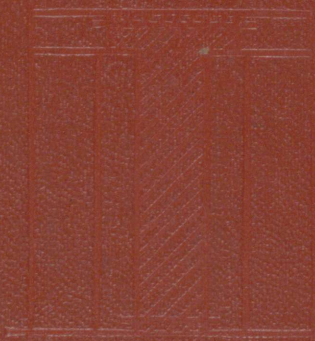
H. LAUL
J. AARE
L. ALLIKAS
V. KULBACH
V. RAIDNA

EHITUS-KONSTRUKTSIOONIDE PROJEKTEERIMISE ALUSED



H. LAUL, J. AARE, L. ALLIKAS, V. KULBACH,
V. RAIDNA

EHITUS-KONSTRUKTSIOONIDE PROJEKTEERIMISE ALUSED

KIRJASTUS «VALGUS» · TALLINN 1969

6E
E26

Kaane kujundanud *R. Kelu*

Käesolevas teoses on toodud põhilised juhised ja andmed ehituskonstruktsioonide arvutamiseks ja konstrueerimiseks vastavalt kehtivatele ehitusnormidele ja -eeskirjadele. Raamat on määratud kasutamiseks ehitusinseneridele ja -tehnikutele, ehituse eriala üliõpilastele ning ehitustehnikumide õpilastele.

УДК 624.001.12

Основы проектирования строительных конструкций

Х. Х. Лауль, И. И. Ааре, Л. А. Алликас, В. Р. Кулбах, В. К. Райдна

В книге изложены основные правила проектирования несущих строительных конструкций. Приводятся основные положения проектирования конструкций, указания по применению метода предельных состояний и данные по основным видам нагрузок. Далее излагаются основы проектирования основных видов строительных конструкций — железобетонных, каменных, металлических и деревянных конструкций, а также конструктивных элементов из пластмасс. При составлении книги приняты во внимание действующие СНиП, ГОСТ-ы и указания.

Книга предназначена для инженеров и техников-проектировщиков строительных конструкций, а также для студентов строительных специальностей и учащихся строительных техникумов.

Таблиц 210, иллюстраций 105, библиография 23 названия.

Retsenseerinud ins. *E. Vaino*

Tartu Ülikooli Raamatukogu
ARHIIVIKOGU

3—2—5
46—69

EESSÕNA

Pärast eestikeelse ehituskonstruktsioone käsitlevate raamatute sarja ilmumist on ehitusnormides ja -eeskirjades tehtud hulk täiendusi ja muudatusi. Konstruktsioonide projekteerimisel tuleb aga rangelt kinni pidada kehtivatest eeskirjadest. Käesoleva teose eesmärgiks ongi ehituskonstruktsioonide projekteerimise põhiliste eeskirjade ja vajalike andmete kättesaadavaks tegemine kõigile projekteerijatele. Teos on seega täienduseks prof. H. Laulu juhendamisel kirjutatud ehituskonstruktsioone käsitlevatele teostele.

Käesoleva teose 1. peatükis on toodud üldandmed ehituskonstruktsioonide projekteerimiseks, juhised piirolukordade meetodi kasutamiseks ning tähtsamad andmed ehituskonstruktsioonide koormustest. 2. ptk. käsitleb raudbetoonkonstruktsioonide, 3. ptk. kivikonstruktsioonide, 4. ptk. metallkonstruktsioonide. 5. ptk. puitkonstruktsioonide ning 6. ptk. plastmasskonstruktsioonide arvutust ja konstrueerimist.

Teos on koostatud prof. H. Laulu üldjuhendamisel. 1. ptk. kirjutas dots. V. Kulbach, 2. ptk. — prof. H. Laul ja dots. V. Raidna, 3. ptk. — dots. V. Raidna, 4. ptk. p. 1...7 ja 9 — dots. V. Kulbach, 4. ptk. p. 8 ja 10 — dots. J. Aare ning 5. ja 6. ptk. — dots. L. Allikas.

1. EHITUSKONSTRUKTSIOONIDE PROJEKTEERIMISE PÕHIALUSED

1.1. KONSTRUKTSIOONI TÜÜBI VALIK

Ehitiste konstruktsioonide valikul tuleb juhinduda NSV Liidu Ministrite Nõukogu Riikliku Ehituskomitee kinnitatud Ehitusnormidest ja -eeskirjadest (СНиП) ning metalli, puidu ja tsemendi ökonoomse kasutamise tehnilistest eeskirjadest (ТП 101-65).

Ehituskonstruktsioonide projekteerimisel tuleb silmas pidada kapitaalmahutuste ökonoomsuse nõuet. Sellest lähtudes tuleb eelistada efektiivseid ehitusmaterjale ja konstruktsioone, juurutada eelpingestatud suuri ja ruumilisi konstruktsioone ning tehastes ja polügoonidel valmistatavaid monteeritavaid elemente, milles materjalide tugevusomadused on võimalikult täielikult ära kasutatud. Samal ajal tuleb võimalikult vähendada tööjõu kulu ning eelistatult kasutada kohalikke ressursse. Seejuures tuleb arvestada konstruktsioonide ekspluatatsiooni tingimusi ning hoonete ja ehitiste ökonoomse ekspluateerimise nõudeid.

СНиП II-A.3-62 kohaselt jaotatakse projekteeritavad ehitised nelja klassi. I klassi kuuluvad ehitised, mille suhtes ollakse eriti nõudlikud; nõuded IV klassi ehitistele on minimaalsed. Ehitiste klassifitseerimise aluseks on objekti rahvamajanduslik tähtsus, suurus ja võimsus, linnaehituslikud nõuded, materiaalsete väärtuste ja unikaalsete seadmete kontsentratsioon hoones, antud objektil töödeldavad toorainevarud ning ehitise normaalne amortisatsioon.

Ehitise konstruktsioonid ja materjalid peab valima vastavalt ehitise otstarbele, silmas pidades defitsiitsete ehitusmaterjalide kokkuhoiu nõuet. Vajalikel juhtudel tuleb arvestada koormuste muutumise ning hoone või muu ehitise laiendamise perspektiive.

Hoonete ja muude ehitiste kandekonstruktsiooni materjali valikul tuleb arvestada nii СНиП-i kui ka ТП 101-65 nõudeid. Ehituse industrialiseerimise huvides on monoliitse raudbetooni kasutamine mitmeti tõkestatud. Terase defitsiitsuse tõttu kehtib rohkesti eeskirju, mis piiravad terase kasutamist kõikjal, kus on võimalik massiliselt toodetava monteeritava raudbetooni kasutamine, vaatamata viimase suhteliselt suuremale maksumusele. Alljärgnevalt on toodud põhilised klauslid neist eeskirjadest.

Universaalse koormusega ühe- ja mitmekorruseliste tööstushoonete kandekonstruktsioonid tuleb püstitada monteeritavast raudbetoonist.

Metalli kasutamine ühekorruseliste hoonete postides, seinakarkassis ja katuse kandekonstruktsioonides on lubatud järgmistel juhtudel:

a) kui katusesõrestike alumine vöö asub kõrgemal kui 18 m;
b) kui postide samm on üle 12 m;
c) kui kraanad töötavad kahel kõrgusel;
d) kui sildkraana tõstejõud on üle 75 t;
e) kui hoone on lahtimonteeritav või teisaldatav;
f) kui hoone sildega üle 12 m või kõrgusega üle 8 m püstitatakse igikeltsale või maa-aluste kaevanduste territooriumile.

Metalli kasutamine katusekonstruktsioonides on lubatud:

a) kui hoone on kerge kattega (kui piirdekonstruktsiooni kaal koos katusekattega ei ületa 100 kG/m²);
b) kui tsehhi kuumades osades eraldub palju sooja (valtsimistsehhide jahutusruumid, kuumutuskaevude ruumid, sulatusahjude ja metallivalamistsehhid jms.);
c) kui hoones esinevad suured dünaamilised koormused (sepistustsehhid, lõhkamisosakonnad jms.);
d) kui löövi laius on vähemalt 30 m kaldkatuse ning vähemalt 24 m rõhtkatuse puhul.

Peale selle võib metalli kasutada järgmistes tööstushoonete kandekonstruktsioonides:

a) kraanatalad ja raudtee mahalaadimisestakaadide talastikud;
b) mitmekorruseliste tootmishoonete karkassid, katuse kandekonstruktsioonid ja tehnoloogiliste seadmete vahekorrused, juhul kui vahelae kasuskoormus on üle 2,5 t/m²

ning kui tehnoloogia ei võimalda kasutada universaalseid raudbetoonkonstruktsioone;.

c) tootmishoonete karkassid ja katuse kandekonstruktsioonid Kaug-Põhjas, tootmisbaasist ja raudteest kaugel asetsevatel ning raskesti ligipääsetavatel objektidel.

Transpordigaleriide kandekonstruktsioonid tuleb moodustada monteeritavast raudbetoonist, kui tugede kõrgus ei ületa 12 m, sille 12 m ning laius 3 m. Galerii suuremate mõõtmete, samuti ka kaldgaleriide puhul võib kasutada metalli. Lahtiste kraanaestakaadide postid tuleb valmistada monteeritavast raudbetoonist, kui kraana tõstejõud ei ületa 50 t ning posti kõrgus 15 m. Kraanatalad, samuti ka postid suurema kõrguse või kraana suurema tõstejõu korral võib valmistada metallist.

Torustike toed tuleb teha monteeritavast raudbetoonist, ainult tehnoloogiliste torustike üle 12 m kõrgused kandekonstruktsioonid võib teha metallist.

Kuni 220 kV pingega elektriliinide postid, samuti sideliinide postid, raudtee kontaktliinide postid jaamavahelisel trassil ning laternapostid soovitatakse teha monteeritavast pingbetoonist.

Kõrgepingeliinide postid 330 kV ja kõrgema pinge korral ning elektriliinide postid raskesti ligipääsetavates kohtades ning tugeva kiilasjääga rajoonides, samuti ka nurga-, ankurdus- ja spetsiaalpostid võib teha metallist.

Kuni 220 kV pingega elektriliinide, sideliinide ja valgustusvõrkude postid tuleb majandusliku otstarbekuse korral valmistada raudbetooni asemel puidust, tingimusel, et puit korralikult immutatakse.

Söetornid, särdamispanuse, maagi ja koksi laadimispunkrid, sõelaod ja doseerimispunkrid tuleb valmistada raudbetoonist, kuid nende ripplehtrid ja rennid võib valmistada metallist. Šahtitornid, transpordiestakaadid, puistangu rippteede postid, samuti ka rikastus- ja aglomeratsioonivabrikute ning soojuselektrijaamade peahoonete punkrid võib valmistada terasest.

Reservuaarid nafta ja tumedate naftasaaduste hoidmiseks tuleb valmistada pingbetoonist. Metallreservuaare on otstarbekas kasutada Kaug-Põhjas, raskesti ligipääsetavates kohtades ning naftatööstuse operatiivsete vajaduste rahuldamiseks.

Heledate naftasaaduste reservuaarid tuleb valmistada metallist.

Väikeste sildade sildeehitised tuleb teha monteeritavast raudbetoonist. Ainult raudteesillad sildega alates 33 meetrist ning maanteesillad alates 60 meetrist, samuti rippsildade ja raskesti ligipääsetavates kohtades püstitatavate sildade lahtivõetavad sildeehitised võib valmistada terasest.

Täielikult monteeritavate elamute ja ühiskondlike hoonete, samuti mitmekorruseliste kohalikest materjalidest seintega hoonete kandekonstruktsioonid tuleb teha monteeritavast raudbetoonist.

Ühiskondlike hoonete saalide katuse kandekonstruktsioonid moodustatakse raudbetoonist või metallist, olenevalt tehnilisest ja majanduslikust põhjendatusest konkreetsel juhul.

Maaehitustes soovitatakse kasutada kergeid monteeritavast raudbetoonist, puidust või kohalikest materjalidest konstruktsioone.

Rekonstrueerimis- ja taastamistöödel lubatakse metallist katusekonstruktsioone kasutada olenemata sildest juhtudel, kui nad toetuvad olemasolevatele metallpostidele või vahesõrestikele, või kui rekonstrueerimis- ja taastamistöid tuleb teha üheaegselt hoone ekspluateerimisega.

Agressiivses keskkonnas asuvate kandekonstruktsioonide materjali valikul tuleb arvestada materjali korrosioonikindlust antud keskkonnas.

Terasele ja betoonile keemiliselt agressiivse keskkonnaga hoonetes soovitatakse kasutada puidust kande- ja piirdekonstruktsioone.

Monteeritavate raudbetoonkonstruktsioonide asemel on lubatud kasutada monoliitseid, kui monteeritavate konstruktsioonide valmistamine pole antud juhul tehniliselt või majanduslikult otstarbekohane.

Laialdaselt tuleb kasutada efektiivseid õhukeseseinalisi ja tühimikega monteeritavaid eelpingestatud raudbetoonkonstruktsioone ja -tooteid kõrgtugevast betoonist, milles on kasutatud kiirkivistuvaid ja kõrgemargilisi tsemente.

Monteeritavates pingbetoonkonstruktsioonides tuleb kasutada kõrgtugevat sarrusetraati ning sellest moodustatud köisi ja trosse, samuti klassi A-IV terasvardaid või termiliselt tugevdatud klassi Ат-IV, Ат-V ja Ат-VI valtsitud terast; nendes konstruktsioonides lubatakse kasutada ka venitamisega tugevdatud madalamat klassi terasvardaid.

Terasest kandekonstruktsioonides, kui see on otstarbekas, tuleb kasutada kõrgtugevat terast ning termiliselt tugevdatud vähelegeeritud kuumvaltsitud terast.

Terassildade ja hüdrotehniliste ehitiste sulgude kandekonstruktsioonideks tuleb eelistada vähelegeeritud terast.

Teraskonstruktsioonide projekteerimisel tuleb rakendada efektiivseid lahendusi — õhukeseseinalisi ja painutatud profiilidest, trossidest ja eelpingestatud konstruktsioone.

Samuti tuleb laialdaselt kasutada kombineeritud teraskonstruktsioone, mis moodustatakse kahest eri marki terasest, näiteks:

1) raskete postide tüved kõrgtugevast terasest, võrgu elemendid ja konstruktiivsed detailid terasest Ст. 3;

2) sõrestike ülemine ja alumine vöö kõrgtugevast terasest, võrgu elemendid — terasest Ст. 3;

3) kraanatalade ja teiste terastalade vööd kõrgtugevast terasest, seinad terasest Ст. 3.

Terastorusid välisläbimõõduga üle 100 mm ja naftatorusid ehituskonstruktsioonides kasutada ei tohi.

Puitu soovitatakse kasutada liimitud kandekonstruktsioonidena (kaasa arvatud metalltõmmitsatega kaared ja sõrestikud, liimitud talad ja raamid) ja veekindlast vineerist liimitud konstruktsioonidena (esmajoones terasele ja betoonile agressiivses keskkonnas, arvestades liimi keemilist püsivust antud keskkonnas). Samuti soovitatakse kasutada prussidest puitmetallsõrestikke.

Konstruktsiooni mõõtmete valikul tuleb lähtuda üldkasutatavast moodulisüsteemist ja kasutada võimalikult enam ühesuguseid ning universaalseid detaile. Tehases valmistatavad konstruktsioonid tuleb jagada elementideks, mille mõõtmed ja kaal võimaldavad neid hõlpsalt laadida ning transportida.

Konstruktsioonide projekteerimisel tuleb garanteerida nende vastupidavus — valida sobivad materjalid, konstruktsioon ja spetsiaalsed kaitsevahendid, rahuldada tule-, külma- ja korrosioonikindluse, vee ärajuhtimise, tuulutamise ja pehkimisvastase kaitse nõuded.

Konstruktsiooni kujundamisel tuleb ette näha ka abinõud täiendavate ja kohalike pingete (näiteks keevituspinged ja pingete kontsentratsioon elemendi ristlõike muutuse, samuti aukude ja sisselõigete kohal jms.) vähendamiseks.

Vajaliku garantii konstruktsiooni piirolukorra tekkimise

vältimiseks peab andma konstruktsiooni projekteerimine ja arvutus, silmas pidades võimalikke maksimaalseid koormusi ja mõjusid, materjalide võimalikku minimaalset tugevust, konstruktsiooni tegeliku töötamise tingimusi ja iseärasusi. Arvutusskeemid ja -eeldused peavad vastama konstruktsiooni tegelikule töötamisele, vajalikel juhtudel arvestades materjalide plastsusomadusi ning roomavust.

Ehitiste ja nende elementide staatikalise ja dünaamilise töötamise keerukad küsimused soovitatakse lahendada spetsiaalsete uurimistööde tulemuste põhjal. I klassi ehitiste puhul, mille jaoks puuduvad vajalikud teoreetilised arvutusmeetodid ja varem kontrollitud analoogilised projektlahendused, on nimetatud uurimistööd kohustuslikud.

1.2. PIIROLUKORDADE MEETOD

Välisjõududele ja muudele mõjudele, mis põhjustavad konstruktsiooni pinge ja deformatsiooni, arvutatakse konstruktsioonid piirolukordade järgi. Piirolukorraks loetakse sellist olukorda, kus konstruktsioon lakkab rahuldamast talle ekspluatatsioonis esitatavaid nõudeid.

Arvutustes tuleb vaadelda järgmisi piirolukordi:

1) kandevõime järgi;
2) deformatsioonide ja paigutiste järgi;
3) pragude ja muude kohalike defektide järgi.

Arvutus esimese piirolukorra (tugevuse, kuju ja asendi stabiilsuse, väsimuse) järgi peab tagama konstruktsiooni kandevõime ja piirama ülemääraseid plastseid deformatsioone kõige ebasoodsamates tingimustes nii ehitise püstitamise kui ka ekspluatatsiooni kestel.

Arvutus teise piirolukorra järgi peab piirama konstruktsiooni deformatsioone ja paigutisi (kaasa arvatud võnkumised) ehitise ekspluatatsiooni kestel. Arvutusest teise piirolukorra järgi võib loobuda, kui konstruktsiooni kasutamise kogemuste või proovimisega on kindlaks tehtud, et konstruktsiooni jäikus on küllaldane.

Kolmanda piirolukorra järgi arvutamise eesmärgiks on pragude vältimine või pragude avanemise piiramine, selleks et ehitise ekspluateerimine ei oleks häiritud või takistatud korrosiooni, kohalike defektide, läbivoolamise vms. tõttu.

Piirolukordade meetodil arvutamise põhinõudeks on, et sisejõud või pinged, deformatsioonid, paigutised ja praod välismõjude toimel ei ületaks piirväärtusi, mis on määratud konstruktsioonide projekteerimise normidega.

Materjalide põhilisteks tugevusnäitajateks on *normtugevused*, mis määratakse vastavalt kehtivatele ГОСТ-idele või proovimiseeskirjadele. Peale normtugevuse määratakse ka teised vajalikud normatiivsed karakteristikud (elastsusmoodulid jne.). Materjali tugevusnäitajate ja teiste karakteristikute võimalikke hälbeid ebasoodsamas suunas, võrreldes normatiivsetega, võetakse arvesse materjali *ühtlusteguritega* k.

Konstruktsiooni normaalsel ekspluateerimisel esinevaid maksimaalseid koormusi nimetatakse *normatiivseteks*. Koormuste võimalikke hälbeid ebasoodsamas suunas, võrreldes normatiivsetega, võetakse arvesse *ülekoormusteguritega* n.

Materjalide, konstruktsioonielementide ja ühenduste, samuti ehitiste ja konstruktsioonide kui terviku töötamise iseärasusi, mis arvutustes otseselt ei kajastu, võetakse arvesse *töötingimuste teguritega* m.

Arvutusel kasutatavaid materjalide tugevusnäitajaid ja teisi karakteristikuid, mis määratakse normtugevuse (karakteristiku) korrutamise teel ühtlusteguriga k ning vajalikel juhtudel ka töötingimuste teguriga m, nimetatakse *arvutustugevusteks* (-karakteristikuteks). Viimaste arvväärtused igal konkreetsel juhul (arvestades töötingimusi) määratakse vastavate konstruktsioonide projekteerimise normidega.

Normkoormuste ja ülekoormustegurite väärtused tähtsamate juhtude jaoks on toodud punktis 1.3.

1.3. KOORMUSED

1.3.1. KOORMUSKOMBINATSIOONID

Konstruktsioonide arvutamisel võetakse arvesse nii konstruktsiooni kui terviku kui ka tema üksikelemendi või -ristlõike suhtes kõige ebasoodsamaid koormuskombinatsioone. *Koormuskombinatsiooni* moodustavad konstruktsiooni püstitamise või ekspluateerimise ajal üheaegselt mõjuvad koormused.

Koormuste liigitus

Tabel 1.1

Alalised	Pikaajalised	Lühiajalised	Erakorralised
1	2	3	4
1. Hoonete ja ehitiste alaliste elementide (nii kande- kui ka piirdetarindite) kaal 2. Pinnase (ka puistetäidise) kaal ja külgsurve 3. Konstruktsioonide eelpingestuse mõju	1. Statsionaarsete seadmete (tööpingid, aparaadid, mootorid, mahutid, linttransportöörid, rippkonveierid jms.) kaal, samuti seadmetes nende ekspluateerimise ajal olevate vedelike ja materjalide kaal 2. Ladude, külmhoonete, viljahoidlate, raamatuhoidlate, arhiivide, raamatukogude jms. hoonete vahelagede koormused 3. Hoonete ja ehitiste nende elementide kaal, mille asend võib hoone ekspluateerimise käigus muutuda (näiteks vaheseinad, millele ei mõju muid koormusi) 4. Gaaside, vedelike ja puistematerjalide rõhk mahutites ja torustikes	1. Koormused liikuvatelt tõste- ja transpordiseadmetelt (kraanadelt, telferitelt jne.), mida kasutatakse hoonete ja ehitiste püstitamisel või ekspluateerimisel 2. Elamute ja ühiskondlike hoonete vahelagede koormus inimeste, mööbli ja muu kerge sisustuse kaalust 3. Inimeste, detailide ja remondimaterjalide kaal seadmete teenindamise tsoonis (läbikäikudes ja muudel seadmetest vabadel aladel) 4. Lumekoormus 5. Tuulekoormus 6. Klimaatilised temperatuurimõjud	1. Seismilised mõjud 2. Tehnoloogilise protsessi rikkumisel ja seadmete rikke või purunemise tõttu esinevad koormused 3. Pinnase struktuuri rikkumise (tihenemine märgumisel, vajumine kaevetööde rajoonis) mõju

	5. Statsionaarsete seadmete pikaajalised temperatuurimõjud 6. Veekihi kaal rõhtkatustel	7. Ehituskonstruktsioonide ja seadmete transpordil ja montaažil esinevad koormused, samuti hoonete ja ehitiste püstitamisel kasutatavate materjalide ja toodete kaal 8. Lühiajalised temperatuurimõjud seadmete sisse- või väljalülitamisel 9. Seadmete lühiajalisel proovimisel esinevad koormused	

Märkused. 1. Statsionaarseteks loetakse seadmeid, mis on määratud pikaajaliseks ekspluateerimiseks kindlaksmääratud, hoone konstruktsiooni suhtes liikumatus asendis.

2. Ajutine koormus elamute ja ühiskondlike hoonete nendes ruumides, kus valdavaks on sisseseade kaal või on võimalik normatiivsele lähedase intensiivsusega sage rahvakogunemine (kinodes, teatrites, klubides, kontserdi- ja näitusesaalides ning nende vestibüülides, staadionide tribüünidel, spordiareenidel jm.), tuleb lugeda pikaajaliseks.

Vastavalt ehitusnormidele ja -eeskirjadele СНиП II-A.10-62 tuleb konstruktsioonide projekteerimisel arvesse võtta järgmisi koormuskombinatsioone:

a) põhikombinatsioon, mis koosneb alalistest ja pikaajalistest koormustest ning ühest võimalikust (kõige ebasoodsamast) lühiajalisest koormusest;

b) lisakombinatsioon, mis koosneb alalistest, pikaajalistest ja kahest või enamast lühiajalisest koormusest;

c) erikombinatsioon, mis koosneb alalistest, pikaajalistest, võimalikest lühiajalistest ja ühest erakorralisest koormusest.

Koormuste jaotus alalisteks, pikaajalisteks, lühiajalisteks ja erakorralisteks on toodud tabelis 1. 1.

Lisakombinatsiooni koormuste määramisel tuleb arvutuslikud lühiajalised koormused (või neile vastavad sisejõud) korrutada teguriga 0,9; koormuste erikombinatsioonis tuleb lühiajalised koormused korrutada teguriga 0,8, välja arvatud erinormides märgitud juhud.

Vertikaalseid ja horisontaalseid koormusi ühelt või kahelt sildkraanalt (samal või eri kraanateel) tuleb koormuskombinatsioonides käsitada ühe lühiajalise koormusena.

Lumekoormus koos ühe või kahe sildkraana koormusega (välja arvatud kaks kerge või keskmise töörežiimiga sildkraanat) tuleb arvesse võtta koormuste põhikombinatsioonis. Lumekoormus koos koormustega kahelt kerge või keskmise töörežiimiga sildkraanalt, samuti kolme või nelja sildkraana üheaegselt mõjuvad koormused (olenemata kraanade töörežiimist ja teiste lühiajaliste koormuste arvestamisest) tuleb arvesse võtta koormuste lisakombinatsioonis.

1.3.2. NORM- JA ARVUTUSKOORMUSED

Normkoormusteks nimetatakse konstruktsiooni normaalse ekspluateerimise tingimustele vastavaid maksimaalselt võimalikke koormusi. Konstruktsiooni ekspluateerimise käigus kontrollitakse neid võimaluse piires. Normkoormus ei tohi olla takistuseks konstruktsiooni normaalsel ekspluateerimisel ega põhjustada ekspluatatsioonihäireid. Tehnoloogilisi normkoormusi perspektiivselt

suurendada lubatakse ainult vastava põhjenduse olemasolul.

Koormuste võimalikku hälvet ebasoodsas (suurenemise või vähenemise) suunas koormuste muutlikkuse või normaalsetest ekspluatatsioonitingimustest kõrvalekaldumise tõttu võetakse arvesse *ülekoormusteguriga n*, mis määratakse kindlaks olenevalt hoone või ehitise otstarbest ja ekspluatatsioonitingimustest.

Arvutustes võetakse aluseks normatiivse koormuse ja vastava ülekoormusteguri korrutis, mis moodustab *arvutuskoormuse*.

Ülekoormustegur ei võta arvesse dünaamilisi mõjusid ega koormuste perspektiivset kasvu. Dünaamilisi mõjusid võetakse arvesse vastavalt erinormidele või arvutuslike koormuste korrutamise teel *dünaamilisuse teguriga*.

Konstruktsioonide omakaalukoormuste osas arvestab ülekoormustegur võimalikke hälbeid projektmõõtmetest ja materjali mahukaalust.

Ülekoormustegurid konstruktsioonide ja pinnase omakaalukoormuste jaoks on toodud tabelis 1. 2.

Tabel 1.2

Konstruktsioonide ja pinnase omakaalukoormuse ülekoormustegurid

Nimetus	Ülekoormustegur *n*	
	tavalistel juhtudel	juhtudel, kui koormuse vähenemine muudab konstruktsiooni töötamise ebasoodsamaks
Betoon-, raudbetoon-, kivi-, metall- ja puitkonstruktsioonid	1,1	0,9
Sooja- ja kõlaisolatsioonimaterjalid (plaadid, koorikud ja muud kergetest ja poorsetest orgaanilise või anorgaanilise päritoluga materjalidest tooted, puisted, tasanduskihid, krohvid jms.)	1,2	0,9
Loodusliku struktuuriga pinnased:		
a) kaljupinnased	1,1	0,9
b) muud pinnased	1,2	0,8
Puistepinnas	1,3	0,8

1.3.3. EKSPLUATATSIOONIKOORMUSED VAHELAGEDELE JA KÄSIPUUDELE

Massiliselt projekteeritavate tsiviilhoonete (elamud, koolid, haiglad, lasteasutused jne.) vahelagesid arvutatakse ühtlaselt jaotatud ekspluatatsioonikoormusele, mille normatiivne intensiivsus ja vastavad ülekoormustegurid on normidega otseselt antud ning ei vaja igal üksikjuhtumil konkretiseerimist. Mõnede tsiviilhoonete (kauplused, muuseumid, arhiivid jne.), samuti ka põllumajandushoonete vahelaekoormused kuuluvad täpsustamisele olenevalt konkreetsetest tingimustest, kuid arvutuses kasutatav koormuse intensiivsus ei tohi olla väiksem normidega ette antud minimaalsest.

Tööstushoonete vahelaekoormused tuleb määrata vastavalt tehnoloogiale, kusjuures koormuse minimaalne intensiivsus on samuti normitud. Vahelaekoormuste normatiivsed väärtused koos vastavate ülekoormustegurite on toodud tabelis 1.3.

Tabelis näitamata hoonete ja ruumide vahelaekoormused tuleb valida vastavalt nende ekspluatatsioonitingimustele ning analoogiliste hoonete projekteerimise kogemustele. Tabeli 1.3 vahelaekoormustes pole arvesse võetud vaheseinte kaalu. Viimased tuleb määrata olenevalt vaheseinte konstruktsioonist ja toetumisskeemist. Põhjendatud juhtudel võib ümberpaigutatavate vaheseinte omakaalukoormust arvesse võtta tingliku ühtlaselt jaotatud vahelaekoormusena, mille normatiivne intensiivsus on vähemalt 75 kG/m².

Koormus tehnoloogilistelt seadmetelt on määratud projekteerimise tehnoloogilise ülesandega, milles peavad olema antud:

a) keskendatud ja jaotatud koormuste skeemid, seotuna hoone telgede ja kõrgusmärkidega; seejuures peavad olema näidatud seadmete gabariidid ja teised koormuste rakendamise tingimused (seadmete tugiosade tüübid ja mõõtmed, võimalikud vahekauguste muutused seadmete montaažil, ümberplaneerimised jms.);

b) normkoormuste ja ülekoormustegurite väärtused kooskõlas normide nõuetega; dünaamilise koormusega masinate puhul peavad olema antud täiendavad andmed normatiivsete inertsjõudude ja vastavate ülekoormustegurite kohta, samuti muud vajalikud karakteristikud vas-

Tabel 1.3

Normatiivsed vahelaekoormused ja vastavad ülekoormustegurid

Jrk. nr.	Hoone või ruumi nimetus	Normatiivne koormus kG/m²	Ülekoormustegur
1	2	3	4
1	Korterid, lasteaedade ja -sõimede toad, internaatkoolide ja puhkekodude magamisruumid, sanatooriumide, haiglate ja teiste raviasutuste palatid	150	1,4
2	Ühiselamute, hotellide ning teaduslike ja administratiivasutuste toad, tööstusettevõtete elutarbelised ruumid, klassiruumid, lugemissaalid	200	1,4
3	Vestibüülid, koridorid ja trepid hoonetes, mille otstarve vastab käesoleva tabeli punktidele 1 ja 2, välja arvatud õppeasutused	300	1,3
4	Auditooriumid; sööklate, kohvikute ja restoranide saalid	300	1,3
5	Õppe-, administratiiv- ja teaduslike asutuste, jaamade, teatrite, kinode, klubide saalid, kontserdi- ja spordisaalid ning liikumatute istmetega tribüünid	400	1,3
6	Kaupluste müügisaalid, muuseumid, näitusesaalid ja -paviljonid	$\geqslant$ 400	1,3
7	Raamatuhoidlad, arhiivid, tribüünid seisvatele vaatajatele, teatri- ja estraadilavad	$\geqslant$ 500	1,2
8	Sööklate, kohvikute, restoranide, õppeasutuste, jaamade, teatrite, kinode, klubide, kontserdi- ja spordisaalide, kaupluste, muuseumide, näitusesaalide ja -paviljonide, raamatuhoidlate ja arhiivide vestibüülid, koridorid ja trepid	400	1,3

Tabel 1.3 (järg)

1	2	3	4
9	Iga liiki tribüünide (sealhulgas ka liikumatute istmetega) koridorid ja trepid	500	1,2
10	Pööninguruumid	Lisaks seadmete kaalule 75	1,4
11	Terrassid ja rõhtkatused:		
	a) mida kasutatakse puhkuseks, vaatlusteks jms. tarbeks, mis pole seotud suurte rahvakogunemistega	200	1,4
	b) seal, kus on võimalik suure hulga tootmisruumidest, auditooriumidest, saalidest jm. väljuvate inimeste kogunemine	400	1,3
12	Rõdud	400	1,3
13	Elamute ja ühiskondlike hoonete eri- ja abiruumid, raviasutuste spetsiaalkabinetid, laboratooriumid, toitlustusettevõtete köögid, tehnilised korrused, keldriruumid jms.	$\geqslant$ 200	Käesoleva tabeli p. 14 kohaselt
14	Tootmishoonete põhiruumid:		
	A. Koormus seadmetelt:		
	a) statsionaarsete seadmete omakaal (kaasa arvatud ajamid, töödeldavad detailid, alatised rakised ja hoidevahendid)	tehnoloogiliste andmete kohaselt	1,2
	b) seadmete soojaisolatsiooni kaal		1,2
	c) seadmetes oleva vedeliku kaal		1,1
	d) seadmetes oleva suspensiooni, maagi ja puistematerjali kaal		1,2
	e) koormus laadimisseadmetelt ja kärudelt		1,3

Tabel 1.3 (järg)

1	2	3	4
	B. Koormus inimeste, detailide ja remondimaterjalide kaalust seadmete teenindamise tsoonides, läbikäikudes ja teistel seadmetest vabadel aladel	tehnoloogiliste andmete kohaselt; $\geqslant 200$	1,4 koormuse puhul alla 300 kG/m²; 1,3 koormuse puhul 300 ... ... 500 kG/m²; 1,2 koormuse puhul $\geqslant 500$ kG/m²
15	Laod, samuti materjalide ja toodete hoidmiseks määratud ruumid või vahelaeosad mitmesuguse otstarbega hoonetes	Vastavalt materjalide maksimaalsele mahule (või toodete maksimaalsele hulgale) ette-antud ekspluatatsioonitingimustes; $\geqslant 400$	1,3
16	Põllumajandusruumid:		
	a) väikeloomade jaoks	$\geqslant 200$	1,4
	b) suurte loomade jaoks	$\geqslant 500$	1,2

tavalt kehtivatele dünaamilise koormusega masinate kandekonstruktsioonide projekteerimise ja arvutamise juhistele. Juhul kui on vaja arvesse võtta montaažikoormusi, peavad projekteerimise tehnoloogilises ülesandes olema antud vastavad skeemid koos koormustega montaažikraanadelt, monteeritavate seadmete kaalust, montaažil kasutatavate materjalide kaalust jms.

Kui tehnoloogilises ülesandes on faktilised koormused asendatud vahelae ulatuses ühtlaselt jaotatud koormusega, peavad olema toodud vajalikud andmed kohalike koormuste arvestamiseks ja erineva koormuspinnaga konstruktsioonielementide (plaadid, abi- ja peatalad jne.) diferentseeritud ekvivalentkoormuste põhjendus. Vahelae-

plaatide arvutamisel peab ekvivalentkoormus olema vähemalt 400 kG/m², muudel juhtudel — vähemalt 300 kG/m².

Seadmetelt vahelaele üleantava normatiivse vertikaalkoormuse määramisel tuleb arvesse võtta seadmete omakaal (koos ajamite, töödeldavate detailide, alatiste rakiste ja hoidevahendite kaaluga), täitematerjali või transporditava koorma kaal, seadmete soojaisolatsiooni kaal ning teistelt seadmetelt, kommunikatsioonidelt, teenindusplatvormidelt jms. üleantavad koormused. Nende koormuste määramisel ГОСТ-ide, kataloogide või valmistajatehase passiandmete järgi tuleb täitematerjali kaal võtta vastavalt seadme ekspluateerimisel maksimaalselt võimalikule mahule. Transporditava koorma kaal võetakse võrdseks transpordimasina nominaalse tõstejõuga. Laadimismasinate, kärude jm. masinate kaal võetakse arvesse tööolukorras (laaditult).

Seadmete dünaamilised koormused tuleb arvesse võtta vastavalt kehtivatele eeskirjadele *.

Laadimismasinate ja kärude vertikaalkoormuse dünaamilist mõju võib arvestada arvutusliku staatilise koormuse korrutamise teel dünaamilisuse teguriga 1,1.

Normatiivsete tehnoloogiliste koormuste perspektiivne suurendamine on lubatud ainult vastava põhjenduse korral.

Suurte koormuspindade korral pole tõenäoline, et kogu vahelae pind oleks üheaegselt koormatud maksimaalselt intensiivse arvutusliku ekspluatatsioonikoormusega. Veel vähem tõenäoline on mitmekorruseliste hoonete kõigi vahelagede üheaegne maksimaalne koormamine. Seepärast on normidega lubatud vähendada tabeli 1.3 punktides 1 ja 2 toodud vahelaekoormusi järgmiselt:

1) peatalade või raamiriiglite arvutamisel (kui nende vahekaugus on vähemalt 5 m) — teguriga 0,9;

2) postide, seinte, vundamentide ja aluste arvutamisel — teguriga 0,5 ... 0,9, vastavalt tabelile 1.4.

Tabeli 1.4 tegurid võetakse arvesse sõltumatult kombinatsiooniteguritest (0,9 lisakombinatsiooni ja 0,8 erikombinatsiooni korral).

Tabeli 1.4 tegurite arvestamisel tuleb peataladelt või

---

* Инструкция по определению динамических нагрузок от машин, устанавливаемых на перекрытия промышленных зданий. М., Стройиздат, 1966. (ЦНИИСК).

Tabel 1.4

Vahelaekoormuste vähendustegurid mitmekorruseliste hoonete postide, seinte, vundamentide ja aluste arvutamisel

Konstruktsiooni või aluse arvutatavast lõikest ülalpool asuvate vahelagede arv	1	2	3	4	5	6	7	8	⩾ 9
Tabeli 1.3 punktides 1 ja 2 toodud summaarsete koormuste vähendustegur	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50

raamiriiglitelt üleantavad koormused arvesse võtta täielikult (ilma tegurita 0,9).

Lisaks jaotatud koormusele tuleb vahelagede ning katuse kandeelemente kontrollida keskendatud vertikaalkoormusele, mille normatiivseks väärtuseks võetakse:

katuste, terrasside ja pööninguvahelagede kandeelementide kontrollimisel 100 kG;

elamute, ühiskondlike, põllumajanduslike ja tööstushoonete vahelagede kandeelementide kontrollimisel, kui suurema keskendatud koormuse esinemine pole võimalik, — 150 kG.

Nimetatud keskendatud koormused loetakse rakendatuks ristkülikulisel pinnal, mille külje mõõde võetakse vastavalt tegelikule olukorrale, kuid mitte üle 10 cm. Nende koormuste arvestamisel ei võeta arvesse teisi ajutisi koormusi.

Tabel 1.5

Normatiivsed horisontaalkoormused käsipuudele

Hoone nimetus	Normatiivne horisontaalkoormus kG/m
Elamud, lasteaiad ja -sõimed, puhkekodud, sanatooriumid, haiglad ja teised raviasutused	50
Tribüünid ja spordisaalid	150
Ülejäänud juhtudel	100

Ülekoormusteguri väärtuseks eelnimetatud keskendatud koormuse puhul võetakse 1,2.

Treppide ja rõdude käsipuudele mõjuvad normatiivsed horisontaalkoormused määratakse tabeli 1. 5 järgi.

Ühe inimese jaoks määratud teenindusplatvormide ja -sildade käsipuudele loetakse mõjuvaks keskendatud normatiivne horisontaalkoormus 30 kG.

Käsipuude horisontaalkoormuse ülekoormusteguriks võetakse 1,2.

1.3.4. KOORMUSED SILDKRAANADELT

Sildkraana ratastelt antakse kraanaroopale üle vertikaalkoormus kraanasilla, kraanavankri ja tõstetava raskuse kaalust, horisontaalne pikipidurdusjõud kraanasilla rataste pidurdamisest ja põikpidurdusjõud kraanavankri rataste pidurdamisest. Mõnedel ehituskonstruktsioonide projekteerimise normidega ette nähtud juhtudel tuleb arvestada täiendavaid horisontaal-põikkoormusi kraanasilla viltusest asendist liikumisel ja kraanateede mitteparalleelsusest.

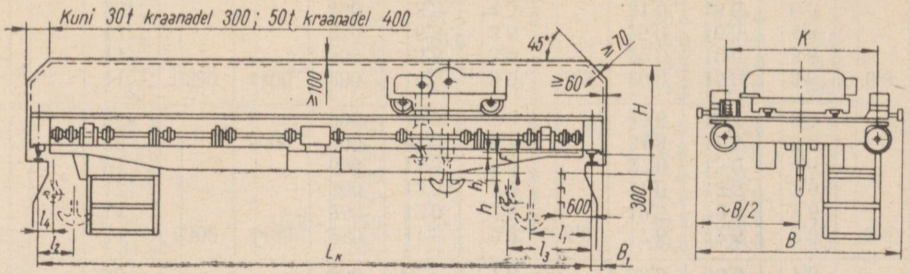
Kraanasillalt kraanaroobastele üleantav normatiivne vertikaalkoormus määratakse vastavalt ГОСТ-idele, standardiseerimata kraanade puhul — valmistajatehase passi järgi. Tõstetav raskus võetakse vastavalt kraana nominaalsele tõstejõule. Kraanasilla rataste maksimaalsele survele vastab kraanavankri ja tõstetava raskuse äärmine võimalik asend.

