 | 50,89 | 61,07 | 71,25 | 81,43 | 91,61 | 7,990 | 36 |
| 38 | 11,341 | 22,68 | 34,02 | 45,36 | 56,71 | 68,05 | 79,39 | 90,73 | 102,07 | 8,900 | 38 |
| 40 | 12,561 | 25,13 | 37,70 | 50,27 | 62,83 | 75,40 | 87,96 | 100,53 | 113,10 | 9,865 | 40 |
| 42 | 13,854 | 27,71 | 41,56 | 55,42 | 69,27 | 83,12 | 96,98 | 110,83 | 124,68 | 10,88 | 42 |
| 45 | 15,904 | 31,81 | 47,71 | 63,62 | 79,52 | 95,42 | 111,33 | 127,23 | 143,13 | 12,49 | 45 |
| 48 | 18,096 | 36,19 | 54,29 | 72,38 | 90,48 | 108,58 | 126,67 | 144,77 | 162,86 | 14,21 | 48 |
| 50 | 19,635 | 39,27 | 58,91 | 78,54 | 98,18 | 117,81 | 137,45 | 157,08 | 176,72 | 15,41 | 50 |

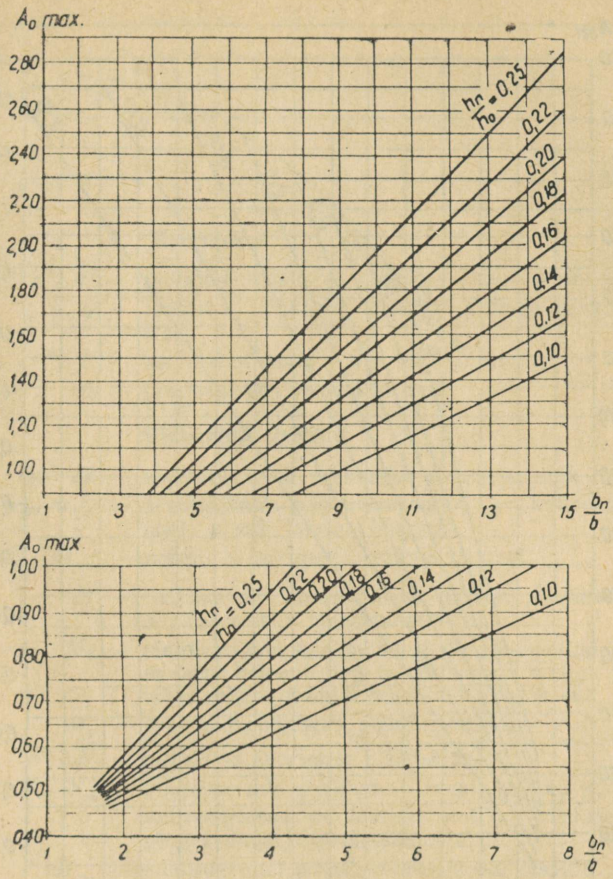
**Märkus:** Kuumaltvaltsitud ja külmaltmuljutud perioodilise profiiliga teraste puhul on määravaks nn. arvutuslik läbimõõt — $d_p$ (mm).

Kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga vardad algavad läbimõõtudest $d_p$ = 10 mm (ГОСТ 5781-53).

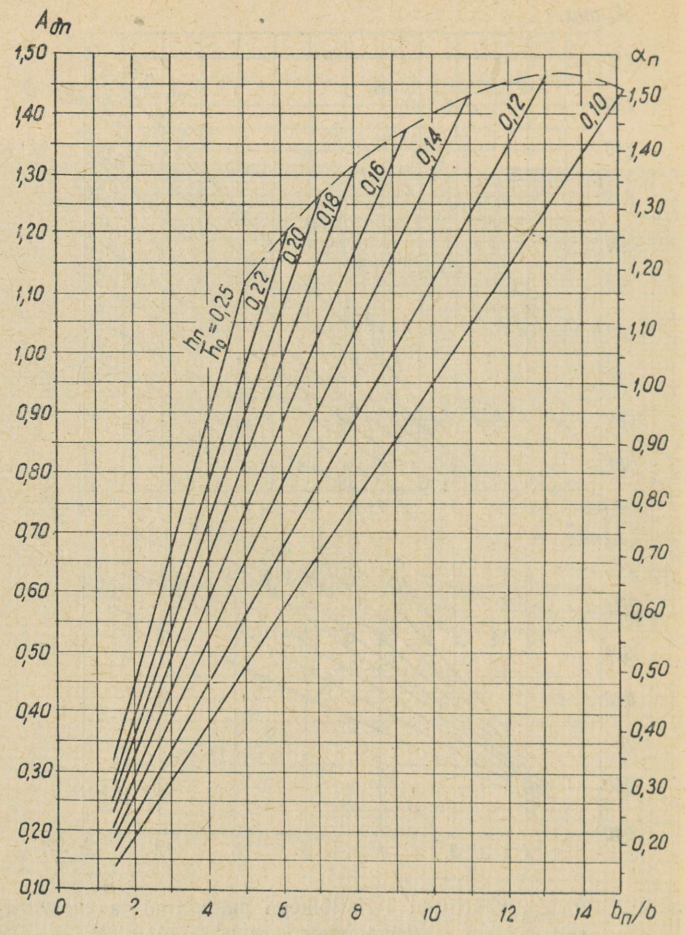
Külmaltmuljutud perioodilise profiiliga vardad algavad läbimõõtudest $d_p$ = 6 mm (ГОСТ 6234-52).




Graafik 1. Nomogramm ristkülikulise ristlõikega raudbetoon-painde-elementide arvutamiseks.




Graafik 2. $A_{0\,max}$ väärtused T-ristlõikega painutatud ja ekstsentriliselt surutud pingebetoonelementide arvutamiseks.




Graafik 3. $A_{on}$ ja $\alpha_n'$ väärtused T-ristlõikega painutatud ja ekstsentriliselt surutud pingebetoonelementide arvutamiseks.

Märkus: Kui suhte $\frac{b_n}{b}$ järgi leitud punkt asub kriipsjoonest kõrgemal, siis asub nulljoon plaadis.

**Koormused**

$g^н$, $p^н$, $q^н$ — jaotatud omakaalu, kasulik ja kogu normikoormus;

$g$, $p$, $q$ — jaotatud omakaalu, kasulik ja kogu arvutuskoormus;

$P^н$, $P$ — koondatud normi- ja arvutuskoormus;

$P_т$ — pragusid põhjustav koormus.

**Üldistatud sisejõud**

$M^н$, $M$ — normatiivne ja arvutuslik paindemoment;

$m_x$, $m_y$, $m_{xy}$ — arvutuslikud paindemomendid ja väändemoment ühele plaadi laiuse ühikule;

$M^н_{xx}$, $M_{xx}$ — normi- ja arvutuslik väändemoment;

$\overline{M}$ — ristlõike piirpaindemoment; samuti plastilistes šarniirides esinev paindemoment;

$M_0$ — pingevarraste sisejõududest $N_0$ põhjustatud paindemoment betooni pingete võrdumisel nulliga ja mistahes eelpingekadude kombinatsiooni puhul;

$M_т$ — pragusid põhjustav paindemoment;

$N^н$, $N$ — normi- ja arvutuslik pikisisejõud;

$N_0$, $N_н$ — pingevarraste sisejõud vastavalt betooni pingete ja väliskoormuse võrdumisel nulliga mistahes eelpingekadude kombinatsiooniga;

$N_{см}$ — ankurdusjõud pingebetoonelemendi otsal;

$Q^н$, $Q$ — normi ja arvutuspõikjõud;

$Q_б$ — kaldlõike survetsooni piirjõu projektsioon varda telje normaalile;

$Q_{хб}$ — piirpõikjõud, mis võetakse vastu kaldlõike survetsooni ja vertikaalsete rangide poolt;

$q_х$ — rangide purustav jõud elemendi pikkusühikule;

$Q_{от}$ — ülespöörete poolt vastuvõetav põikjõud purunemisolukorras;

$Q_т$ — betooni poolt vastuvõetav põikjõu osa;

$Q_{пр}$ — pingevarraste sisejõudude projektsioon varda telje normaalile.

**Materjalide karakteristikad**

$R^{н}_{пр}$, $R_{пр}$, $R_{пру}$ — betoonprisma normi-, arvutus- ja tingimuslik arvutustugevus;

$R_{прt}$, $R^{п}_{прt}$ — kuumuskindlate betoonide prismaline tugevus ja prisma roomamispiir betooni temperatuuril $t$ °C;

$R^{н}_{и}$, $R_{и}$, $R_{иу}$ — betooni normi-, arvutus- ja tingimuslik arvutustugevus paindesurvel;

$R_{иt}$, $R^{п}_{иt}$ — kuumutuskindlate betoonide painde-survetugevus ja roomamispiir paindesurvel betooni temperatuuril $t$ °C;

$R^{н}_{р}$, $R_{р}$, $R_{ру}$ — betooni normi-, arvutus- ja tingimuslik arvutustõmbetugevus;

$R$, $R'$ — betooni kuubiku survetugevus (mark) ja kuubiku survetugevus betooni eelpingestamise momendil;

$R_{см}$ — betooni arvutuslik erisurvetugevus;

$R_{z}$ — tsemendi aktiivsus;

$E^{н}_{б}$, $E_{б}$ — betooni normi- ja arvutuslik surveelastsusmoodul;