Kraanasilla pidurdamisest tingitud horisontaalse pikijõu normatiivne väärtus saadakse kraanasilla vaadeldava otsa pidurdavate (vedavate) rataste vertikaalsurve korrutamisel teguriga 0,1.

Kraanavankri pidurdamisest tingitud horisontaalse põiksuunalise jõu normatiivne väärtus saadakse kraanavankri kaalu ja kraana normaalse tõstejõu summa korrutamisel teguriga 0,05 painduva riputuse ja 0,1 jäiga riputuse korral. Põikpidurdusjõud loetakse mõjuvaks ühele kraanaroopale (roopa pea tasapinnas), kusjuures ta jaguneb võrdselt kraanasilla vaadeldava otsa kõigi rataste vahel ning võib olla suunatud nii vaadeldava lõövi keskkoha poole kui ka väljapoole.

Tabel 1.6

Ühe ja kahe konksuga sildkraanad tõstejõuga 5...50 t (ГОСТ 3332-54) keskmisele ja raskele töörežiimile



Kraana tüüp	Tõstejõud t		Gabariitmõõtmed mm				Konksude äärmised asendid mm						Roopa tüüp	
			H											
	pea-konks	abi-konks	Kesk-mine režiim	Raske režiim	B_1	$L_т$	h	h_1	l_1	l_2	l_3	l_4	Spet-siaalne roobas	Raud-tee-roobas
Ühe konksuga	5	—	1650	1750	230	1400	50	—	1100	800	—	—	KP 70	P 38
	10	—	1900	2100	260	2000	500	—	1200	1100	—	—	KP 70	P 38
	15	—	2300	2300	260	2000	600	—	1300	1100	—	—	KP 70	P 43
Kahe konksuga	15	3	2300	2300	260	2000	600	100	1300	1950	2250	1000	KP 70	P 43
	20	5	2400	2400	260	2000	450	50	1150	2050	1950	1250	KP 70	P 43
	30	5	2750	2750	300	2500	400	—300	1600	1910	2560	950	KP 70	—
	50	10	3150	3150	300	2500	650	—300	1800	2360	2960	1200	KP 80	—

Tabel 1.6 (järg)

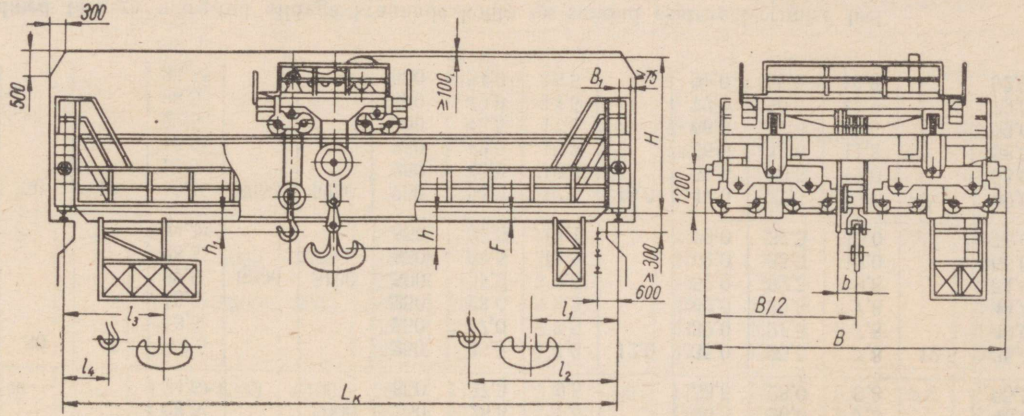
Kraana tüüp	Tõstejõud		Kraana sille $L_к$ m	Gabariitmõõtmed mm			Keskmise režiimiga kraana				Raske režiimiga kraana				Kraana sille $L_к$ m
	peakonks	abikonks		B	K	F	ratta surve roopale t		kaal t		ratta surve roopale t		kaal t		
							max P	min P	vankker	kraana	max P	min P	vankker	kraana	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Ühe konksuga	5	—	11	6500	5000	250	7,0	2,3	2,2	13,6	7,6	2,2	3,0	14,6	11
			14			250	7,5	2,7		15,4	8,1	2,6		16,4	14
			17			250	8,2	3,4		18,1	8,8	3,3		19,1	17
			23			450	10,1	4,9		25,0	10,7	4,8		26,0	23
			29			650	11,5	6,6		31,2	12,1	6,5		32,2	29
			35*			850	12,9	7,8		35,3	13,6	7,3		36,3	35
	10	—	11	6300	4400	250	11,5	2,2	4,0	17,5	12,5	2,0	5,6	19,0	11
			14			250	12,0	2,8		19,5	13,0	2,5		21,0	14
			17			300	12,5	3,0		21,0	13,5	3,0		23,0	17
			23			600	14,5	4,0		27,0	15,0	4,0		28,0	23
			29		5000	900	17,0	5,4		34,8	17,5	5,9		36,8	29
			35*			900	19,0	8,2		45,6	19,5	8,5		45,8	35
	15	—	11	6300	4400	250	14,5	3,0	5,3	20,0	15,0	3,8	6,0	22,5	11
			14			250	15,5	3,0		22,0	16,0	3,8		24,5	14
			17			250	16,5	3,5		25,0	16,5	4,8		27,5	17
			23			450	18,5	4,5		31,0	18,5	6,5		35,0	23
			29		5000	750	21,0	7,0		41,0	21,5	8,2		44,5	29
			35*			750	23,0	9,0		49,0	23,5	10,2		52,5	35

Kahe konksuga	15	3	11	6300	4400	250	15,5	3,2	7,0	22,5	16,0	4,5	7,8	26,0	11
			12			250	16,5	3,2		24,5	17,0	4,5		28,0	14
			17			250	17,5	3,2		26,5	18,0	4,5		30,0	17
			23			450	19,0	5,5		34,0	20,0	6,0		37,0	23
			29		5000	750	22,0	7,2		43,5	23,0	8,0		47,0	29
			35*			750	24,0	9,2		51,5	25,0	10,0		55,0	35
	20	5	10,5	6300	4400	250	17,5	4,2	8,5	23,5	18,5	4,0	9,3	25,0	10,5
			13,5			250	18,5	4,2		25,5	19,5	4,0		27,0	13,5
			16,5			250	19,5	4,8		28,5	20,5	4,5		30,0	16,5
			22,5			450	22,0	6,0		36,0	23,0	5,5		37,0	22,5
			28,5		5000	750	25,5	7,8		46,5	26,0	7,2		46,5	28,5
			34,5*			850	27,5	9,5		53,5	28,0	9,8		55,5	34,5
	30	5	10,5			250	25,5	7,0	12,0	35,0	25,5	7,8	12,5	36,5	10,5
			13,5			250	27,0	7,5		39,0	27,5	7,8		40,0	13,5
			16,5			250	28,0	8,2		42,5	29,5	7,8		44,5	16,5
			22,5	6300	5100	500	31,5	9,5		52,0	32,5	9,8		54,5	22,5
			28,5			850	34,5	11,5		62,0	35,5	12,0		65,0	28,5
			34,5*			850	37,5	14,1		73,0	37,5	15,0		75,0	34,5
	50	10	10,5	6650	5250	250	36,5	12,0	18,0	47,0	37,5	12,0	18,5	49,0	10,5
			13,5			250	40,0	10,8		51,5	40,5	11,0		53,0	13,5
			16,5			250	42,5	10,8		56,5	43,0	11,2		58,5	16,5
			22,5			500	46,5	11,8		66,5	47,0	12,5		69,0	22,5
			28,5			650	49,0	14,5		77,0	50,5	14,2		79,5	28,5
			34,5*			650	54,0	16,5		91,0	55,0	16,8		92,5	34,5

* Andmed tärniga märgitud sildega kraanade kohta on saadud ekstrapoleerimise teel.

Tabel 1.7

Tavalise ja suure tõstekõrgusega sildkraanad tõstejõuga 75 ... 250 t (ГОСТ 6711-53) keskmisele töörežiimile



Kraanadelt tõstejõuga 150/30 t ja sildega $L_K > 16$ m ning kõigilt suurema tõstejõuga kraanadelt antakse koormus kraanataladele üle skeemi *1* kohaselt, kõigil muudel juhtudel — skeemi *2* kohaselt.

Kraana tõstejõud t		Kraana sille L_K m	Gabariitmõõtmed mm										Roopa tüüp ГОСТ 4121-62
			H	B_1	F	L_T	tavaline tõstekõrgus			suur tõstekõrgus			
pea-konks	abi-konks						B	K	b	B	K	b	
75	20	10,5 ... 25,5	3700	400	250	4400	8800	4560	400	10 000	5760	500	KP 100
		28,5 ... 34,5	4000										
100	20	13 ... 22	3700	400	250	4400	8800	4560	400	10 000	5760	500	KP 120
		25 ... 34	4000										
125	20	13 ... 16	3700	400	250	4400	8800	4560	400	10 000	5760	500	KP 120
		19 ... 34	4000										
150	30	19 ... 34	4600	500	250	5500	9900	5660	500	11 100	6800	0	KP 120
		13 ... 16	4800				10 400	1980		11 600	3180		
200	30	13 ... 34	4800	500	250	5500	10 400	1980	500	11 600	3180	0	KP 120
250	30	16 ... 28	4800	500	250	5500	10 400	1980	500	11 600	3180	0	KP 120
		34	5200										

Kraana tõstejõud t		Kraana sille L_K m	Kraana konksude äärmised asendid mm											
			tavalise tõstekõrguse puhul						suure tõstekõrguse puhul					
pea-konks	abi-konks		h	h_1	l_1	l_2	l_3	l_4	h	h_1	l_1	l_2	l_3	l_4
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
75	20	10,5 ... 25,5	1300	—200	1900	3300	2700	1300	1300	—200	1900	3300	2700	1300
		28,5 ... 34,5	1000	—500					1000	—500				
100	20	13 ... 22	1500	—200					1500	—200				
		25 ... 34	1200	—500					1200	—500				

Tabel 1.7 (järg)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
125	20	13...16	1600	—200	1900	3300	2700	1300	1600	—200	1900	3300	2700	1300
		19...34	1300	—500					1300	—500				
150	30	13...16	1450	—250	2500	3800	3200	1900	1550	250	300	5100	3300	1200
		19...34	1200	0					1300	200				
200	30	13...34	1200	0					1300	200				
250	30	16...28	1300	0					1300	200				
		31	900	—400					900	—200				

Kraana tõstejõud t		Kraana sille L_K m	Tavalise tõstekõrguse puhul						Suure tõstekõrguse puhul						Kraana sille L_K m
			ratta surve roopale t				kaal t		ratta surve roopale t				kaal t		
peakonks	abikonks		max P_1	min P_1	max P_2	min P_2	vankerkraana		max P_1	min P_1	max P_2	min P_2	vankerkraana		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
75	20	10,5	28	11	29	12	38	85	29	12	30	12	42	90	10,5
		13,5	30	11	31	12		90	31	12	32	12		95	13,5
		16,5	32	11	33	12		95	33	12	34	12		100	16,5
		22,5	35	12	36	12		115	36	12	37	13		120	22,5
		28,5	38	14	39	14		135	39	14	40	14		140	28,5
		34,5*	40	15	41	15		140	41	15	42	15		145	34,5

100	20	13	37	11	38	11	42	95	37	12	38	13	45	100	13
		16	39	12	40	12		105	39	13	40	14		110	16
		22	42	13	43	14		125	42	15	43	15		130	22
		28	46	15	47	15		145	46	16	47	16		150	28
		34*	50	16	51	17		165	50	17	51	18		160	34
125	20	13	43	14	44	14	43	105	44	14	45	14	46	110	13
		16	45	14	46	15		115	46	15	47	15		120	16
		22	49	15	50	16		135	50	16	51	16		140	22
		28	53	16	54	17		155	54	17	55	17		160	28
		34*	57	18	58	18		175	58	18	59	19		180	34
150	30	13	51	18	52	19	65	130	54	22	55	22	88	155	13
		16	54	18	55	19		140	57	21	58	21		165	16
		22	30	10	31	10		175	33	11	34	11		205	22
		28	32	11	33	11		195	35	11	36	12		225	28
		34*	34	12	35	12		225	37	13	38	14		255	34
200	30	13	33	11	34	11	72	160	34	14	35	14	96	190	13
		16	35	11	36	11		170	36	13	37	14		200	16
		22	38	11	39	11		190	40	13	41	13		220	22
		28	40	12	41	12		220	42	13	43	15		245	28
		34*	42	13	43	14		250	46	13	47	13		275	34
250	30	16	42	13	43	13	75	190	43	15	44	15	100	220	16
		22	46	13	47	14		230	47	16	48	16		260	22
		28	48	14	49	14		255	51	16	52	16		285	28
		34*	52	15	53	16		285	55	16	56	16		315	34

* Andmed märgitud sildega kraanade kohta on saadud ekstrapoleerimise teel.

Vertikaalsete ja horisontaalsete kraanakoormuste ülekoormusteguriks võetakse:

kraanadele tõstejõuga alla 5 t 1,3;

kraanadele tõstejõuga 5 t ja enam ..... 1,2.

Kraanatalade arvutamisel arvestatakse kraanakoormusi kraanade tegeliku arvu järgi, kuid reeglina vähemalt kahelt üksteise kõrval töötavalt kraanalt. Mõnedel tehnoloogilise protsessi nõuetest tingitud juhtudel (näiteks eriti raskete koormate sagedasel transpordil kahe kraanaga) tuleb antud kraanatee vertikaalsete koormuste määramisel arvestada kahe koos töötava kraana lähenemise võimalust kolmandale samal teel töötavale kraanale.

Kraanatalade ja nende kinnituste tugevusarvutusel tuleb elektriliste sildkraanade vertikaalkoormused korrutada dünaamilisuse teguriga 1,1.

Postide, raamide jm. konstruktsioonide koormuste määramisel mitme kraanateega hoonetes tuleb arvestada eri teedel olevate kraanade üheaegset töötamist järgmiselt:

a) mitmelöövilistes hoonetes, kui kraanad töötavad igas löövis ainult ühel korrusel, arvestatakse vertikaalkoormusi reeglina mitte enam kui neljalt kõige ebasoodsamalt mõjuvalt kraanalt;

b) sildkraanade töötamisel mitmel korrusel võetakse kraanade arv ja nende üheaegse koormamise tingimused vastavalt võimalikele ekspluatatsioonitingimustele kooskõlas tehnoloogilise ülesandega.

Kraanavankrite ja kraanasildade pidurdamisest tingitud horisontaalkoormused määratakse kraanade tegeliku arvu järgi, kuid mitte enam kui kahelt ühes löövis või hoone ühes tiivas töötavalt kraanalt.

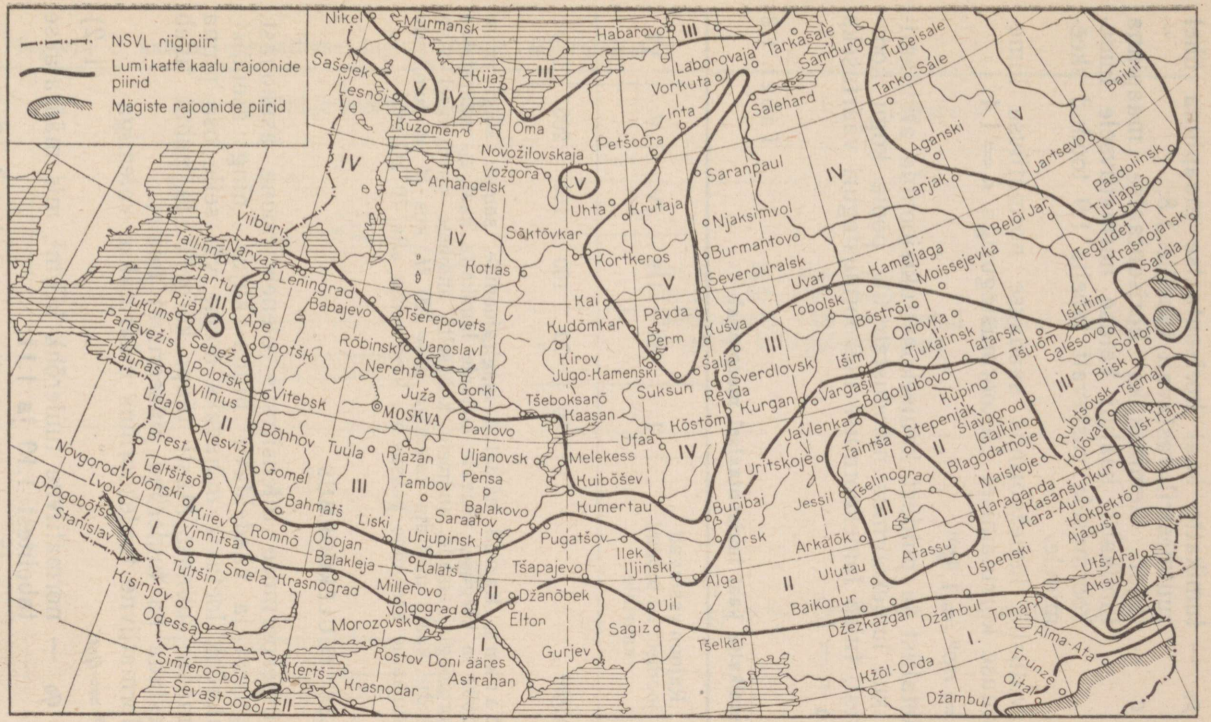
Konstruktsioonide arvutamisel ühe kraana mõjule tuleb arvestada nii põik- kui ka pikipidurduskoormust; kahe kraana puhul arvestatakse igale kraanale ainult ühte horisontaalkoormust (kas põik- või pikipidurduskoormust).

Kõige enam kasutatavate sildkraanade gabariidid ja koormused on toodud tabelites 1.6 ja 1.7.

1.3.5. LUMEKOORMUS

Lumekoormuse intensiivsus oleneb ehituskohast ja katuse kujust. Normatiivne lumekoormus katuse horisontaalprojektsiooni ühele ruutmeetrile määratakse seosega

$$p^{H} = p_0 c \qquad (1.1)$$



Joonis. 1.1. NSV Liidu lumikatte rajoonid

kus p_0 — lumikatte kaal horisontaalse maapinna ühel ruutmeetril vastavalt tabelile 1.8;

c — tegur üleminekuks horisontaalse maapinna lumikatte kaalult katuse normatiivsele lumekoormusele vastavalt tabelis 1.9 toodud skeemidele.

Arvutuslik lumekoormus saadakse normatiivse lumekoormuse korrutamisel ülekoormusteguriga $n = 1{,}4$:

$$p = np^{\text{H}} = 1{,}4p^{\text{H}}$$

Metallist ja puidust katusekonstruktsioonide arvutamisel, kui lumekoormus moodustab üle poole kogu koormusest, tuleb lumekoormuse ülekoormusteguri väärtuseks võtta $n = 1{,}6$.

Tabel 1.8

Lumikatte kaal horisontaalsel maapinnal

Rajoon vastavalt joonisel 1.1 toodud kaardile	I	II	III	IV	V	VI
p_0 kG/m²	50	70	100	150	200	250

Märkus. Kaardil näidatud mägirajoonide, samuti kõigi enam kui 2000 m kõrgusel asuvate kohtade lumikatte kaal p_0 määratakse meteoroloogiajaamade andmete kohaselt; andmete puudumisel võib lumikatte kaalu määrata valemiga $p_0 = 220\ H$, kus H on lumikatte maksimaalne keskmine paksus m, kuid mitte alla 70 kG/m².

1.3.6. TUULEKOORMUS

Tuulekoormuse intensiivsus oleneb hoone asukohast, kõrgusest ja vaadeldava pinna kujust ning asendist. Tuulerõhk loetakse mõjuvaks hoone või selle osa pinna normaali suunas. Masti tüüpi kõrgehitiste puhul tuleb arvestada ka tuulerõhu pulseeruvat toimet.

Normatiivne tuulekoormus määratakse valemiga

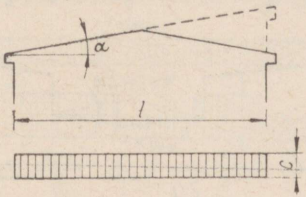
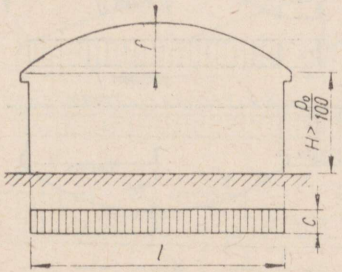
$$q^{\text{H}} = q_0 c \qquad (1.2)$$

kus q_0 — normatiivne tuulerõhk kG/m², mis määratakse tabelitest 1.10 ja 1.11;

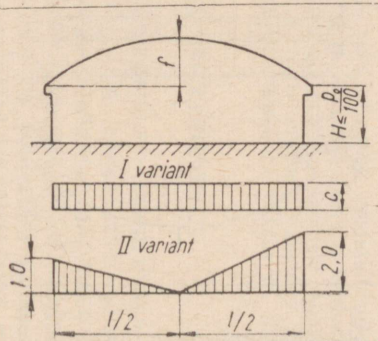
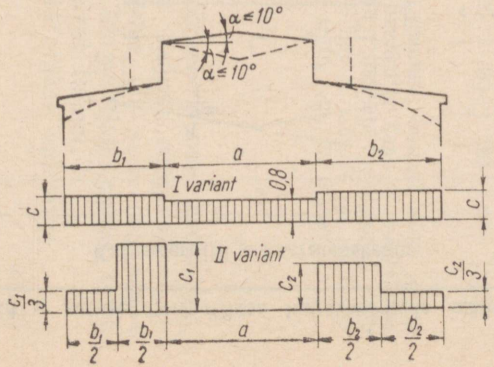
c — aerodünaamilisuse tegur tabelist 1.12.

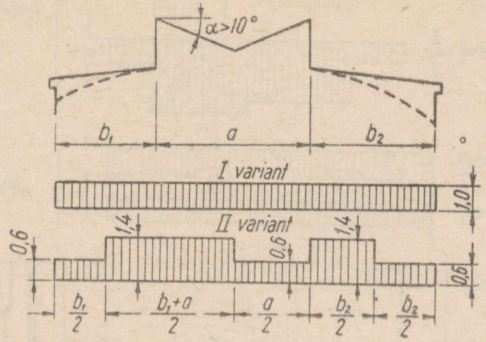
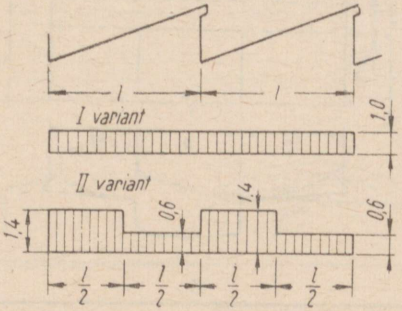
Tabel 1.9

Tegurid c katuse normatiivse lumekoormuse määramiseks

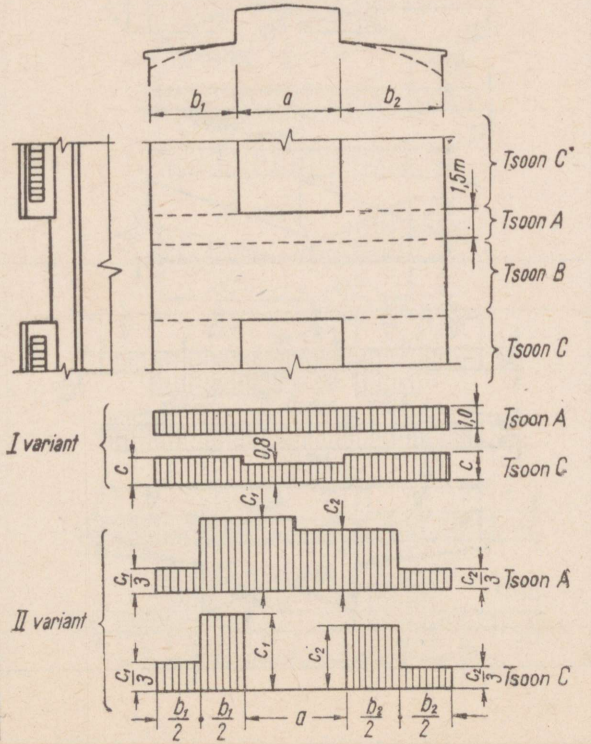
Jrk. nr.	Katuse profiil ja koormusskeem	Tegur c
1	2	3
1		Kui $\alpha \leqslant 25°$, siis $c = 1$; kui $\alpha \geqslant 60°$, siis $c = 0$; vahepealsete väärtuste puhul määratakse tegur c lineaarse interpoleerimisega
2		$c = \frac{l}{8f}$, kuid mitte üle 1 ja mitte alla 0,4

Tabel 1.9 (järg)

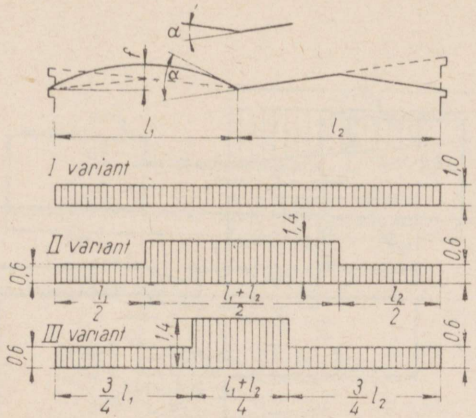
1	2	3
3		$c = \frac{l}{8f}$, kuid mitte üle 1 ja mitte alla 0,4. Skeemi II varianti tuleb kasutada ainult juhul, kui $\frac{f}{l} < \frac{1}{4}$
4		Skeemi *4* kasutatakse ainult laternaga katuse puhul. $c = 1 + 0{,}2 \frac{a}{b_1 + b_2}$ $c_1 = 1{,}5 \left(1 + 0{,}6 \frac{a}{b_1}\right)$ $c_2 = 1{,}5 \left(1 + 0{,}4 \frac{a}{b_2}\right)$ Teguri *c* väärtus võetakse: $\leqslant 4$ — sõrestike ja talade jaoks, kui katuse kaal on kuni 150 kG/m²; $\leqslant 2{,}5$ — sõrestike ja talade jaoks, kui katuse kaal on üle 150 kG/m²; samuti plaatide jaoks sildega üle 6 m $\leqslant 2$ — katuseplaatide jaoks sildega kuni 6 m

5		Vastavalt skeemile. Laternaga katuse puhul tuulekaitsekilpide olemasolu ei arvestata
6		Vastavalt skeemile

Tabel 1.9 (järg)

1	2	3
7		*c* väärtus võetakse vastavalt skeemile *4*. M-kujulise laternaga katuse puhul tuleb tsooni *A* koormus võtta vastavalt skeemile *5* (nagu laternaga piirkonna jaoks)

8

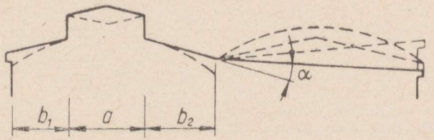


Ühe- ja kahepoolse kaldega katuse puhul tuleb vaadelda:

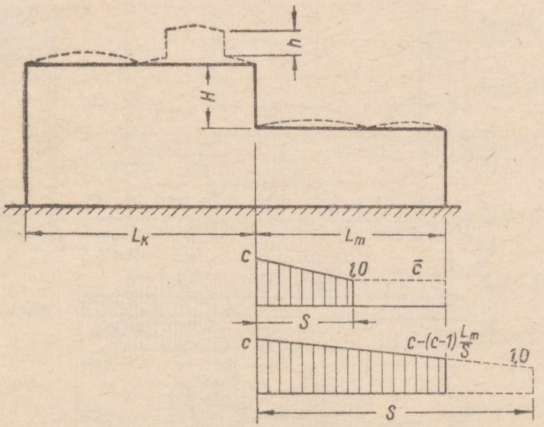
a) kui $\alpha \leqslant 20°$ — arvutusskeemi I varianti;
b) kui $20° < \alpha < 35°$ — I ja II varianti;
c) kui $\alpha \geqslant 35°$ — kõiki variante.

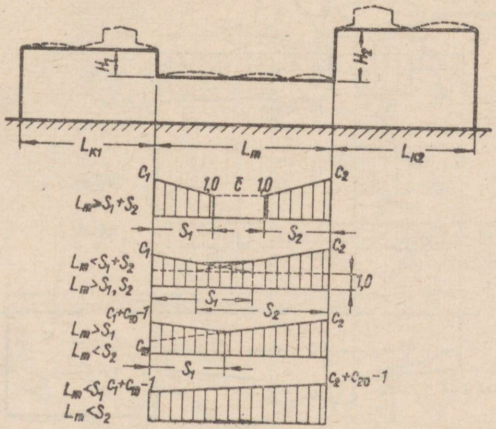
Kaarekujuliste katuste puhul tuleb vaadelda I ja II varianti olenemata nurgast α; III varianti võetakse arvesse ainult juhul, kui $\frac{f}{l} > \frac{1}{6}$

9



Laternaga löövi jaoks (olenemata laterna olemasolust naaberlöövis) võetakse tegur *c* vastavalt skeemidele *4* ja *5*. Laternata löövi jaoks võetakse tegur *c* skeemi *1* järgi

1	2	3
10		$c = c_v$ (tuul vasakult) või $c = c_p$ (tuul paremalt), kuid mitte enam kui c_0; $c_0 = \frac{200H}{p_0}$ $c_v = 1 + 0{,}6\gamma_k \frac{L_{0k}}{H} + 0{,}3\gamma_m \frac{L_{0m}}{H}$ $c_p = 1 + 0{,}3\gamma_k \frac{L_{0k}}{H} + 0{,}6 \frac{L_{0m}}{H}$ H — katuse aste; $L_{0k} = L_k - n_k \frac{400h^2}{p_0}$, kuid mitte alla $0{,}3L_k$; $L_{0m} = L_m - 2H - n_m \frac{400h^2}{p_0}$, kuid mitte alla $0{,}3L_k$; h — laterna kõrgus m; n_k, n_m — laternate arv vastavalt laiusel L_k või L_m; γ_k, γ_m — lume edasikandumist arvestavad tegurid, mille väärtuseks võetakse: kui katuse kaldenurk $\alpha = 0$, siis 0,8 kui $\alpha = 15°$, siis 0,6 $\alpha \geqslant 30°$, siis 0,2 $S = 2H$, kui $c \leqslant c_0$ $S = 2H \frac{c_v - 1}{c_0 - 1}$ (tuul vasakult) või $S = 2H \frac{c_p - 1}{c_0 - 1}$ (tuul paremalt), kuid mitte enam kui $5H$, kui $c > c_0$



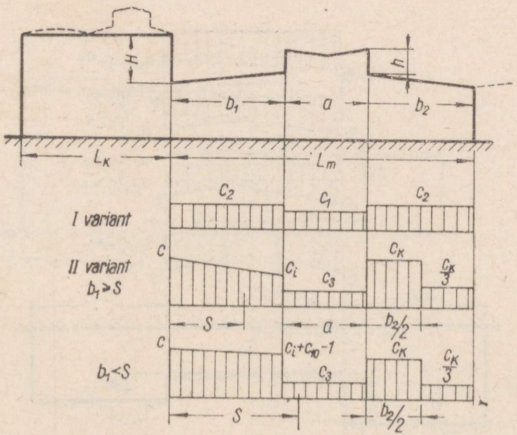
c_1, c_2, S_1 ja S_2 määratakse p. 10 kohaselt, kusjuures c_v ja c_p avaldistes võetakse
$L_{0m} = L_m - 2H_1 - 5H_2$ (c_1 määramisel) või
$L_{0m} = L_m - 2H_2 - 5H_1$ (c_2 määramisel)
c_{10} ja c_{20} määratakse sama tuule suuna juures nagu c_1 ja c_2 avaldistest

$$c_{10} = c_2\left(\frac{S_2}{L_m} - 1\right) - \frac{S_2}{L_m} + 2$$

$$c_{20} = c_1\left(\frac{S_1}{L_m} - 1\right) - \frac{S_1}{L_m} + 2$$

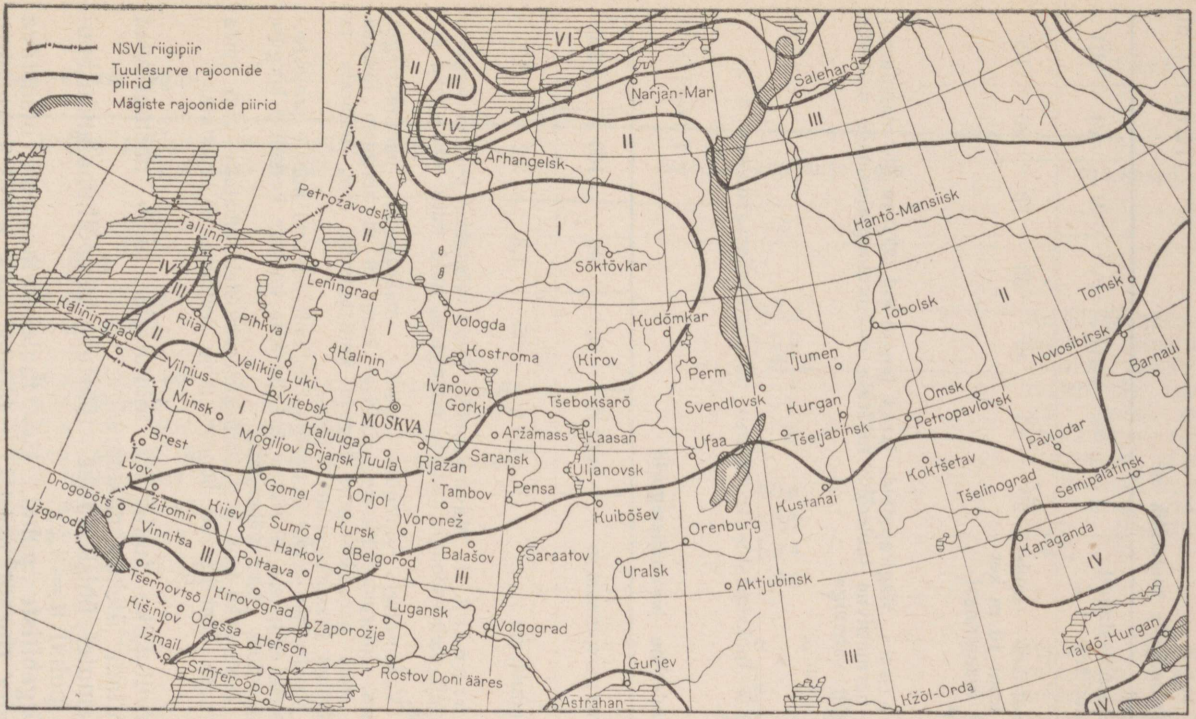
$(c_1 + c_{10} - 1)$ ja $(c_2 + c_{20} - 1)$ väärtuste maksimumpiirideks on vastavalt $\frac{200H_1}{p_0}$ ja $\frac{200H_2}{p_0}$

Tabel 1.9 (järg)

1	2	3
12		$\alpha \leqslant 15°$ $c_1 = 0{,}8;\ c_2 = 1 + 0{,}2\,\frac{a}{b_1 + b_2};\ c_3 = 0$ $c_4 = 1{,}5\left(1 + 0{,}4\,\frac{a}{b_1}\right);\ c_5 = 1{,}5\left(1 + 0{,}6\,\frac{a}{b_2}\right)$ $\alpha > 15°$ $c_1 = 1{,}0;\ c_2 = 1{,}0;\ c_3 = 0{,}5$ $c_4 = 1{,}5\left(1 + 0{,}2\,\frac{a}{b_1}\right);\ c_5 = 1{,}5\left(1 + 0{,}3\,\frac{a}{b_2}\right)$ $c_i = c_4;\ c_k = c_5$, kui tuul on vasakult, $c_i = c_5;\ c_k = c_4$, kui tuul on paremalt. c ja S määratakse p. 10 kohaselt; $c_{10} = c\left(\frac{S}{b_1} - 1\right) - \frac{S}{b_1} + 2$ $(c_i + c_{10} - 1)$ maksimumväärtuseks on $\frac{200H}{p_0}$ Kui $a > 18$ m, määratakse II variandi koormus piirkonnas b_2 p. 10 kohaselt, piirkonnas b_1 — p. 11 kohaselt ja piirkonnas a võetakse $c_3 = 1 - \gamma_k$. Kui $b_2 > 18$ m ($a \leqslant 18$ m), määratakse II variandi koormus piirkondades b_2 ja a p. 10 kohaselt.

Märkused. 1. Peale tabelis toodud arvutusskeemide tuleb vajalikel juhtudel vaadelda arvutusskeeme lumekoormusega poolel või veerandil sildel.

2. Punktide 10. 11 ja 12 koormusskeemid on antud vastavalt СНиП II А.11-62 uue redaktsiooni projektile.



Joonis 1. 2. NSV Liidu tuulerõhu rajoonid

Tabel 1.10

Normatiivne tuulerõhk q_0

Rajoon vastavalt joonisele 1.2	I	II	III	IV	V	VI	VII
Normatiivne tuulerõhk kuni 10 m kõrgusel maapinnast kG/m²	27	35	45	55	70	85	100

Märkus. Mägirajoonide jaoks (enam kui 2000 m üle merepinna) tuleb normatiivne tuulerõhk määrata meteoroloogiajaamade andmete kohaselt valemiga

$$q_0 = \frac{v^2}{16} \qquad (1.3)$$

kus v — maksimaalne tuulekiirus m/s esinemissagedusega 5 a.

Tabel 1.11

Tuulerõhu parandustegurid

Kõrgus maapinnast m	kuni 10	20	40	100	⩾350
Parandustegur	1,0	1,35	1,8	2,2	3,0

Märkused. 1. Mägirajoonide jaoks võetakse parandustegurid vastavalt meteoroloogiajaamade andmetele, kuid mitte väiksemad kui tabelis.

2. Vahepealsete kõrguste jaoks määratakse parandustegur lineaarse interpoleerimisega. Ehitiste kuni 10 m kõrguste lõikude jaoks võib parandusteguri lugeda konstantseks ning määrata ta ehitiselõigu keskmise punkti järgi.

3. Tuulerõhku teiste ehitistega täielikult piiratud kohale projekteeritavatele ehitistele lubatakse ümbritsevate hoonete keskmise kõrguse ulatuses 20% võrra vähendada.

4. Tuulerõhku kuni 5 m kõrgustele ehitistele lubatakse 25% võrra vähendada. Ümbritsevate hoonete mõju seejuures ei arvestata.

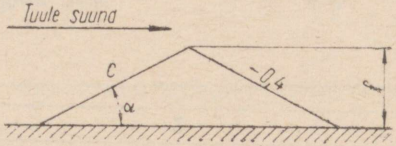
Arvutusliku tuulerõhu leidmiseks tuleb normatiivset korrutada ülekoormusteguriga:

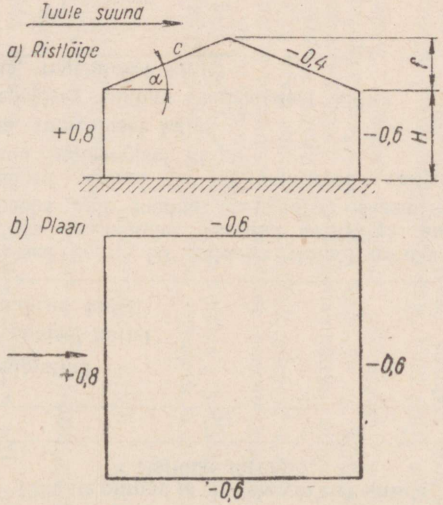
elamute, ühiskondlike, tööstus- ja põllumajandushoonete puhul $n = 1{,}2$;

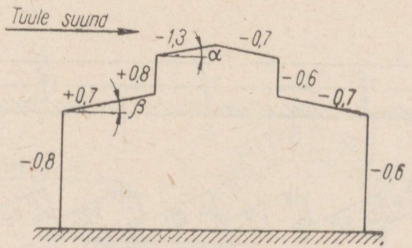
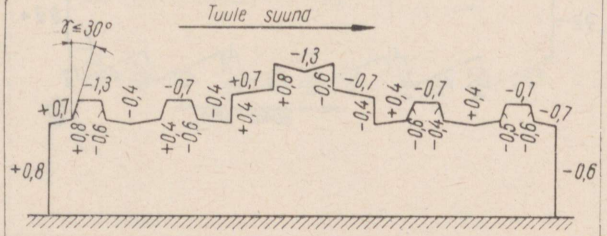
kõrgehitiste puhul, kus tuulekoormus on otsustava mõjuga (tornid, mastid, gradiirid jms.) $n = 1{,}3$, kui projekteerimisnormides pole toodud teistsugust väärtust.

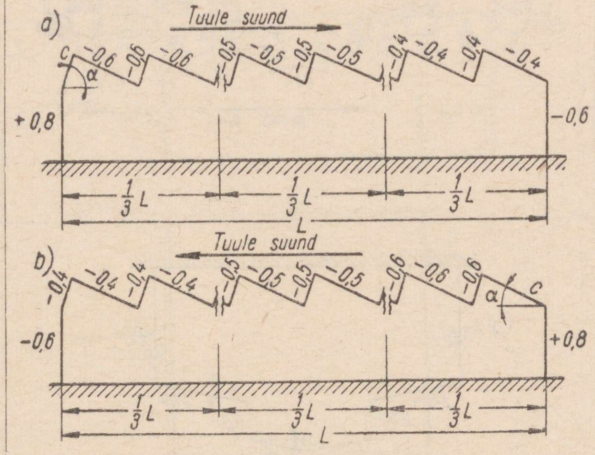
Aerodünaamilisuse tegurid

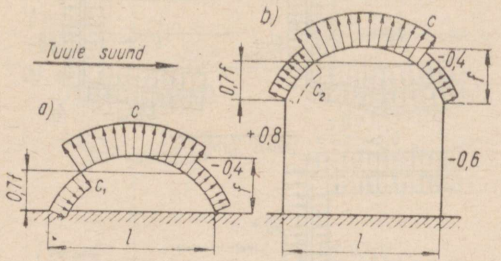
Tabel 1.12

Jrk. nr.	Ehitiste pinnad ja ehitiste või elementide ristlõike skeemid	Aerodünaamilisuse tegur	Märkused
1	2	3	4
1	Vertikaalpinnad: a) tuulepoolsel küljel b) tuulealusel küljel	 +0,8 −0,6	Aerodünaamilisuse teguri positiivne väärtus vastab tuulerõhule suunaga hoone poole (positiivne rõhk), negatiivne väärtus — tuulerõhule hoone seest väljapoole (negatiivne rõhk)
2	Vertikaalsed ja üle 60° kaldega pinnad mitmerealiste laternatega ja muudes keeruka profiiliga hoonetes (kui tabelis pole toodud spetsiaalset skeemi): a) äärmised pinnad ja väljaulatuvad vahepealsed pinnad tuulepoolsel küljel b) sama, tuulealusel küljel c) vahepealsed pinnad tuulepoolsel küljel d) sama, tuulealusel küljel	 +0,8 −0,6 +0,4 −0,4	
3		α | c 0 | 0 30° | +0,2 ≥60° | +0,8	Teguri c väärtused vahepealse α puhul määratakse lineaarse interpoleerimisega

1	2	3	4
4		α | c 0 . . . 15° | −0,8 30° | 0 ⩾60° | +0,8	Juhul kui $H/l < 1$, määratakse c lineaarse interpoleerimisega skeemidel 3 ($H/l = 0$) ja 4 ($H/l = 1$) toodud väärtuste vahel. Skeemil 4, *b* toodud aerodünaamilisuse tegurid vastavad ristkülikulise põhiplaaniga kinniste hoonete pindadele (vt. ka skeeme 5, 6, 7 ja 8, *b*)

5		Vastavalt skeemile. Vt. ka skeemi 4, *b*	Aerodünaamilisuse tegurid ei sõltu nurkadest α ja β
6		Vastavalt skeemile. Vt. ka skeemi 4, *b*	

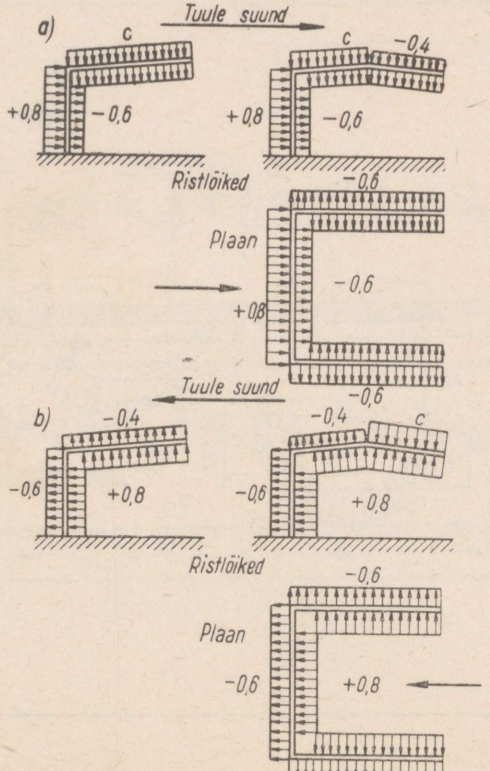
1	2	3	4
7		Vastavalt skeemile. *c* määratakse vastavalt skeemile 4, *a*. Vt. ka skeemi 4, *b*	



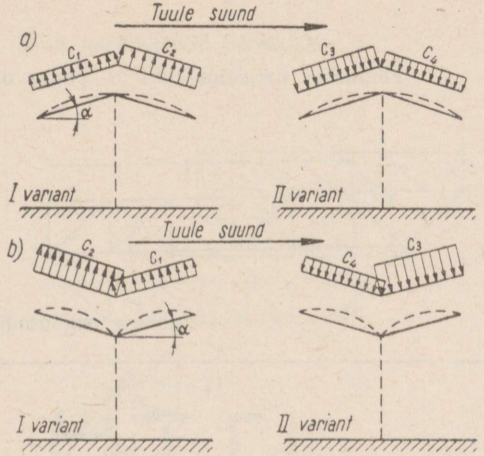
f/l	c	c_1	c_2
⩽0,1	−0,8	+0,1	−0,8
0,2	−0,9	+0,3	−0,7
0,3	−1,0	+0,4	−0,3
0,4	−1,1	+0,6	+0,4
0,5	−1,2	+0,7	+0,7

Vt. ka skeemi 4, *b*

Vahepealsete f/l väärtuste puhul määratakse aerodünaamilisuse tegurid lineaarse interpoleerimisega

1	2	3	4
9		Vastavalt skeemile. *c* määratakse vastavalt skeemile 4,*a*	Skeeme kasutatakse hoonete puhul, mis on ühelt küljelt kas täielikult või osaliselt (vähemalt 30% seina pinnast) lahtised

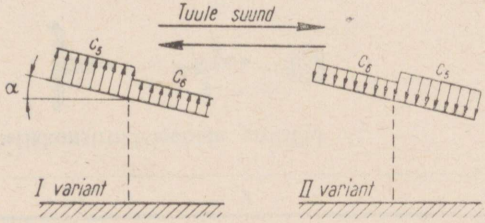
10



α	0°	30°
c_1	−0,4	−0,2
c_2	−1,2	−1,4
c_3	+1,2	+1,4
c_4	+0,4	+0,2

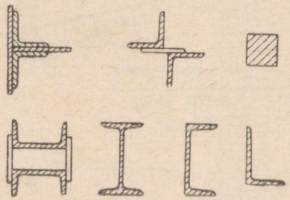
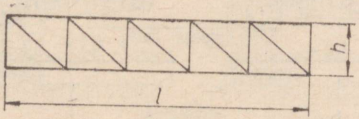
Skeeme kasutatakse seinteta ehitiste korral. Aerodünaamilisuse tegurid vastavad summaarsele rõhule katuse alumisele ja ülemisele pinnale. Antud tuule suuna puhul tuleb vaadata nii *I* kui ka *II* varianti; vahepealse suuna puhul määratakse aerodünaamilisuse tegurid lineaarse interpoleerimisega

11



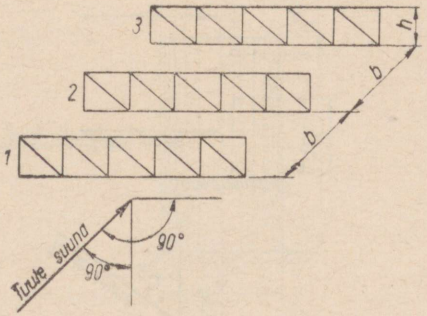
α	0°	30°
c_5	±1,2	±1,4
c_6	∓0,4	∓0,6

Tabel 1.12 (järg)

1	2	3	4
12	Sõrestikkonstruktsioonide profiilid 	1,4 (tuule suuna korral risti varda pikiteljega)	Tegur c vastab pinna projektsioonile, mis on risti tuule suunaga
13	Tasapinnaline sõrestik  Tuule suund on risti sõrestiku tasandiga	$c_s = \frac{\Sigma c_i f_i}{S}$ kus f_i — sõrestiku elemendi pindala sõrestiku tasandis; c_i — sõrestiku elemendi aerodünaamilisuse tegur; S — sõrestiku pindala välisgabariidi järgi Kui sõrestiku kõigi elementide $c_i = c$, siis $c_s = c\varphi$, kus $\varphi = \frac{\Sigma f_i}{S}$ on täitetegur	c_i määratakse vastavalt punktidele 12 ja 17

14

Rida paralleelseid sõrestikke



Tuulepoolse külje esimese sõrestiku aerodünaamilisuse tegur c_s määratakse p. 13 järgi; teise ja järgmiste sõrestike

$$c'_s = c_s \eta$$

kus η määratakse olenevalt täitetegurist

$$\varphi = \frac{\Sigma f_i}{S}$$

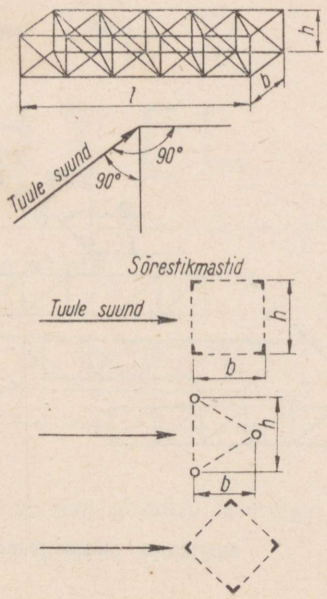
ja suhetest b/h:

φ \ b/h	$\leqslant 1$	2	4	6
$\leqslant 0{,}1$	1,0	1,0	1,0	1,0
0,2	0,85	0,90	0,93	0,97
0,3	0,68	0,75	0,80	0,85
0,4	0,50	0,60	0,67	0,73
0,5	0,33	0,45	0,53	0,62
0,6	0,15	0,30	0,40	0,50
1,0	0,15	0,30	0,40	0,50

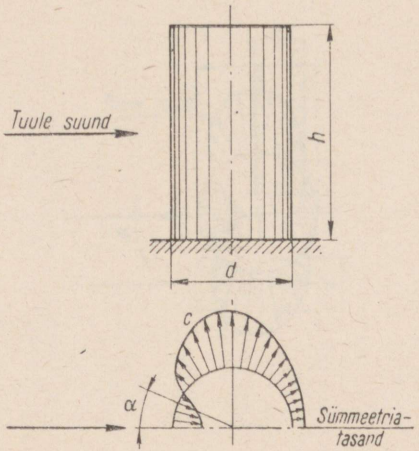
η väärtused c vahemikus 0,1 ... 0,2 määratakse lineaarse ekstrapoleerimisega (vahemikust 0,2 ... 0,6) ja võetakse mitte üle 1,0. Ülejäänud juhtudel määratakse η lineaarse interpoleerimisega.
Eriti vastutusrikastel juhtudel täpsustatakse η väärtus katseliselt (aerodünaamilises torus)

Tartu Ülikooli Raamatukogu

Tabel 1.12 (järg)

1	2	3	4
15	Ruumiline sõrestik 	$c_r = c_s(1 + \eta)$ kus c_s — tasandilise sõrestiku aerodünaamilisuse tegur (vastavalt p. 13); η — p. 14 järgi määratav tegur. Kolmetahulise masti tegur c_r, juhul kui $\varphi \geqslant 0{,}1$, korrutatakse teguriga 0,9	Teguri c_r määramisel arvutatakse tegurid c_s igal juhul eeldusel, et tuule suund on risti sõrestiku (masti) tuulepoolse tahuga. Kui tuul mõjub neljatahulise masti diagonaali suunas, korrutatakse valemist saadud suurus c_r teguriga φ, mille väärtus on: raudbetoonmastidel 1,2; üksikvarrastest terasmastidel 1,1; liitvarrastest terasmastidel ja üksikvarrastest puitmastidel 1,2; liitvarrastest puitmastidel 1,3

16 a) silindrilised ehitised: korstnad (silindrilised ja vähese koonilisusega), mastid, reservuaarid, gradiirid, torustikud jne.



α	Silinder, h/d			Sfäär
	$\geqslant 25$	7	1	
0°	+1,0	+1,0	+1,0	+1,0
15°	+0,8	+0,8	+0,8	+0,9
30°	+0,1	+0,1	+0,1	+0,6
45°	−0,9	−0,8	−0,7	−0,1
60°	−1,9	−1,7	−1,2	−0,7
75°	−2,5	−2,2	−1,7	−1,1
90°	−2,6	−2,2	−1,7	−1,2
105°	−1,9	−1,7	−1,2	−1,0
120°	−0,9	−0,8	−0,7	−0,6
135°	−0,7	−0,6	−0,5	−0,2
150°	−0,6	−0,5	−0,4	+0,1
165°	−0,6	−0,5	−0,4	+0,3
180°	−0,6	−0,5	−0,4	+0,4

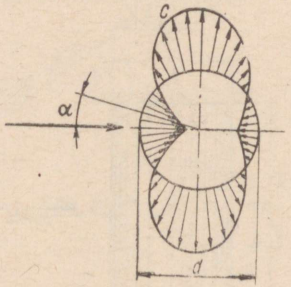
Tegurid c vastavad ehitise välispindala ühikule. Tabeli andmed on kasutatavad, kui Reynoldsi arv

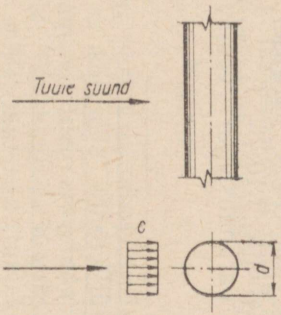
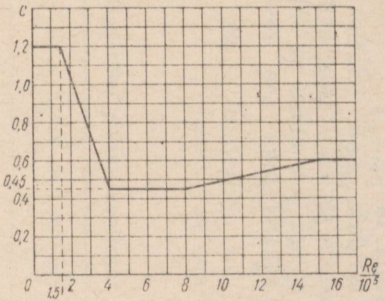
$$\mathrm{Re} = \frac{vd}{\nu} > 4 \cdot 10^5$$

kus v — arvutuslik tuulekiirus m/s;

ν — õhu kinemaatiline viskoossus (temperatuuril 15°C ja atmosfäärirõhul 760 mm $\nu = 0{,}145 \cdot 10^{-4}$ m²/s).

Tabel 1.12 (järg)

1	2	3	4
16	b) sfäärilise pinnaga ehitised 		Rõhu niisugust jaotust arvestatakse nii kogu ehitise arvutamisel kui ka juhtudel, kus määravaks on tuule kohalik mõju

17	Punktis 16,*a* nimetatud ehitised, samuti ka toru- ja ümarristlõikega elemendid sõrestikkonstruktsioonides, juhtmed, trossid jms.			Tegur *c* vastab ehitise või elemendi pinna projektsioonile tuulerõhu risttasandile ning teda võetakse arvesse ehitise kui terviku arvutamisel. Elektrijuhtmete ja trosside puhul võetakse *c* väärtuseks mitte üle 1,1

Märkus. Avatavate akende, uste ja väravatega kinniste hoonete (p. 4, 5, 6, 7 ja 8,*b*) ning eterniitplaatidest (olenemata avade olemasolust) välisseinte puhul tuleb karkassipostide ja -riivide, aknaimpostide jms. arvutamisel võtta aerodünaamilisuse teguri *c* väärtuseks:

arvutamisel positiivsele rõhule . . . . . +1,0
arvutamisel negatiivsele rõhule . . . . . —0,8

Muude ehitiste puhul tuleb tuulerõhu ülekoormustegur võtta vastavalt nende ehitiste projekteerimisnormidele. Konstruktsioonide tugevuse kontrollimisel montaažiolukorras tuulerõhu ülekoormustegurit ei arvestata.

Kõrgehitiste (mastid, korstnad, tornid, kõrgepingeliinide mastid jms.), mille omavõnkeperiood on üle 0,25 s, arvutamisel tuleb tuulekoormuse määramisel arvestada tuulerõhu pulseerimise dünaamilist mõju.

Arvutuslik tuulerõhk ehitise k-ndale osale (ehitis jaotatakse kõrguses tinglikult r osaks järjekorranumbritega vastavalt $j = 1, 2, \ldots, k, \ldots, r$; iga osa mass ja sellele mõjuv tuulekoormus loetakse rakendatuks osa keskel) määratakse valemiga

$$P_k = q_k S_k + M_k \sqrt{\sum_{i=1}^{s} \xi_i^2 \eta_{ik}^2}$$

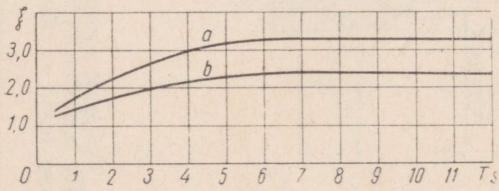
$$\eta_{ik} = \frac{\alpha_i(x_k) \sum_{j=1}^{r} \alpha_i(x_j) q_j S_j m_j}{\sum_{j=1}^{r} \alpha_i^2(x_j) M_j}$$

kus η_{ik} — tegur, mis sõltub hoone i-nda vabavõnke kujust ($i = 1, 2, \ldots, s$) ja massi asukohast;

$q_j = q_0 k_j c_j n$ — arvutuslik tuulerõhk (t/m²) j-nda osa jaoks ($j = 1, 2, \ldots, k, \ldots, r$);

q_0 — normatiivne tuulerõhk kõrgusel kuni 10 m vastavalt tabelile 1.10;

k_j — tuulerõhu parandustegur vastavalt tabelile 1.11;



Joonis 1.3. Tuulerõhu dünaamilisuse tegurid tuule pulseeriva toime arvestamiseks:
a — metall- ja puitkonstruktsioonidele; *b* — raudbetoon- ja kivikonstruktsioonidele

c_j — hoone j-nda osa aerodünaamilisuse tegur vastavalt tabelile 1.12;

n — ülekoormustegur;

S_j — hoone j-nda osa pindala projektsioon tuule suuna risttasandile;

M_j — hoone j-nda osa mass (t s^2/m^2);

ξ_i — dünaamilisuse tegur, mis sõltub vabavõnke i-nda kuju perioodist T_i ja hoone võngete kustuvuse logaritmilisest dekremendist vastavalt joonisel 1.3 toodud graafikule;

$\alpha_i(x_k)$, $\alpha_i(x_j)$ — i-nda võnkekuju suhtelised ordinaadid vaadeldavas punktis k ja kõigis punktides j, kuhu on koondatud massid M_j;

m_j — tuulerõhu pulsatsioonitegur hoone j-nda osa jaoks vastavalt tabelile 1.13.

Tabel 1.13

Tuulerõhu pulsatsioonitegur m

Kõrgus m	⩽20	40	60	80	100 ... 200	200 ... 300	300 ... 400	> 400
Ehitistel	0,35	0,32	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,10
Juhtmetel ja trossidel	0,25	0,22	0,20	0,18	0,15	0,12	0,10	0,08

Kuni 150 m kõrguste konsoolitüüpi ehitiste (korstnad, tornid jms.) tuulekoormuse määramisel võib arvestada ainult võnkumise põhisagedust. Sel juhul

$$P_k = q_k S_k + M_k \xi_1 \eta_{1k}$$

kus ξ_1 ja η_{1k} vastavad vabavõngete esimesele kujule.

Üle 150 m kõrguste konsoolitüüpi ehitiste tuulekoormuse määramisel tuleb arvestada ka omavõngete kõrgemaid kujusid. Võnkekujude arvuks s võetakse kuni 3.

Ehitistel, mille mass ja tuulekoormus on koondatud tippu (ühekorruselised lahtised platvormid neil olevate tehnoloogiliste seadmetega jms.), tuleb tuulekoormus korrutada teguriga

$$\beta = 1 + \xi m$$

Tuulekoormuse dünaamilist mõju tuleb arvesse võtta ka enam kui 12 korrusega hoonete arvutamisel. Sel juhul võetakse pulsatsioonitegur m hoone kõrguses konstantseks: $m = 0{,}2$.

Silindriliste saledate kõrgehitiste (korstnad, mastid jms.) puhul tuleb peale tuulerõhu pulseeriva toime kontrollida ehitist ka resonantsile.

Tuule kriitiline kiirus, mis põhjustab resonantsvõnkumise, määratakse seosest

$$v_{kr} = \frac{5d}{T}$$

kus T — ehitise omavõnkesagedus s;
d — ehitise läbimõõt m.

Resonantsi kontroll pole nõutav, kui $v_{kr} > 25$ m/s. Ehitisele mõjuvad aerodünaamilised jõud määratakse valemiga

$$F(x, t) = \frac{4}{\pi} F_0 \alpha(x) \sin \omega t = F_1(x) \sin \omega t$$

kus $F_0 = \frac{v_{kr}^2 d}{64}$ — jõu $F(x, t)$ maksimaalne amplituud kG/m (konsoolse silindri vaba otsa kohal või vantidega toru masti silde keskel);

$$\alpha(x) = \frac{X_1\left(\frac{x}{h}\right)}{X_1\left(\frac{x}{h}\right)_{x=x_1}}$$ — võnkekuju tegur;

$X_1\left(\frac{x}{h}\right)$ — ehitise esimest võnkekuju määrav funktsioon;
x — kaugus koordinaatide algpunktist vertikaalsuunas;
x_1 — kaugus koordinaatide algpunktist kuni maksimaalse amplituudiga ristlõikeni;
h — ehitise kõrgus;
t — aeg s;

$\omega = \frac{2\pi}{T}$ — võngete ringsagedus

Ebaühtlase ristlõikega ehitiste puhul määratakse funktsioon $X_1\left(\frac{x}{h}\right)$ järkjärgulise lähenemise teel.

Võngete resonantsamplituud ja dünaamiline paindemoment elastselt vundamenti kinnitatud konsoolse silindrilise ehitise või torumasti silde vaadeldavas ristlõikes määratakse valemitest:

$$y_{dün} = 0{,}8\frac{\pi}{\delta} y_{st}$$

$$M_{dün} = 0{,}8\frac{\pi}{\delta} M_{st}$$

kus y_{st}, M_{st} — staatiline läbipaine ja paindemoment ehitise vaadeldavas ristlõikes koormuse $F_1(x)$ mõjul;

δ — võngete kustuvuse logaritmiline dekrement, mille väärtuseks võetakse $\delta = 0{,}10$ terasest ja $\delta = 0{,}30$ raudbetoonist ehitiste puhul;

0,8 — tegur, mis arvestab tuule suuna tõenäolist ebaühtlust ehitise kõrguse ulatuses.

Kui $v_{kr} > 10$ m/s, tuleb ristlõike dünaamiline paindemoment määrata valemiga

$$M'_{dün} = \sqrt{M^2_{dün} + M^2_{v,kr}}$$

kus $M_{dün}$ — dünaamiline paindemoment resonantsi olukorras;

$M_{v,kr}$ — paindemoment tuulerõhust $v_{kr}/16$, arvestades tegurit $\beta = 1 + \xi m$. Kui $v_{kr} \leqslant 10$ m/s, võib võtta $M'_{dün} = M_{dün}$.

1.3.6. TEMPERATUURIMÕJUD

Temperatuurimuutuste mõju konstruktsiooni pingeolukorrale tuleb arvestada olenevalt keskkonna temperatuuri klimaatiliste või tehnoloogiliste muutuste amplituudist.

Eesti NSV oludes võib lugeda aasta keskmiseks välisõhu temperatuuriks +5° C, absoluutseks minimaaltemperatuuriks —40° C ning absoluutseks maksimaaltemperatuuriks +35° C. Ööpäeva keskmise õhutemperatuuri kõikumise maksimaalne amplituud ühe kuu jooksul on 18,4° C.

2. RAUDBETOONKONSTRUKTSIOONID

2.1. ARVUTUSE ALUSED

2.1.1. BETOONI JA SARRUSE NORMTUGEVUSED JA ÜHTLUSTEGURID

Betooni ja terase omadused ei vasta täpselt normides etteantud karakteristikutele. Nii betooni survetugevus kui ka terase voolupiir võivad olla ettenähtust kas suuremad või väiksemad. Selleks et tagada konstruktsioonide vajalikku tugevust, rakendatakse arvutuslike piirolukordade meetodi järgi betooni ühtlustegurit k_6 ja sarruse ühtlustegurit k_a.

Järgnevalt käsitleme tsementsideainetest valmistatud raskebetoone (mahukaaluga $\gamma = 1800 \ldots 2500$ kG/m³). Vastavalt normidele [4] kasutatakse raudbetoonkonstruktsioonides betoone, mille mark survel on: 100, 150, 200, 300, 400, 500, 600 kG/cm². Väljendus «betooni mark survel» on tingitud järgmisest. Kuni 1962. aastani määrati betooni marke ainult kuupide survetugevuse järgi. 1962. a. kehtestatud normide alusel määratakse betooni marke lisaks survetugevusele veel tõmbetugevuse (nii teljelise kui ka paindel), külmakindluse ja veetiheduse järgi. Ühtlasi on lubatud määrata betooni marke vajaduse korral muudegi tunnuste, näiteks kuumakindluse järgi.

Kuna betooni kvaliteedi põhiliseks näitajaks arvutustes on mark survel, siis on alljärgnevas nimetatud betooni margiks tema marki survel.

Normidega [4] on ette nähtud järgmised minimaalsed betooni margid:

a) tsentriliselt ja ekstsentriliselt surutud raudbetoonelementides, mille ristlõike mõõtmed määratakse tugevusarvutusega — vähemalt 200;

b) raskelt koormatud surveelementides (näiteks mitme-

korruseliste hoonete alumiste korruste postid, kraanadega tööstushoonete postid) — vähemalt 300;

c) õhukeseseinalised, samuti liikuvate raketistega betoonitavad konstruktsioonid — vähemalt 200.

Betooni mark pingbetoonkonstruktsioonides:

a) suure sildega konstruktsioonide puhul, mille omakaal moodustab olulise osa arvutuslikust koormusest — vähemalt 400;

b) kõrgtugeva sileda pinnaga ankurdatud traadi (ГОСТ 7348-63) kasutamisel — vähemalt 300;

c) kõrgtugeva perioodilise profiiliga ankruteta traadi (ГОСТ 8480-63) kasutamisel:

läbimõõduga kuni 5 mm — vähemalt 300;

läbimõõduga 6 mm ja rohkem — vähemalt 400;

d) kuni 15 mm läbimõõduga ankruteta sarrusekimbu kasutamisel — vähemalt 400.

Raudbetoonkonstruktsioonides kasutatavate betoonide normtugevused olenevalt betooni margist on toodud tabelis 2. 1.

Tabel 2. 1

Betooni normtugevused kG/cm²

Pingus	Tähis	Betooni mark						
		100	150	200	300	400	500	600
Teljeline surve (prismatugevus)	$R_{пр}^{н}$	80	115	145	210	280	350	420
Surve paindel	$R_{и}^{н}$	110	140	180	260	350	440	520
Tõmme	$R_{р}^{н}$	10	13	16	21	25	28	30

Märkus. Aluminaattsementidest betoonide korral tuleb normtugevust tõmbel korrutada teguriga 0,7.

Betooni tugevuse hälbeid tabelis 2. 1 toodud normtugevusest võetakse arvesse betooni ühtlusteguriga $k_б$. Selle väärtused on määratud statistiliste andmete alusel ja kehtestatud normidega [1] (vt. tabel 2. 2).

Tegelikes arvutustes ei korrutata normtugevusi ühtlusteguriga — arvutuslike tugevuste väärtused on antud normides juba tabelina, olenevalt betooni margist.

Raudbetooni sarrusena kasutatakse terasvardaid ja tavalist sarrusetraati. Pingbetoonis kasutatakse pingsar-

Tabel 2.2

Betooni ühtlustegurid

Pingeolukord	Tähis	Betooni mark	
		100...200	300...600
Surve (tsentriline ja paindel)	k_{6c}	0,55	0,6
Tõmme	k_{6p}	0,45	0,5

Märkus. Tehastes ja segusõlmedes, kus betooni koostisosi automaatselt või poolautomaatselt doseeritakse, lubatakse betooni ühtlustegurit survel 0,05 võrra suurendada. Seda tuleb süstemaatiliselt kontrolliga tõestada.

rusena terasvardaid, kõrgtugevaid traate, traadikimpe ja trosse.

Sarrusvarraste nimiläbimõõt on 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60, 70, 80 ja 90 mm.

Sarrusetraadi läbimõõt on 3, 4, 5, 6, 7 ja 8 mm. Tavalist sarrusetraati toodetakse ka vahepealse läbimõõduga intervalliga 0,5 mm.

Mehaaniliste omaduste järgi liigitatakse sarruseterased klassidesse tingliku tähistusega «A». Raudbetoonkonstruktsioonides kasutatakse varrassarruse klasse A-I, A-II, A-III ja A-IV.

Kui sarrus on kaliibritud, siis lisatakse lähtematerjali klassile indeks «в», näiteks *A-IIIв*.

Kui sarrus on termiliselt töödeldud, siis lisatakse tähisele «A» indeks «т», näiteks *Ат-III*.

Klasside A-I kuni A-IV sarrus on kuumalt valtsitud. Sarrus A-I on sile, sarrused A-II, A-III ja A-IV — perioodilise profiiliga.

Süsinikuvaene külmalt tõmmatud traat (nn. harilik sarrusetraat) kuulub klassi B-I. Süsinikurikas külmalt tõmmatud traat (kõrgtugev sarrusetraat) kuulub klassi B-II.

Kui traat on perioodilise profiiliga, siis lisatakse tähisele «B» indeks «р», näiteks *Bp-II*.

Pingsarruseks kasutatakse ka traadikimpe, mille klass on П. Arv selle juures näitab, mitmest traadist kimp

koosneb; näiteks on seitsmetraadilise kimbu tähis П-7. Kimpe valmistatakse traatidest läbimõõduga 1, 1,5, 2 ja 2,5 mm ning edasi vastavalt varemtoodud sortimendile. Eriti võimsaks pingsarruseks kasutatakse trosse klassist «К». Seejuures lisatakse klassi tähisele kaks arvu: esimene näitab kimpude arvu trossis, teine — traatide arvu kimbus. Näiteks on К 2 × 19 kahekimbuline tross, kus iga kimp koosneb 19 traadist.

Normide [4] järgi tuleb sarruseterast kasutada järgmiselt.

1. Raudbetooni sarrusena:

põhiliselt kasutatakse:

— sarruseterast A-II ja A-III;

— tavalist sarrusetraati läbimõõduga 3...5,5 mm keevitatud võrkudes ja karkassides;

lubatakse kasutada:

— terast A-I: põiksarrusena sirgjoonelistes elementides, konstruktiivse ja montaažisarrusena, samuti pikisarrusena, kui teiste sarruseliikide kasutamine on keelatud;

— tavalist 3...5,5 mm jämedust sarrusetraati: seotud rangidena kuni 40 cm kõrgustes talades, samuti postides külje kõrgusega kuni 40 cm; 6...8 mm jämedust traati — ainult keevitatud võrkudes ja karkassides;

ei lubata kasutada:

— kõrgtugevaid traate,

— traadikimpe ja trosse.

Vardaid A-III, A-II ja A-I on soovitatav kasutada keevitatud karkasside ja võrkudena.

Konstruktsioonides, millelt nõutakse veetihedust, tuleb kasutada terast A-II või A-I.

2. Pingvarrastena:

I kategooria pragudekindlusega konstruktsioonides kasutatakse põhiliselt:

— kõrgtugevat sarrusetraati;

— traadikimpe;

— terast A-IV;

lubatakse kasutada:

— terast A-IIIв, mida on kaliibritud pingete ja pikenemiste kontrolliga;

II kategooria pragudekindlusega konstruktsioonides kasutatakse põhiliselt:

— kõrgtugevat sarrusetraati;

— traadikimpe ja trosse;
— terast A-IV;
— terast A-IIIв, mida on kaliibritud pingete ja pikenemiste kontrolliga;
lubatakse kasutada:
— terast A-IIIв, mida on kaliibritud ainult pikenemiste kontrolliga;
— terast A-IIв, mida on kaliibritud pingete ja pikenemiste kontrolliga;
— terast A-III;
III kategooria pragudekindlusega konstruktsioonides kasutatakse põhiliselt:
— terast A-IV (välja arvatud juhud, kui konstruktsioonile mõjuvad dünaamilised koormused);
— terast A-IIIв, mida on kaliibritud pingete ja pikenemiste kontrolliga;
lubatakse kasutada:
— terast A-IIIв, mida on kaliibritud ainult pikenemiste kontrolliga;
— terast A-IIв, mida on kaliibritud pingete ja pikenemiste kontrolliga;
— terast A-III;
— tavalist sarrusetraati;
ei lubata kasutada:
— kõrgtugevat sarrusetraati;
— traadikimpe ja trosse.

Kui III kategooria pragudekindlusega konstruktsioon töötab agressiivses keskkonnas, siis peab tavalise sarrusetraadi läbimõõt olema vähemalt 5 mm.

Konstruktsioonides, mis asuvad välisõhus arvutusliku temperatuuriga —30 .. 40° C, ei tohi kasutada terast A-IV ega kaliibritud teraseid A-IIIв ja A-IIв.

Sarruseterase põhilised mehaanilised omadused vastavalt normidele [5] on toodud tabelis 2. 3.

Kaliibritud terase põhilised mehaanilised omadused on toodud tabelis 2. 4.

Terase A-IIв kaliibrimisel peab kontrollpinge olema 4500 kG/cm², pikenemine selle pinge juures ei tohi ületada 5,5%. Ainult pikenemise kontrollimisel ei tohi see ületada 5,5%.

Terase A-IIIв kaliibrimisel peab kontrollpinge olema 5500 kG/cm², pikenemine selle pinge juures ei tohi ületada terase 35ГС korral 4,5%, terase 25Г2С korral 3,5%.

Tabel 2.3

Kuumaltvaltsitud sarruseterase mehaanilised omadused

Terase klass	Varda-läbimõõt mm	Voolu-piir kG/cm²	Purune-mistu-gevus kG/cm²	Suhteline pikene-mine %	Painutusnurk külmalt (*c* — südamiku läbimõõt; *d* — varda läbi-mõõt)
A-I	6...40	2400	3800	25	180°; $c = 0{,}5d$
A-II	10...90	3000	5000	19	180°; $c = 3d$
A-III	6...40	4000	6000	14	90°; $c = 3d$
A-IV	10...32	6000	9000	6	45°; $c = 5d$

Märkus. Varrastel läbimõõduga üle 40 mm vähendatakse suhtelise pikenemise normi 0,25% läbimõõdu iga mm kohta üle 40, kuid kokku mitte üle 3%.

Tabel 2.4

Kaliibritud terase mehaanilised omadused

Terase klass	Varda läbimõõt mm	Voolu-piir kG/cm²	Purune-mistuge-vus kG/cm²	Suhteline pikene-mine %	Painutusnurk külmalt (*c* — südamiku läbimõõt; *d* — varda läbimõõt)
A-IIв	10...90	4500	5000	8	90°; $c = 3d$
A-IIIв	6...40	5500	6000	6	45°; $c = 5d$

Ainult pikenemise kontrollimisel ei tohi see ületada neidsamu väärtusi.

Termiliselt töödeldud terase voolupiirid ja purunemistugevused on toodud tabelis 2.5.

Raudbetoonkonstruktsioonides kasutatavate teraste normtugevused [1] on toodud tabelis 2.6.

Pingbetoonkonstruktsioonides kasutatavate kõrgtugevate traatide normtugevused [1] on toodud tabelis 2.7.

Ka terase tegelik tugevus võib normatiivsest erineda. Seda arvestatakse sarruse ühtlusteguriga k_a. Normidega [1] on kehtestatud järgmised ühtlusteguri k_a väärtused:

Tabel 2.5

Termiliselt töödeldud terase mehaanilised omadused

Terase klass	Varda läbi mõõt mm	Voolupiir kG/cm² (tinglik $\sigma_{0,2}$)	Purunemistugevus kG/cm²
Ат-III	6...40	4000	6000
Ат-IV	10...32	6000	9000

Tabel 2.6

Sarruseterase normtugevused

Sarruse liik	Sarruseterase normtugevus $R_a^н$ kG/cm²	
	voolupiir	katkemispiir
Kuumaltvaltsitud ümarteras A-I	2400	—
Kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga teras A-II	3000	—
Sama, A-III	4000	—
Sama, A-IV	6000	—
Sama, A-II, kaliibritud pikenemiste ja pingete või ainult pikenemiste kontrolliga	4500	—
Sama, A-III, kaliibritud pikenemiste ja pingete või ainult pikenemiste kontrolliga	5500	—
Süsinikuvaene külmalt tõmmatud traat:		
läbimõõduga kuni 5,5 mm	—	5500
läbimõõduga 6...10 mm	—	4500

a) kuumaltvaltsitud terastele A-I ja A-II, samuti pingete ja pikenemiste kontrolliga kaliibritud terastele A-II ja A-III $k_a = 0{,}9$;

b) perioodilise profiiliga kuumaltvaltsitud terastele A-III ja A-IV $k_a = 0{,}85$;

c) külmalttõmmatud ümmarguse ja perioodilise profiiliga traatidele ja punutud traatsarrusele, samuti kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga terastele A-II ja A-III, mida on kaliibritud ainult pikenemiste kontrolliga, $k_a = 0{,}8$.

Tabel 2.7

Pingbetoonkonstruktsioonide sarruse minimaalne normatiivne tõmbetugevus $R_{a^н}$ kG/cm²

Sarruse liik	Traadi läbimõõt mm								
	1,5	2	2,5	3	4	5	6	7	8
Ümartraat	—	—	—	19 000	18 000	17 000	16 000	15 000	14 000
Perioodilise profiiliga traat	—	—	—	18 000	17 000	16 000	15 000	14 000	13 000
Seitsmetraadiline kimp	19 000	18 000	18 000	17 000	16 000	15 000	—	—	—

2.1.2. TÖÖTINGIMUSTE TEGURID JA ARVUTUSTUGEVUSED

Arvutusvalemites esinevad betooni ja sarruse töötingimuste tegurid peidetuna betooni ja sarruse arvutustugevustesse. Arvutusvalemeis tuleb kasutada vaid mõningaid eriolukordi arvestavaid töötingimuste tegureid.

Tabelis 2.8 toodud tugevusi tuleb raudbetoonkonstruktsioonide tugevuse ja pragude arvutustel korrutada töötingimuste teguritega $m_б$ alljärgnevatel juhtudel:

a) monteeritavate pingbetoonelementide tugevuse kontrollil pingestamise staadiumis suurendatakse arvutuslikke survetugevusi ($R_{пр}$ ja $R_{и}$) teguriga $m_б = 1{,}2$;

b) kui betooni mark on määratud tõmbetugevuse järgi, siis suurendatakse arvutuslikke tõmbetugevusi ($R_{р}$ ja $R_{т}$) teguriga $m_б = 1{,}1$;

c) betooni valmistamisel tehases või betoonisõlmes, kus koostisosad doseeritakse automaatselt või poolautomaatselt, lubatakse betooni arvutuslikke survetugevusi ($R_{пр}$ ja $R_{и}$) suurendada teguriga $m_б = 1{,}1$;

d) aluminaattsementidest betoonide tõmbetugevusi ($R_{р}$ ja $R_{т}$) vähendatakse teguriga $m_б = 0{,}7$;

e) tsentrilisele ja ekstsentrilisele survele arvutatavate elementide korral, mis betoonitakse püstasendis (näiteks monoliitsed sambad ja seinad, kassettvormides valmista-

Tabel 2.8

Betooni arvutustugevused kG/cm² konstruktsioonide arvutusel tugevusele ja pragude tekkimisele või avanemisele

Pingeolukord	Tähis	Betooni mark						
		100	150	200	300	400	500	600
Teljeline surve (prismatugevus)	$R_{пр}$	44	65	80	130	170	200	230
Surve paindel	$R_{и}$	55	80	100	160	210	250	280
Teljeline tõmme	$R_{р}$	4,5	5,8	7,2	10,5	12,5	14	15
Tõmme pragude tekkimise või avanemise arvutamisel	$R_{т}$	6,3	8	10	14,5	17,5	19,5	21

tavad paneelid jne.), tuleb arvutuslikke survetugevusi ($R_{пр}$ ja $R_{и}$) vähendada teguriga $m_6 = 0{,}85$;

f) monoliitsete raudbetoonpostide, mille suurema külje pikkus on väiksem kui 30 cm, arvutuslikke survetugevusi ($R_{пр}$ ja $R_{и}$) tuleb vähendada teguriga $m_6 = 0{,}85$;

g) akendevaheliste seinapaneelide, mille ristlõikepindala on väiksem kui 0,1 m², tugevusarvutusel vähendatakse arvutuslikke survetugevusi ($R_{пр}$ ja $R_{и}$) teguriga $m_6 = 0{,}8$.

Vastavalt normidele [4] tuleb tabelites 2.9 ja 2.10 toodud arvutustugevusi korrutada töötingimuste teguriga m_a järgmistel juhtudel:

a) monteeritavate elementide puhul, mis valmistatakse tehastes või polügoonidel, kus pidevalt kontrollitakse sarruse vastavust ГОСТ-idele, lubatakse tabelis 2.9 esimeses neljas reas toodud arvutustugevusi korrutada teguriga $m_a = 1{,}1$ (võttes R_{ac} mitte üle 3600 kG/cm²) tingimusel, et kõigi kuumaltvaltsitud terase proovikehade voolupiir ületab normtugevuse vähemalt 10% võrra ja kõigi tavalise sarrusetraadi proovikehade katkemistugevus ei ole normtugevusest väiksem;

b) kahest kõrgtugevast traadist punutud sarruse korral vähendatakse tabelis 2.10 p. 1 ja 2 toodud arvutustugevusi teguriga $m_a = 0{,}95$;

Tabel 2.9

Sarruse arvutustugevused kG/cm²

Sarruse liik	Tõmbel		Survel R_{ac}
	pikisarrus, põiksarrus ja ülespöörded arvutusel paindele kaldlõikes R_a	põiksarrus ja ülespöörded arvutusel põikjõule R_{ax}	
Kuumaltvaltsitud ümarteras A-I	2100	1700	2100
Kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga teras A-II	2700	2150	2700
Sama, A-III	3400	2700	3400
Sama, A-IV	5100	4100	3600
Kaliibritud teras A-IIв:			
a) pingete ja pikenemiste kontrolliga	3700	3000	2700
b) ainult pikenemiste kontrolliga	3250	2600	2700
Kaliibritud teras A-IIIв:			
a) pingete ja pikenemiste kontrolliga	4500	3600	3400
b) ainult pikenemiste kontrolliga	4000	3200	3400
Tavaline sarrusetraat B-I (kasutamisel võrkudes ja karkassides) läbimõõduga:			
3...5,5 mm	3150	2200	3150
6...8 mm	2500	1750	2500

Märkus. Kui tavalist sarrusetraati B-I kasutatakse rangidena seotud karkassides, siis võetakse traadi arvutustugevus nagu terasel A-I.