$E'_{б}$, $E'_{бр}$ — betooni elastne-plastiline elastsusmoodul *Murašovi* teoorias survele ja tõmbele;

$E_{0}$ — algelastsusmoodul (s. o. kui $\sigma_{б} = 0$);

$E_{бt}$ — betooni elastsusmoodul temperatuuril $t$ °C;

$\varepsilon$ — betooni deformatsioon survel;

$\varepsilon'_{б}$ — betooni piirdeformatsioon surve tõttu purunemisel;

$\varepsilon_{р}$ — betooni katkemisvenivus tõmbel;

$\alpha_{б} = 0{,}1 \cdot 10^{-4}$ — betooni temperatuuri-lineaarpaisumise tegur;

$t_{б}$ — maksimaalne lubatav betooni temperatuur;

$\omega_{t}$, $\omega_{max}$ — betooni mahukahanemine ajamomendil $t$ ja maksimaalne mahukahanemine;

$f_{t}$, $f_{max}$ — betooni roomamisdeformatsioon ajamomendil $t$ ja maksimaalne roomamine;

$R^{н}_{а}$, $R_{а}$, $R_{ау}$ — armatuuriterase normi-, arvutus- ja tingimuslik arvutustugevus;

$R^{н}_{н}$, $R_{ну}$ — pingevarraste terase normi- ja tingimuslik arvutustugevus;

$R_{ас}$ — spiraaltraadi terase arvutustugevus;

$R'_{бу}$, $R'_{ау}$ — betooni ja terase tingimuslikud väsimustugevused;

$\sigma_{т}$, $\sigma_{р}$, $\sigma_{Е}$ — terase voolavuspiir, purustav pinge ja elastsuspiir;

$E^{н}_{а}$, $E_{а}$ — terase normi- ja arvutuselastsusmoodul;

$\varepsilon_{а}$, $\varepsilon_{ас}$ — terase deformatsioon prao kohal ja terase keskmine deformatsioon;

$E_{ас}$ — terase näiv elastsusmoodul pragudevahelise betooni kaasatöötamisel;

$\alpha_a = 0{,}12 \cdot 10^{-4}$ — terase temperatuuri-lineaarpaisumise tegur;

$\sigma_{at}$, $E_{at}$ — terase voolavuspiir ja elastsusmoodul temperatuuril $t°$ C;

$\sigma$ — ulatuslikuma katseseeria ruuthälve;

$S$ — ulatuslikuma katseseeria asümmeetria;

$n$ — armatuuri ja betooni elastsusmoodulite suhe;

$[\sigma]$ — lubatav pinge.

**Geomeetrilised suurused**

$b$ — ristkülikulise ristlõike laius, ribiplaat-ristlõike ribi laius;

$b_п$ — ribiplaat-ristlõike surveplaadi laius;

$a$ — kogu survetsooni armatuuri ja pingevarraste resultandi kaugus tõmmatud servast; pingestamata rangide samm;

$a'$ — kogu survetsooni armatuuri ja pingevarraste resultandi kaugus surutud servast;

$a_н$ — pingestatud rangide samm;

$h$ — ristlõike kõrgus;

$h_0$ — ristlõike kasulik kõrgus ($h_0 = h - a$);

$h_п$ — survetsooni plaadi paksus;

$z$ — surve- ja tõmberesultantide vahekaugus (sisemine õlg);

$r_{min}$ — ristlõike väikseim inertsiraadius;

$x = \xi h_0$ — survetsooni sügavus, ka varda teljesuunaline koordinaat;

$x_{ср} = \xi_{ср} h_0$ — keskmine survetsooni sügavus paindejäikuse arvutamisel;

$x_т$ — survetsooni sügavus enne pragude tekkimist;

$u$ — maksimaalne rangide samm või ülespöörete vahekaugus, samuti tõmbearmatuuri pinna suhe ümbermõõtu;

$c_0$, $c_{кр}$ — kriitilise kaldprao pikkus vastavalt projektsiooni ja momentide tasakaalutingimustele;

$f$, $w$ — tala läbipainded, paigutused;

$f_a$ — armatuurivarda pind või armatuuri pind plaadi laiuse ühikule;

$F_a$, $F_н$ — tõmbetsooni armatuuri- ja pingevarraste pinnad;

$F_a'$, $F_н'$ — survetsooni armatuuri- ja pingevarraste pinnad;

$f_x$ — rangitraadi pind;

$F_x$ — ühe ristlõike rangide kogupind raudbetoonis;

$F_{ах}$, $F_{нх}$ — sama pingebetoonis pingestamata ja pingestatud rangidest;

$F_{о}$ — ühes kaldpinnas asetsevate ülespöörete pind raudbetoonis;

$F_{ао}$, $F_{но}$ — sama pingebetoonis armatuurist ja pingevarrastest;