Tabel 2.10

Kõrgtugevate traatide, traadikimpude ja trosside arvutustugevused kG/cm²

Sarruse liik	Traadi läbimõõt mm	Tõmbel		Survel
		a) pikisarrus b) põiksarrus ja ülespöörded arvutusel paindele kaldlõikes R_a	põiksarrus ja ülespöörded arvutusel põikjõule R_{ax}	R_{ac}
Kõrgtugev ümartraat ГОСТ 7348-63	3	12200	9700	Nakke olemasolul sarruse ja betooni vahel $R_{ac} = 3600$ Nakketa $R_{ac} = 0$
	4	11500	9200	
	5	10800	8600	
	6	10200	8100	
	7	9600	7600	
	8	8900	7100	
Kõrgtugev perioodilise profiiliga traat ГОСТ 8480-63	3	11500	9200	
	4	10800	8600	
	5	10200	8100	
	6	9600	7600	
	7	8900	7100	
	8	8300	6700	
Seitsmetraadiline kimp ЧМТУ / ЦНИИЧМ 426-61	1,5	12200	9700	
	2	11500	9200	
	2,5	11500	9200	
	3	10800	8600	
	4	10200	8100	
	5	9600	7600	
Mitmekimbulised trossid				
ГОСТ 3066-55	1...3	9500	7600	
ГОСТ 3067-55	1...3	9000	7200	
ГОСТ 3068-55	1...3	8700	7000	

c) kõrgtugevaist traatidest konstruktsioonides, kus sarrus on paigutatud tihedalt (vahedeta) kahte või enamasse ritta ning ei ole tagatud kogu sarrusepinna katmine betooniga, vähendatakse tabelis 2.10 p. 1 ja 2 toodud arvutustugevusi teguriga $m_a = 0{,}85$.

Tabel 2.11

Kuumaltvaltsitud terasvarraste ristlõikepindala cm² ja kaal kG/m

Varda läbimõõt mm	Varraste arv									Kaal	Turustatavad läbimõõdud sõltuvalt terase klassist			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A-I	A-II	A-III	A-IV
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	0,222	+		+	
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	+		+	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+		+	
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	9,82	4,45	5,09	5,72	0,499	+		+	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	+	+	+	+
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	0,888	+	+	+	+
14	1,539	3,08	4,61	6,15	7,69	9,23	10,77	12,3	13,87	1,208	+	+	+	+
16	2,010	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578	+	+	+	+
18	2,545	5,09	7,63	10,17	12,72	15,26	17,80	20,36	22,90	1,998	+	+	+	+
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,70	18,84	22,00	25,13	28,27	2,466	+	+	+	+
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	+	+
25	4,909	9,82	14,73	19,64	24,54	29,75	34,36	39,27	44,18	3,85	+	+	+	+
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+	+	+
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	74,38	6,31	+	+	+	+
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+	+	
40	12,566	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+	+	
45	15,904	31,81	47,71	63,62	79,52	95,42	111,33	127,23	143,13	12,49		+		
50	19,635	39,27	58,91	78,54	98,8	117,80	137,45	157,08	176,72	15,41		+		
55	23,76	47,52	71,28	95,04	118,8	142,58	166,32	190,08	213,84	18,65		+		
60	28,27	56,54	84,81	113,08	141,35	169,62	197,89	226,16	254,48	22,19		+		
70	38,48	76,96	115,44	153,92	192,40	230,88	269,36	307,84	346,32	30,21		+		
80	50,27	100,55	150,81	201,08	251,35	301,62	351,9	402,16	452,43	39,46		+		
90	63,62	127,24	190,86	254,48	318,10	381,72	445,34	508,96	572,58	49,94		+		

Traatide ristlõikepindala cm² **ja kaal** kG/m

Tabel 2.12

Traadi läbimõõt mm	Traatide arv									Kaal	Tavaline sarrusetraat	Kõrgtugev sarrusetraat
	1	2	3	4	5	6	7	8	9			
2,5	0,049	0,098	0,147	0,196	0,245	0,294	0,343	0,392	0,431	0,039		+
3,0	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055	+	+
3,5	0,097	0,194	0,291	0,388	0,485	0,582	0,679	0,776	0,873	0,076	+	
4,0	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099	+	+
4,5	0,159	0,318	0,477	0,636	0,785	0,954	1,113	1,272	1,431	0,125	+	
5,0	0,196	0,390	0,590	0,730	0,980	1,180	1,380	1,570	1,770	0,154	+	+
5,5	0,237	0,474	0,711	0,948	1,185	1,442	1,659	1,896	2,139	0,187	+	
6,0	0,283	0,570	0,850	1,130	1,420	1,700	1,980	2,260	2,550	0,222	+	+
7,0	0,385	0,770	1,150	1,540	1,920	2,310	2,690	3,080	3,460	0,302	+	+
8,0	0,503	1,010	1,510	2,010	2,520	3,020	3,520	4,020	4,530	0,395	+	+

Märkus. Toodetakse märgiga «+» tähistatud läbimõõte.

Tabel 2.13

Seitsmetraadilised kimbud

Kimbu läbimõõt mm	Välimiste traatide läbimõõt mm	Kimbu ristlõikepindala cm²	Kaal kG/m
4,5	1,5	0,127	0,099
6,0	2,0	0,226	0,176
7,5	2,5	0,354	0,276
9,0	3,0	0,509	0,397
12,0	4,0	0,908	0,703
15,0	5,0	1,415	1,113

Sarrusevarraste ristlõikepindalad on toodud tabelites 2.11, 2.12 ja 2.13.

Raudbetoonkonstruktsioonide arvutusel väsimusele või pragude avanemisele korduvatel koormustel tuleb materjalide arvutustugevusi korrigeerida.

Sel juhul saadakse betooni arvutustugevused $R'_{пр}$, $R'_{и}$ ja $R'_{т}$ eeltoodud arvutustugevuste $R_{пр}$, $R_{и}$ ja $R_{т}$ korrutamisel teguriga $k_{\rho\sigma}$, mis sõltub betooni pingetsükli karakteristikust

$$\varrho_\sigma = \frac{\min \sigma_\sigma}{\max \sigma_\sigma}$$

kus $\min \sigma_\sigma$ ja $\max \sigma_\sigma$ — vähim ja suurim pinge betoonis normkoormusest.

Teguri $k_{\rho\sigma}$ väärtused on toodud tabelis 2.14.

Tabel 2.14

Betooni väsimustegur $k_{\rho\sigma}$

ϱ_σ	$\leqslant 0{,}1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$k_{\rho\sigma}$	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1

Märkus. Tegurid $k_{\rho\sigma}$ on määratud betooni tugevuse kasvu sellise arvestusega, et selleks ajaks, kui koormuste (tsüklite) arv osutub nii suureks, et nõuab arvutust väsimusele, on betoon projekteeritud margiga 150 saavutanud 40% 28-päevasest tugevusest; betoon projekteeritud margiga 600 — 20%; vahepealsetel betooni markidel — lineaarse interpolatsiooni järgi. Kui konstruktsiooni ekspluatatsiooni või valmistamise tingimused ei taga sellist betooni tugevuse kasvu, siis tuleb teguri $k_{\rho\sigma}$ väärtust vastavalt vähendada.

Väsimusarvutusel võetakse sarruse arvutustugevus $R'_a = k_{\rho a} R_a$, kus tegur $k_{\rho a}$ sõltub sarruse pingetsükli karakteristikust

$$\varrho_a = \frac{\min \sigma_a}{\max \sigma_a}$$

kus $\min \sigma_a$ ja $\max \sigma_a$ — vähim ja suurim pinge tõmbesarruses normkoormusest.

Teguri $k_{\rho a}$ väärtused on toodud tabelis 2. 15.

Tabelis 2. 15 toodud väsimusteguri $k_{\rho a}$ väärtused kehtivad ainult varraste kohta, millel ei ole külgekeevitatud vardaid (näiteks range) ega keevisjätke, välja arvatud põkk-keevisjätkud.

Kui sarrusvarrastele on külge keevitatud vardaid, ankruid jne., siis tuleb sarruse arvutustugevuse R'_a määramiseks väsimusarvutusel rakendada veel tegurit k_c tabelist 2. 16.

Tabel 2. 15

Sarruse väsimustegur $k_{\rho a}$

Sarruse liik	ϱ_a								
	—1	—0,2	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1
Kuumaltvaltsitud teras A-I, mark Ст.3	0,45	0,7	0,8	0,85	1	1	1	1	1
Sama, A-II, mark Ст.5	0,4	0,58	0,65	0,72	0,84	1	1	1	1
Sama, A-III, margid 25Г2С ja 35ГС	0,31	0,47	0,52	0,75	0,67	0,83	1	1	1
Kõrgtugev ümartraat, ГОСТ 7348-63	—	—	—	—	—	0,8	1	1	1
Sama, perioodilise profiiliga, ГОСТ 8480-63	—	—	—	—	—	0,7	0,85	0,95	1

Märkused. 1. Teguri $k_{\rho a}$ väärtused ϱ_a vahepealsetel väärtustel määratakse interpoleerimisega.

2. Tabeli andmed ei kehti kimpude ja trosside kohta.

Tabel 2.16

Sarruse väsimustegur k_c

Keevisühenduse tüüp	Terase klass ja mark	
	A-I, Ст. 3	A-II, Ст. 5; A-III, 25Г2С ja 35ГС
Kontakt- ja vannkeevitus	0,9	0,8
Elekter-kaarkeevitus	0,8	0,65
Kontakt-punktkeevitus ristuvate varrastega (võrgud ja karkassid)	0,75	0,75

Märkus. Teiste terase markide ja ühendusviiside puhul tuleb k_c väärtus määrata katseliselt.

Tabel 2.17

Betooni algelastsusmoodul survel ja tõmbel

Betooni mark	100	150	200	300	400	500	600
$E_б$ kG/cm²	190 000	230 000	265 000	315 000	350 000	380 000	400 000

Tabel 2.18

Sarruseterase elastsusmoodulid

Sarruse liik	E_a 10^6 kG/cm²
Kuumaltvaltsitud teras A-I ja A-II	2,1
Sama, A-III ja A-IV	2,0
Tavalised ja kõrgtugevad sarrusetraadid ja kimbud	1,8
Terastrossid	1,6

Raudbetoonkonstruktsioonide väsimusarvutusel võib sarruse pingete määramisel võtta sarruse ja betooni elastsusmoodulite suhte $n' = E_a/E_б$ vastavalt tabelile 2.19.

Tabel 2.19

Redutseerimistegur n' raudbetoonkonstruktsioonide väsimusarvutusel

Betooni projekteeritud mark	150	200	300	400	500 ja 600
Tegur n'	30	25	20	15	10

Märkus. Elemendi redutseeritud ristlõike geomeetriliste suuruste määramisel on lubatud võtta $n = E_a/E_б$.

2.2. RAUDBETOONKONSTRUKTSIOONIDE ARVUTUS KANDEVÕIME JÄRGI

2.2.1. PAINE

Tõmbe- ja survesarrusega ristkülikristlõige.

Selleks et vältida painutatud raudbetoonelementide kandevõime kaotust, kasutatakse kahte jõudude tasakaalu tingimust.

Momendi tasakaalu tingimus tõmbesarruse pinna F_a raskuskeskme suhtes (vt. joon. 2.1) annab:

$$M \leqslant R_и b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{ac} F'_a (h_0 - a') \qquad (2.1)$$

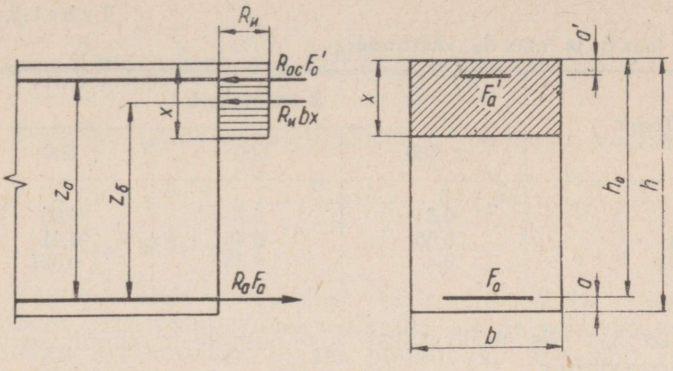
Avaldises (2.1) esinev nulljoone sügavus x leitakse jõudude tasakaalu tingimusest. Projekteerinud jõud elemendi teljele, saame:

$$R_a F_a - R_{ac} F'_a = R_и b x \qquad (2.2)$$

kust

$$x = \frac{R_a F_a - R_{ac} F'_a}{R_и b} \qquad (2.3)$$

Kui tõmbesarrus on asetatud kõrguse suunas mitmesse ritta, siis varrastel, mis asuvad ristlõike tõmmatud äärest kaugemal kui $\frac{1}{2}(h - x)$, võetakse arvutustugevus teguriga 0,8. Samuti vähendatakse sarruse arvutustugevust ka analoogilises olukorras oleva tõmbesarruse puhul suure ekstsentrilisusega surutud ja tõmmatud elementides.



Joonis 2. 1. Tõmbe- ja survesarrusega ristkülikristlõike arvutusskeem

Lisaks tasakaalutingimustele peavad vastavalt normidele [4] olema rahuldatud veel kaks tingimust:

$$\frac{S_б}{S_0} \leqslant \zeta \tag{2.4}$$

ja

$$z_б \leqslant z_a \tag{2.5}$$

kus $S_б$ ja S_0 — survetsooni pinna ja kogu töötava ristlõike pinna staatiline moment tõmbesarruse ristlõikepinna F_a raskuskeskme suhtes;

$z_б$ ja z_a — survetsooni pinna ja survesarruse pinna F'_a raskuskeskme kaugus tõmbesarruse ristlõikepinna F_a raskuskeskmest.

Tingimus (2.4) on empiiriline ja tagab ristlõike normaalse purunemise, s. t. purunemine algab tõmbesarruse voolupiiri saavutamisega ja lõpeb survetsooni purunemisega. Kui tingimus (2.4) pole täidetud, siis algab purunemine survetsoonist, kuna tõmbesarrus voolupiiri ei saavuta — ristlõige on üle sarrustatud. Tingimuses (2.4) esineva teguri ζ väärtus olenevalt betooni margist on toodud tabelis 2. 20.

Kui tingimus (2.5) on täidetud, võib eeldada, et survesarrus saavutab oma arvutustugevuse R_{ac}.

Kui tingimus (2.5) ei ole täidetud, s. t. $z_б > z_a$, mida ristkülikristlõike puhul võib väljendada avaldisega

Tabel 2.20

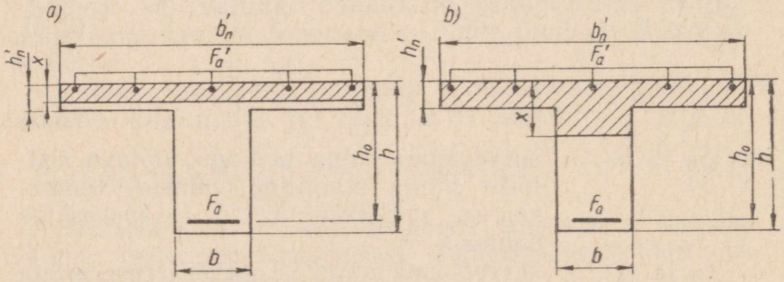
ζ, $\max \alpha$ ja $\max A_0$ väärtused

Tegur	Betooni mark		
	⩽ 400	500	600
ζ	0,8	0,7	0,65
$\max \alpha$	0,55	0,45	0,41
$\max A_0$	0,4	0,35	0,325

$\alpha < 2a'/h_0$, siis määratakse sisejõudude moment survesarruse suhtes

$$M \leqslant R_a F_a (h_0 - a') \qquad (2.6)$$

Ribiplaatristlõigete arvutus oleneb nulljoone asukohast ristlõikes (vt. joon. 2.2).



Joonis 2.2. Ribiplaatristlõike arvutusskeem
a — nulljoon plaadis; *b* — nulljoon ribis

Kui on täidetud tingimus

$$R_a F_a \leqslant R_и b'_п h'_п + R_{ac} F'_a \qquad (2.7)$$

siis asub nulljoon plaadis (joon. 2.2, *a*).

Sel juhul arvutatakse ribiplaatristlõige nagu ristkülikristlõige laiusega $b'_п$.

Kui tingimus (2.6) ei ole täidetud, siis asub nulljoon ribis (joon. 2.2, *b*).

Nulljoone sügavus määratakse jõudude tasakaalu tingimusest

$$R_a F_a - R_и b x - R_{пр} (b'_п - b) h'_п - R_{ac} F'_a = 0 \qquad (2.8)$$

kust

$$x = \frac{R_a F_a - R_{пр}(b'_п - b)h'_п - R_{ac}F'_a}{R_и b}$$

Ristlõike tugevust kontrollitakse momendi võrrandiga

$$M \leqslant R_и b x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{пр}(h'_п - b)\left(h_0 - \frac{h'_п}{2}\right)h'_п + \\ + R_{ac}F'_a(h_0 - a') \qquad (2.9)$$

Nagu nähtub avaldistest (2.8) ja (2.9), võetakse betooni arvutustugevuseks plaadis ainult prismatugevus, millega arvestatakse plaadi puudulikku koostööd ribiga survetsoonis.

Plaadi ja ribi puuduliku koostöö tõttu on ribiplaatristlõigete plaadi arvutuslik laius $b'_п$ piiratud. Plaadi arvutuslik laius ribist mõlemale poole ei tohi ületada poolt vahekaugust naaberribini ega $^1/_6$ elemendi arvutuslikust sildest.

Kui põikribid sildes puuduvad või kui põikribide vahekaugus on suurem kui pikiribide vahekaugus ning $h'_п < 0{,}1h$, siis plaadi arvutuslik laius ribist mõlemale poole ei või ületada $6h'_п$.

Üksiku ribiplaatristlõikega tala puhul võetakse plaadi arvutuslikuks laiuseks ribist mõlemale poole:

kui $h'_п \geqslant 0{,}1h$, siis mitte üle $6h'_п$;

kui $0{,}05h \leqslant h'_п < 0{,}1h$, siis mitte üle $3h'_п$;

kui $h'_п < 0{,}05h$, siis plaati arvutustes ei arvestata ning element arvutatakse ristkülikristlõikena laiusega b.

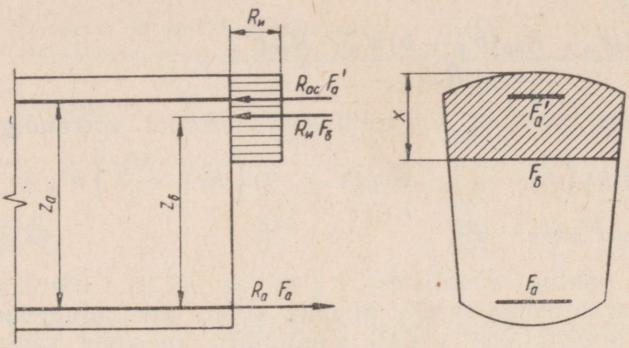
Samuti nagu ristkülikristlõike korral, peavad ka ribiplaadi korral olema täidetud tingimused (2.4) ja (2.5), kusjuures tingimuse (2.4) kontrollil võetakse arvesse ainult ribi ristlõige.

Meelevaldse ristlõikega, sümmeetriatasandis painutatud elemendi (joon. 2.3) arvutusel lähtutakse üldistest tugevustingimustest. Välisjõudude moment vaadeldavas ristlõikes peab olema väiksem või võrduma sisejõudude momendiga piirolukorras:

$$M \leqslant R_и S_б + R_{ac}S_a \qquad (2.10)$$

Kuna nulljoone asend määratakse sisejõudude tasakaalu tingimusest

$$R_a F_a - R_{ac}F'_a = R_и F_б \qquad (2.11)$$



Joonis 2. 3. Meelevaldse ristlõike arvutusskeem

kus $F_б$ ja $S_б$ — survetsooni pindala ja staatiline moment tõmbesarruse pinna $F_а$ raskuskeskme suhtes;

$S_а$ — survesarruse pinna $F'_а$ staatiline moment tõmbesarruse pinna $F_а$ raskuskeskme suhtes.

Ka siin peavad olema täidetud tingimused (2. 4) ja (2. 5).

Ristkülikristlõike dimensioonimine

Avaldised (2. 1) ja (2. 11) võimaldavad kontrollida paindeelementide ristlõikeid; nende avaldiste rahuldamisel on tagatud paindeelementide kandevõime ekspluatatsiooniolukorras. Kuid praktikas on sama oluliseks ka ristlõigete dimensioonimine.

Survesarruseta ristkülikristlõigete dimensioonimisel on harilikult antud M, $R_а$, $R_и$ ja b. Kasutada on kaks võrrandit — (2.1) ja (2. 2), kuna tundmatuid on kolm: h, $F_а$ ja x. Tavaliselt valitakse ette sarrustustegur $\mu = F_а/bh_0$ (või sarrustusprotsent $p = 100F_а/bh_0$), mis annab ökonoomseima ristlõike.

Avaldis (2. 1) annab, kuna survesarrus puudub,

$$M = R_и b h_0^2 \frac{x}{h_0}\left(1 - 0{,}5\frac{x}{h_0}\right) \qquad (2.1')$$

kust

$$h_0 = \frac{1}{\sqrt{\frac{x}{h_0}\left(1 - 0{,}5\frac{x}{h_0}\right)}} \sqrt{\frac{M}{bR_и}} = r_0 \sqrt{\frac{M}{bR_и}} \qquad (2.12)$$

Avaldis (2.3) annab, kuna survesarrus puudub,

$$\alpha = \frac{x}{h_0} = \frac{F_a R_a}{bh_0 R_и} = \mu \frac{R_a}{R_и} \qquad (2.13)$$

Seega on valitud μ (või p) puhul võimalik leida avaldise (2.13) kaudu $\alpha = x/h_0$ ja edasi (2.12) kaudu h_0. Tõmbesarruse pindala F_a on määratav avaldisega $F_a = \mu b h_0$.

Eeltoodud arvutuse käiku on võimalik tunduvalt lühendada, kasutades tabelit 2.21, kus on omavahel seotud suurused $\alpha = x/h_0 = \mu R_a/R_и$:

$$r_0 = \frac{1}{\sqrt{A_0}}; \quad A_0 = \frac{x}{h_0}\left(1 - 0{,}5\frac{x}{h_0}\right)$$

$$\gamma_0 = 1 - 0{,}5\frac{x}{h_0} = \frac{z}{h_0}$$

Tabeli 2.21 kasutamisel tuleb suurused anda järgmistes dimensioonides: M kGcm, b, x ja h_0 cm, tugevused kG/cm^2.

Tabel 2.21 on universaalne ja võimaldab arvutada nii ristkülik- kui ka ribiplaatristlõikega elemente igasugust marki betooni ja terase puhul. Tabel on kasutatav ka pingbetooni arvutamisel.

Kui lähteandmeteks on M, R_a, $R_и$, b ja h (h_0), siis on otstarbekohane järgmine arvutuskäik tõmbesarruse pinna F_a määramiseks. Avaldisest (2.1′) saame, kasutades suurust A_0,

$$M = A_0 b h_0^2 R_и \qquad (2.1'')$$

ja siit

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_и}$$

Edasi leiame tabelist 2.21 A_0 suurusele vastava α väärtuse ning vajaliku sarruse pindala $F_a = \alpha b h_0 \frac{R_и}{R_a}$. Samuti on sarruse pindala määratav tabelist 2.21 A_0 suurusele vastava γ_0 järgi:

Tabel 2.21

$\alpha(\alpha')$, r_0, $\gamma_0(\gamma'_0)$ ja $A_0(A'_0)$ väärtused

$\alpha(\alpha')$	r_0	$\gamma_0(\gamma'_0)$	$A_0(A'_0)$	$\alpha(\alpha')$	r_0	$\gamma_0(\gamma'_0)$	$A_0(A'_0)$
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	0,301
0,09	3,41	0,955	0,085	0,37	1,82	0,815	0,295
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				

$$F_a = \frac{M}{\gamma_0 h_0 R_a}$$

Suhteliselt väikese α korral soovitab instruktsioon [6] ristlõike tugevust kontrollida avaldisega

$$M \leqslant R_a F_a \gamma_0 h_0$$

kus γ_0 määratakse tabelist 2.21 α järgi.

Dimensioonimisel peab arvestama nn. piirmomenti — momendi väärtust, mida ristlõige on võimeline vastu võtma antud betooni margi korral ükskõik kui võimsa tõmbesarruse olemasolul. Ristlõikega vastuvõetav moment

oli antud avaldisega (2. 1′). Samal ajal peab olema täidetud tingimus (2. 4). Osutub, et tingimuse (2. 4) täitmisel kujuneb ristlõike suhteline kõrgus olenevalt betooni margist:

betooni mark	$\leqslant 400$	500	600
x/h_0	$\leqslant 0{,}55$	$\leqslant 0{,}45$	$\leqslant 0{,}41$

Asetades eeltoodud väärtused avaldisse (2. 1′), saame piirmomentide väärtuseks:

betooni mark $\leqslant 400$ puhul $M_{\text{piir}} = 0{,}4\, bh_0^2 R_{\text{и}}$ (2. 14)
betooni mark 500 puhul $M_{\text{piir}} = 0{,}35 bh_0^2 R_{\text{и}}$ (2. 14′)
betooni mark 600 puhul $M_{\text{piir}} = 0{,}325 bh_0^2 R_{\text{и}}$ (2. 14″)

Surve- ja tõmbesarrusega ristkülikristlõigete dimensioonimisel on lähteandmeteks M, $R_{\text{и}}$, R_{a}, R_{ac}, b ja h (h_0) ning vaja on määrata tõmbe- ja survesarruse pindalad.

Surve- ja tõmbesarrusega ristlõigete korral on soovitav, et

$$M \leqslant 0{,}5 bh_0^2 R_{\text{и}}$$

Ristlõikega vastuvõetav moment on vastavalt avaldisele (2. 1), kasutades piirmomenti,

$$M = 0{,}4 bh_0^2 R_{\text{и}} + R_{\text{ac}} F'_{\text{a}} (h_0 - a') \qquad (2.\,1''')$$

ja survesarruse pindala (betooni margi korral kuni 400)

$$F'_{\text{a}} = \frac{M - 0{,}4 bh_0^2 R_{\text{и}}}{R_{\text{ac}} (h_0 - a')} \qquad (2.\,15)$$

Tõmbesarruse pindala F_{a} leiame avaldisest (2. 2), võttes arvesse, et $x = 0{,}55 h_0$ (betooni margi korral kuni 400):

$$F_{\text{a}} = 0{,}55 bh_0 \frac{R_{\text{и}}}{R_{\text{a}}} + F'_{\text{a}} \frac{R_{\text{ac}}}{R_{\text{a}}} \qquad (2.\,16)$$

Betooni margi 500 ja 600 korral tuleb F'_{a} ja F_{a} avaldistes võtta vastavad piirmomendi ja suhtelise kõrguse väärtused.

Kui eeltoodud lähteandmetele lisandub veel survesarruse pindala F'_{a}, siis on tõmbesarruse pindala F_{a} määramise käik järgmine. Leiame arvutusmomendi, mille võtab vastu survesarrus koos vastava hulga tõmbesarrusega:

$$M_{\text{II}} = R_{\text{ac}} F'_{\text{a}} (h_0 - a')$$

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

$$M_{\text{I}} = M - M_{\text{II}}$$

Edasi arvutame nagu survesarruseta ristlõiget:

$$A_{0\text{I}} = \frac{M_{\text{I}}}{bh_0^2 R_{\text{и}}}$$

ja tabelist 2. 21 leiame α_{I}, mille kaudu määrame

$$F_{a\text{I}} = \alpha_{\text{I}} b h_0 \frac{R}{R_a}$$

ja kogu tõmbesarruse pindala

$$F_a = F_{a\text{I}} + \frac{R_{ac}}{R_a} F'_a$$

Viimases avaldises teise liikme ees olev tegur R_{ac}/R_a redutseerib survetsoonis oleva sarruse pindala tõmbesarruse pindalale. Kui surve- ja tõmbetsoonis kasutatakse samasugust sarrust, s. o. kui $R_a = R_{ac}$, siis avaldub vajalik tõmbesarruse pindala järgmiselt:

$$F_a = F_{a\text{I}} + F'_a$$

Painutatud raudbetoonelementide vastupanu põikjõule kontrollitakse kandevõime järgi kaldpraos, kus sisejõudude arvutuslik skeem konstantse kõrgusega elementide puhul on toodud joonisel 2. 4.

Kaldpragu jagab elemendi nagu kaheks osaks, mis on omavahel seotud prao lõpul oleva betooniga survetsoonis ja pragu läbiva pikisarrusega, rangidega ning ülespööretega tõmbetsoonis.

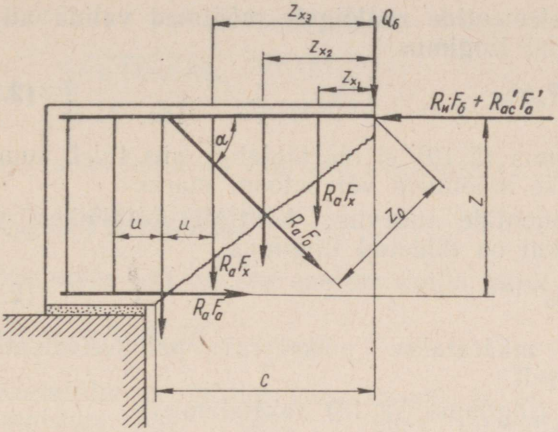
Purunemisolukorra jaoks on võimalik koostada kaks tasakaalutingimust.

Tasakaalutingimus talaosa pöördumisel ümber kaldprao otsa kohal oleva survetsooni resultandi rakenduspunkti:

$$M \leqslant R_a F_a z + \sum R_a F_0 z_0 + \sum R_a F_x z_x \qquad (2.17)$$

ja tasakaalutingimus talaosade vertikaalsuunalisel nihkumisel üksteise suhtes:

$$Q \leqslant \sum R_{ax} F_0 \sin\alpha + \sum R_{ax} F_x + Q_6 \qquad (2.18)$$



Joonis 2. 4. Paindeelemendi purunemise skeem kaldpraos

kus M ja Q — arvutuslik paindemoment ja põikjõud prao otsa kohal;

$Q_б$ — survetsooni piirsisejõu projektsioon vertikaalsuunale (survetsooni läbilõikejõud);

F_0 — kõikide ühes kaldpragu läbivas tasandis asuvate ülespöörete ristlõikepindala;

F_x — kõigi elemendi teljega risti olevas ja kaldpragu läbivas ühes tasandis asuvate põikvarraste (rangide) ristlõikepindala; ühesuguse läbimõõduga rangide puhul $F_x = nf_x$;

f_x — ühe rangi ristlõikepindala;

n — rangide lõigete arv elemendi telje risttasandis;

z_0 ja z_x — survetsooni resultandi rakenduspunkti kaugused kaldpragu läbivate tasanditeni, kus asetsevad vastavad ülespöörded või rangid. Normid [4] lubavad z_0 ja z_x määrata betooni survetsooni raskuskeskmest;

α — elemendi pikitelje ja ülespöörete vaheline nurk vaadeldavas lõikes.

Avaldiste (2. 17) ja (2. 18) kaudu kontrollitakse paindeelemendi tugevust kaldlõikes. Normid [4] soovita-

vad paindeelementide ristlõigete mõõtmed valida nii, et oleks täidetud tingimus

$$Q \leqslant 0{,}25R_{\text{и}}bh_0 \tag{2.19}$$

Kui tingimus (2.19) ei ole täidetud, siis tuleb suurendada ristlõike mõõtmeid või betooni marki.

Paindeelementide tugevuse kontroll kaldlõikes võib jääda ära, kui on täidetud tingimus

$$Q \leqslant R_{\text{p}}bh_0 \tag{2.20}$$

Sel juhul määratakse põiksarrus paindeelementides konstruktiivselt.

Vaatleme tingimuse (2.18) rakendamist.

Nagu jooniselt 2.4 nähtub, paigaldatakse rangid paindeelementides sammuga u. Rangide poolt vastuvõetava põikjõu võime kujutada ühtlaselt jaotatuna piki elemendi telge, intensiivsusega

$$q_{\text{x}} = \frac{F_{\text{x}}R_{\text{ax}}}{u} = \frac{nf_{\text{x}}R_{\text{ax}}}{u} \tag{2.21}$$

Survetsooni lõikejõud $Q_{\text{б}}$ ja rangide poolt vastuvõetav põikjõud kaldpraos

$$Q_{\text{xб}} = q_{\text{x}}c + Q_{\text{б}} \tag{2.22}$$

kus c — kaldprao pikkuse projektsioon elemendi teljele;
$Q_{\text{б}}$ — survetsooni läbilõikejõud.

$Q_{\text{б}}$ suurus on määratud katseliselt ja on antud normides avaldisega

$$Q_{\text{б}} = \frac{0{,}15bh_0^2R_{\text{и}}}{c} \tag{2.23}$$

Avaldises (2.23) tuleb ribiplaat- ja I-ristlõigete puhul võtta ristlõike laiuseks ribi laius b.

Leiame kaldprao sellise pikkuse c_0, mille puhul esineb minimaalne $Q_{\text{xб}}$. Avaldise (2.22) tuletamisel c järgi

$$\frac{\text{d}Q_{\text{xб}}}{\text{d}c} = 0$$

saame

$$c_0 = \sqrt{\frac{0{,}15bh_0^2R_{\text{и}}}{q_{\text{х}}}} \qquad (2.24)$$

Asetades leitud c_0 väärtuse avaldisse (2.22), saame

$$Q_{\text{хб}} = \sqrt{0{,}6bh_0^2R_{\text{и}}q_{\text{х}}}$$

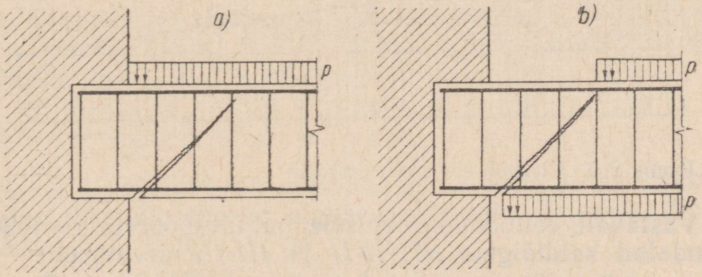
Normides [4] on see avaldis antud kujul

$$Q_{\text{хб}} = \sqrt{0{,}6bh_0^2R_{\text{и}}q_{\text{х}}} - uq_{\text{х}} \qquad (2.25)$$

Korrektiiv on tehtud varu kasuks ja on põhjendatud järgmisega. $uq_{\text{х}} = F_{\text{х}}R_{\text{ах}}$ on ühes tasandis rangidega vastuvõetav põikjõud. Kui esimese rangi asukoht langeb prao algusse, siis ei ole tagatud tema töötamine põikjõule, mistõttu selle põikjõu suurus lahutatakse $Q_{\text{хб}}$ teoreetilisest väärtusest.

Kui koormus p on rakendatud tala ülemisse pinda ja kui ta vältimatult esineb kaldprao kohal (joonis 2.5, *a*), siis lubavad normid [4] avaldistes (2.24) ja (2.25) $q_{\text{х}}$ asendada suurusega $q_{\text{х}} + q$, mis tunduvalt suurendab $Q_{\text{хб}}$. Seejuures tuleb arvutuslikus koormuses omakaal võtta teguriga 0,5, s. t. $q = 0{,}5g + p$. Kui koormus on rakendatud tala alumisse pinda või on võimalik, et ülemisse pinda rakendatud koormus kaldprao ulatuses puudub (joonis 5, *b*), siis langeb see soodustus ära.

Monteeritavas raudbetoonis, kus paindeelemendid sarrustatakse tavaliselt karkassidega, milles ülespöörded



Joonis 2.5. Koormuse rakendus talale kaldprao kohal:
a — ülemisse pinda; *b* — ülemisse ja alumisse pinda

puuduvad, peab olema täidetud tingimus $Q < Q_{x\delta}$. Seega on võimalik määrata vajalikku põiksarrust tingimusest (2. 25):

$$q_x = \frac{(Q + F_x R_{ax})^2}{0{,}6 b h_0^2 R_n} \qquad (2.26)$$

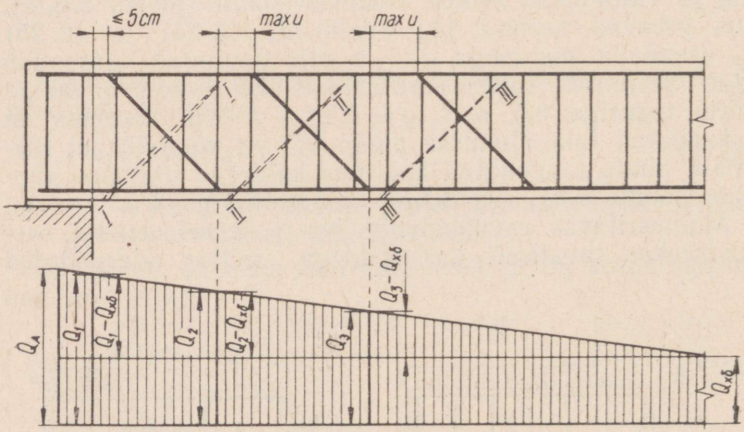
Kui arvutuslik põikjõud $Q > Q_{x\delta}$, siis tuleb etteantud ristlõike ja betooni margi korral ette näha ülespöörded. Ülespöörete sisejõu vertikaalkomponent peab tasakaalustama arvutusliku põikjõu ja $Q_{x\delta}$ vahe:

$$Q - Q_{x\delta} = F_0 R_{ax} \sin \alpha$$

kust määratakse ülespöörete vajalik ristlõikepindala

$$F_0 = \frac{Q - Q_{x\delta}}{R_{ax} \sin \alpha} \qquad (2.27)$$

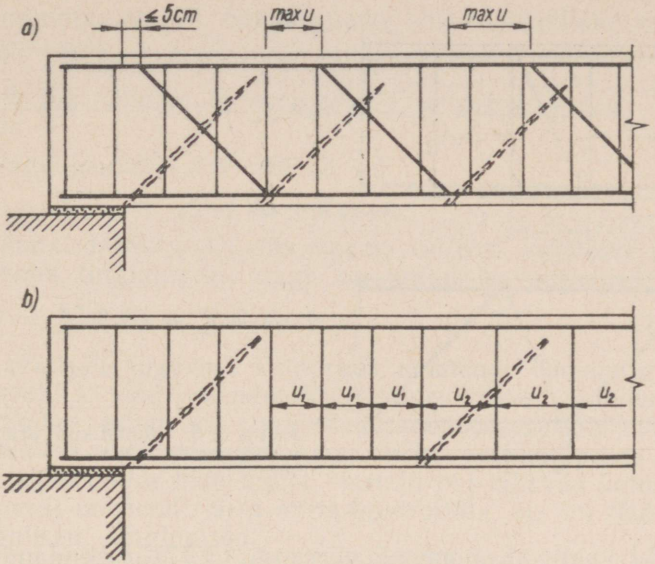
Joonisel 2. 6 on esitatud tala koos ühtlaselt jaotatud koormusele vastava põikjõu epüüriga. Suurim ülespöörete pindala on vajalik toe ääres kaldlõikes *I-I*. Järgmise ülespöörde vajaduse määrab põikjõu diferents $Q_2 - Q_{x\delta}$ jne.



Joonis 2. 6. Ülespöörete arvutusskeem

Vastavalt eeltoodud joonisele on ülespöörete ristlõikepindalad kaldlõigete *I-I*, *II-II* ja *III-III* arvutusel:

$$F_{01} = \frac{Q_1 - Q_{x\delta}}{R_{ax} \sin \alpha}; \quad F_{02} = \frac{Q_2 - Q_{x\delta}}{R_{ax} \sin \alpha}; \quad F_{03} = \frac{Q_3 - Q_{x\delta}}{R_{ax} \sin \alpha}$$



Joonis 2.7. Põikjõule kontrollitavad kaldlõiked:
a — ülespööretega; *b* — ülespööreteta

Vastavalt normidele [4] tuleb paindeelemente kontrollida põikjõule järgmistes lõigetes (joon. 2.7):

— toe ääres algavas kaldlõikes;

— ülespöörete algust läbivais kaldlõigetes;

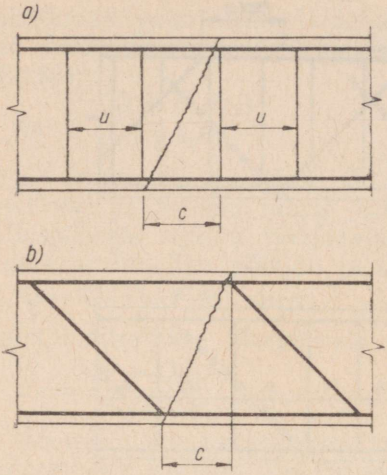
— kaldlõigetes, mis läbivad tõmbetsoonis rangide erineva sammu algpunkti.

Survetsooni läbilõikejõu $Q_б$ avaldis (2.23) määrab ka rangide ja ülespöörete maksimaalse vahekauguse. Kaldpraos, mis mahub kahe rangi vahele (joon. 2.8, *a*) või ühe ülespöörde alguse ja temale järgneva ülespöörde lõpu vahele (joon. 2.8, *b*) ei esine põiksarrust, seega $Q \leqslant Q_б$. Siit

$$c = \frac{0{,}15bh_0^2R_и}{Q}$$

Normid [4] lubavad maksimaalseks rangide sammuks, samuti ühe ülespöörde alguse ja temale järgneva ülespöörde lõpu vaheks, võtta väärtuse

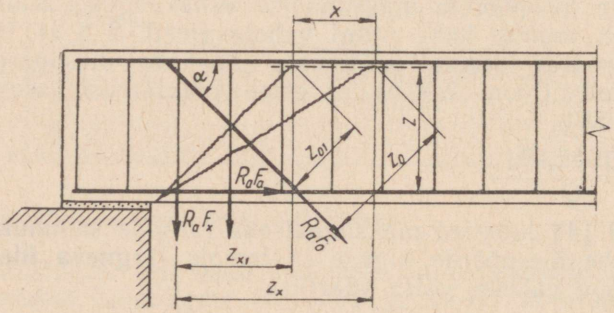
$$max\, u = \frac{0{,}1bh_0^2R_и}{Q} \qquad (2.28)$$



Joonis 2. 8. Võimalikud praod: *a* — rangide vahel; *b* — ülespöörete vahel

Nüüd vaatleme momendi võrrandi (2. 17) rakendamist. Kaldpragu vaadeldakse tinglikult sirgjoonelisena. Et kasutada momendi võrrandit, peame teadma kaldprao lõpu asukoha. Joonisel 2. 9 kujutatud toe äärest algava kaldprao pikkuse suurenemisega suureneb välisjõudude moment kaldprao otsa läbiva lõike suhtes. Kuid teisest küljest suureneb ka sisejõudude moment, kuna sisejõudude õlad suurenevad.

Ühest punktist algavatest kaldlõigetest on kõige ohtlikum see, milles välis- ja sisejõudude momentide vahe



Joonis 2. 9. Ohtliku kaldlõike määramise skeem arvutusel paindemomendile

on minimaalne [7]. Seega leiame ohtliku kaldlõike asendi tingimusest

$$\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}x}\left[M-\left(R_{\mathrm{a}}F_{\mathrm{a}}z+\sum R_{\mathrm{a}}F_{\mathrm{x}}z_{\mathrm{x}}+\sum R_{\mathrm{a}}F_{0}z_{0}\right)\right]=0$$

Nagu jooniselt 2.9 nähtub, on

$$z_{\mathrm{x}}=z_{\mathrm{x1}}+x;\quad z_{0}=z_{01}+x\sin\alpha$$

ja kuna $\mathrm{d}M/\mathrm{d}x=Q$, siis saame ohtliku kaldlõike lõpu asukoha tingimuseks, nagu on antud ka normides [4],

$$Q=\sum R_{\mathrm{a}}F_{\mathrm{x}}+\sum R_{\mathrm{a}}F_{0}\sin\alpha \qquad (2.29)$$

Tavaliselt tugevust kaldpraos momendi võrrandiga ei kontrollita, vaid rakendatakse konstruktiivsed abinõud, et kaldlõikes esinevate sisejõudude moment kaldlõike lõpu suhtes ei oleks väiksem sama lõike vertikaalpraos olevate sisejõudude momendist. Normid [4] lubavad kaldprao tugevust momendi järgi mitte kontrollida, kui on täidetud järgmised tingimused.

1. Arvutuslike rangide samm ning ülespöörde alguse ja temale järgneva ülespöörde lõpu vahe ei tohi ületada avaldisega (2.28) antud suurust.

2. Pikisarrust ei tohi tõmbetsoonis lõpetada lähemal kui

$$w=\frac{Q-Q_{0}}{2q_{\mathrm{x}w}}+5d\geqslant 20d \qquad (2.30)$$

sellele püstlõikele, kus lõppevad sarrusvardad ei ole momendi epüüri katteks enam vajalikud.

Avaldises (2.30):

Q — arvutuslik põikjõud;

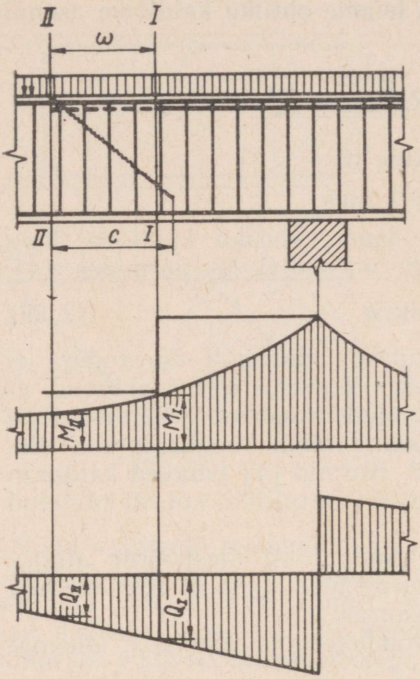
Q_0 — ülespööretega vastuvõetav põikjõud;

$q_{\mathrm{x}w}$ — rangidega vastuvõetav põikjõud ühele pikkusühikule w ulatuses ja on määratav avaldisega

$$q_{\mathrm{x}w}=\frac{F_{\mathrm{x}}R_{\mathrm{a}}}{u}$$

d — katkestatava varda läbimõõt.

Normide eeltoodud tingimus on põhjendatud järgmisega [7]. Terase ökonoomsemaks kasutamiseks katkestatakse sageli osa tõmbevardaid kohtades, kus neid ristlõike arvutuse järgi enam ei vajata. Kõige sagedamini



Joonis 2. 10. Pikisarruse katkestamine

esineb sellist pikisarruse katkestamist jätkuvtalade negatiivse momendiga tsoonides. Olukorra lihtsustamiseks (see suurendab tegelikult w väärtust) vaatleme tala, kus ülespöörded puuduvad. Sarruse katkestuskoht on nihutatud teoreetilisest punktist (s. t. punktist, kus katkestatavat varrast ei vajata momendi M_I vastuvõtmiseks), sellise suuruse w võrra kaugemale, mis tagab mistahes kaldlõike tugevuse, kus arvutusliku momendi suurus on võrdne või suurem kui M_I (vt. joonis 2. 10).

Kaldlõikes, mille algus on sarruse teoreetilisest katkestuskohast kaugemal, on sisejõudude moment võrdne rangide sisejõudude ja allesjäänud tõmbesarruse sisejõu momentide summaga. On pikemata selge, et katkestatavat sarrust tuleb pikendada seni, kuni rangide sisejõudude momentide summa kompenseerib katkestatava sarruse momendi kõige ohtlikumas kaldlõikes. Pikkuse w suurenemisega liigub ohtliku kaldlõike algus momendi vähenemise suunas. Ohtlikus kaldlõikes, mis algab katkestatava

varda lõpul kaugusel w teoreetilisest katkestuskohast, on küllaldase tugevuse tingimus

$$M = F_a R_a z + \frac{q_{xw} c^2}{2}$$

kus $F_a R_a$ — tõmbesarruse sisejõud katkestatud varrasteta;

q_{xw} — rangidega vastuvõetava sisejõu intensiivsus w ulatuses.

Kõige ohtlikuma kaldlõike asend on määratud tingimusega

$$Q = q_{xw} c$$

Arvutuslik moment ja põikjõud kaldlõikes väljendatakse kaldlõike algust läbivas lõikes esineva momendi ja põikjõu kaudu järgmiselt:

$$M = M_{II} + Q_{II} c$$

ja kuna koormus p on rakendatud üleval ega mõju vaadeldavale (käesoleval juhul vasakule) elemendiosale, siis

$$Q = Q_{II}$$

Kaldlõikes esinevad jõud saab nüüd avaldada tuntud jõududega, s. o. varraste teoreetilises katkestuskohas esinevate jõududega:

$$M_{II} = M_I - Q_I w + \frac{p w^2}{2}; \quad Q_{II} = Q_I - p w$$

Selles lõikes on ka

$$M_I = F_a R_a z$$

Asetades saadud suurused tasakaalutingimusse ja lahendades ruutvõrrandi w suhtes, saame:

$$w = \frac{Q_I}{2q_{xw} + p}$$

Kuna katkestatav varras ei hakka kohe tööle, siis lisatakse suurusele w veel $5d$. Koormus p võib kaldprao ulatuses puududa, mistõttu eeltoodud väärtus suureneb, seega

$$w = \frac{Q}{2q_{xw}} + 5d$$

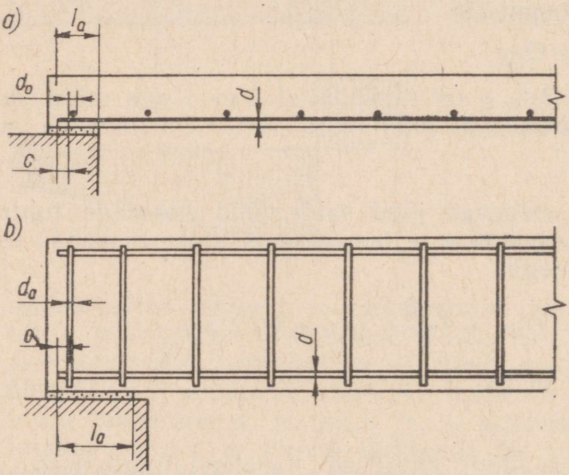
Kui ohtlikku kaldlõiget läbib ülespööre, siis võtab saadud suurus normides toodud kuju

$$w = \frac{Q - Q_0}{2q_{xw}} + 5d \geqslant 20d$$

$w \geqslant 20d$ on normidega püstitatud täiendav tingimus, et garanteerida pikisarruse küllaldast ankurdust.

3. Paindeelemendi tugedeni ulatuvate pikivarraste ankurdamiseks tuleb äärmistes tugedes täita järgmised nõuded.

Kui $Q \leqslant R_p b h_0$, s. t. arvutuse järgi pole põiksarrus vajalik, siis ankurduspikkus l_a (sarruse lõpu kaugus vabast äärest) peab olema vähemalt $5d$, soovitav $10d$.



Joonis 2.11. Sarruskarkasside ja -võrkude ankurdus äärmisel toel:
a — plaatides; *b* — talades

Keevitatud võrkudes ja karkassides, kus pikisarrus on sileda pinnaga ümarterasest, peab iga varda külge olema keevitatud vähemalt üks põik-(ankurdus-)varras, kaugusega karkassi otsast

$c \leqslant 15$ mm, kui sarruse $d \leqslant 10$ mm;
$c \leqslant 1{,}5d$, kui sarruse $d > 10$ mm.

Ankurdusvarda läbimõõt peab olema vähemalt pool pikisarruse läbimõõtu (joonis 2. 11, *a*).

Kui $Q > R_p b h_0$, s. t. arvutuslik põiksarrus on vajalik, siis peab sarruse ankurduspikkus olema vähemalt 15*d*. Kui betooni mark on 200 või rohkem, siis lubatakse pikisarruse A-II ja A-III ankurduspikkuseks võtta 10*d*.

Keevitatud võrkudes ja karkassides, kus pikisarrus on sileda pinnaga ümarterasest, peab iga varda külge ankurduspikkuse l_a ulatuses keevitama vähemalt kaks põik-(ankurdus-)varrast; $d_a \geqslant d/2$. Ankurdusvarraste kaugus karkassi otsast *c* peab rahuldama eeltoodud nõudeid (joon. 2. 11, *b*).

Normid [4] lubavad ankurduspikkust vähendada ainult juhul, kui spetsiaalabinõudega tagatakse usaldusväärne ankurdus.

4. Ülespöörde lõpu kaugus liigendtoe äärest peab olema vähem kui 50 mm ja jäiga toe (ka jätkuvtala vahepealsete tugede) äärest vähem kui $h_0/2$.

Ülespöörde algus tõmmatud tsoonis peab asetsema püstlõikest, kus ülespööratavaid vardaid vajatakse paindemomendi katteks, vähemalt $h_0/2$ kaugusel (vt. joon. 2. 12).

Ülespöörde lõpp ei tohi asetseda lähemal vertikaallõikest, kus ülespööratavad vardad ei ole enam vajalikud paindemomendi vastuvõtmiseks.

Lõikes *I-I*, kus ülespööratavat varrast kasutatakse täielikult, on tugevustingimus:

$$M_D \leqslant R_a F_a z_6$$

Tugevustingimus kaldlõikes *II-II*, mis läbib püstlõike *I-I* survetsooni raskuskeset (arvestamata rangidega), annab:

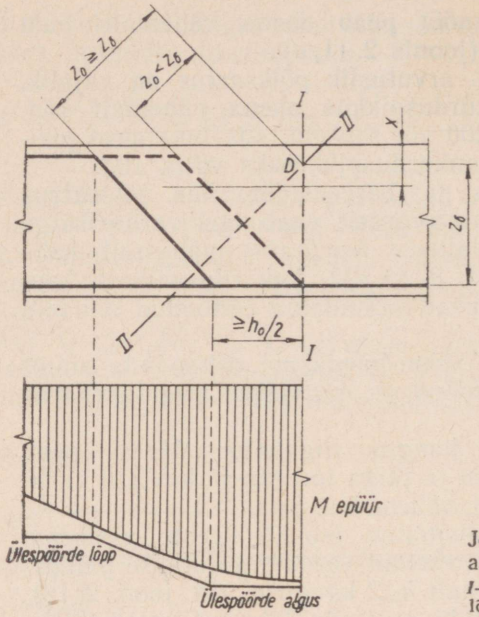
$$M_D \leqslant R_a (F_a - F_0) z_6 + F_0 R_a z_0$$

kus F_0 — ülespööratava varda ristlõikepindala, ehk:

$$M_D = R_a F_a z_6 + F_0 R_a (z_0 - z_6)$$

Seega ristlõike tugevus kaldlõikes paindemomendile on tagatud, kui $z_0 \geqslant z_6$. See tingimus on täidetud, kui ülespöörde algus asub lõikest *I-I* kaugemal kui $h_0/2$.

Eeltoodud nelja tingimuse täitmine tagab kaldlõike tugevuse momendile, s. t. kaldlõikes ei teki ohtlikumat olukorda kui ristlõigete arvutusel paindele.



Joonis 2. 12. Ülespöörde asetus piki elemendi telge: *I—I* — püstlõige; *II—II* — kaldlõige

Instruktsioon [6] lubab loobuda ainult rangidest põiksarrusega ühtlase kõrgusega elementide kaldlõigete tugevuse kontrollist põikjõule, kui kaldlõiget kontrollitakse pragude laiusele ning on täidetud kaldlõigete tugevuse ja pragude laiuse ühisel arvutusel saadud tingimus

$$Q \leqslant sbh_0R_{\text{и}} \qquad (2.31)$$

s väärtused on toodud tabelis 2. 22.

Sel juhul määratakse põiksarrus pragude laiuse arvutusega (vt. 2. 4. 3).

Muutuva kõrgusega elementide arvutamiseks annab instruktsioon [6] järgmised juhised.

Kui lihttala kõrgus suureneb koos paindemomendi suurenemisega ning surutud serv on horisontaalne ja tõmmatud serv kaldu (joon. 2. 13, *a*), siis

$$Q \leqslant \sum R_{\text{ax}}F_0 \sin\alpha + \sum R_{\text{a}}F_{\text{x}} + Q_6 + \\ + \frac{M - \sum R_{\text{ax}}F_{\text{x}}z_{\text{x}} - \sum R_{\text{ax}}F_0z_0}{z} \operatorname{tg}\beta \qquad (2.32)$$

Tabel 2.22

Tegur *s* põiksarruse arvutamiseks

Põiksarruse klass	Põikvarraste läbimõõt mm	Betooni mark						
		200			300		400	
		Ristlõike töötav kõrgus h_0 cm						
		30	40	⩾50	30	⩾40	30	⩾40
B-I	4	0,19	0,19	0,19	0,17	0,17	0,15	0,15
	5	0,21	0,21	0,21	0,18	0,18	0,15	0,15
A-I	6	0,02	0,14	0,16	0,08	0,14	0,07	0,12
	8	0,09	0,18	0,18	0,15	0,15	0,14	0,14
	10	0,15	0,19	0,19	0,17	0,17	0,15	0,15
	12	0,21	0,21	0,21	0,18	0,18	0,16	0,16
A-II	10	0,20	0,20	0,20	0,18	0,18	0,16	0,16
	12	0,21	0,21	0,21	0,19	0,19	0,17	0,17

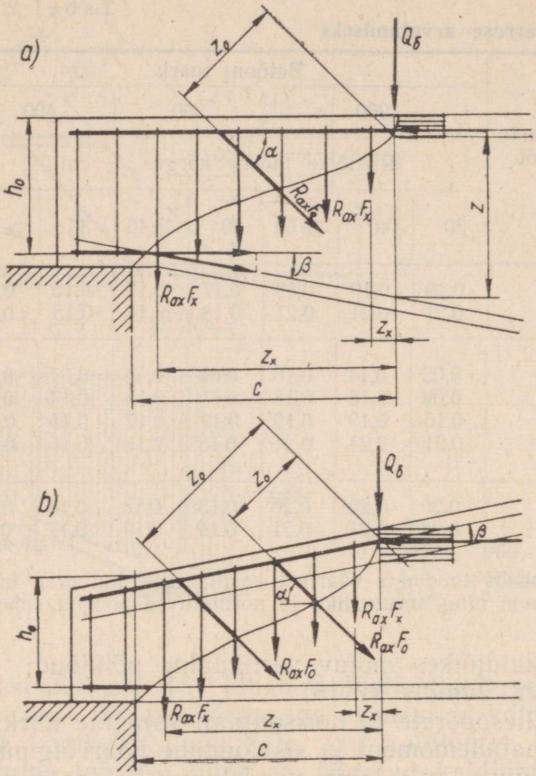
Märkus. Tabelis toodud *s* väärtust kasutatakse, kui prao lubatud laius on 0,3 mm ning arvutusliku ja normatiivse põikjõu suhe ei ületa 1,3.

kus Q — kaldlõikes mõjuv vertikaalne põikjõud;
F_0 ja F_x — vt. avaldis (2.18);
α — ülespöörete ja horisontaali vaheline nurk;
M ja z — paindemoment ja sisejõudude paari õlg püstlõikes, mis läbib vaadeldava kaldprao otsa survetsoonis;
z_0 ja z_x — vt. avaldis (2.18);
β — pikisarruse ja horisontaali vaheline nurk;
Q_6 — määratakse vastavalt avaldisele (2.23), kus h_0 võetakse minimaalne kaldprao pikkuse ulatuses.

z väärtuseks lubatakse võtta:
ristkülikristlõike puhul $z = 0{,}9h_0$;
ribiplaat- ja I-ristlõike puhul $z = h_{01} - 0{,}5h'_n$;
kus h_{01} — vaadeldava kaldprao lõppu läbiva ristlõike töötav kõrgus.

Kõige ohtlikuma kaldprao projektsiooni pikkus on määratav avaldisest (2.24), võttes minimaalse h_0.

Kui ülespöörded puuduvad, siis saab avaldis (2.32) kuju



Joonis 2. 13. Muutuva kõrgusega paindeelementide kaldlõike arvutuse skeem:

a — horisontaalse surutud ja kaldse tõmmatud servaga tala, *b* — kaldse surutud ja horisontaalse tõmmatud servaga tala

$$Q \leqslant q_x(c-u) + \frac{M - 0{,}5q_x c\,(c-u)}{z}\operatorname{tg}\beta + Q_б \qquad (2.33)$$

kus c — kaldprao projektsiooni pikkus horisontaalil; parema poole esimeses liikmes vähendatakse c väärtus kuni rangide sammu täisarvkordseni.

Kui ristkülikulise või ribiplaatristlõikega lihttala kõrgus suureneb koos paindemomendi suurenemisega ning surutud serv on kaldu ja tõmmatud serv on horisontaalne (joon. 13, *b*), siis

$$Q \leqslant \sum R_{ax} F_o \sin \alpha + \sum R_{ax} F_x + Q_б + D_{св} \operatorname{tg} \beta \qquad (2.34)$$

kus $Q_б$ — määratakse vastavalt avaldisele (2.23), võttes h_0 suuruseks tema keskmise väärtuse kaldprao ulatuses;

$D_{св} \operatorname{tg} \beta$ — survetsoonis väljaspool ristkülikristlõiget asuva plaadiosa resultantjõu vertikaalprojektsioon; ristkülikristlõike puhul on see null;

β — nurk surutud serva ja horisontaali vahel.

Suurus $D_{св}$ määratakse survetsoonis oleva kaldprao otsa läbivas vertikaallõikes:

$$D_{св} = \frac{b'_п - b}{b'_п} D \qquad (2.35)$$

arvestades, et

$$D_{св} \leqslant (b'_п - b) h'_п R_{пр}$$

kus $$D = \frac{M - \sum R_{ax} F_x z_x - \sum R_{ax} F_0 z_0}{h_0 - 0{,}5 h'_п} + R_{ax} F_θ \cos \alpha \qquad (2.36)$$

Jõu $D_{св}$ määramisel võetakse plaadi laius vastavalt punktile 2. 2. 1.

Ülespööreteta elemendi puhul saab avaldis (2. 34) kuju:

$$Q \leqslant q_x (c - u) + D_{св} \operatorname{tg} \beta + Q_б \qquad (2.34')$$

kus

$$D_{св} = \frac{b'_п - b}{b'_п} \cdot \frac{M - 0{,}5 q_x c (c - u)}{h_0 - 0{,}5 h'_п}$$

c — kaldlõike projektsiooni pikkus horisontaalil; avaldises (2. 34′) vähendatakse c väärtus kuni rangide sammu täisarvkordseni.

Vildakpaine esineb juhul, kui välisjõudude momendi tasand ei ühti ristlõike sümmeetriatasandiga (joon. 2. 14).

Meelevaldse ristlõike tugevustingimused (2. 10) ja (2. 11) kehtivad ka käesoleval korral, s. t.

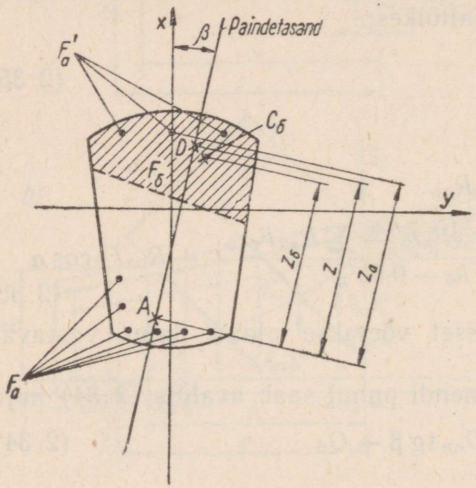
$$M \leqslant R_и S_б + R_{ac} S_a$$

$$F_a R_a - F'_a R_{ac} = R_и F_б$$

Lisaks neile tugevustingimustele kehtib nõue, et välisjõudude ja sisejõudude moment mõjuksid ühes tasandis, kusjuures nurk ristlõike sümmeetriatelje ja jõudude tasandi vahel on määratud avaldisega

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{M_y}{M_x} \tag{2.37}$$

kus M_x ja M_y — x- ja y-telje tasandis mõjuvad arvutuslikud momendid. Ühtlasi peavad olema täidetud lisatingimused (2.4) ja (2.5).

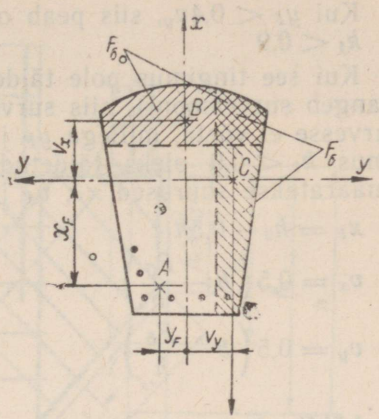


Joonis 2.14. Jõudude skeem ja nulljoone asend ristlõikes vildakpaindel:
A — tõmbesarruse raskuskese, C_σ — betooni survetsooni raskuskese, D — survetsooni resultandi rakenduspunkt

Ainult tõmbesarrusega ristlõigete (joon. 2.15) arvutuseks annab instruktsioon [6] järgmise eeskirja:

$$M_x \leqslant R_{II} F_\sigma (x_F + v_x \cos k_1 k_2) \tag{2.38}$$

kus M_x — paindemomendi komponent, mis mõjub x-telje tasandis (sümmeetrilistes ristlõigetes võetakse x-teljeks sümmeetriatelg; ebasümmeetrilistes ristlõigetes läbib x-telg survetsooni F_σ raskuskeset, kus F_σ määratakse x-teljega risti oleva nulljoonega)



Joonis 2. 15. Ühepoolse sarrusega ristlõike vildakpainde arvutus:

A — tõmbesarruse resultandi rakenduspunkt; *B* — betooni survetsooni raskuskese, kui nulljoon on paralleelne *y*-teljega; *C* — sama, nulljoon ‖ *x*-teljega

$F_б$ — survetsooni ristlõikepindala, mis määratakse avaldisega

$$F_б = \frac{R_a F_a}{R_и}$$

$$k_1 = \frac{(x_F + v_x)\operatorname{tg}\beta - y_F}{v_x \operatorname{tg}\beta + v_y} \qquad (2.39)$$

kus x_F — tõmbesarruse resultandi rakenduspunkti kaugus *y*-teljest;

y_F — tõmbesarruse resultandi rakenduspunkti kaugus *x*-teljest.

Kui sarrus on asetatud sümmeetriliselt *x*-telje suhtes, siis $y_F = 0$.

v_x — survetsooni pinna raskuskeskme kaugus *y*-teljest, kui nulljoon on paralleelne *y*-teljega;

v_y — survetsooni pinna raskuskeskme kaugus *x*-teljest, kui nulljoon on paralleelne *x*-teljega;

k_2 — tegur, mille väärtus

kui $y_F > 0{,}4v_y$, siis $k_2 = \frac{\pi}{2}$

kui $y_F \leqslant 0{,}4v_y$, siis $k_2 = 1{,}45$

$\operatorname{tg}\beta$ määratakse avaldisega (2. 37).

Kui $y_F < 0{,}4v_y$, siis peab olema täidetud tingimus $k_1 < 0{,}9$

Kui see tingimus pole täidetud (s. t. osa tõmbesarrust langeb survetsooni), siis survetsoonis asuvat tõmbesarrust arvesse ei võeta, millega y_F ja v_y suurenevad ning tingimus $k_1 < 0{,}9$ oleks täidetud. Ristkülikristlõigete puhul määratakse suurused x_F, v_x ja v_y avaldistega:

$$x_F = h_0 - 0{,}5h$$

$$v_x = 0{,}5\left(h - \frac{F_\sigma}{b}\right)$$

$$v_y = 0{,}5\left(b - \frac{F_\sigma}{h}\right)$$

Lühikeste konsoolide arvutus. Lühikese ($l \leqslant 0{,}9h_0$) konsooli ristlõike mõõtmed määratakse tingimusest

$$Q \leqslant mR_p bh_{01} + \frac{M}{z}\operatorname{tg}\gamma \qquad (2.40)$$

kus b, h_{01}, z ja M — laius, kõrgus, sisejõudude paari õlg ja moment lõikes I—I (postile lähema koormuspinna äärt läbiv püstlõige);

γ — konsooli surutud serva kaldenurk horisontaali suhtes;

m — konsooli töötingimuse tegur.

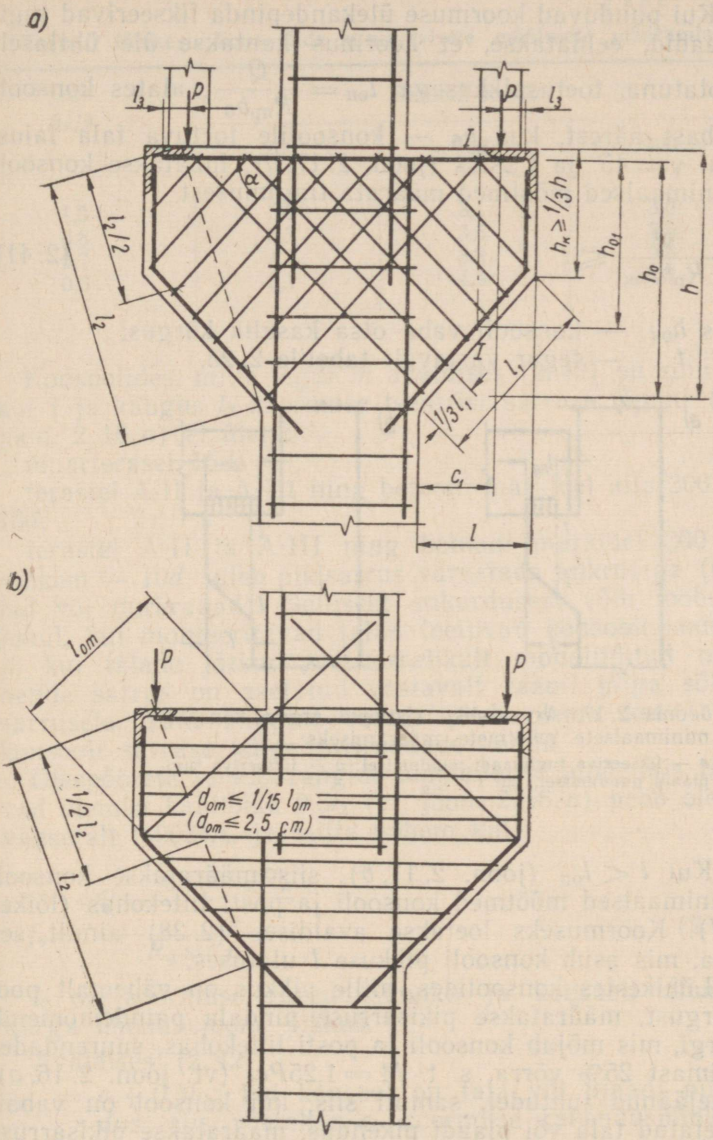
z väärtuseks on lubatud võtta $0{,}9h_{01}$.

Kraanatalasid kandvail konsoolidel, millel liiguvad raske töörežiimiga spetsiaalsed kraanad, $m = 1$; raske ja keskmise töörežiimiga sildkraanade puhul $m = 1{,}6$ ja kerge töörežiimiga kraanade puhul $m = 2{,}2$.

Koormuse ülekandmisel konsoolile ei või muljumispinge ületada $R_{пр}$. Lühikeste konsoolide surutud serva kaldenurk ei või olla suurem kui 45°. Konsooli kõrgus vabal äärel peab olema vähemalt $^1/_3$ postiga liituvast kõrgusest.

Lühikesi konsoole sarrustatakse kahel viisil: kaldrangidega (joon. 2.16, *a*) või ülespööretega ja horisontaalrangidega — (joon. 2.16, *b*).

Instruktsioon [6] soovitab konsooli sarrustada kaldrangidega, kui $h \leqslant 2{,}5c_1$, ning ülespöörete ja horisontaalrangidega, kui $h > 2{,}5c_1$.

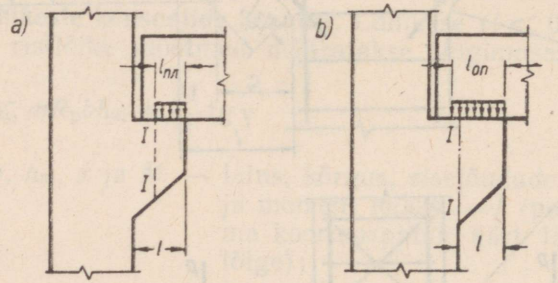


Joonis 2. 16. Lühikeste konsoolide sarrustamine:
a — kaldrangidega, *b* — ülespöörete ja horisontaalrangidega

Kui puuduvad koormuse ülekandepinda fikseerivad tugiplaadid, eeldatakse, et koormus kantakse üle ühtlaselt jaotatuna, toetuspikkusega $l_{оп} = \frac{Q}{R_{пр} b_б}$, alates konsooli vabast äärest, kus $b_б$ — konsoolile toetuva tala laius. Kui $\gamma = 45°$ ja $l > l_{оп}$ (joon. 2.17, *a*), lubatakse konsooli minimaalsed mõõtmed määrata tingimusest

$$\frac{Q}{R_р b h_{0к}} \leqslant t \qquad (2.41)$$

kus $h_{0к}$ — konsooli vaba otsa kasulik kõrgus;
t — tegur vastavalt tabelile 2.23.



Joonis 2.17. Arvutusliku ristlõike asend konsooli minimaalsete mõõtmete määramiseks:
a — fikseeriva tugiplaadi puudumisel; *b* — fikseeriva tugiplaadi puudumisel, kui $l < l_{оп}$

Kui $l < l_{оп}$ (joon. 2.17, *b*), siis määratakse konsooli minimaalsed mõõtmed konsooli ja posti liitekohas (lõikes *I-I*). Koormuseks loetakse avaldises (2.38) ainult see osa, mis asub konsooli pikkuse l ulatuses.

Lühikestes konsoolides, mille pikkus on vähemalt pool kõrgust, määratakse pikisarruse pindala paindemomendi järgi, mis mõjub konsooli ja posti liitekohas, suurendades viimast 25% võrra, s. t. $M = 1{,}25 P c_1$ (vt. joon. 2.16, *a*). Ülejäänud juhtudel, samuti siis, kui konsool on vabalt toetatud tala või plaadi pikendus, määratakse pikisarruse pind momendi järgi, mis esineb toe teljel, suurendades seda 25% võrra. Pikisarrus tuleb viia kuni konsooli vaba servani.

Tabel 2.23

Tegur t lühikeste konsoolide minimaalsete mõõtmete määramiseks

b_6/b	Betooni mark		
	200	300	400
1,0	3,3	3,1	3,0
0,8	3,7	3,5	3,3
0,7	4,2	3,8	3,6
0,6	5,1	4,4	4,0

Konsoolides, mille tegur m avaldises (2.40) on suurem kui 1 ja kaugus l_3 koormuse tsentrist sarruse lõpuni (vt. joon. 2.16, *a*) ei ületa:

ümarterasel $15d$,

terastel A-II ja A-III ning betooni markidel alla 300 — $15d$,

terastel A-II ja A-III ning betooni markidel 300 ja rohkem — $10d$, tuleb pikisarrus varustada ankrutega (seibid või nurkrauad). Sellisest ankurdusest võib loobuda juhul, kui monteeritavad talad toetuvad konsooli suunas ja kui talade jätkud on korralikult monoliiditud ning nende sarrus on asetatud vastavalt raami jäiga sõlme sarrusele. Tala alumine sarrus peab olema keevitatud konsooli sarruse külge tariraudade kaudu.

Ülespöörete ja kaldrangide summaarne pind, mis läbivad ülemist kaldlõiku $0{,}5l_2$ (vt. joon. 2.16, *a*) peab olema vähemalt $0{,}002bh_0$ ja mitte vähem kui

$$f_0 = \frac{Q - \dfrac{0{,}15bh_0^2R_{\text{п}}}{c_2}}{R_{\text{a}} \sin \alpha} \qquad (2.42)$$

l_2 on koormuse rakenduspunkti ja konsooli alumise nurga ühendusjoone pikkus.

Avaldises (2.42):

c_2 $= c + 0{,}3h_0$; kui konsool on tala või plaadi pikendus, siis võetakse c_2 koormuse rakenduspunktist kuni toe teljeni;

c_1 — vt. joon. 16, *a*;

h_0 — konsooli kasulik kõrgus liitepinnas postiga;

α — ülespöörete või kaldrangide ja horisontaali vaheline nurk.

Mõlema sarrustuse puhul ei või rangide samm ületada 150 mm ega $h/4$. Ülespöörete läbimõõt ei või olla suurem kui $^1/_{15}$ ülespöörde pikkust ega ületada 25 mm.

Konstruktiivsed nõuded. Allpool on toodud olulisemad normidega kehtestatud konstruktiivsed nõuded paindeelementide kohta.

Töösarruse kaitsekihi minimaalne paksus:

kuni 100 mm paksustes plaatides 10 mm;

üle 100 mm paksustes plaatides ja kuni 250 mm kõrgustes talades, kui sarruse $d \leqslant 20$ mm, mitte alla 15 mm;

üle 250 mm kõrgustes talades, kui $d \leqslant 20$ mm, mitte alla 20 mm;

kui $20 < d < 32$ mm, mitte vähem kui 25 mm;
kui $d > 32$ mm, mitte vähem kui 30 mm.

Rangide ja talade keevitatud karkasside põikvarraste kaitsekihi paksus ei tohi olla vähem kui 15 mm; kaitsekihi paksus plaatide jaotusvarrasteni ei tohi olla vähem kui 10 mm.

Monteeritavates elementides betooni margi puhul 200 või rohkem võib eeltoodud kaitsekihtide paksusi vähendada 5 mm võrra, kuid kaitsekiht peab olema plaatides vähemalt 10 mm ja talades 20 mm paksune.

Sarrusevarraste vahekaugused rõht- ja püstsuunas määratakse, arvestades betooni paigaldamise ja tihendamise võimalusi.

Pikivarraste, samuti karkasside pikivarraste vahekaugus peab rahuldama järgmisi nõudeid:

alumisel sarrusel — vähemalt varda läbimõõt ja vähemalt 25 mm;

kui sarrus on paigaldatud rohkem kui kahes kihis, siis varraste vahe rõhtsuunas, välja arvatud kaks alumist rida, peab olema vähemalt 50 mm;

ülemisel sarrusel — vähemalt varda läbimõõt ja mitte vähem kui 30 mm.

Elementide betoonimisel püstasendis peab varraste vahekaugus olema vähemalt 50 mm.

Plaatides on sarrusevarraste telgede minimaalne vahekaugus:

plaadi paksuse puhul kuni 150 mm — välja keskmistes osades ja tugedel 200 mm;

plaadi paksuse puhul üle 150 mm — $1{,}5h_п$, kus $h_п$ — plaadi paksus.

Kuskil ei tohi sarrusevarraste (nii töötavate kui ka jaotusraudade) telgede vahekaugus ületada 350 mm.

Kui sirgjooneliste paindeelementide kõrgus on üle 700 mm, siis tuleb paigutada piki külgi konstruktiivsed pikivardad vahekaugusega kuni 400 mm. Nende varraste summaarne ristlõikepindala ei tohi olla vähem kui 0,1% ribi ristlõikepindalast.

Minimaalne sarrustatus on:

betooni mark	⩽ 200	300...400	500...600
minimaalne sarrustatus	0,1	0,15	0.2

Maksimaalne sarrustatus määratakse tingimusest (2. 13), võttes maksimaalse α väärtuse; seega $\max \mu = \max \alpha \frac{R_и}{R_a}$.

Tabel 2.24

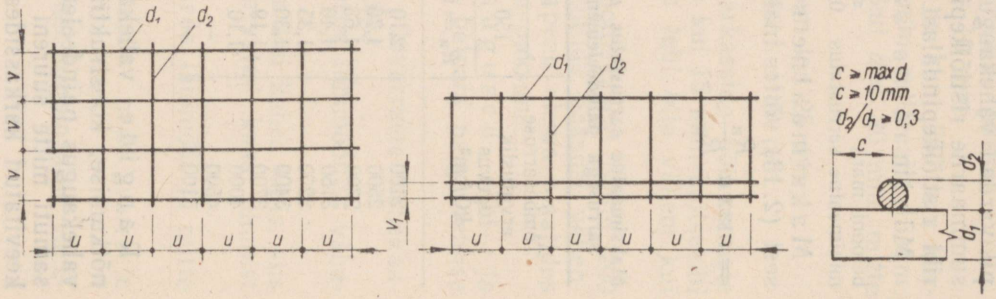
Maksimaalne sarrustatus $p = 100$ μ ristkülikristlõikega ainult tõmbesarrusega paindeelementides

Tõmbesarruse arvutuslik tugevus kG/cm²	Betooni mark ja survetugevus paindel			
	150	200	300	400
	$R_и = 80$	$R_и = 100$	$R_и = 160$	$R_и = 210$
2100	2,10	2,62	4,18	5,15
2500	1,76	2,20	3,52	4,62
2700	1,63	2,04	3,26	4,28
3150	1,40	1,75	2,80	3,67
3250	1,35	1,69	2,71	3,56
3400	1,30	1,62	2,59	3,40
3700	1,19	1,49	2,38	3,12
4000	1,10	1,37	2,20	2,89
4500	—	1,22	1,95	2,57
5100	—	1,08	1,73	2,26

Rangide vahekaugus peab vältima survesarruse nõtkumise; konstruktiivsetel kaalutlustel ei tohi rangide vahekaugus paindeelementides olla suurem kui 500 mm, samuti mitte suurem kui $15d$ seotud karkassides ja $20d$ keevitatud karkassides.

Kontaktkeevitusega tehtud võrkude mõõtmed Tabel 2.25

Pikivarda läbimõõt d_1 mm	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Põikvarda minimaalne läbimõõt d_2 mm	3	3	3	3	3	3	4	5	5	6	6	8	8	10	10	12	12
Samasuunaliste varraste minimaalsed vahekaugused min u ja min v mm	50	50	50	50	75	75	75	75	100	100	100	100	150	150	150	200	200
Kahes reas karkassi paigutatud pikivarraste telgede minimaalne vahekaugus min v_1 mm	—	—	—	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80



* Postide võrkudes ja karkassides, kus töösarrus on perioodilise profiiliga, lubatakse võtta $d_2/d_1 \geqslant 0{,}25$.