$D_{я}$ — betoontuuma läbimõõt;

$F_{я}$ — betoontuuma pind, mis on ümbritsetud spiraaliga või väändel rangidega;

$f_{см}$ — spiraaltraadi pind;

$F_{сп}$ — redutseeritud spiraali pind;

$F_{см}$ — betooni erisurvepind;

$F$ — betoonristlõike kogupind;

$F_{б}$ — survetsooni pind;

$F_{бп}$ — redutseeritud ristlõike kogupind, kus on arvesse võetud ka armatuuri ja pingevarraste pinnad;

$S_{0}$ — kasuliku ristlõike pinna staatiline moment tõmbearmatuuri raskuskeskme kohta;

$S_{0}'$ — sama survearmatuuri raskuskeskme kohta;

$S_{б}$ — survetsooni staatiline moment tõmbearmatuuri raskuskeskme kohta;

$S_{бN}$ — sama normaaljõu $N$ rakenduspunkti kohta;

$S_{а}$ — kogu armatuuri staatiline moment tõmbearmatuuri raskuskeskme kohta;

$S_{а}'$ — sama survearmatuuri raskuskeskme kohta;

$\overline{F}_{б}$ — tõmbetsooni betoontugevduse pind;

$\overline{F}_{б}'$ — survetsooni betoontugevduse pind;

$W_{0}$, $W_{б}$ — ristlõike tõmbeserva vastupidavusmomendid vastavalt tugevusõpetuse kohaselt ja tõmbetsooni plastiliste deformatsioonide arvestamisega;

$I_{бп}$ — ristlõike redutseeritud inertsmoment armatuuri ja pingevarraste pindade arvestamisega;

$W_{а}$, $W$ — ristlõike vastupidavusmoment armatuuri suhtes $(F_{а}R_{а}m_{а}z)$;

$B$, $\overline{B}$ — raudbetoon- ja pingebetoon-paindeelementide jäikused vastavalt lühiajalisel ja kestval koormamisel pärast pragude tekkimist;

$B_{1}$, $\overline{B}_{1}$ — pingebetoon-paindeelementide jäikused enne betooni eelsurve ammendamist vastavalt lühiajalisel ja kestval koormamisel;

$B_0$, $\bar{B}_0$ — pingebetoon-paindeelementide jäikused vastavalt lühiajalisel ja kestval koormamisel, kui ekspluatatsiooniolukorras pragusid ei esine;

$D_1$, $D_2$ — tõmbejäikused enne ja pärast pragude tekkimist;

$e_0$ — pikijõu $N$ ja eelpingestusjõu $N_0$ kaugus ristlõike raskuskeskmest;

$e$ — pikijõu kaugus tõmbearmatuuri raskuskeskmest;

$e'$ — sama survearmatuuri raskuskeskmest;

$z_н$, $z_{но}$, $z_{нх}$ — pikipingevarraste, ülespööratud pingevarraste ja pingestatud rangide kaugused kaldprao survetsooni raskuskeskmest;

$z_a$, $z_{ao}$, $z_{ax}$ — sama pingebetoonis, pingestamata varraste kohta;

$z$, $z_0$, $z_x$ — sama raudbetoonis;

$y_н$, $y'_н$ — tõmbe- ja survetsooni pingevarraste resultantide kaugused ristlõike raskuskeskmest;

$s$ — spiraali samm; tõmbearmatuuri ümbermõõt;

$\mu$, $\mu'$ — ristlõike armeerimise koefitsiendid ($\mu = F_a : bh_0$, $\mu' = F'_a : bh_0$); hõõrdetegur;

$p$, $p'$ — ristlõike armeerimise %% (100 $\mu$; 100 $\mu'$);

$\alpha = \frac{F_a m_a R_a}{bh_0 R_и}$ — ristlõike karakteristika tugevusarvutustes; sama paindeelemendi jäikuse arvutustes $\alpha = \frac{3F_a E_a}{bh_0 E_б}$;

$l_т$ — pragude kaugus üksteisest;

$a_т$ — pragude laius;

$d$ — ümararmatuuri läbimõõt;

$\delta$ — armatuuri kattekihi paksuse suhe kasulikku kõrgusse ($a : h_0$), õhukeste elementide paksused;

$R$, $R_0$ — kõverusraadiused.