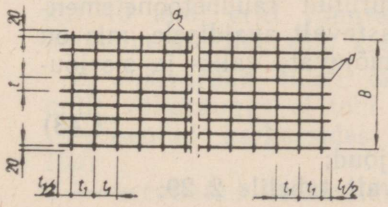
Keevisvõrgud (ГОСТ 8478-66) Tabel 2.26

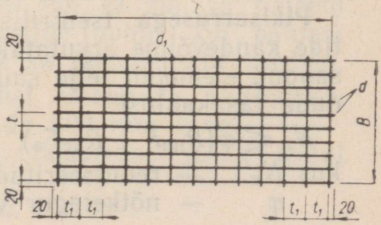
Võrgu mark	Võrgu laius mm (äärmiste varraste telgede vahekaugus)
200/250/3/3 150/250/3/3 200/250/4/4 150/250/4/3 200/250/5/3	900, 1100, 1400, 1500, 1700, 2300, 2500, 2700, 2900
150/250/6/4 100/250/6/4 150/250/9/5 100/250/9/5	900, 1100, 1500, 2300, 2500, 2700, 2900
250/200/3/4 250/150/3/4 250/150/4/5 250/200/4/8 250/150/5/9	900, 1100, 1300, 1700, 2300, 2900, 3500
200/200/3/3 150/150/3/3 100/100/3/3 200/200/5/5 100/100/5/5 150/150/7/7 100/100/7/7	1100, 1300, 1400, 1500, 1700, 2300, 2500, 2700, 2900, 3500
200/200/8/8 200/200/9/9 150/150/9/9 100/100/8/8 100/100/9/9	2300, 2500

Märkused. 1. Keevisvõrgu margi numbrite tähendus on: pikivarraste telgede vahekaugus / põikvarraste telgede vahekaugus / pikivarraste läbimõõt / põikvarraste läbimõõt (kõik millimeetrites), s. o. $t/t_1/d/d_1$.

2. Keevitatud võrkudes kasutatakse tavalist sarrusetraati B-I läbimõõduga 3...7 mm ja terast A-III läbimõõduga 6...9 mm. Lubatud on kasutada ka terast A-I.

3. Vasakpoolsel joonisel on kujutatud rullvõrk, parempoolsel — tasapinnaline võrk.





Rangide läbimõõt monoliitse raudbetooni seotud karkassides peab rahuldama järgmisi nõudeid:

rangi läbimõõt ei või olla vähem kui 5 mm ega vähem kui:

0,2d — kui rangid on tavalisest sarrusetraadist läbimõõduga 5 ja 5,5 mm või terasest A-III;

0,25d — kui rangid on teistsugusest terasest.

Paindeelementides on seotud karkassides soovitav võtta rangide minimaalseks läbimõõduks:

ristlõike kõrguse puhul kuni 800 mm . . . . 6 mm;
ristlõike kõrguse puhul üle 800 mm . . . . 8 mm.

Rangide läbimõõt keevitatud karkassides ja võrkudes määratakse spetsiaalsete instruktsioonidega.

Talades, kus puuduvad ülespöörded ja $Q > R_p b h_0$, on rangide maksimaalne vahekaugus (h — ristlõike kõrgus):

kui $h < 450$ mm, siis $h/2$ ja 150 mm;
kui $h > 450$ mm, siis $h/3$ ja 300 mm.

Eeltoodud nõue kehtib toelähedase tsooni kohta, mille pikkus on ühtlaselt jaotatud koormuse puhul $l/4$ ja koondatud koormuste puhul toest kuni esimese jõuni. Ülejäänud sildes, kui tala kõrgus on üle 300 mm, on rangide vahekaugus kuni $^3/_4 h$ ja kuni 500 mm.

Jaotusvarraste ristlõikepindala ühes suunas töötavates plaatides ei tohi olla vähem kui 10% töötava sarruse pindalast.

Konstruktiivsed nõuded keevitatud karkasside kohta on toodud tabelis 2.25.

Kasutada on soovitav eeskätt ГОСТ 8478-66 järgi tsentraalselt valmistatavaid keevisvõrkusid (tabel 2. 26).

2.2.2. TSENTRILINE SURVE

Tsentriliselt surutud elemente sarrustatakse peamiselt kahel viisil: töötava pikisarrusega ja töötava põiksarrusega (tavaliselt spiraalina).

Pikisarrusega tsentriliselt surutud raudbetoonelementide kandevõime arvutatakse vastavalt avaldisele, mis on saadud elemendi telje suunas mõjuvate välis- ja sisejõudude tasakaalust:

$$N_п \leqslant \varphi (R_{пр} F + R_{ac} F_a) \qquad (2.43)$$

kus $N_п$ — redutseeritud pikijõud;
φ — nõtketegur vastavalt tabelile 2. 29;

F ja F_a — ristlõike brutopindala ja sarruse pindala;
$R_{пр}$ ja R_{ac} — betooni ja sarruse arvutuslikud survetugevused.

Juhul kui pikisarruse kogus ületab 3% ristlõikepindalast, tuleb elemendi ristlõikepindalaks avaldises (2.43) võtta F asemel $(F - F_a)$.

Tsentriliselt surutud elementide arvutamisel valemiga (2.43) on kasutatud redutseeritud pikijõu $N_п$ mõistet.

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_к \qquad (2.44)$$

kus $N_{дл}$ — arvutuslik pikijõud pikaajaliselt mõjuvatest koormustest;
$N_к$ — arvutuslik pikijõud lühiajaliselt mõjuvatest koormustest;
$m_{дл}$ — tegur, mis arvestab pikaajaliselt mõjuva koormuse mõju saleda elemendi kandevõimele.

Surveelemendi arvutuspikkuse l_0 väärtused on toodud tabelites 2.27 ja 2.28. Tegurite φ ja $m_{дл}$ väärtused on toodud tabelis 2.29.

Pikisarrusega tsentriliselt surutud elementide kohta on normidega [4] püstitatud hulk konstruktsioonilisi nõudeid, millest olulisemad on järgmised.

1. Elementide ristlõiked tuleb valida selliselt, et nende saledus ei ületaks tabelis 2.29 toodud väärtusi.
2. Minimaalne sarrustatus peab vastama tabelile 2.30.
3. Betoonkaitsekihi paksus postides sõltub töösarruse läbimõõdust:

d mm	$\leqslant 20$	20...32	>32
kaitsekihi minimaalne paksus mm	20	25	30

4. Pikisarruse üldhulk ei tohiks ületada 3% ristlõikepindalast; pikisuunalise töösarruse läbimõõt monoliitses raudbetoonis ei tohi olla vähem kui 12 mm ja rohkem kui 40 mm; eriti võimsate postide puhul, kui betooni mark on üle 200, võib kasutada ka jämedamaid vardaid.
5. Pikivardad tuleb omavahel ühendada rangidega, mille vahekaugus ei tohi ületada 500 mm ning:
— seotud karkassides $15d$, pikisarruse jätku kohal $10d$;
— keevitatud karkassides $20d$.

Tabel 2.27

Ühekorruseliste jäiga kattega (raudbetoonplaadid jne.) tööstushoonete postide ja estakaadipostide arvutuspikkused l_0

Posti iseloomustus			Vaadeldav tasand		
			katuse kandekonstruktsiooni (sõrestikud, talad) või estakaadi telje risttasand	postirea pikitelje tasand, kui sidemed postide vahel selles tasandis	
				puuduvad	esinevad
Sildkraanadega hoonetes	Posti kraanaalune osa, kui kraanatalad on	lihttalad	$1{,}5\,H_н$	$1{,}2\,H_н$	$0{,}8\,H_н$
		jätkuvtalad	$1{,}2\,H_н$	$0{,}8\,H_н$	
	Posti osa kraanast ülalpool, kui kraanatalad on	lihttalad	$2{,}5\,H_в$	$2{,}0\,H_в$	$1{,}5\,H_в$
		jätkuvtalad	$2{,}0\,H_в$	$1{,}5\,H_в$	
Sildkraanadeta hoonetes		ühelööviline	$1{,}5\,H$	$1{,}2\,H$	H
		kahe- ja mitmelööviline	$1{,}2\,H$		
Lahtistes kraanaestakaadides, kui kraanatalad on		lihttalad	$2{,}0\,H_н$	$1{,}5\,H_н$	$H_н$
		jätkuvtalad	$1{,}5\,H_н$	$H_н$	—
				ankurdustugede	
				puudumisel	olemasolul
Lahtistes torustikuestakaadides, kui postide ühendus kandeosaga on		šarniirne	$2{,}0\,H$	$2{,}0\,H$	H
		jäik	$1{,}5\,H$	$1{,}5\,H$	$0{,}7\,H$

kus H — posti üldpikkus, mõõdetuna vundamendi pealt;
$H_н$ — posti kraanaaluse osa pikkus (vundamendi pealt kuni kraanatala alla);

H_B — postiosa pikkus kraanast ülalpool:
monteeritava posti korral kraanatala alt kuni posti lõpuni;
monoliitse posti korral kraanatala pealt kuni posti lõpuni.

Märkused. 1. Postide arvutuspikkused sildkraanadega hoonetes on antud postide arvutamiseks, kui kraana mõju arvestatakse. Kui kraana mõju ei arvestata, siis võetakse arvutuspikkused nagu kraanadeta hoonetes; seejuures võetakse astmeliste postide ülemise osa arvutuspikkus niisamuti nagu kraana mõju arvestamise puhul.

2. Kui sildkraanadega hoonetes tavalisi astmelisi poste kasutatakse kraanadeta hoonetes, siis võetakse posti ülemise osa (kõrgusega H_B) arvutuspikkuseks $2{,}5\,H_B$.

3. Tabel kehtib ka liitpostide kohta, arvestades märkusi 1 ja 2.

Tabel 2.28

Mitmekorruseliste hoonete postide ning sõrestike ja kaarte surveelementide arvutuspikkused l_0

Konstruktsioonielement			Arvutuspikkus l_0
Mitmekorruseliste hoonete postid. Hoone lööviде arv vähemalt kaks ja hoone laiuse suhe kõrgusesse vähemalt $^1/_3$; vahelagi:	monteeritav		H
	monoliitne		$0{,}7\,H$
Sõrestike surutud elemendid:	ülemine vöö, arvutusel sõrestiku tasandis ja tasandist välja		l
	diagonaalid ja postid, arvutusel sõrestiku tasandis		$0{,}8\,l$
	sama, arvutusel sõrestiku tasandist välja		l
Kaared:	arvutusel kaare tasandis:	kolme liigendiga	$0{,}58\,s$
		kahe liigendiga	$0{,}54\,s$
		liigenditeta	$0{,}36\,s$
	arvutusel kaare tasandist välja	meelevaldsed	s

H — korruse kõrgus;
l — sõrestiku ülemise vöö ning postide kinnituspunktide vahekaugus ja diagonaalide pikkus sõlmede tsentrite vahel;
s — kaare pikkus piki kaare telge; arvutusel kaare tasandi ristsuunas — kaare pikkus kinnituspunktide vahel.

Märkused. 1. Sõrestiku võrgu elementide arvutuspikkuseks sõrestiku pinnast välja võib võtta vähem kui l (kuid mitte vähem kui $0{,}8\,l$), kui sõrestiku vööd on võrgu elementidest laiemad ja kui sõlmed on tugevad.

2. Sõrestiku ülemise vöö elementide ja toediagonaalide arvutuspikkuseks sõrestiku pinnas võib võtta $0{,}8\,l$, kui vaadeldavatele elementidele mõjuvad kohalikud koormused, mis moodustavad olulise osa kogu sõrestikule mõjuvast koormusest.

3. Tabel kehtib kuni 8-korruseliste hoonete postidele, kui riivide redutseeritud jäikus ei ole postide redutseeritud jäikusest väiksem.

Kui pikisarruse kogus on üle 3%, siis tuleb rangid asetada vahekaugusega kuni $10d$ ja keevitada pikisarruse külge.

6. Seotud rangide konstruktsioon peab olema selline, et pikivardad (äärmisel juhul üle ühe) asuksid rangi põlves, kusjuures rangi põlvede vahekaugus elemendi ühel küljel ei tohi ületada 400 mm.

Kui ristlõike serva laius ei ületa 400 mm ja varraste arv sellel serval on kuni neli, siis lubatakse haarata ühe rangiga kõik pikivardad.

Sarrustamisel tasapinnaliste keevitatud karkassidega, mis paigutatakse ristlõike vastaskülgedele, tuleb need omavahel ühendada keevitatud põikvarrastega, nii et nad moodustaksid ruumilise karkassi. Põikvarraste vahekaugus ei tohi ületada $20d$.

Monoliitses konstruktsioonis peab rangide läbimõõt olema vähemalt 5 mm ja:

$0{,}2d$, kui rangid on tavalisest 5 või 5,5 mm jämedusest traadist või terasest A-III;

$0{,}25d$, kui rangid on muud klassi terasest.

Spiraalsarrusega surveelemendid

Elemendi telje suunas mõjuvate välis- ja sisejõudude tasakaal annab, arvestades betooni tugevuse suurenemist spiraaliga piiratud postiosas,

$$N \leqslant R_{\text{пр}}F_{\text{я}} + R_{\text{ac}}F_{\text{a}} + 2R_{\text{a}}{}^{c}F_{\text{сп}} \qquad (2.45)$$

Tabel 2.29

Tegurite φ ja $m_{дл}$ väärtused

l_0/b	$\leqslant 8$	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
l_0/D	$\leqslant 7$	8,5	10,5	12	14	15,5	17	19	21	22,5	24	26	28	29,5	31	33	34,5
l_0/r	$\leqslant 28$	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97	104	111	118	25	132	139
φ	1,00	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,73	0,68	0,64	0,59	0,54	0,49	0,44	0,40	0,35
$m_{дл}$	1,00	1,00	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,78	0,74	0,70	0,67	0,63	0,59	0,55	0,52	0,48	0,45

kus l_0 — elemendi arvutuspikkus;

b — ristkülikristlõike lühema külje pikkus;

D — ringristlõike läbimõõt;

r — ristlõike vähim inertsraadius.

Tabel 2.30

Minimaalne sarrustatus %

Elemendi töötamine	Betooni mark		
	$\leqslant 200$	300...400	500...600
Tsentriliselt surutud postid:			
kui $l_0/r \leqslant 35$	0,3	0,3	0,4
$35 < l_0/r \leqslant 83$	0,4	0,4	0,4
$l_0/r > 83$	0,5	0,5	0,5
Muud tsentriliselt surutud elemendid	0,2	0,3	0,4

kus $F_я$ — spiraaliga piiratud ristlõikepindala;
R_{ac} — spiraalsarruse arvutustugevus;
$F_{сп}$ — spiraali redutseeritud ristlõikepindala;

$$F_{сп} = \frac{\pi D_я f_{сп}}{s}$$

$D_я$ — spiraali läbimõõt;
$f_{сп}$ — spiraalsarruse ristlõikepindala;
s — spiraali samm.

Seega on spiraali redutseeritud ristlõikepindala spiraalsarruse maht posti ühele pikkusühikule.

Spiraalsarrusega postide arvutamine avaldise (2.45) järgi on normidega [4] lubatud ainult juhul, kui on täidetud tingimused

$l_0/D \leqslant 10$
$F_{сп} \geqslant 0{,}25F_a$

Kui eeltoodud tingimustest kas või üks pole täidetud, siis tuleb posti arvutada avaldise (2.43) järgi, s. t. spiraali arvestamata.

Et spiraal saaks avaldises (2.45) toodud mõju, ei tohi spiraali samm ületada 80 mm ega $D_я/5$. Pikisarruse minimaalne hulk on samasugune nagu pikisarrusega tsentriliselt surutud elementide korral.

Avaldisest (2.45) nähtub, et posti kandevõime määramisel arvestatakse ainult spiraaliga piiratud südamikku. Südamikku ümbritseva kesta purunemise vältimiseks on

normidega [4] piiratud spiraalsarrusega posti kandevõime tingimusega

$$N \leqslant 1{,}5N_0$$

kus N_0 — sama posti kandevõime spiraalsarruseta, määratuna avaldise (2.43) järgi.

2.2.3. TSENTRILINE TÕMME

Tsentriliselt tõmmatud elementides betoon purunemisolukorras kaasa ei tööta ja nende kandevõime määrab sarruse tugevus:

$$N \leqslant R_a F_a \qquad (2.46)$$

Siit on otseselt avaldatav vajalik sarruse ristlõikepindala.

Lisaks tugevusarvutusele tuleb tsentriliselt tõmmatud elementide puhul tavaliselt arvutada ka pragude laius (vt. p. 2.4).

2.2.4. EKSTSENTRILINE SURVE

Ekstsentriline surve esineb juhul, kui elemendi telje suunaline survejõud mõjub mitte ristlõike raskuskeskmes, vaid ekstsentrilisusega e_0 selle suhtes. Samuti taandub ekstsentriliseks surveks koormuskombinatsioon, kui mõjuvad üheaegselt tsentriline survejõud N ja paindemoment M. Ka sel juhul on tegemist ekstsentrilise survega, kus N on rakendatud ekstsentrilisusega $e_0 = M/N$.

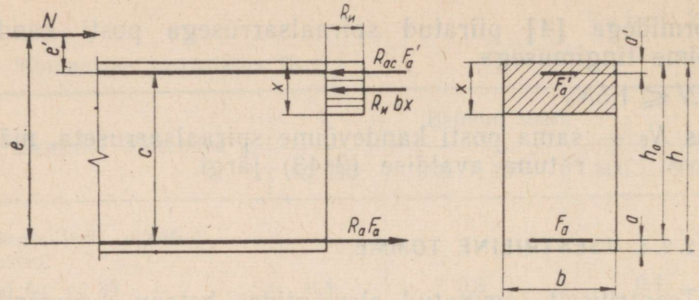
Ristlõiked arvutatakse kahe skeemi järgi. Arvutusskeemi valik oleneb sellest, kummast tsoonist algab normaalselt ristlõike purunemine. Seega peame ekstsentriliselt surutud elementide puhul vaatlema kahte juhtu:

1) suure ekstsentrilisusega;
2) väikese ekstsentrilisusega.

Juhul kui $e_0 \leqslant l_0/600$, lubavad normid [4] ekstsentriliselt surutud elemente arvutada tsentriliselt surututena.

Suur ekstsentrilisus

Suur ekstsentrilisus esineb, kui $S_6/S_0 \leqslant \zeta$. Arvutusskeem ristkülikristlõike puhul on esitatud joonisel 2.18.



Joonis 2.18. Suure ekstsentrilisusega surve arvutusskeem ristkülikristlõike puhul

Sisejõudude skeem, seega ka eeldused ristlõike arvutamiseks on analoogilised paindeelementide ristlõike arvutamisega, kui on täidetud tingimus (2.5).

Võime koostada kaks tasakaaluvõrrandit:
jõudude projektsioonide võrrand varda teljele annab

$$N \leqslant R_и bx + R_{ac}F'_a - R_aF_a \qquad (2.47)$$

momendi võrrand normaaljõu N rakenduspunkti kohta

$$R_и bx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) \pm R_{ac}F'_a e' - R_aF_a e = 0 \qquad (2.48)$$

Avaldises (2.48) võetakse teise liikme ees plussmärk siis, kui jõud N asub väljaspool survesarrust. Seega on ristlõike kontrollimisel võimalik avaldisega (2.48) määrata survetsooni sügavus x ja avaldisega (2.47) kontrollida ristlõike tugevust arvutuslikule survejõule.

Dimensioonimisel on lähteandmeteks N, $R_и$, R_a, R_{ac}, b ja h (h_0). Vaja on määrata sarruse pindalad F_a ja F'_a. Võrranditest (2.47) ja (2.48) ei piisa tundmatute F_a, F'_a ja x määramiseks. Kolmanda võrrandi koostame nulljoone asukoha määramiseks nii, et sarruse ristlõikepindalade summa $(F_a + F'_a)$ oleks minimaalne. Võrrandist (2.47) saame:

$$F_a - F'_a = \frac{R_и bx - N}{R_a}$$

eeldades, et $R_a = R_{ac}$. See eeldus on täidetud teraste A-I, A-II ja A-III puhul.

Võttes välis- ja sisejõudude momendi tõmbesarruse raskuskeskme suhtes, saame:

$$Ne = R_{и}bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{ac}F'_{a}c$$

kust

$$F'_{a} = \frac{1}{c}\,\frac{Ne - R_{и}bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{R_{ac}} \qquad (2.49)$$

Seega

$$F_{a} + F'_{a} = \frac{R_{и}bx - N}{R_{a}} + \frac{2}{c}\,\frac{Ne - R_{и}bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{R_{a}}$$

$$\frac{\mathrm{d}(F_{a} + F'_{a})}{\mathrm{d}x} = 0 \quad \text{annab} \quad x = h_0 - \frac{c}{2}$$

Kui hindame $c \approx 0{,}9h_0$, siis $x = 0{,}55h_0$ ja vajalikud sarruse ristlõikepindalad on arvutatavad.

Avaldis (2.49) annab

$$F'_{a} = \frac{Ne - 0{,}4bh_0^2R_{и}}{R_{ac}(h_0 - a')} \qquad (2.50)$$

ja avaldis (2.47)

$$F_{a} = 0{,}55bh_0\frac{R_{и}}{R_{a}} + \frac{R_{ac}}{R_{a}}F'_{a} - \frac{N}{R_{a}} \qquad (2.51)$$

Kui survesarruse pindala avaldisest (2.50) osutub $F'_{a} < 0$, siis valitakse see konstruktiivselt — vähemalt 0,2% arvutusliku betoonristlõike pindalast. Kuid nüüd pole õigustatud ka avaldise (2.51) kasutamine, sest $x < 0{,}55h_0$. Sel juhul määratakse tõmbesarruse pindala järgmiselt: leitakse moment, mille võtab vastu konstruktiivsetel kaalutlustel valitud survesarrus F'_{a} [sellele vastav tõmbesarruse komponent kujutab endast avaldise (2.51) teist liiget]:

$$M_{II} = R_{ac}F'_{a}(h_0 - a')$$

Kogu momendist jääb betooni survetsoonile koos vastava tõmbesarruse osaga

$$M_{I} = Ne - M_{II}$$

Edasi vaatleme ristlõiget sarrustatuna ainult tõmbetsoonis. Arvutame

$$A_{0I} = \frac{M_I}{bh_0^2 R_н}$$

ning kasutades tabelit 2.21 määrame α_I või γ_{0I} ja leiame F_{aI}. Kogu tõmbesarruse kogus on sel juhul

$$F_a = F_{aI} + \frac{R_{ac}}{R_a} F'_a - \frac{N}{R_a} \qquad (2.51')$$

Meelevaldse ristlõike korral saavad avaldised (2.47) ja (2.48) kuju

$$N \leqslant R_н F_б + R_{ac} F'_a - R_a F_a \qquad (2.47')$$

$$R_н S_{бN} \pm R_{ac} F'_a e' - R_a F_a e = 0 \qquad (2.48')$$

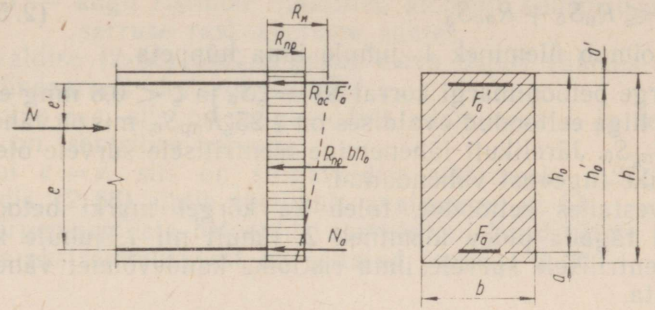
kus $F_б$ ja $S_{бN}$ — betooni survetsooni ristlõikepindala ja staatiline moment normaaljõu N rakenduspunkti suhtes.

Eeltoodud avaldised on rakendatavad ristlõigete puhul, millel on vähemalt üks sümmeetriatelg, millel asub ka normaaljõu rakenduspunkt.

Väike ekstsentrilisus

Väikese ekstsentrilisusega surve esineb juhtudel, kui tingimus (2.4) pole täidetud, s. t. $S_б/S_0 > \zeta$. Sel juhul määrab ristlõike kandevõime survetsooni tugevus. Survesarrus saavutab arvutustugevuse R_{ac}. Ristlõikes võib tõmbetsoon isegi puududa. Tõmbetsooni olemasolul ei saavuta pinge tõmbesarruses arvutuslikku, s. t. $\sigma_a < R_a$. Väikese ekstsentrilisusega surutud ristlõigete arvutuse iseärasuseks on asjaolu, et sisejõudude arvutusskeemi juures jääb tundmatuks betooni pingete epüür ja pinge vähemsurutud (või tõmmatud) sarruses.

Väikese ekstsentrilisusega surve arvutuse aluseks on katsetega leitud seaduspärasus, et betooni survejõu momenti vähemsurutud ääre suhtes võib käsitleda konstantse, ekstsentrilisuse väärtusest sõltumatu suurusena ja lugeda võrdseks tsentriliselt surutud ristlõike betooni sisejõu momendiga sama ääre suhtes. Seega ristkülikristlõike korral (vt. joon. 2.19) annavad momendi võrrandid sarruse raskuskeskmete suhtes:



Joonis 2.19. Väikese ekstsentrilisusega surve arvutusskeem ristkülikristlõike puhul

$$Ne \leqslant 0{,}5bh_0^2R_{пр} + R_{ac}F'_a(h_0 - a') \qquad (2.52)$$

$$Ne' \leqslant 0{,}5bh'^2_0R_{пр} + R_{ac}F_a(h'_0 - a) \qquad (2.53)$$

Eeltoodud avaldised on aluseks sarruse ristlõikepindalade määramiseks dimensioonimisel.

Normides [4] on eeltoodud avaldised võetud veidi teistsugusel kujul, järgmistel A. Gvozdjevi kaalutlustel (vt. ka [8]).

Varem kehtinud arvutuseeskiri meelevaldse ristlõike puhul (s. t. välis- ja sisejõudude momendi võrrand vähemsurutud sarruse raskuskeskme suhtes)

$$Ne \leqslant R_{пр}S_0 + R_{ac}S_a \qquad (2.52')$$

tagas pideva ülemineku väikeselt ekstsentrilisuselt nii tsentrilisele survele kui ka suurele ekstsentrilisusele madalamargiliste betoonide puhul. Eeltoodus on lihtne veenduda, sest:

1) tsentrilisel survel kehtib ka eeltoodud avaldis;

2) suure ekstsentrilisusega survel kehtib avaldis

$$Ne \leqslant R_иS_б + R_{ac}S_a$$

Kuna madalamargiliste betoonide korral $R_{пр} = 0{,}8R_и$ ja ekstsentrilise surve 1. ja 2. juhu üleminekumomendil $S_б = 0{,}8S_0$, siis 2. juht läks üle 1. juhule ilma hüppeta.

Kõrgema betoonimargi korral tuli võtta $S_б/S_0 < \zeta$. Kui nüüd meelevaldse ekstsentrilisuse korral, mis kuulub 2. juhtu, eeldada, et kehtib avaldis

$$Ne \leqslant R_{и}\overline{S_{б}} + R_{ac}S_{a} \qquad (2.54)$$

siis toimub üleminek 1. juhule ilma hüppeta.

Kõrge betoonimargi korral $\overline{S_{б}} = \zeta S_{0}$ ja $\zeta < 0{,}8$ ning esimene liige eeltoodud avaldises on $1{,}25\zeta R_{пр}S_{0}$, mis on vähem kui $R_{пр}S_{0}$. Järelikult lähenemine tsentrilisele survele oleks ristlõike tugevust vähendanud.

Arvestades eeltoodut, tuleb ka kõrget marki betooni puhul tagada pidev üleminek 2. juhult nii 1. juhule kui ka tsentrilisele survele ilma ristlõike kandevõimet vähendamata.

Vaatleme 2. juhtu kuuluvate ekstsentrilisuste piirkonda, mis sõltuvad tõmbesarruse tugevusest. Tähistame ekstsentrilisust, mis vastab 1. ja 2. juhu piirile, kui ristlõikes on ainult ühepoolne survesarrus, $\bar{e}$. See kujutab endast survetsooni resultandi rakenduspunkti kaugust tõmbesarruse (konstruktiivse) raskuskeskmest.

$$\bar{e} = \frac{R_{и}\overline{S_{б}} + R_{ac}S_{a}}{R_{и}\overline{F_{б}} + R_{ac}F'_{a}}, \qquad (2.55)$$

kus $\overline{F_{б}}$ — ekstsentrilise surve 1. ja 2. juhu piiril oleva ristlõike survetsooni pindala;

$\overline{S_{б}}$ — pinna $\overline{F_{б}}$ staatiline moment tõmbesarruse raskuskeskme suhtes.

Sellise ja väiksema ekstsentrilisuse korral ei teki välisjõust kaugemal asuvas sarruses üldse tõmmet.

Seega ekstsentrilisuse korral $e > \bar{e}$ kehtib tingimus (2.54).

Kui aga $e < \bar{e}$, siis avaldise (2.54) esimest liiget korrutatakse empiirilise teguriga, et tagada ristlõike tegelik kandevõime ja pidev üleminek 2. juhult tsentrilisele survele:

$$Ne = R_{пр}S_{0}\left[1 - (1 - 1{,}25\zeta)\frac{e - c}{\bar{e} - c}\right] + R_{ac}S_{a} \qquad (2.56)$$

kus c — tsentriliselt surutud ristlõike sisejõudude resultandi rakenduspunkti kaugus vähemsurutud sarruse raskuskeskmest;

$$c = \frac{R_{пр}S + R_{ac}S_{a}}{R_{пр}F + R_{ac}(F'_{a} + F_{a})} \qquad (2.57)$$

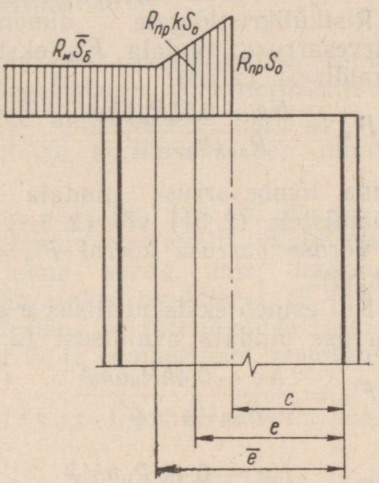
kus S — kogu ristlõike staatiline moment vähemsurutud sarruse raskuskeskme suhtes.

Avaldise (2.56) nurksulgudes oleva teguri väärtus sõltub lineaarselt ekstsentrilisusest e.

Kui $e = c$, siis on sulgavaldise väärtuseks 1 ja tegemist on tsentrilise survega.

Kui $e = \bar{e}$, siis on sulgavaldise väärtuseks $1{,}25\zeta$ ja avaldis (2.56) ühtib täielikult avaldisega (2.54).

Kõrgemargiliste betoonide survetsooni kandevõime sõltuvus ekstsentrilisusest on esitatud joonisel 2.20.



Joonis 2.20. Surutud betooni piirkandevõime muutumine, kui betooni mark on üle 400

Arvestades eeltoodut ning võttes avaldises (2.56) esineva empiirilise teguri ühisele nimetajale, saame normides [4] toodud avaldised ristlõigete tugevuskontrolliks.

Ristkülikristlõigete puhul

kui $e > \bar{e}$, siis

$$Ne \leqslant 0{,}5\zeta R_{\text{н}} b h_0^2 + R_{\text{ac}} F'_{\text{a}} (h_0 - a') \qquad (2.58)$$

kui $e \leqslant \bar{e}$, siis

$$Ne \leqslant 0{,}5 R_{\text{пр}} b h_0^2 \frac{\bar{e} - 1{,}25\zeta c - (1 - 1{,}25\zeta) e}{\bar{e} - c} + \\ + R_{\text{ac}} F'_{\text{a}} (h_0 - a') \qquad (2.59)$$

kus $\bar{e}$ ja c vastavad avaldistele (2.55) ja (2.57).

Meelevaldsete ristlõigete puhul:

kui $e > \bar{e}$, siis

$$Ne \leqslant R_{и}\overline{S}_{б} + R_{ac}S_{a} \qquad (2.58')$$

kui $e \leqslant \bar{e}$, siis

$$Ne \leqslant R_{пр}S_{0}\frac{\bar{e} - 1{,}25\frac{\overline{S}_{б}}{S_{0}}c - \left(1 - 1{,}25\frac{\overline{S}_{б}}{S_{0}}\right)e}{\bar{e} - c} + R_{ac}S_{a} \qquad (2.59')$$

kus $\bar{e}$ ja c vastavad avaldistele (2.55) ja (2.57).

Ristkülikristlõigete dimensioonimisel määratakse survesarruse pindala F'_{a} ekstsentrilisuse $e > \bar{e}$ korral avaldisest (2.58):

$$F'_{a} = \frac{Ne - 0{,}5\zeta R_{и}bh_{0}^{2}}{R_{ac}(h_{0} - a')} \qquad (2.60)$$

kuna tõmbesarruse pindala F_{a} määratakse vastavalt avaldistele (2.51) või (2.51').

Võrdse sarruse korral $F'_{a} = F_{a}$ kasutatakse avaldist (2.60).

Kui esineb ekstsentrilisus $e \leqslant \bar{e}$, siis määratakse survesarruse pindala avaldisest (2.59):

$$F'_{a} = \frac{Ne - 0{,}4kR_{и}bh_{0}^{2}}{R_{ac}(h_{0} - a')} \qquad (2.61)$$

ja

$$F_{a} = \frac{Ne' - 0{,}4k'R_{и}bh'^{2}_{0}}{R_{ac}(h'_{0} - a)} \qquad (2.62)$$

Avaldistes (2.61) ja (2.62)

$$k = \frac{\bar{e} - 1{,}25\zeta c - (1 - 1{,}25\zeta)e}{\bar{e} - c}$$

ja

$$k' = \frac{\bar{e}' - 1{,}25\zeta c' - (1 - 1{,}25\zeta)e'}{\bar{e}' - c'}$$

Teguris k' esinevad geomeetrilised suurused $\bar{e}'$, e' ja c' on sama tähendusega kui teguris k suurused $\bar{e}$, e ja c. Teguri k' avaldises on kaugused määratud rohkemsurutud sarruse raskuskeskmest.

Meelevaldse ristlõike korral määratakse sarruse hulk analoogiliselt ristkülikristlõikega, lähtudes avaldistest (2.58′) ja (2.59′).

Eeltoodud korrektiivid olid vajalikud kõrge betoonimargi puhul. Margi puhul kuni 400 võib tugevusarvutustes juhinduda avaldistest (2.52) ja (2.53).

Suure ja väikese ekstsentrilisusega surutud elementide tugevust kaldpraos kontrollitakse analoogiliselt painutatud elementidega.

Ebasümmeetriline ekstsentriline surve

Senini eeldasime, et normaaljõu rakenduspunkt asub ristlõike ühes peatasandis. Tegelikkuses võib normaaljõu rakenduspunkt asuda ristlõike meelevaldses punktis.

Normid [4] annavad ristlõike arvutuseks sel juhul järgmise juhise.

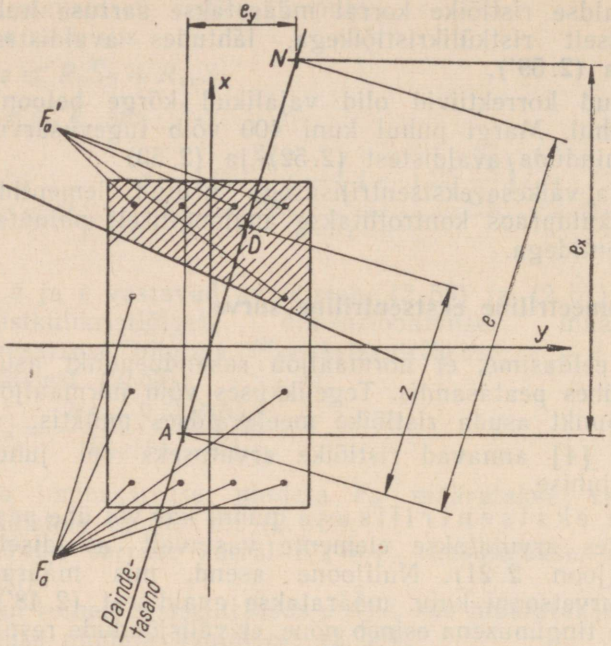
Suure ekstsentrilisuse puhul kas või ühe peatelje suhtes arvutatakse elemente vastavalt avaldisele (2.47′) (joon. 2.21). Nulljoone asend, mis määrab betooni survetsooni kuju, määratakse avaldisest (2.48′). Täiendava tingimusena esineb nõue, et välisjõudude resultant N, survetsooni resultant D ja tõmbetsooni resultant A asuksid ühel sirgel.

Väikese ekstsentrilisuse puhul mõlema peatelje suhtes

$$N \leqslant \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_{\text{ц}}}} \qquad (2.63)$$

kus N — arvutuslik pikijõud;
$N_{\text{ц}}$ — arvutuslik pikijõud, mida talub ristlõige tsentrilisel survel;
N_x — x-telje tasandis ekstsentrilisusega e_x mõjuv arvutuslik pikijõud, mida ristlõige suudab vastu võtta;
N_y — sama, y-telje tasandis ekstsentrilisusega e_y.

Elemendi kandevõimeks võetakse neist kahest, s. t. suure ja väikese ekstsentrilisuse järgi arvutatust väiksem. N_x ja N_y arvutamisel võetakse nõtke arvesse teguri η kaudu. $N_{\text{ц}}$ arvutamisel saledust ei arvestata.



Joonis 2. 21. Jõudude skeem ja nulljoone asend ebasümmeetrilise suure ekstsentrilisuse puhul kahe sümmeetriateljega ristlõikes:

N — pikijõu rakenduspunkt; *A* — tõmbesarruse resultandi rakenduspunkt; *D* — survetsooni resultandi rakenduspunkt

Nõtkeohu arvestamine

Kui tsentriliselt surutud elementides võetakse nõtke arvesse tegurite φ ja $m_{дл}$ kaudu, siis ekstsentriliselt surutud elementide puhul arvestatakse nõtkeohtu ekstsentrilisusega $e'_0 = \eta e_0$.

Nõtkeohtu tuleb arvestata elementides, kus $l_0/r_и > 14$ (ristkülikristlõigete puhul $l_0/h > 4$).

Ristkülikristlõike puhul

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{cR_иF}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} \qquad (2.64)$$

ja meelevaldse ristlõike puhul

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{12cR_{и}F}\left(\frac{l_0}{r_{и}}\right)^2} \qquad (2.64')$$

kus $r_{и}$ — ristlõike inertsraadius nõtke pinnas;

$$c = \frac{66\,000}{R + 350}\left(\frac{1}{e_0/h + 0{,}16} + 200\mu + 1\right) \qquad (2.65)$$

R — betooni projekteeritud mark survel kG/cm²;

$$\mu = \frac{F_a}{F}$$

F_a — tõmbesarruse ristlõikepindala.

Kui c avaldises (2.65) suhe e_0/h on vähem kui tabelis 2.31 toodud suhteliste ekstsentrilisuste piirväärtus, siis tuleb tegeliku suhte e_0/h asemel kasutada c arvutamisel tabelis 2.31 toodud väärtust, e_0/h suurema väärtuse puhul tuleb c arvutada tegelike e_0/h väärtuste järgi.

Tabel 2.31

Suhteliste ekstsentrilisuste e_0/h piirväärtused teguri c arvutamiseks

Betooni projekteeritud mark	Elemendi saledus						
	$l_0/r_{и}$	$\leqslant 52$	69	86	104	122	139
	l_0/h	$\leqslant 15$	20	25	30	35	40
150	0,60		0,45	0,30	0,20	0,15	0,07
200	0,55		0,40	0,30	0,20	0,10	—
300	0,50		0,35	0,25	0,15	0,06	—
400	0,40		0,30	0,20	0,10	—	—
500	0,35		0,25	0,15	0,05	—	—
600	0,30		0,20	0,10	—	—	—

Kui avaldiste (2.64) või (2.64′) järgi arvutatud η väärtus osutub lõpmatuseks või negatiivseks, siis tuleb ristlõike mõõtmeid suurendada.

Kui elemendi saledus $l_0/r_{и} > 35$ ($l_0/h > 10$), siis tuleb arvestada ka kestva koormuse mõju saledate elementide

kandevõimele. Sel juhul asendatakse pikijõud N avaldistes (2.64) ja (2.64′), samuti ristlõigete tugevusarvutuste avaldistes, redutseeritud pikijõuga $N_{\text{п}}$, mis määratakse avaldisega

$$N_{\text{п}} = \frac{N_{\text{дл}}}{m_{\text{эдл}}} + N_{\text{к}} \qquad (2.66)$$

kus $N_{\text{дл}}, N_{\text{к}}$ — samad, mis avaldises (2.44);
$m_{\text{эдл}}$ — tegur, mis arvestab kestva koormuse mõju saledale ekstsentriliselt surutud elemendile ja määratakse avaldisega

$$m_{\text{эдл}} = \frac{m_{\text{дл}} + 2\frac{e_{0\text{дл}}}{h}}{1 + 2\frac{e_{0\text{дл}}}{h}} \qquad (2.67)$$

kus $m_{\text{дл}}$ — tegur tabelist 2.29, asendades suhted l_0/b või l_0/r vastavalt suhetega l_0/h või $l_0/r_{\text{и}}$;
$e_{0\text{дл}}$ — jõu $N_{\text{дл}}$ rakenduspunkti kaugus elemendi ristlõike raskuskeskmest.

Redutseeritud pikijõud $N_{\text{п}}$ on rakendatud ekstsentrilisusega $e_{0\text{п}}$ ristlõike raskuskeskmest;

$$e_{0\text{п}} = \frac{\frac{N_{\text{дл}}}{m_{\text{эдл}}} e_{0\text{дл}} + N_{\text{к}} e_{0\text{к}}}{N_{\text{п}}} \qquad (2.68)$$

kus $e_{0\text{к}}$ — jõu $N_{\text{к}}$ rakenduspunkti kaugus elemendi ristlõike raskuskeskmest.

Ekstsentriliselt surutud raudbetoonelementide tugevusarvutusel tuleb peale nõtkeohu momendi tasandis kontrollida ka nõtket risti momendi tasandiga. Viimasel juhul kontrollitakse elemente tsentriliselt surutuna, kasutades nõtketegurit φ.

Konstruktsioonilised nõuded

1. Minimaalne sarrustuse protsent (eraldi F_{a} ja F'_{a}) on toodud tabelis 2.32.

2. Ekstsentriliselt surutud elementide pikad küljed, kui neis pole arvutuslikku sarrust, tuleb sarrustada konstruktiivselt varrastega ∅ 12 mm mitte harvemini kui iga 50 cm tagant.

Muud konstruktsioonilised nõuded on samad kui pikisarrusega tsentriliselt surutud elementide puhul.

Tabel 2.32

Ekstsentriliselt surutud elementide minimaalne sarrustatus %

Elemendi töötamise iseloomustus	Betooni mark		
	100...200	300...400	500...600
Ekstsentriliselt surutud postides, mille l_0/r_{in} on:			
$\leqslant 35$	0,15	0,15	0,2
35...83	0,2	0,2	0,2
>83	0,25	0,25	0,25
Muude ekstsentriliselt surutud elementide tõmbesarrus F_a ja väikese ekstsentrilisusega koormatud survesarrus F'_a	0,1	0,15	0,2

2.2.5. EKSTSENTRILINE TÕMME

Enamus ekstsentriliselt tõmmatud elementidest on ristkülikristlõikega. Neid arvutatakse vastavalt kahele arvutusskeemile, sõltuvalt pikijõu rakenduspunkti asukohast. Ekstsentriline tõmme liigitatakse:

1) väikese ekstsentrilisusega tõmme — välisjõud on rakendatud sarruse raskuskeskmete vahele;
2) suure ekstsentrilisusega tõmme — välisjõud on rakendatud väljapoole sarruse raskuskeskmeid.

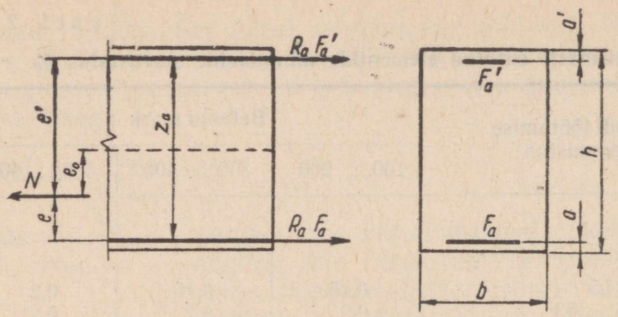
Väike ekstsentrilisus

Ristkülikristlõike arvutusskeem väikese ekstsentrilisusega tõmbe puhul on toodud joonisel 2.22.

Välis- ja sisejõudude momentide võrrandid sarruse raskuskeskmete suhtes annavad:

$$N \leqslant \frac{R_a S_a}{e} = \frac{R_a F'_a z_a}{e} \qquad (2.69)$$

$$N \leqslant \frac{R_a S'_a}{e'} = \frac{R_a F_a z_a}{e'} \qquad (2.70)$$



Joonis 2. 22. Väikese ekstsentrilisusega tõmbe arvutusskeem ristkülikristlõike puhul

Need on ekstsentrilisuste

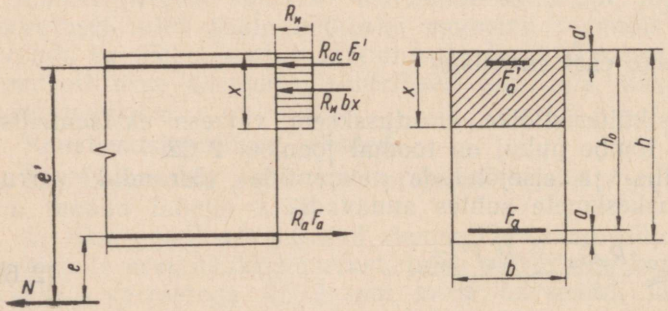
$$e = \frac{z_a}{2} - e_0 \quad \text{ja} \quad e' = \frac{z_a}{2} + e_0$$

puhul ka otsesed dimensioonimisvalemid sarruse pindalade F_a ja F'_a määramiseks.

Suur ekstsentrilisus

Ristkülikristlõike arvutusskeem suure ekstsentrilisusega tõmbe puhul on toodud joonisel 2. 23.

Arvutus on analoogiline suure ekstsentrilisusega sur-



Joonis 2. 23. Suure ekstsentrilisusega tõmbe arvutusskeem ristkülikristlõike puhul

vega. Jõudude projektsioonide võrrand varda teljele annab

$$N \leqslant R_a F_a - R_{ac} F'_a - R_и bx \qquad (2.71)$$

Momendi võrrand normaaljõu N rakenduspunkti kohta:

$$R_и bx \left(e + h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{ac} F'_a e' - R_a F_a e = 0 \qquad (2.72)$$

Avaldisega (2.72) määratakse nulljoone asukoht; avaldisega (2.71) kontrollitakse ristlõike tugevust. Ka käesoleval juhul peavad olema täidetud tingimused (2.4) ja (2.5).

Dimensioonimisel esineb sageli juht, kus survetsoon pole täielikult kasutatud. Selle tõttu määratakse survesarrus konstruktiivselt: 0,2% betooni kasulikust ristlõikest. Sageli esineb ka sümmeetriline sarrus $F_a = F'_a$. Neil juhtudel piisab dimensioonimiseks avaldistest (2.71) ja (2.72).

Kui aga survetsoon vajab arvutuslikku sarrust, on ka siin nagu suure ekstsentrilisusega surve puhul võimalik näidata, et minimaalse sarruse koguse ristlõikes saame, kui $x = 0{,}55h_0$.

Tavaliselt dimensioonitakse ristlõiked paindeelementide jaoks koostatud tabelite järgi.

Antud survesarruse F'_a puhul leiame momendist Ne selle osa, mis võetakse vastu betooni ja vastava osa tõmbesarrusega:

$$M_I = Ne - R_{ac} F'_a (h_0 - a')$$

Vaadeldes ainult tõmbetsoonis sarrustatud ristlõiget, leiame

$$A_{0I} = \frac{M_I}{bh_0^2 R_и}$$

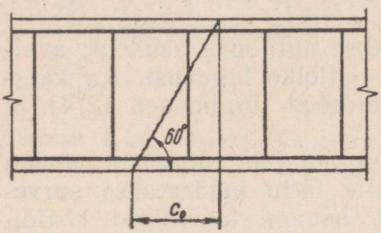
Edasi leiame tabelist 2.21 α_I või γ_{0I} ja nende kaudu F_{aI}. Kogu tõmbesarruse ristlõikepindala

$$F_a = F_{aI} + \frac{R_{ac}}{R_a} F'_a + \frac{N}{R_a}$$

Tugevuse kontroll kaldprao kohal

Ekstsentriliselt tõmmatud elementide tugevuse kontrollil kaldpraos tuleb samuti teha vahet, kas on tegemist väikese või suure ekstsentrilisusega.

Väikese ekstsentrilisuse korral, kui kogu ristlõige on tõmmatud, on betooni survetsooni poolt vastuvõetav põikjõud $Q_6 = 0$. Seega kogu põikjõud tuleb vastu võtta põiksarrusega. Seejuures eeldatakse, et purunemine toimub kaldlõikes, mille kaldenurk elemendi pikiteljega ei ületa 60° (joon. 2.24).



Joonis 2.24. Ekstsentriliselt tõmmatud elemendi arvutuslik kaldlõige

Sellise kaldprao projektsiooni pikkus

$$c_0 = \frac{h_0}{\operatorname{tg} 60°} \approx 0{,}6h_0$$

Arvutustes vaadeldakse sellist kaldprao asendit, kuhu satub minimaalne arv range. Seetõttu rangide vahekaugus peab olema vähemalt c_0, et kaldpragu läbiks vähemalt üks rangide tasand. Varu kasuks võetakse rangide samm $\max u = 0{,}5h_0$.

Suure ekstsentrilisuse korral kontrollitakse elementide tugevust kaldpraos analoogiliselt paindeelementidega; seejuures kui normaaljõu N ekstsentrilisus ristlõike raskuskeskmeni $e_0 \leqslant 1{,}5h_0$, siis Q_6 väärtust avaldisest (2.23) tuleb korrutada teguriga

$$k = \frac{e_0}{h_0} - 0{,}5 \qquad (2.73)$$

See nõue on põhjendatud järgmisega. Väikese ekstsentrilisuse korral on kogu ristlõige tõmmatud. Suure ekstsentrilisuse puhul on ristlõikes surve- ja tõmbetsoon. Eeldatakse, et üleminekul väikeselt ekstsentrilisuselt suurele muutub Q_6 nullist kuni oma normaalväärtuseni ekstsentrilisuse $e_0 = 1{,}5h_0$ korral. Q_6 väärtus loetakse lineaarselt muutuvaks.

Normid [4] lubavad ekstsentriliselt tõmmatud elementide tugevuse kontrollist kaldpraos loobuda, asetades põiksarruse konstruktiivselt, kui on täidetud suure ekstsentrilisuse korral üks tingimustest:

1) tõmbepeapinge σ_{rp} arvutuskoormusest ei tohi ületada betooni arvutuslikku tõmbetugevust R_p;

2) $Q \leqslant kR_p bh_0$

Väikese ekstsentrilisuse korral peab olema täidetud esimene tingimus.

Tõmbepeapinge suurus σ_{rp} määratakse tugevusõpetuse järgi.

2.2.6. VÄÄNE KOOS PAINDEGA

Väänatud ristkülikristlõikega elemendis tekivad praod kõikidel külgedel umbes 45° nurga all. Kui mõjuvad suhteliselt suur paindemoment ja väändemoment, siis tekivad praod esmalt paindemomendist tõmmatud küljel ning alles hiljem teistel külgedel. Pragude kalle on seda suurem, mida suurem on paindemomendi mõju.

Elemendi piirkondades, kus paindemomendi osatähtsus on tühine ja mõjuvad põhiliselt väändemoment ja põikjõud, tekivad praod umbes 45° all elemendi telje suhtes. Praod tekivad elemendi neis külgedes, kus peapinged väändest ja paindest on sama märgiga. Edasi arenevad praod mõlemale horisontaalsele küljele. Nõrga sarrustuse puhul avaneb suurelt üks pragu, kuna tugeva sarruse korral avanevad purunemiskohas peaaegu ühtlaselt mitu pragu.

Seega esineb purunemisel kaks juhtu (joon. 2.25):

1) nulljoon läbib kahte vertikaalpinda ja survetsoon asub horisontaalpinna ääres;

2) nulljoon läbib kahte horisontaalpinda ja survetsoon asub vertikaalpinna ääres.

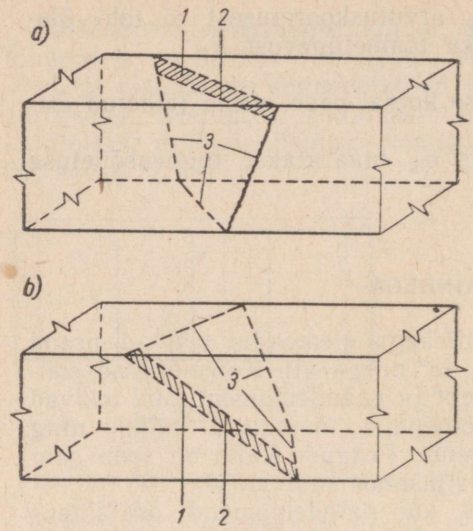
Väänatud ja painutatud raudbetoonelementide tasakaalutingimuste koostamisel on eeldatud vastavalt N. Lessigi uurimustele [9] järgmist:

1) plastse liigendi tekkimisel lülitatakse tõmmatud betoon vaadeldavas lõikes tööst välja;

2) plastse liigendi tekkimisel saavutavad kõik sarrusvardad, mis läbivad kaldlõike tõmmatud osa, arvutusliku voolupiiri;

3) põiksarruse ristlõikepindala elemendi pikkusühikule on konstantne kogu pikkuse ulatuses;

4) elemendi purunemispiirkonnas pikkusel c ei esine mingit koormust.



Joonis 2. 25. Väänatud ja painutatud elementide purunemisskeemid:
a — esimene purunemisskeem;
b — teine purunemisskeem;
1 — survetsoon; *2* — nulljoon; *3* — pragu

Normid [4] soovitavad väänatud ja painutatud ristkülikristlõikega elementide ristlõike mõõtmed valida selliselt, et oleks täidetud tingimus

$$M_K \leqslant 0{,}07 R_n b^2 h \qquad (2.74)$$

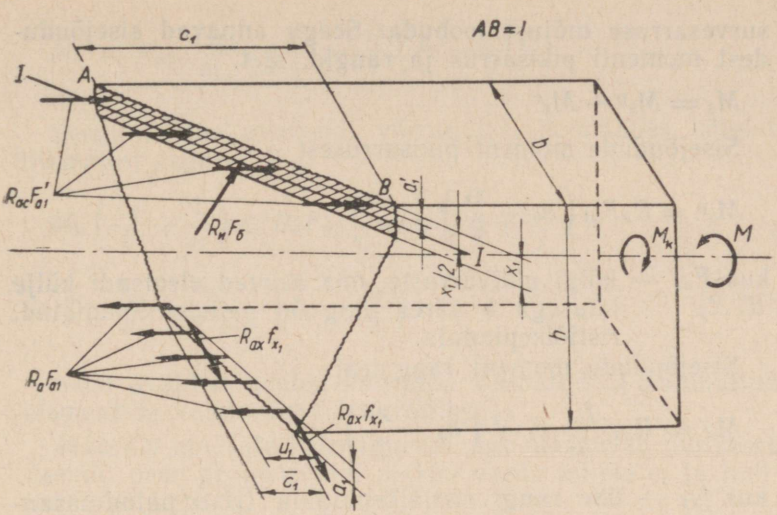
kus M_K — väändemoment;
b ja h — ristlõike vähema ja suurema külje pikkus.

Arvutus 1. skeemi järgi

Esimene purunemisskeem (vt. ülalpool) esineb väänatud ja painutatud elementide neis piirkondades, kus paindemomendi mõju on tuntav. Elemendile mõjuvad välisjõududena väändemoment M_K ja paindemoment M. Välisjõudude mõjul tekkinud pragu on kaldu elemendi pikitelje suhtes (vt. joon. 2. 26).

Joonisel 2. 26 on kujutatud pragu läbivad sarrusvardad, mis tekitavad lõikes sisejõud. Seejuures on ära jäetud külgede ääres olevad rangid, eeldades, et nende mõju tasakaalutingimustele on tühine.

Koostame välis- ja sisejõudude momentide tasakaalu võrrandi telje *I-I* suhtes, mis on paralleelne nulljoonega ja läbib survetsooni raskuskeset, s. t. $M_V = M_S$. Momendi



Joonis 2.26. Väänatud ja painutatud elementide 1. purunemisskeem

võrrandi koostamisel peame arvestama asjaolu, et paindemoment mõjub elemendi pikitelge läbivas vertikaaltasandis ja väändemoment pikitelje risttasandis. Telg *I-I* on pikitelje suhtes kaldu nurga α_1 võrra, mille $\sin \alpha_1 = b/l$ ja $\cos \alpha_1 = c_1/l$, kus c_1 on prao projektsiooni pikkus varda teljele (vt. joon. 2.26). Samuta on telje *I-I* suhtes kaldu ka piki- ja põiksarrus.

Välisjõudude moment on

$$M_v = M_к \frac{c_1}{l} + M \frac{b}{l} = M_к \frac{b}{l} \left(\frac{c_1}{b} + \frac{M}{M_к} \right) =$$

$$= M_к \frac{b}{l} \left(\frac{c_1}{b} + \frac{1}{\varkappa} \right)$$

kus

$$\varkappa = \frac{M_к}{M}$$

Määrame sisejõudude momendi telje *I-I* suhtes. Kuna survesarruse ja telje *I-I* vahekaugus on tühine, siis võime

survesarruse mõjust loobuda. Seega annavad sisejõududest momenti pikisarrus ja rangid, s. t.

$$M_s = M_s^p + M_s^r$$

Sisejõudude moment pikisarrusest

$$M_s^p = R_a F_{a1} \left(h_0 - \frac{x_1}{2} \right) \frac{b}{l}$$

kus F_{a1} — kõigi pikivarraste, mis asuvad elemendi külje laiusega b ääres ning on paindel tõmmatud, ristlõikepindala.

Sisejõudude moment rangidest

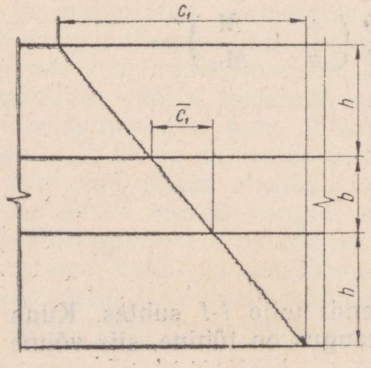
$$M_s^r = R_{ax} \frac{f_{x1}}{u_1} \bar{c}_1 \frac{c_1}{l} \left(h_0 - \frac{x_1}{2} \right)$$

kus f_{x1} — ühe rangi ristlõikepindala (risti paindetasandiga);

u_1 — rangide samm;

$\bar{c}_1$ — elemendi alumisel küljel oleva prao projektsiooni pikkus elemendi teljele.

Väänatud ja painutatud elementide katsetamisel selgus, et purunemisel tekkiv pragu kujutab elemendi külgpindade laotusel sirgjoont (joon. 2.27). Sel juhul saame sarnastest kolmnurkadest $\bar{c}_1 = c_1 \frac{b}{2h + b}$. Asendades saadud tulemuse eeltoodud M_s^r avaldisse, saame rangide poolt vastuvõetava momendi väärtuseks



Joonis 2.27. 1. purunemisskeemi prao jälg külgpindade laotusel

$$M_s^r = R_{ax}\frac{f_{x1}}{u_1}\frac{c_1^2}{2h+b}\cdot\frac{b}{l}\left(h_0-\frac{x_1}{2}\right)$$

Seega saame momendi võrrandiks, koondades kõigist liikmetest teguri b/l,

$$M_K\left(\frac{c_1}{b}+\frac{1}{\varkappa}\right)\leqslant R_aF_{a1}\left(h_0-\frac{x_1}{2}\right)+$$

$$+R_{ax}\frac{f_{x1}}{u_1}\frac{c_1^2}{2h+b}\left(h_0-\frac{x_1}{2}\right) \qquad (2.75)$$

Seda avaldist tulebki kasutada väänatud ja painutatud elementide kandevõime kontrolliks.

Jääb üle määrata kaks suurust, mis määravad nulljoone asendi: prao projektsiooni pikkus varda teljele c_1 ja nulljoone asukoht x_1.

Prao projektsiooni pikkuse leidmiseks avaldisest (2.75′) jagame võrrandi mõlemad pooled teguriga $(c_1/b+1/\varkappa)$. Prao projektsiooni pikkuse, mille puhul esineb minimaalne M_K, saame tingimusest

$$\frac{dM_K}{dc_1}=R_{ax}\frac{f_{x1}}{u_1}\cdot\frac{2c_1}{2h+b}\left(h_0-\frac{x_1}{2}\right)\left(\frac{c_1}{b}+\frac{1}{\varkappa}\right)-$$

$$-\frac{1}{b}\left[R_aF_{a1}\left(h_0-\frac{x_1}{2}\right)+\right.$$

$$\left.+R_{ax}\frac{f_{x1}}{u_1}\cdot\frac{c_1^2}{2h+b}\left(h_0-\frac{x_1}{2}\right)\right]=0$$

ja siit

$$c_1^2+\frac{2b}{\varkappa}c_1-\frac{R_aF_{a1}}{R_{ax}f_{x1}}u_1(2h+b)=0$$

kust

$$c_1=-\frac{b}{\varkappa}+\sqrt{\left(\frac{b}{\varkappa}\right)^2+\frac{R_aF_{a1}}{R_{ax}f_{x1}}u_1(2h+b)}\leqslant 2h+b \qquad (2.76)$$

Nulljoone asend leitakse sisejõudude tasakaalu tingimusest, projekteerides kõik jõud survetsooni normaalile:

$$R_a F_{a1} \frac{b}{l} + R_{ax} \frac{f_{x1}}{u_1} c_1 \frac{b}{2h+b} \cdot \frac{c_1}{l} - R_{ac} F'_{a1} \frac{b}{l} = l x_1 R_и$$

kust

$$\left(R_a F_{a1} + R_{ax} \frac{f_{x1}}{u_1} \frac{c_1^2}{2h+b} - R_{ac} F'_{a1} \right) b = R_и (c_1^2 + b^2) x_1 \tag{2.77}$$

Normides [4] on momendi võrrandis arvestatud ka survesarrust ja antud see kujul

$$M_к \left(\frac{c_1}{b} + \frac{1}{\varkappa} \right) \leqslant \left[R_a F_{a1} + R_{ax} \frac{f_{x1} c_1^2}{u_1 (2h+b)} \right] \cdot$$

$$\cdot \left(h_0 - \frac{x_1}{2} \right) + R_{ac} F'_{a1} \left(\frac{x_1}{2} - a'_1 \right) \tag{2.75'}$$

Seejuures teevad normid kitsenduse, et survesarrust F'_{a1} võib avaldistes (2.75′) ja (2.77) arvestada ainult juhul, kui x_1 väärtus tingimusest (2.77) ilma survesarruseta on suurem kui $2a'_1$.

Kui sel juhul survetsooni kõrgus x_1, mis määratakse avaldise (2.77) järgi, arvestades survesarrust, osutub vähemaks kui $2a'_1$, siis võetakse $x_1 = 2a'_1$.

Kui $\varkappa \leqslant 0{,}2$, siis peab olema täidetud tingimus

$$x_c \leqslant 0{,}7 (\zeta - \sqrt{\varkappa}) h_0 \tag{2.78}$$

mis tagab betooni küllaldase tugevuse survetsoonis. Siin:

ζ — tegur, mis esineb tingimuses (2.4);

x_c — betooni survetsooni arvutuslik kõrgus, kui elemendi kandevõime määratakse survetsooni tugevusega;

$$x_c = \frac{R_a F_{a1} - R_{ac} F'_{a1}}{R_и b (1 + 5\varkappa)} \tag{2.79}$$

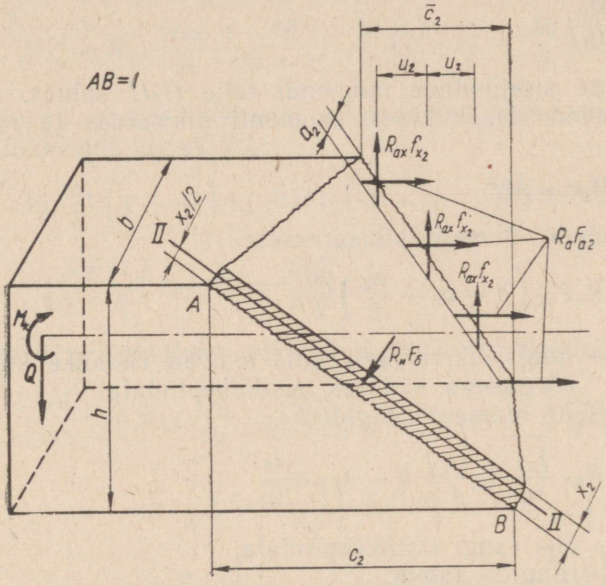
Survesarrust arvestatakse avaldises (2.79) ainult juhul, kui x_c väärtus sama avaldise järgi survesarruseta on suurem kui $2a'_1$.

Kui tingimus (2.78) pole täidetud, siis tuleb suurendada ristlõike mõõtmeid või betooni marki.

Kui elemendile mõjub ainult väändemoment $M_к$, siis võetakse avaldistes (2.75) ja (2.76) $\varkappa$ väärtuseks lõpmatus.

Arvutus 2. skeemi järgi

2. purunemisskeem esineb väänatud ja painutatud elementide neis piirkondades, kus paindemomendi mõju on tühine. Elemendile mõjuvad välisjõududena väändemoment M_K ja põikjõud Q. Ka sel juhul tekib pragu elemendi pikitelje suhtes kaldu (joon. 2. 28).



Joonis 2. 28. Väänatud ja painutatud elementide 2. purunemisskeem

Joonisel 2. 28 on kujutatud pragu läbivad sarrusvardad, mis annavad kaldlõikes sisejõu. Ka siin on jäetud ära horisontaalkülgedel olevad rangid, eeldades, et nende mõju tasakaalutingimustes on tühine.

Mõttekäik tugevustingimuste avaldiste saamiseks on analoogiline 1. skeemiga. Koostame välis- ja sisejõudude momentide tasakaalu võrrandi telje *II-II* suhtes, mis on paralleelne nulljoonega ja läbib survetsooni raskuskeset, s. t. $M_V = M_S$.

Välisjõudude moment

$$M_v = M_к \frac{c_2}{l} + Q\left(\frac{b}{2} - \frac{x_2}{2}\right)\frac{c_2}{l} = M_к \frac{c_2}{l} + Q\frac{b}{2}\cdot\frac{c_2}{l} =$$

$$= M_к \frac{c_2}{l}\left(1 + \frac{Qb}{2M_к}\right) = M_к \frac{c_2}{h}\frac{h}{l}\left(1 + \frac{1}{\lambda}\right)$$

kus

$$\lambda = \frac{2M_к}{Qb}$$

Määrame sisejõudude momendi telje *II-II* suhtes. Ka siin annavad sisejõududest momenti pikisarrus ja rangid, s. t.

$$M_s = M_s^p + M_s^r$$

Sisejõudude moment pikisarrusest

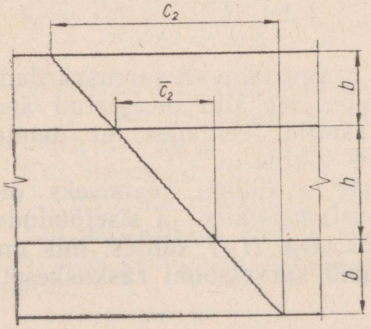
$$M_s^p = R_a F_{a2}\left(b - a_2 - \frac{x_2}{2}\right)\frac{h}{l}$$

kus F_{a2} — kõigi pikivarraste, mis asuvad ristlõike külje kõrgusega h ääres, ristlõikepindala.

Sisejõudude moment rangidest

$$M_s^r = R_{ax}\frac{f_{x2}}{u_2}\bar{c}_2\frac{c_2}{l}\left(b - a_2 - \frac{x_2}{2}\right)$$

kus f_{x2} — ühe rangi ristlõikepindala;
u_2 — rangide samm;
$\bar{c}_2$ — survetsooni vastasküljel oleva prao projektsiooni pikkus elemendi teljele.



Joonis 2. 29. 2. purunemisskeemi prao jälg külgpindade laotusel

Ka käesoleval juhul kujutab pragu sirgjoont elemendi külgpindade laotusel (joon. 2. 29).

Joonise 2. 29 abil määrame

$$\bar{c}_2 = c_2 \frac{h}{2b + h}$$

Asendades saadud tulemuse eeltoodud M_s^r avaldisse, saame rangide poolt vastuvõetava momendi väärtuseks

$$M_s^r = R_{ax} \frac{f_{x2}}{u_2} \cdot \frac{c_2^2}{2b + h} \cdot \frac{h}{l} \left(b - a_2 - \frac{x_2}{2} \right).$$

Seega saame momendi võrrandiks, koondades kõikidest liikmetest teguri h/l,

$$M_к \frac{c_2}{h} \left(1 + \frac{1}{\lambda} \right) \leqslant R_a F_{a2} \left(b - a_2 - \frac{x_2}{2} \right) + R_{ax} \frac{f_{x2}}{u_2} \cdot$$

$$\cdot \frac{c_2^2}{2b + h} \left(b - a_2 - \frac{x_2}{2} \right) \qquad (2.80)$$

Prao projektsiooni pikkuse c_2 määrame tingimusest

$$\frac{dM_к}{dc_2} = R_{ax} \frac{f_{x2}}{u_2} \cdot \frac{2c_2}{2b + h} \left(b - a_2 - \frac{x_2}{2} \right) \frac{c_2}{h} \left(1 + \frac{1}{\lambda} \right) -$$

$$- \frac{1}{h} \left(1 + \frac{1}{\lambda} \right) \left[R_a F_{a2} \left(b - a_2 - \frac{x_2}{2} \right) + \right.$$

$$\left. + R_{ax} \frac{f_{x2}}{u_2} \cdot \frac{c_2^2}{2b + h} \left(b - a_2 - \frac{x_2}{2} \right) \right] = 0$$

ja siit

$$\frac{c_2^2}{2b + h} \cdot \frac{R_{ax} f_{x2}}{u_2} - R_a F_{a2} = 0$$

kust

$$c_2 = \sqrt{\frac{R_a F_{a2} u_2}{R_{ax} f_{x2}} (2b + h)} \leqslant 2b + h \qquad (2.81)$$

Survetsooni kõrguse leiame sisejõudude tasakaalu tingimusest, projekteerides kõik jõud survetsooni normaalile:

$$R_a F_{a2} \frac{h}{l} + R_{ax} \frac{f_{x2}}{u_2} c_2 \frac{h}{2b+h} \cdot \frac{c_2}{l} = R_и l x_2$$

kust

$$\left(R_a F_{a2} + R_{ax} \frac{f_{x2}}{u_2} \cdot \frac{c_2^2}{2b+h} \right) h = R_и (c_2^2 + h^2) x_2 \quad (2.82)$$

Kui $\lambda < 1 - 2a_2/b$, siis arvutust 2. skeemi järgi ei tehta, vaid asendatakse arvutusega paindele kaldlõikes, s. t. element arvutatakse ilma väändeta nagu painutatud element. Eeltoodud tingimuse rahuldamisel $M_к < Q(b/2 - a_2)$, millega väändemoment on väiksem kui põikjõust põhjustatud vääne.

Kui elemendile mõjub ainult väändemoment ilma põikjõuta, siis võetakse λ väärtuseks avaldises (2.80) lõpmatus.

Väändele ja paindele töötavad elemendid peavad rahuldama tingimusi

$$Q \leqslant 0{,}25 R_и b h_0$$

$$Q \leqslant \frac{Q_{xб}}{1 + 1{,}5\lambda} \quad (2.83)$$

Kui väänatud ja painutatud elemendis ristlõike mõõtmed on valitud selliselt, et on tagatud tingimus

$$M_к \leqslant \frac{1}{6} R_p b^2 (3h - b) \quad (2.84)$$

ning seejuures $\varkappa \leqslant 0{,}2$, siis võib arvutuslikest rangidest loobuda.

Väänatud ja painutatud elementides tuleb kasutada kinnisi range, kusjuures seotud rangide korral peab ülekate olema vähemalt 30 läbimõõtu. Keevitatud karkasside korral peavad kõik põikvardad mõlemas suunas olema keevitatud nurgas asuvate pikivarraste külge, moodustades kinnise kontuuri. Rangide vahekaugus on sama nagu ülespööreteta paindeelementide puhul. Painutatud ja väänatud või ainult väänatud elementides peavad arvutustes esinevate piki- ja põiksarruste ristlõikepindalad rahuldama järgmisi tingimusi:

a) elemendi serva b ääres (risti paindemomendi tasandiga)

$$0{,}5 \leqslant \frac{R_{ax} f_{x1}}{R_a f_{a1}} \cdot \frac{b}{u}\left(1 + \frac{2}{\varkappa}\sqrt{\frac{b}{2h+b}}\right) \leqslant 1{,}5 \qquad (2.85)$$

b) elemendi serva h ääres (paralleelne paindemomendi tasandiga)

$$0{,}5 \leqslant \frac{R_{ax} f_{x2}}{R_a f_{a2}} \cdot \frac{h}{u} \leqslant 1{,}5 \qquad (2.86)$$

2.3. DEFORMATSIOONIDE ARVUTUS

Deformatsioonide — läbipainete, pöördenurkade jne. — arvutuses seisneb raudbetoonkonstruktsioonide kontroll teise piirolukorra järgi. Deformatsioonide arvutus on üha suurema tähtsusega seoses kõrgemargiliste betoonide ja kõrgtugevate teraste kasutuselevõtuga — see põhjustab suhteliselt väikesi ristlõikeid, millega kaasnevad elementide suured deformatsioonid. Seepärast on vaja usaldusväärset ja seejuures täpset raudbetoonkonstruktsioonide deformatsioonide arvutuse metoodikat. Ekspluatatsiooniolukorras töötavad raudbetoonkonstruktsioonid pragudega tõmbetsoonis, mis muudab arvutuse keerukamaks. Arvutuse eesmärgiks on vältida piirdeformatsioonide ületamist ekspluatatsiooniolukorras (normkoormuse puhul).

Tabel 2.33

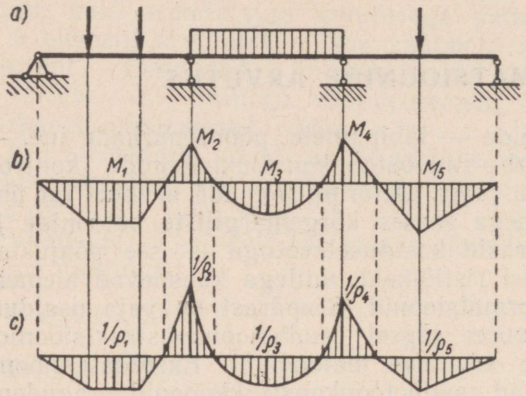
Raudbetoonelementide piirläbipainded

Elemendi nimetus	Piirläbipainde ja silde suhe max f/l
Kraanatalad:	
käsikraanade puhul	1 : 500
elektrikraanade puhul	1 : 600
Lagede paindeelemendid tasase laepinna puhul:	
$l < 7$ m	1 : 200
$l \geqslant 7$ m	1 : 300
Lagede ja treppide elemendid ribilise laepinna puhul:	
$l < 5$ m	1 : 200
$l = 5 \ldots 7$ m	1 : 300
$l \geqslant 7$ m	1 : 400

Normidega [4] kehtestatud piirläbipainded on toodud tabelis 2. 33.

Eeltõusuga raudbetoonkonstruktsioonide puhul võib tabelis 2. 33 toodud piirläbipaindeid eeltõusu võrra suurendada.

Konsoolide piirläbipainded võetakse tabelis 2. 33 tooduist kaks korda suuremad.



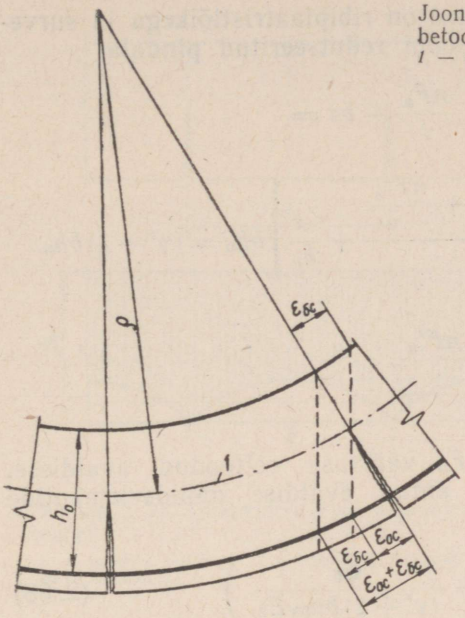
Joonis 2. 30. Konstantse kõrgusega elementide paindemomendi ja kõveruse epüürid:

a — koormus; *b* — momendi epüür normkoormusest; *c* — kõveruse epüür

Normid [4] lubavad tõmbetsoonis pragunenud ühtlase kõrgusega elementide samamärgilise momendi piirkonnas määrata kõveruse $1/\varrho$ enampingestatud ristlõikes. Teistes sama piirkonna ristlõigetes võib võtta kõveruse $1/\varrho$ proportsionaalsena paindemomendi väärtusega (joon. 2. 30).

2. 3. 1. PAINUTATUD ELEMENTIDE KÕVERUS JA JÄIKUS

Tõmbetsoonis pragunenud paindeelementide deformatsioonide arvutusel ei saa lähtuda tugevusõpetuse reeglitest, mis eeldavad pingete ja deformatsioonide lineaarset seost. Seetõttu on raudbetoonkonstruktsioonide deformatsioonide arvutuse aluseks elemendi tegelik pinge- ja deformatsioonioliukord. Joonisest 2. 31 nähtub, et



Joonis 2.31. Painutatud raudbetoonelemendi deformatsioon
1 — nulljoon

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{\varepsilon_{ac} + \varepsilon_{бc}}{h_0} \qquad (2.87)$$

kus ε_{ac} — sarruse keskmine suhteline pikenemine pragude vahel;

$\varepsilon_{бc}$ — survetsooni betooni äärmise kiu keskmine suhteline lühenemine pragude vahel.

Avaldame sarruse ja betooni keskmised suhtelised deformatsioonid deformatsioonide ja pingete kaudu prao kohal:

$$\varepsilon_{ac} = \psi_a \varepsilon_a = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} = \psi_a \frac{M}{z_1 F_a E_a}$$

$$\varepsilon_{бc} = \psi_б \varepsilon_б = \psi_б \frac{\sigma_б}{\nu E_б} = \psi_б \frac{M}{z_1 F_б \nu E_б}$$

Asendades saadud suurused avaldises (2.87) saame:

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{M}{z_1 h_0} \left(\frac{\psi_a}{F_a E_a} + \frac{\psi_б}{F_б \nu E_б} \right)$$

Kui vaadeldav element on ribiplaatristlõikega ja survesarrusega, siis survetsooni redutseeritud pindala

$$F_{\sigma} = (b'_{\text{п}} - b)h'_{\text{п}} + \frac{nF_{\text{a}}}{\nu} + bx =$$

$$= \left[\frac{(b'_{\text{п}} - b)h'_{\text{п}} + \frac{nF'_{\text{a}}}{\nu}}{bh_0} + \frac{x}{h_0} \right] bh_0 = (\gamma' + \xi)bh_0$$

kus

$$\gamma' = \frac{(b'_{\text{п}} - b)h'_{\text{п}} + \frac{nF'_{\text{a}}}{\nu}}{bh_0}$$

Asendades saadud F_{σ} väärtuse eeltoodud avaldisse, saame normides [4] antud avaldise paindeelementide kõveruse kohta:

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{M}{z_1 h_0} \left(\frac{\psi_{\text{a}}}{F_{\text{a}} E_{\text{a}}} + \frac{\psi_{\sigma}}{(\gamma' + \xi)bh_0 \nu E_{\sigma}} \right) \qquad (2.88)$$

Ristkülikristlõike korral $F_{\sigma} = \xi bh_0$.

Vaatleme lähemalt avaldises (2.88) esinevaid suurusi.

z_1 on tõmbesarruse kaugus prao kohal oleva survetsooni raskuskeskmest. Kui survesarruse mõjust loobuda, on

$$z_1 = \frac{(b'_{\text{п}} - b)h'_{\text{п}}(h_0 - 0{,}5h'_{\text{п}}) + xb(h_0 - 0{,}5x)}{(b'_{\text{п}} - b)h_{\text{п}} + xb}$$

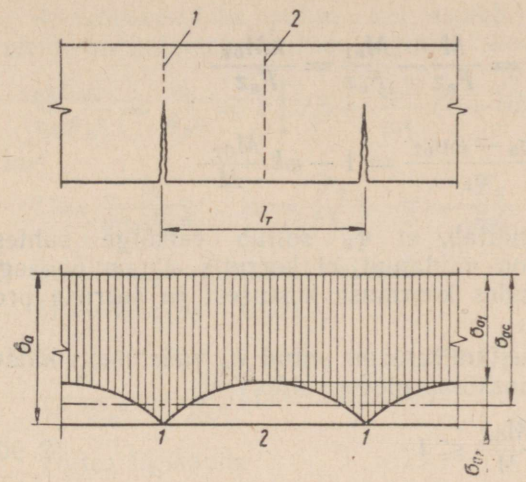
kust

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_{\text{п}}}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)} \right] \qquad (2.89)$$

Ristkülikristlõike korral $z_1 = h_0(1 - 0{,}5\xi)$.

ψ_{a} on tegur, mis arvestab tõmbetsooni betooni tööd pragude vahel. Tegur ψ_{a} kujutab endast sarruse keskmise pragudevahelise deformatsiooni ja praos oleva sarruse deformatsiooni suhet, s. t.

$$\psi_{\text{a}} = \frac{\varepsilon_{\text{ac}}}{\varepsilon_{\text{a}}} = \frac{\sigma_{\text{ac}}}{\sigma_{\text{a}}}$$



Joonis 2. 32. Tõmbesarruse pingejaotus pragude vahel:

1 — praoga ristlõige; *2* — ristlõige pragude vahekauguse keskkohal

Nagu nähtub joonisest 2. 32,

$$\sigma_{ac} = \sigma_a - \omega\sigma_{a2}$$

kus ω on σ_a vähenemise diagrammi pinna kujutegur (kui vastav kujund on kolmnurk, siis $\omega = 0{,}5$);

σ_{a2} — sarruse pinge maksimaalne vähenemine pragude vahel.