**Koefitsiendid**

$\varphi$ — nõtketegur;

$\eta$ — ekstsentrilisuse suurenemise koefitsient nõtkest ekstsentriliselt surutud elementide arvutamisel;

$\psi$ — pragude vahelise betooni kaasatöötamist arvestav tegur jäikuste arvutamisel;

$\nu$ — betooni plastiliste deformatsioonide suhe kogu deformatsiooni;

$m$ — konstruktsiooni üldine töötamistingimuse tegur;

$m_a$, $m_{на}$ — armatuuri ja pingevarraste töötamistingimuse tegurid;

$m_н$, $m_{нн}$ — põikarmatuuri ja põikpingevarraste töötamistingimuse tegurid;

$m_б$ — betooni töötamistingimuse tegur pingebetoonis;

$m_{бр}$ — sama tõmmatud tsooni betooni kohta pragude vältimise kontrollil;

$m_т$ — eelpingestuse täpsustegur;

$n_g$, $n_p$ — omakaalu ja kasuskoormuse ülekoormustegurid;

$k_а$, $k_б$ — terase ja betooni ühtlustegurid;

$k$, $k_1$ — koondvarutegurid konstruktsioonide arvutamisel, kus otsustavad on vastavalt terase ja betooni tõmbetugevused;

$w$ — vesitsementtegur;

$\Theta$ — paindejäikuse vähenemise tegur kestval koormamisel; empiiriline tegur, mis arvestab betoonkaitsekihi soodustavat mõju betooni erisurvetugevusele.

**Pinged**

$\sigma_0$, $\sigma'_0$ — pinged tõmbe- ja survetsooni pingevarrastes enne betooni eelsurvet (s. o. betooni pingete võrdumisel nulliga pingevarraste betooni kiududes) ükskõik millise arvutustes esineva eelpingekadude kombinatsiooni puhul; kontrollpinged I meetodi kohaselt valmistatavate pingebetoonelementide pingevarrastes;

$\sigma_н$, $\sigma'_н$ — pinged tõmbe- ja survetsooni pingevarrastes pärast betooni eelsurvet ($\sigma_н = \sigma_0 - n\sigma_б$; $\sigma'_н = \sigma'_0 - n\sigma'_б$) ükskõik millise arvutustes esineva eelpingekadude kombinatsiooni puhul; kontrollpinged II meetodi kohaselt valmistatavate pingebetoonelementide pingevarrastes;

$\sigma_п$ — mistahes eelpingekadude kombinatsioon pingevarrastes;

$\sigma_а$, $\sigma'_а$ — pingebetooni pingestamata tõmbe- ja survetsooni armatuuri pinged betooni mahukahanemisest ja roomamisest betooni nullpingete puhul;

$\sigma'_c$ — survetsooni pingevarraste jääkpinge pärast survetsooni piirdeformatsiooni arenemist;

$\sigma_б$ — betooni eelsurvepinge mistahes eelpingekadude kombinatsiooni puhul;

$\tau_0$ — tõmbepeapinge paindeelementides;

$\tau$ — nakkepinge, nihkepinge;

$\sigma_1$, $\sigma_2$ — tõmbe- ja survepeapinged;

$\tau_x$ — rangide poolt vastuvõetav $\tau_0$ osa;

$\tau_а$ — pikiarmatuuri poolt vastuvõetav $\tau_0$ osa.

**I peatükk**


1. Строительные нормы и правила (СНиП), часть I, Госиздат литературы по строительству и архитектуре, 1954.
2. *Александрин И. П.*, Строительный контроль качества бетона, Госиздат лит. по стр. и арх., 1955.
3. *Москвин В. М.*, Коррозия бетона, Госиздат лит. по стр. и арх., 1952.
4. *Москвин В. М.* и *Красильников К. Г.*, Определение агрессивных свойств воды — среды для бетона, Машстройиздат, 1950.
5. *Гершберг О. А.*, Технология бетонных и железобетонных изделий, Промстройиздат, 1957.
6. *Сахновский К. В.*, Железобетонные конструкции, Госиздат лит. по стр. и арх., 1949, 1959.
7. *Бушков В. А.*, Железобетонные конструкции, ч. I, Стройиздат, 1940.
8. Сборный железобетон, Справочное пособие для строителей, Госстройиздат, 1956.
9. Инструкция по применению горячекатаной арматуры периодического профиля в железобетонных конструкциях (И 103-52), Госиздат лит. по стр. и арх., 1952.
10. Технологические правила по электросварке арматуры железобетонных конструкций (ТП 2-54/Минстрой), Госиздат лит, по стр. и арх., 1954.
11. НИИОМС, Временные указания по контактной точечной электрической сварке арматуры железобетонных конструкций, Госстройиздат, 1957.
12. Технические условия на изготовление и приемку сборных железобетонных и бетонных конструкций и деталей (СН 1-57), Госстройиздат, 1957.
13. Указания по технологии электросварки арматуры железобетонных конструкций (ВСН 38-57/МСПМХП-МСЭС). Госстройиздат, 1958.
14. *Mörsch, E.*, Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung, Bd. I, II, Stuttgart, 1928—1947.
15. *Saliger, R.*, Der Stahlbetonbau, Wien, 1949.
16. Ehitus- ja montaažtööde teostamise ja vastuvõtmise tehnilised tingimused, III jagu, Tallinn, 1956.


**II peatükk**


1. *Гвоздев А. А.*, О пересмотре способов расчета железобетонных конструкций, Госстройиздат, 1934.
2. *Бушков В. А.*, Железобетонные конструкции, ч. II, Стройиздат, 1941.

3. *Столяров Я. В.*, Введение в теорию железобетона, Стройиздат, 1941.
4. *Гвоздев А. А.*, Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия, Стройиздат, 1949.
5. *Боришанский М. С.*, Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения, Стройиздат, 1946.
6. *Мурашев В. И.*, Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона, Машстройиздат, 1950.
7. *Таль К. Э.*, Расчет бетонных и железобетонных конструкций по расчетным предельным состояниям. Госиздат лит. по стр. и арх., 1955.
8. *Штаерман М. Я., Ивянский А. М.*, Безбалочные перекрытия, Госиздат лит. по стр. и арх., 1953.
9. *Табенкин Н. Л., Таль К. Э.*, Примеры расчета элементов железобетонных конструкций, Госиздат лит. по стр. и арх., 1958.
10. Строительные нормы и правила (СНиП), часть II, Госиздат литературы по строительству и архитектуре, 1954.
11. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций (НиТУ 123-55). Госиздат лит. по стр. и арх., 1955.
12. Инструкция по расчету сечений элементов железобетонных конструкций (Н 123-55/МСПМХП), Госиздат лит. по стр. и арх., 1956.
13. Временные указания по применению сборных железобетонных конструкций и деталей в строительстве (У 107-54), Госиздат лит. по стр. и арх., 1954.
14. Инструкция по конструированию элементов железобетонных конструкций (СН 15-57), Госстройиздат, 1958.
15. Инструкция по монтажу сборных железобетонных конструкций, Госстройиздат, 1958.
16. Инструкция по расчету плит и второстепенных балок железобетонных перекрытий, с учетом пластических деформаций (И-132-50), Стройиздат, 1950.
17. Технические условия по контролю прочности и жесткости железобетонных деталей сборных конструкций (ТУ 204-56/МСП МХП), Госиздат лит. по стр. и арх., 1957.
18. *Brendel, G.*, Stahlbetonbau I, Leipzig, 1955.
19. *Улицкий И. И.* и др., Железобетонные конструкции, Госиздат техн. лит. УССР, Киев 1958.
20. Справочник проектировщика. Сборные железобетонные конструкции. Госстройиздат, 1959.

**III peatükk**

1. *Михайлов В. В.*, Метод непрерывного напряженного армирования железобетона, Госиздат лит. по стр. и арх., 1955.
2. *Михайлов В. В.*, Самонапряженный железобетон, Госиздат лит. по стр. и арх., 1955.
3. *Коровкин А. П.*, Предварительно напряженный железобетон, Трансжелдориздат, 1947.

4. НИИЖБ, Указания по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций с пучковой арматурой, Госстройиздат, 1958.
5. ЦНИПС, Временная инструкция по технологии изготовления предварительно напряженных (струнобетонных) конструкций, 1955.
6. *Freyssinet, E.,* Une révolution dans les techniques des bétons, Paris 1936 (venekeelne tõlge ilmunud).
7. *Mörsch, E.,* Spannbetonträger, Stuttgart, 1943.
8. *Leonhardt, F.,* Spannbeton für die Praxis, Berlin, 1955 (venekeelne tõlge ilmunud).
9. *Abeles, P. W.,* Principles and practice of prestressed concrete, Crosby, 1952.
10. *Möll, H.,* Spannbeton, Stuttgart, 1954 (venekeelne tõlge ilmunud).

**IV peatükk**

1. Инструкция по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций (СН 10-57), Госиздат лит. по стр., арх. и стр. мат., 1958.
2 *Guyon, Y.,* Béton précontraint, Paris, 1954 (ingliskeelne tõlge ilmunud, venekeelne tõlge ilmunud).
3. *Herberg, W.,* Spannbetonbau, Leipzig, T. 1, 1956, T. 2, 1957.
4. *Kani, G.,* Spannbeton im Entwurf und Ausführung, Stuttgart, 1955 (venekeelne tõlge ilmunud).

Lisaks ülaltooduile võib soovitada artikleid järgmistest ajakirjadest ja perioodilistest väljaannetest:
«Строительная промышленность», «Бетон и железобетон», «Проект и стандарт», «Промышленность строительных материалов», «Бюллетень строительной техники», «Опыт строительства» (ЦИИНС), «Новая техника и передовой опыт в строительстве», «Опыт строительства за рубежом», «Строительство и архитектура за рубежом» (Госстройиздат УССР, Киев), «Concrete and constructional engineering» (London), «Journal of American Concrete Institute (New-York), «Bauplanung und Bautechnik» (Berlin), «Beton- und Stahlbetonbau» (Berlin), materjalid üleliiduliste raudbetoonialaste konverentside, NSVL Ehituse ja Arhitektuuri Akadeemia sessioonide jne. kohta.

Eessõna . . . . . 3
Sissejuhatus . . . . . 5
*§ 1. Raudbetooni olemus* . . . . . 5
*§ 2. Raudbetooni eelised ja puudused* . . . . . 8
*§ 3. Raudbetooni ja pingebetooni rakendusalad* . . . . . 13
*§ 4. Raudbetooni ja pingebetooni ajaloost* . . . . . 20

I peatükk. **Materjalid** . . . . . 24

*§ 5. Betoon* . . . . . 24
1. Tsemendid . . . . . 25
2. Täitematerjalid ja vesi . . . . . 33
3. Betooni tugevusomadused . . . . . 36
3. 1. Survetugevused . . . . . 41
3. 2. Tõmbetugevus . . . . . 42
3. 3. Nihketugevus . . . . . 44
3. 4. Nakketugevus armatuuri ja betooni vahel . . . 46
3. 5. Kuumutuskindlate betoonide tugevus . . . . 48
3. 6. Märkusi betooni tugevusteooriate kohta . . . 51
4. Betooni deformatsioonid . . . . . 52
4. 1. Elastsusmoodul . . . . . 52
4. 2. Betooni mahukahanemine . . . . . 56
4. 3. Betooni roomamine . . . . . 61
5. Märkusi betooni tehnoloogia kohta . . . . . 69
5. 1. Vibreerimine . . . . . 69
5. 2. Vaakumeerimine . . . . . 72
5. 3. Uuemad betooni tehnoloogiad . . . . . 75
*§ 6. Armatuur ja pingevardad* . . . . . 78
1. Üldised märkused . . . . . 78
2. Armatuurina kasutatavad teraste liigid . . . . . 80
3. Pingebetoonis pingevarrastena kasutatavad teraste liigid 86
4. Armatuuri ettevalmistamine . . . . . 93
5. Keevitatud armatuurivõrgud ja -karkassid . . . . 101

II peatükk. **Raudbetoonkonstruktsioonide arvutus** . . . . 110

*§ 7. Üldised märkused* . . . . . 110
1. Kasutatavaid teooriaid . . . . . 110
2. Diferentseeritud varutegurite süsteem . . . . . 112
3. Materjalide ühtlustegurid . . . . . 114
4. Ülekoormustegurid . . . . . 118
5. Töötamistingimuste tegurid . . . . . 118
6. Märkusi diferentseeritud varutegurite süsteemi kohta . . 120
*§ 8. Painutatud raudbetoonelementide paindetugevus* . . . 122
1. Pingestaadiumid . . . . . 122

2. Tõmbe- ja survearmatuuriga ristkülikuliste ristlõigete arvutus . . . . . 126
3. Ribiplaat-ristlõiked . . . . . 135
4. Meelevaldse ristlõike arvutus, mille koormuspind asetseb ristlõike sümmeetriapinnas . . . . . 138
*§ 9. Painutatud raudbetoonelementide vastupanu põikjõule* . . 141
1. Üldised märkused . . . . . 141
2. Raudbetoon-paindeelementide arvutus põikjõule nn. klassikalise teooria abil . . . . . 142
3. Raudbetoon-paindeelementide põikjõukindluse kontroll kandevõime teooria kohaselt . . . . . 152
*§ 10. Paindeelementide deformatsioonide, pragude vältimise ja pragude laiuste arvutused* . . . . . 165
1. Üldised märkused . . . . . 165
2. Paindeelementide paindejäikus . . . . . 167
3. Pragude vältimine . . . . . 178
4. Pragude laius . . . . . 180
*§ 11. Märkusi paindeelementide konstruktsiooni ja arvutuse kohta* . . . . . 185
1. Üldised märkused . . . . . 185
2. Tasapinnalised horisontaalsed plaatkonstruktsioonid . . 186
2.1. Ühes suunas töötavad plaadid . . . . . 190
2.2. Ristiarmeeritud plaadid . . . . . 197
2.3. Seenlaeplaadid . . . . . 210
3. Raudbetoonist talakandjad . . . . . 230
3.1. Konstruktiivseid märkusi . . . . . 230
3.2. Talakandjate arvutus . . . . . 241
*§ 12. Tsentriliselt surutud raudbetoonelemendid* . . . . 243
1. Üldised märkused . . . . . 243
2. Pikiarmatuuriga raudbetoon-surveelemendid . . . . 244
3. Põikarmatuuriga (spiraaliga) raudbetoon-surveelemendid 248
*§ 13. Tsentriliselt tõmmatud raudbetoonelemendid* . . . . 252
*§ 14. Ekstsentriliselt surutud raudbetoonelemendid* . . . . 257
1. Üldised märkused . . . . . 257
2. Ristkülikulise ristlõike arvutus . . . . . 258
2.1. Suurte ekstsentrilisuste juht . . . . . 258
2.2. Väikeste ekstsentrilisuste juht . . . . . 264
2.3. Nõtkeohu arvestamine . . . . . 266
2.4. Ebasümmeetrilise ekstsentrilisuse juht . . . . 267
3. Meelevaldse ristlõike arvutus . . . . . 270
4. Konstruktiivseid nõudeid ekstsentriliselt surutud elementide kohta . . . . . 275
*§ 15. Ekstsentriliselt tõmmatud raudbetoonelemendid* . . . 276
*§ 16. Väänatud raudbetoonelemendid* . . . . . 280

III peatükk. **Pingebetoonkonstruktsioonid** . . . . . 288

*§ 17. Pingebetooni olemus* . . . . . 288
*§ 18. Pingebetoonkonstruktsioonid otsese nakkega (I meetod)* . 303
1. E. Freyssinet' meetod . . . . . 303
2. Keelbetoon . . . . . 306

3. V. V. Mihhailovi pideva armeerimise meetod . . . . 311
4. Armeerimine eelpingestatud pingevarrastega . . . . 315
5. Raudbetooni armeerimine pingebetoonvarrastega (prussikestega . . . . . 316
6. Pingebetoon-laepaneelide valmistamine voolagregaat-menetlusel pehmest terasest pingevarrastega . . . . 320
*§ 19. Pingbetoonkonstruktsioonid kaudse nakkega (II meetod)* 321
1. Meetod kaksikkolviga hüdraulilise pressi kasutamisega . 323
2. Magnel-Blaton'i meetod . . . . . 328
3. Holzmanni meetod . . . . . 329
4. Deformeeritud hülsi meetod . . . . . 331
5. Meetod pingevarraste kinnitamisega neetpeade abil . . 331
6. Meetod jämedate pingevarraste kasutamisega . . . 332
7. Korovkini meetod . . . . . 333
8. Meetod sirgete traatide ankurdusega teraskoonustena kujundatud pingestuspeade betooni . . . . . 335
9. Baur-Leonhardti meetod . . . . . 336
10. Leoba meetod . . . . . 337
11. Kahekordse eelpingestuse meetod . . . . . 340

IV peatükk. **Pingebetoonkonstruktsioonide arvutus** . . . . 344

*§ 20. Üldised märkused* . . . . . 344
*§ 21. Pingebetoonelementide arvutuses vajalikud abiülesanded* . 346
1. Pingevarraste trajektoorid . . . . . 346
2. Pingevarraste ankurdus ja nake . . . . . 349
3. Pingevarraste hõõre kanalites . . . . . 362
4. Eelpingekaod pingevarrastes . . . . . 366
5. Maksimaalsed lubatavad eelpinged ja pingebetooni karakteersed pinged . . . . . 373
*§ 22. Pingebetoonkonstruktsioonide arvutus kandevõimele* . . 376
1. Painutatud pingebetoonelementide kontroll arvutuslikule paindemomendile . . . . . 376
2. Ekstsentriliselt surutud ja tõmmatud ristlõigete arvutus . 392
3. Pingebetoonist paindeelementide arvutus põikjõule . . 395
*§ 23. Pingebetoonkonstruktsioonide arvutus pragude vältimisele* 398
1. Tsentriliselt tõmmatud pingebetoonelementide kontroll . 398
2. Paindeelementide kontroll pragude vältimisele . . . 399
3. Kaldpragude vältimise kontroll . . . . . 408
*§ 24. Pingebetoonelementide deformatsioonide arvutus* . . . 417
*§ 25. Eelpingestatud armatuuriga raudbetoonkonstruktsioonide pragude laiuse hindamine* . . . . . 421
*§ 26. Pingebetoonelementide vastupanu jõududele, mis esinevad nende valmistamisel ja transpordil* . . . . . 422
*§ 27. Pingebetoonelementide kontroll väsimusele* . . . . 429
*§ 28. Märkusi pingebetoon-paindeelementide klassikalise arvutusmeetodi kohta* . . . . . 435
**Lisad** . . . . . 443
**Kasutatud tähistusi** . . . . . 501
**Soovitatav kirjandus** . . . . . 507

Rbl. 16.40
D6k.a. rbl.1.64

A 23535
51122

TÜ RAAMATUKOGU
1 0300 00198090 5

A 23535
51 122

TÜ RAAMATUKOGU
1 0300 00198090 5

RAUDBETOON · I

H. LAUL

# RAUDBETOON

## I