Teisest küljest paindemoment pragude vahel (lõikes *2*)

$$M = M_{a1} + M_б$$

kus M — moment lõikes *2*;

M_{a1} — sarrusega vastuvõetav moment pragude vahe keskkohal;

$M_б$ — betooni tõmbetsooniga vastuvõetav moment pragude vahe keskkohal.

$$M = F_a\sigma_a z; \quad M_{a1} = F_a\sigma_{a1}z; \quad M_б = kM_{бт}$$

kus $M_{бт}$ — ristlõikega vastuvõetav moment enne pragude tekkimist

kuna

$$\sigma_{a2} = \sigma_a - \sigma_{a1} = \frac{M}{F_a z} - \frac{M_{a1}}{F_a z} = \frac{kM_{бт}}{F_a z}$$

ja

$$\psi_a = \frac{\sigma_{ac}}{\sigma_a} = \frac{\sigma_a - \omega\sigma_{a2}}{\sigma_a} = 1 - \omega k \frac{M_{бт}}{M}$$

See avaldis näitab, et ψ_a sõltub eelkõige suhtest $M_{бт}/M$. Katsed on näidanud, et korrutis ωk on peaaegu konstantne, sõltudes koormuse kestusest ja sarruse profiilist.

Arvutuse lihtsustamiseks on antud ψ_a väärtuseks katsetega paremas kooskõlas olev avaldis

$$\psi_a = 1{,}3 - s\frac{M_{бт}}{M} \leqslant 1 \qquad (2.90)$$

kus s — tegur, mis oleneb sarruse profiilist ja koormuse kestusest ning võetakse:
a) lühiajalisel koormusel
perioodilise profiiliga varrastel $s = 1{,}1$;
sileda pinnaga varrastel $s = 1{,}0$;
b) kestval koormusel, sõltumata sarruse profiilist, $s = 0{,}8$;

$M_{бт} = 0{,}8R_{p}^{н}W_{бт}$

kus $W_{бт}$ — redutseeritud ristlõike vastupanumoment, arvestades betooni plastseid deformatsioone, tõmbesarrust arvestamata;

M — arvutuslik moment normkoormusest. Teguri ψ_a avaldises suhe $M_{бт}/M \leqslant 1$;

$\psi_б$ — tegur, mis arvestab survetsooni äärmise kiu ebaühtlast deformatsiooni pragude vahel; $\psi_б = 0{,}9$ nii lühiajalisel kui ka kestval koormusel;

ξ — survetsooni suhteline kõrgus prao kohal; $\xi = x/h_0$, kus x on survetsooni kõrgus prao kohal.

Käesoleval juhul ei ole survetsooni kõrgus sama suurus, mis saadakse purunemisolukorra vaatlusel. Survetsooni suhteline kõrgus määratakse betooni surutud serva deformatsiooni ja lõikejõudude katseliselt leitud seosest.

Ristkülikristlõike puhul, kui esineb ainult paindemoment, on katsetega leitud järgmine seos [7]:

$$\frac{\varepsilon_б E_б \nu}{\psi_б R_{и}^{н}} = \frac{\sigma_б}{R_{и}^{н}} = L\left[2{,}5 + \frac{0{,}1}{\mu n}(1 + 5L)\right] \qquad (2.91)$$

kus

$$L = \frac{M}{bh_0^2 R_{и}^{н}}; \quad \mu = \frac{F_a}{bh_0}; \quad n = \frac{E_a}{E_б}$$

Tasakaalutingimusest leiame

$$M = \sigma_б b x (h_0 - 0{,}5x)$$

ehk

$$\frac{M}{bh_0^2 R_{и}^{н}} = \frac{\sigma_б}{R_{и}^{н}} \xi (1 - 0{,}5\xi) = L$$

Võttes ligikaudu

$$\xi(1 - 0{,}5\xi) \approx \frac{\xi}{1 + 0{,}7\xi}$$

saame avaldisest (2.91)

$$\frac{1 + 0{,}7\xi}{\xi} L = L\left[2{,}5 + \frac{0{,}1}{\mu n}(1 + 5L)\right]$$

kust saame normides antud ξ väärtuse

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1}{10\mu n}(1 + 5L)} \leqslant 1 \qquad (2.92)$$

Kui ristlõikel on survetsoonis plaat, siis arvestatakse seda suurusega T, millega

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10\mu n}} \leqslant 1 \qquad (2.93)$$

kus

$$T = \gamma'\left(1 - \frac{h'_{п}}{2h_0}\right)$$

Kui survetsooni kõrgus x osutub väiksemaks kui plaadi paksus $h'_{п}$, siis tuleb x ja z_1 määrata nagu ristkülikristlõike puhul, võttes ristlõike laiuseks $b'_{п}$ ja $\gamma' = 0$ ning

Tabel 2.34

Tegurid *p* ristkülik- ja ribiplaatristlõikega paindeelementide deformatsioonide arvutamiseks

Koormus	γ'	$\mu n / L$	0,04	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
Lühiajaline	0	0,04	0,037	0,056	0,071	0,091	0,106	—	—
		0,06	0,029	0,046	0,059	0,078	0,092	—	—
		0,08	0,027	0,042	0,054	0,072	0,086	—	—
		0,10	0,026	0,041	0,053	0,070	0,084	—	—
		0,15	—	0,040	0,052	0,069	0,083	—	—
		0,20	—	0,039	0,052	0,068	0,082	—	—
	0,2	0,06	0,046	0,069	0,087	0,111	0,131	0,148	0,162
		0,08	0,036	0,058	0,075	0,097	0,116	0,132	0,146
		0,10	0,034	0,053	0,068	0,090	0,108	0,124	0,138
		0,15	—	0,049	0,063	0,085	0,102	0,117	0,131
		0,20	—	0,049	0,063	0,084	0,101	0,116	0,130
		0,30	—	—	0,063	0,084	0,101	0,115	0,130
	0,4	0,06	0,059	0,089	0,112	0,143	0,166	0,188	0,206
		0,08	0,044	0,070	0,090	0,119	0,140	0,161	0,178
		0,10	0,039	0,062	0,081	0,112	0,129	0,148	0,165
		0,15	—	0,054	0,072	0,096	0,118	0,135	0,152
		0,20	—	0,053	0,071	0,096	0,117	0,135	0,150
		0,40	—	—	—	0,095	0,116	0,134	0,150
Kestev	0	0,04	0,018	0,026	0,032	0,038	0,043	—	—
		0,06	0,016	0,024	0,030	0,036	0,041	—	—
		0,08	0,015	0,023	0,029	0,035	0,040	—	—
		0,10	0,015	0,023	0,028	0,035	0,040	—	—
		0,15	—	0,022	0,027	0,034	0,039	—	—
		0,20	—	0,021	0,026	0,033	0,038	—	—
	0,2	0,06	0,026	0,035	0,043	0,051	0,057	0,062	0,066
		0,08	0,023	0,032	0,040	0,048	0,054	0,059	0,063
		0,10	0,022	0,032	0,039	0,047	0,053	0,058	0,062
		0,15	—	0,031	0,038	0,046	0,052	0,057	0,061
		0,20	—	0,030	0,037	0,045	0,051	0,056	0,060
		0,30	—	—	0,036	0,044	0,050	0,054	0,058
	0,4	0,06	0,032	0,045	0,054	0,065	0,072	0,078	0,083
		0,08	0,028	0,041	0,049	0,060	0,067	0,074	0,079
		0,10	0,026	0,038	0,047	0,058	0,066	0,072	0,077
		0,15	—	0,037	0,046	0,057	0,065	0,070	0,075
		0,20	—	0,037	0,045	0,056	0,065	0,070	0,075
		0,40	—	—	—	0,055	0,063	0,068	0,073

Tabel 2.34 (järg)

Koormus	γ'	μn / L	0,04	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
Lühiajaline	0,6	0,06	0,067	0,102	0,129	0,162	0,189	0,218	0,241	0,276	—
		0,08	0,049	0,077	0,101	0,130	0,156	0,182	0,203	0,237	—
		0,10	0,042	0,067	0,089	0,117	0,141	0,166	0,186	0,220	—
		0,15	--	0,058	0,078	0,103	0,127	0,151	0,169	0,201	—
		0,20	—	0,056	0,076	0,101	0,124	0,148	0,166	0,198	—
		0,40	—	—	—	0,101	0,124	0,148	0,166	0,197	—
	0,8	0,06	0,074	0,114	0,147	0,190	0,222	0,249	0,273	0,316	0,348
		0,08	0,052	0,083	0,110	0,148	0,178	0,204	0,225	0,266	0,298
		0,10	0,044	0,072	0,096	0,131	0,159	0,183	0,204	0,243	0,275
		0,15	—	0,061	0,082	0,113	0,140	0,163	0,184	0,219	0,251
		0,20	—	0,058	0,079	0,109	0,136	0,159	0,179	0,215	0,246
		0,40	—	—	—	0,109	0,136	0,159	0,179	0,215	0,246
	1,0	0,08	0,054	0,087	0,116	0,167	0,192	0,219	0,246	0,288	0,326
		0,10	0,046	0,075	0,100	0,138	0,170	0,197	0,221	0,262	0,299
		0,15	—	0,062	0,085	0,117	0,147	0,172	0,195	0,234	0,270
		0,20	—	0,060	0,082	0,114	0,143	0,168	0,190	0,229	0,263
		0,40	—	—	—	0,114	0,143	0,168	0,190	0,229	0,262
		0,60	—	—	—	—	—	—	0,189	0,229	0,262
Kestev	0,6	0,06	0,037	0,052	0,069	0,076	0,084	0,093	0,099	0,109	—
		0,08	0,032	0,047	0,057	0,069	0,078	0,087	0,094	0,104	—
		0,10	0,029	0,044	0,054	0,065	0,075	0,084	0,091	0,101	—
		0,15	—	0,042	0,053	0,064	0,073	0,083	0,088	0,099	—
		0,20	—	0,042	0,052	0,063	0,073	0,083	0,088	0,098	—
		0,40	—	—	—	0,063	0,072	0,082	0,088	0,098	—
	0,8	0,06	0,040	0,058	0,071	0,087	0,098	0,106	0,114	0,125	0,134
		0,08	0,034	0,052	0,064	0,080	0,092	0,100	0,107	0,119	0,128
		0,10	0,031	0,048	0,060	0,075	0,087	0,096	0,103	0,115	0,124
		0,15	—	0,045	0,058	0,073	0,084	0,093	0,100	0,112	0,122
		0,20	—	0,045	0,058	0,073	0,084	0,093	0,100	0,111	0,121
		0,40	—	—	—	0,072	0,083	0,091	0,099	0,111	0,120
	1,0	0,08	0,036	0,055	0,069	0,087	0,101	0,112	0,120	0,135	0,144
		0,10	0,033	0,051	0,065	0,082	0,096	0,107	0,115	0,128	0,139
		0,15	—	0,048	0,062	0,079	0,092	0,103	0,112	0,125	0,136
		0,20	—	0,048	0,062	0,079	0,092	0,102	0,112	0,125	0,135
		0,40	—	—	—	0,079	0,092	0,102	0,111	0,124	0,135
		0,60	—	—	—	—	—	—	0,111	0,124	0,134

$$L = \frac{M}{bh_0^2 R_{\text{и}}^{\text{н}}}; \quad \mu n = \frac{F_{\text{a}} E_{\text{a}}}{bh_0 E_{\text{б}}}; \quad \gamma' = \frac{(b_{\text{п}}' - b)h_{\text{п}} + \frac{n}{\nu} F'_{\text{a}}}{bh_0}$$

Märkus. Tabel ei kehti betooni markidele 400 ja üle selle.

$$\mu = \frac{F_a}{b'_п h_0}$$

$$L = \frac{M}{b'_п h_0^2 R_и^н}$$

Kui $\xi \leqslant 2a'/h_0$, siis määratakse x, ξ, z_1 ja $1/\varrho$ survesarrust arvestamata.

ν — betooni survetsooni äärmise kiu elastsete deformatsioonide suhe kogu deformatsiooni (arvestades ka plastseid deformatsioone, roomamist, kahanemist). Oluline on läbipainete erinevuste määramine lühi- ja pikaajalistel koormustel. Vastavalt normidele [4] on:

lühiajalisel koormustel $\nu = 0{,}5$;

kestvatel koormustel:

kuivas režiimis $\nu = 0{,}10$;

normaalses režiimis $\nu = 0{,}15$;

niiskes režiimis $\nu = 0{,}20$.

Kuna

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{M}{B}$$

siis paindeelementide jäikuse saame avaldisest (2.88);

$$B = \frac{z_1 h_0}{\dfrac{\psi_a}{F_a E_a} + \dfrac{\psi_б}{(\gamma' + \xi) b h_0 \nu E_б}} \qquad (2.94)$$

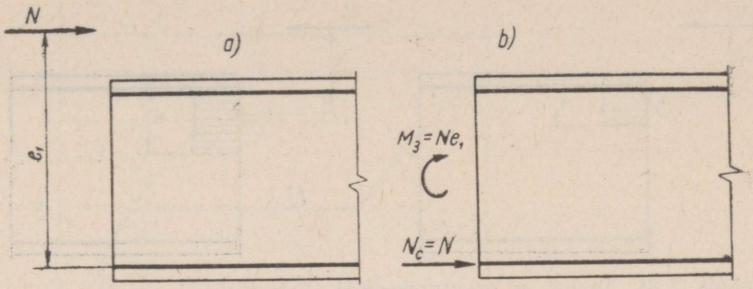
Instruktsioon [6] lubab ristkülik- ja ribiplaatristlõikega paindeelementide, kus on kasutatud betoone kuni mark 300, jäikused määrata avaldisega

$$B = p b h_0^2 E_б \qquad (2.94')$$

kus p — tegur tabelist 2.34.

2.3.2. EKSTSENTRILISELT SURUTUD VÕI TÕMMATUD ELEMENTIDE KÕVERUS

Ekstsentriliselt surutud või tõmmatud elementide ($e_0 > 0{,}8h_0$) kõveruse määramisel kantakse elemendi teljesuunaline pikijõud üle tõmbesarruse raskuskeskmesse (joon. 2.33). Seega asendatakse tegelik välisjõudude süsteem nn. asemomendiga $M_з = Ne_1$ ja summaarse pikijõuga $N_c = N$.



Joonis 2. 33. Välisjõudude süsteemid:
a — tegelik; *b* — kõveruse määramisel kasutatav

Nagu nähtub jooniselt 2. 31, on sel juhul kõverus, eeldades ristlõigete tasapinnalisuse hüpoteesi,

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{M_3}{z_1 h_0}\left(\frac{\psi_a}{F_a E_a} + \frac{\psi_\sigma}{(\gamma' + \xi) b h_0 \nu E_\sigma}\right) \pm \frac{N_c \psi_a}{h_0 F_a E_a} \tag{2.88'}$$

Teise liikme ees olev plussmärk esineb juhul, kui on tegemist ekstsentrilise tõmbega, ja miinus ekstsentrilise surve puhul.

Vastavalt kehtivatele normidele [4] on avaldises (2. 88′) esinevad suurused teistsuguse väärtusega kui avaldises (2. 88).

z_1 esineb muutmatul kujul vastavalt avaldisele (2. 89).

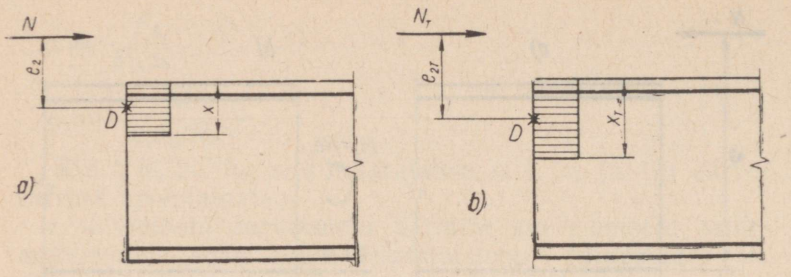
Tõmbetsooni pragude vahel oleva betooni tööd iseloomustava teguri ψ_a väärtus on antud kujul:

$$\psi_a = 1{,}3 - sm - \frac{1 - m}{6 - 4{,}5m} \tag{2.91'}$$

kus

$$m = \frac{M'_T}{M_c} \leqslant 1$$

M'_T — moment vaadeldava ristlõike survetsooni resultandi rakenduspunkti kohta pragude tekkimise koormusstaadiumil (vt. joon. 2. 34, *b*).



Joonis 2.34. Teguri m arvutusskeemid ekstsentrilisel survel: D — survetsooni resultandi rakenduspunkt; a — koormusskeem M_c arvutamiseks; b — koormusskeem M'_r arvutamiseks

M_c — sama, vaadeldaval koormusstaadiumil (joon. 2.34, a);

ψ_6 väärtus on ka käesoleval puhul 0,9.

Survetsooni suhteline kõrgus ξ saab juurde täiendava liikme:

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1+5(L+T)}{10\mu n}} \pm \frac{1{,}5+\gamma'}{11{,}5\dfrac{e_1}{h_0} \pm 5} \leqslant 1 \qquad (2.93')$$

kus e_1 — normaaljõu ekstsentrilisus tõmbesarruse raskuskeskme suhtes.

Avaldise (2.93′) teise liikme ülemised märgid kehtivad survenormaaljõu ja alumised tõmbenormaaljõu N_c kohta.

ν väärtus on lühiajalistel koormustel 0,45, kestvatel — nagu paindeelementide puhul.

2.3.3. DEFORMATSIOONID

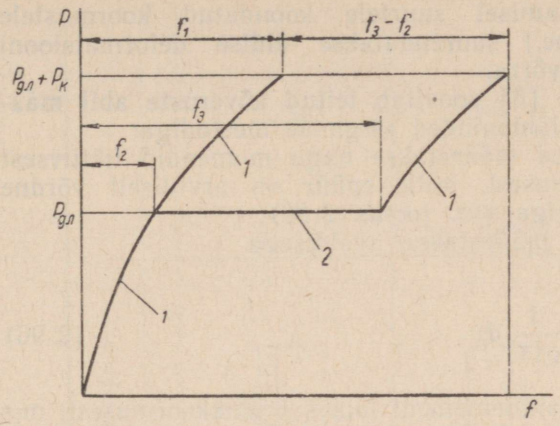
Üldise läbipainde väärtus lühiajaliselt ja kestvalt mõjuvate koormuste toimel määratakse avaldisega

$$f = f_1 - f_2 + f_3 \qquad (2.95)$$

kus f_1 — deformatsioon kogu koormuse lühiajalisel mõjumisel;

f_2 — algdeformatsioon kestvalt mõjuvast koormusest;

f_3 — kogu deformatsioon kestvalt mõjuvast koormusest.



Joonis 2.35. Elemendi deformatsioonide graafik:
1 — koormuste lühiajalisel ja *2* — kestval mõjumisel

Avaldise (2.95) mõtet illustreerib joonis 2.35. Sellel on kujutatud koormusdeformatsioon, kui elemendile mõjuvad nii lühiajalised kui ka kestvad koormused.

Normides toodud avaldis (2.95) annab läbipainde väärtuse nullolukorrast. Seetõttu määratakse üldise läbipainde väärtus kogu koormuse lühiajalise mõjumise läbipainde f_1 ja kestva koormuse mõjul aja jooksul lisanduva läbipainde summana. Viimane on väljendatav läbipainete vahena $f_3 - f_2$.

Avaldises (2.95) on f_1 ja f_2 suurused, mis on põhjustatud koormuse lühiajalisest mõjust. Seetõttu tuleb f_1 ja f_2 arvutamisel võtta ψ_a ja ν väärtused vastavalt lühiajaliselt mõjuvatele koormustele. f_3 arvutamisel tuleb ψ_a ja ν väärtused võtta vastavalt kestvalt mõjuvatele koormustele.

Avaldise (2.95) kasutamise kohta annavad normid [4] veel järgmised täiendused:

1) õõnespaneelide läbipainde arvutamisel tuleb tulemus korrutada teguriga 0,8;

2) kui paindeelemendi kõrgus on vähem kui 16 cm, siis tuleb läbipainde väärtus korrutada teguriga $4/\sqrt{h}$, kus h on elemendi kõrgus cm;

3) ribiplaat- ja I-ristlõikega ühtlase kõrgusega elementide, mille ristlõike kõrguse ja silde suhe on $^1/_7$ või

rohkem, arvutamisel suurtele koondatud koormustele (kraanadest jne.) suurendatakse üldise deformatsiooni väärtust 20% võrra.

Instruktsioon [6] soovitab leitud kõveruste abil määrata elemendi läbipainded järgmise meetodiga:

a) läbipainded määratakse nagu momendid fiktiivsest jaotatud koormusest, mille epüür on arvuliselt võrdne kõveruse epüüriga (vt. joonis 2.30);

b) läbipaine määratakse avaldisega

$$f = \int_0^l M_i(x) \frac{1}{\varrho(x)} dx \qquad (2.96)$$

kus $M_i(x)$ — paindemoment lõikes x ühikkoormusest, mis on rakendatud punktis, kus määratakse läbipaine, ja mõjub elemendi paigutise suunas;

$\frac{1}{\varrho(x)}$ — elemendi kõverus lõikes x;

l — elemendi sille.

Läbipaine avaldise (2.96) järgi leitakse $M_i(x)$ epüüri korrutamisel kõveruse $\frac{1}{\varrho(x)}$ epüüriga (näiteks Vereštšagini võttega). Enamlevinud koormusjuhtude puhul võib alalise kõrgusega elementide läbipainde määrata avaldisega

$$f = s \frac{1}{\varrho_c} l^2 \qquad (2.97)$$

kus s — tegur tabelist 2.35;

$\frac{1}{\varrho_c}$ — kõverus maksimaalse momendi asukohas koormusest, mille puhul läbipaine määratakse.

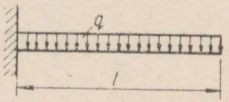
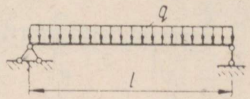
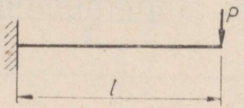
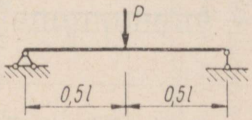
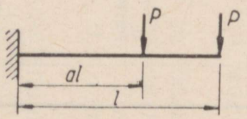
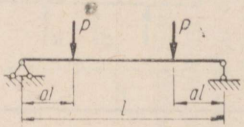
Kui momendi epüürid on lühiajalisel ja kestval koormusel sarnased, siis võib kogu läbipainde arvutada samuti avaldise (2.97) järgi, kasutades kõverust

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{1}{\varrho_1} - \frac{1}{\varrho_2} + \frac{1}{\varrho_3} \qquad (2.98)$$

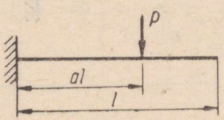
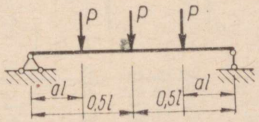
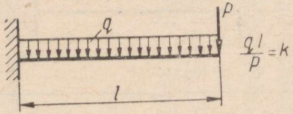
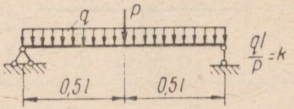
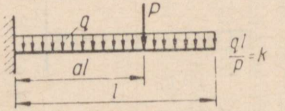
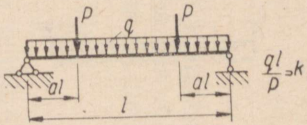
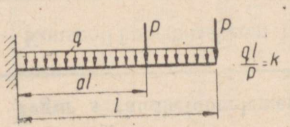
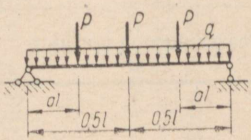
kus $\frac{1}{\varrho_1}$ — kõverus kogu koormuse lühiajalisel mõjumisel;

Tabel 2.35

Tegur s raudbetoonelementide läbipainde määramiseks

Konsooli koormusskeem	s	Lihttala koormusskeem	s
1	2	3	4
	$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
	$a\left(\frac{1}{2}-\frac{a}{6}\right)$		$\frac{1}{8}-\frac{a^2}{6}$

Tabel 2-35 (järg)

1	2	3	4
	$\frac{a^2(3-a)+2}{6(1+a)}$		$\frac{1+2a(3-4a^2)}{12(1+4a)}$
	$\frac{8+3k}{12(2+k)}$		$\frac{8+5k}{(2+k)48}$
	$\frac{4a^2(3-a)+3k}{12(2a+k)}$		$\frac{16a(3-4a^2)+5k}{(8a+k)48}$
	$\frac{8+4a^2(3-a)+3k}{12(2+2a+k)}$		$\frac{8+16a(3-4a^2)+5k}{(2+8a+k)48}$

$\frac{1}{Q_2}$ — algkõverus kestva koormuse lühiajalisel mõjumisel;

$\frac{1}{Q_3}$ — kõverus kestvast koormusest.

Kõveruste $\frac{1}{Q_2}$ ja $\frac{1}{Q_3}$ negatiivse väärtuse puhul võetakse nad nulliks.

Kirjeldatud arvutusmeetod annab deformatsioonid teatava liiaga, sest eeldatud on konstantset kõverust ja seega ka pragude olemasolu tõmbetsoonis kogu elemendi pikkusel. Täpsemal arvutusel tuleks arvestada muutuvat jäikust, määrates piirkonnad, kus tõmbetsoonis praod puuduvad.

2.4. PRAGUDE ARVUTUS

Tekkivate pragude laiuse ning harvem ka pragude vältimise arvutuses seisneb raudbetoonkonstruktsioonide kontroll kolmanda piirolukorra järgi. Selliste arvutuste vajalikkust võivad põhjustada mitmesugused asjaolud, millest olulisemad on: kaitsta sarrust korrosiooni vastu ning tagada konstruktsiooni vedelikupidavus.

Pragude vältimine tavalises raudbetoonis on harva praktilise tähtsusega, sest ekspluatatsioonis tekivad raudbetoonelementide tõmbetsoonis ikka praod. Oluline on pragude vältimine aga pingbetoonkonstruktsioonide puhul. Vajalik on ka pragude laiuse arvutamine, sest normidega [4] on pragude laius piiratud ega tohi ületada:

— elementides, mis asuvad vedeliku rõhu all ja töötavad tsentrilisele või ekstsentrilisele tõmbele, kui kogu ristlõige on tõmmatud, 0,1 mm;

— elementides, mis asuvad vedeliku rõhu all ja töötavad kas paindele, ekstsentrilisele survele või ekstsentrilisele tõmbele, kui osa ristlõiget on surutud, samuti elementides, millele mõjub puistematerjalide surve, 0,2 mm;

— ülejäänud juhtudel 0,3 mm.

Raudbetoonkonstruktsioone arvutatakse kolmandas piirolukorras ekspluatatsioonitingimustes, s. t. vastavalt normkoormustele.

Painutatud raudbetoonelementides on praod välditud, kui $M < M_T$, kus M_T — pragusid põhjustav paindemoment. Seega seisneb ülesanne selles, et määrata pragusid põhjustava momendi M_T väärtus.

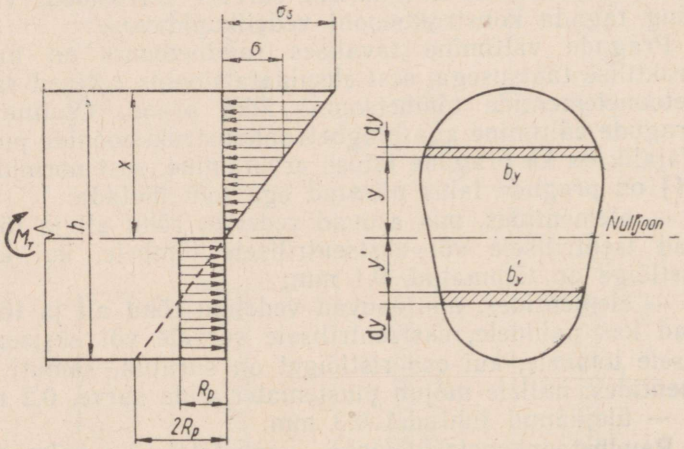
Joonisel 2.36 on esitatud meelevaldse redutseeritud ristlõikega paindeelement, millele mõjub moment M_T. Pragusid põhjustava momendi M_T määrame, lähtudes eeldustest:

1) kehtib ristlõigete tasapinnalisuse hüpotees;
2) tõmbetsoonis on pingete epüür ristkülikuline;
3) survetsoonis on pingete epüür kolmnurkne ja pingeepüüri kalle on selline, et tema pikendamisel kuni tõmbetsooni äärmise kiuni on ordinaadi pikkus $2R_p$ (vt. joon. 2.36).

Projektsioonivõrrand annab, kui tuua sisse muutuja y ja arvestada tulemust sarnastest kolmnurkadest

$$\frac{\sigma}{y} = \frac{\sigma_5}{x}; \qquad \sigma = \sigma_5 \frac{y}{x}$$

$$\int_0^x b_y \sigma \, dy = R_p F_p$$



Joonis 2.36. Pragusid põhjustava momendi M_T arvutusskeem paindeelemendis

$$\int_0^x b_y \frac{\sigma_б}{x} y \, dy = R_p F_p$$

$$\frac{\sigma_б}{x} S_c = R_p F_p$$

Sarnastest kolmnurkadest saame $\frac{\sigma_б}{x} = \frac{2R_p}{h-x}$, millega

$$\frac{2R_p}{h-x} \cdot S_c = R_p F_p$$

ehk

$$\frac{2S_c}{h-x} = F_p \quad \text{või} \quad S_c = \frac{F_p(h-x)}{2} \tag{2.99}$$

kus F_p — tõmbetsooni ristlõikepindala;
S_c — survetsooni pinna staatiline moment nulljoone suhtes.

Momendi võrrand nulljoone suhtes annab, kui tuua sisse veel teine muutuja y',

$$M_т - \int_0^x b_y \frac{2R_p}{h-x} y^2 \, dy - \int_0^{h-x} R_p b'_y y' \, dy' = 0$$

$$M_т - \frac{2R_p}{h-x} I_c - R_p S_p = 0$$

$$M_т = \left(\frac{2I_c}{h-x} + S_p \right) R_p = W_т R_p \tag{2.100}$$

kus $W_т$ — ristlõike vastupanumoment tõmmatud ääre suhtes, arvestades betooni plastseid deformatsioone;
I_c — survetsooni pinna inertsmoment nulljoone suhtes;
S_p — tõmbetsooni pinna staatiline moment nulljoone suhtes.

Ristkülikristlõike puhul $W_т = \frac{7}{24} bh^2 \approx \frac{bh^2}{3{,}5}$

Tsentriliselt tõmmatud elementides on pragude tekkimine välditud, kui $N < N_T$, kus N_T — pragusid põhjustav pikijõud.

$$N_T = FR_p + n'_pR_pF_a = FR_p + 2nR_pF_a \qquad (2.101)$$

kus $n'_pR_p = 2nR_p$ — sarruses esinev pinge pragude tekkimisel (vt. H. Laul, «Raudbetoon» I, Tallinn 1960).

2.4.2. VERTIKAALPRAGUDE LAIUS

Vertikaalpragude laius määratakse tõmbesarruse raskuskeskme kohal. Eeldatakse, et kogu tõmbesarruse keskmine deformatsioon ε_{ac} kulub prao avamiseks:

$$a_T = \varepsilon_{ac} l_T \qquad (2.102)$$

kus l_T — pragude vahekaugus;
ε_{ac} — tõmbesarruse keskmine deformatsioon.

Kuid

$$\varepsilon_{ac} = \psi_a \varepsilon_a = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a}$$

millega avaldisest (2.102) saame

$$a_T = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T \qquad (2.102')$$

kus σ_a — tõmbesarruses esinev pinge praos.

Painutatud elementides on pinge tõmbesarruses määratav avaldisest

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a z_1} \qquad (2.103)$$

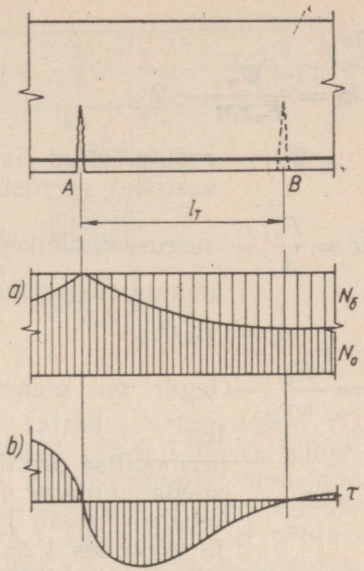
kus z_1 — ristlõike sisejõudude resultantide vahekaugus.

Normid [4] lubavad z_1 määrata avaldisega (2.89).

Pragude vahekaugus määratakse eeldusel, et praod tekivad üldiselt peaaegu samaaegselt pragusid tekitava paindemomendi M_T puhul, kuna edasine koormuste kasv suurendab peamiselt nende laiust. Oletame, et lõikes A on just tekkinud pragu (joon. 2.37).

Selles lõikes on pinge sarruses, arvestades avaldist (2.100)

$$\sigma_{aT} = \frac{M_T}{F_a z_1} = \frac{R_p W_T}{F_a z_1}$$



Joonis 2. 37. Tõmbejõudude muutumine sarruses ja betoonis pragude tekkimisel:
a — sarruse ja betooni tõmbejõudude epüürid; *b* — nakkepingete epüür

Lõikest *A* mõlemale poole jõud sarruses N_a väheneb ja betooniga vastuvõetav tõmbejõud $N_б$ suureneb (vt. joon. 2. 37). Naaberpragu tekib lõikes *B*, kus betooni tõmbejõud on saavutanud piirväärtuse. Sarruse jõu N_a vähenemine lõikest *A* lõikeni *B* on põhjustatud sarruse ja betooni nakkest, mille epüür on samuti esitatud joonisel.

Võrrandi koostamisel l_T määramiseks lähtume tingimusest, et sarruse sisejõu N_a kahanemine lõikest *A* kuni lõikeni *B* oleks võrdne nakkejõuga betooni ja sarruse vahel l_T ulatuses:

$$N_б = \sigma_{aT} F_a - 2nR_p F_a = \omega \tau s l_T \qquad (2.104)$$

kus $2nR_p$ — pinge sarruses enne prao tekkimist [10];
ω — tegur, mis võtab arvesse nakkepingete τ epüüri kuju (kolmnurkse epüüri puhul $\omega = 0{,}5$ jne.);
s — kogu tõmbesarruse ümbermõõt.

Avaldisest (2. 104) saame, asendades eeltoodud σ_{aT} väärtuse,

$$l_T = \frac{R_p}{\omega\tau} \cdot \frac{F_a}{s} \cdot \frac{W_T}{F_a z} - 2n \frac{R_p}{\omega\tau} \cdot \frac{F_a}{s} = k_1 u n \eta \qquad (2.105)$$

kus

$$k_1 = \frac{W_т}{F_a z_1 n} - 2$$

$W_т$ — redutseeritud ristlõike vastupanumoment, arvestades sarrust;

$u = \frac{F_a}{s}$ — sarruse ristlõikepindala ja ümbermõõdu suhe;

ümarsarruse puhul $u = d/4$;

$n = E_a/E_б$;

$\eta = \frac{R_p}{\omega\tau}$ — tegur, mis oleneb kasutatava sarruse profiilist:

perioodilise profiiliga varraste puhul 0,7;
sileda pinnaga varraste puhul 1,0;
tavalise traadi puhul keevitatud karkassides ja võrkudes 1,25.

ψ_a vastavalt avaldisele (2.91).

Tsentriliselt tõmmatud elementide tõmbesarruse pinge on määratav avaldisega

$$\sigma_a = \frac{N}{F_a}$$

Teguri ψ_a väärtus avaldises (2.102′) on tsentriliselt tõmmatud elementide puhul antud normides [4]:
lühiajalisel koormusel

$$\psi_a = 1 - 0{,}7\frac{N_{бт}}{N} \qquad (2.106)$$

kestval koormusel

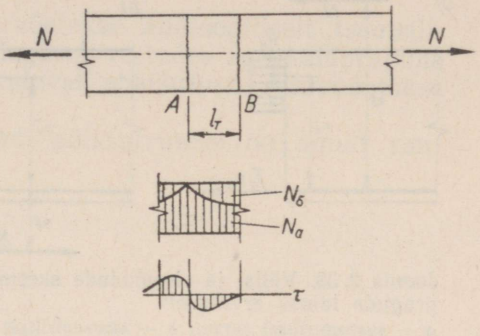
$$\psi_a = 1 - 0{,}35\frac{N_{бт}}{N} \qquad (2.106')$$

kus

$N_{бт} = 0{,}8FR_p^н$

Kui suhe $N_{бт}/N > 1$, siis ψ_a arvutamisel avaldiste (2.106) ja (2.106′) järgi tuleb see võtta võrdseks ühega.

Pragude vahekaugus $l_т$ määratakse paindeelementide puhul toodud mõttekäigu järgi. Olgu tsentriliselt tõmmatud elemendis tekkinud pragu lõikes A (joon. 2.38).



Joonis 2. 38. Tõmbejõu muutumine tsentriliselt tõmmatud elemendi sarruses ja betoonis pragude tekkimisel

Lõikest A mõlemale poole sarruses esinev jõud N_a väheneb ja betooniga vastuvõetav tõmbejõud $N_б$ suureneb. Naaberpragu tekib lõikes B, kus betooni tõmbejõud $N_б$ saavutab piirväärtuse $N_б = R_p F$. Ka siin on sarruse sisejõu N_a vähenemine lõikest A kuni lõikeni B põhjustatud sarruse ja betooni nakkest. Kui paindeelementide puhul l_T määramisel lähtusime sarruse pingete vahest lõigetes A ja B, siis käesoleval juhul on see vahe otseselt antud $N_б$ maksimaalse väärtusega, millega

$$R_p F = \omega \tau s l_T$$

kust

$$l_T = \frac{R_p}{\omega\tau} \cdot \frac{F}{s} = \frac{R_p}{\omega\tau} \cdot \frac{F_a}{s} \cdot \frac{1}{\frac{F_a}{F}} = \frac{u}{\mu} \eta \qquad (2.105')$$

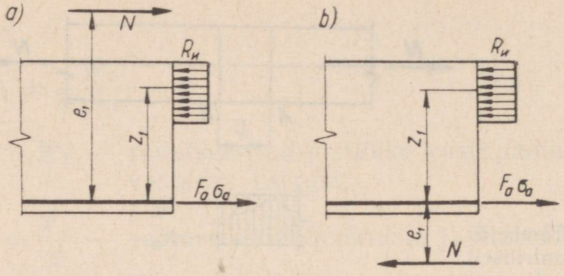
Ekstsentriliselt surutud või tõmmatud ($e_0 > 0{,}8h$) elementide sarruses esinev pinge määratakse avaldisega (vt. joon. 2. 39)

$$\sigma_a = \frac{N(e_1 \pm z_1)}{F_a z_1}$$

kus e_1 — tõmbesarruse ristlõikepinna raskuskeskme kaugus pikijõu N rakenduspunktist.

Plussmärk võetakse ekstsentrilisel tõmbel ja miinusmärk ekstsentrilisel survel.

Teguri ψ_a väärtus võetakse vastavalt avaldisele (2.91').



Joonis 2. 39. Välis- ja sisejõudude skeem vertikaalpragude laiuse arvutusel:
a — ekstsentrilisel survel; *b* — ekstsentrilisel tõmbel

Pragude vahekaugus $l_т$ määratakse nagu painutatud elementide puhul avaldisest (2. 105).

Vertikaalpragude laiuse arvutamisel tuleb arvestada ka väliskoormuse kestust, kuna koormuste pikaajalisel mõjumisel pragude laius suureneb. Pragude kogu laius määratakse analoogiliselt deformatsioonide määramisega. Lühiajaliselt ja kestvalt mõjuvate koormuste puhul määratakse kogu prao laius avaldisega

$$a_т = a_{т1} - a_{т2} + a_{т3} \qquad (2.107)$$

kus $a_{т1}$ — prao laius kogu koormuse lühiajalisel mõjumisel;
$a_{т2}$ — prao alglaius kestvalt mõjuvast koormusest;
$a_{т3}$ — prao laius kestvalt mõjuvast koormusest.

Pragude laius lühiajalisel ja kestval koormamisel on erinev, sõltudes teguri ψ_a väärtusest. $a_{т1}$, $a_{т2}$ ja $a_{т3}$ arvutatakse vastavalt avaldisele (2. 102′), võttes $a_{т1}$ ja $a_{т2}$ arvutamisel ψ_a väärtuse vastavalt lühiajaliselt mõjuva koormuse väärtusele ning $a_{т3}$ arvutusel vastavalt kestvalt mõjuva koormuse väärtusele.

2.4.3. KALDPRAGUDE LAIUS

Kaldpragude laiuse määramisel lähtutakse samadest eeldustest nagu vertikaalpragude laiuse määramisel, s. t.

$$a_т = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_т \qquad (2.102')$$

Pragude vahekaugus võetakse analoogiliselt tsentriliselt tõmmatud elementidega. Arvestades aga kaldpragude asendi ja paigutuse tunduvat ebaühtlust, suurendatakse l_T väärtust 30% võrra.

Kui raudbetoonelemendi põiksarruseks on ainult rangid, siis

$$l_T = 1{,}3\frac{u}{\mu_x}\eta_x$$

Kuna

$$u = \frac{d}{4}$$

siis

$$l_T = \frac{1}{3\dfrac{\mu_x}{\eta_x d_x}} \qquad (2.108)$$

kus d_x — rangi läbimõõt;

η_x — tegur, mille väärtus sõltub rangides kasutatud terase profiilist [vt. avaldis (2.105)];

μ_x — rangide koguse tegur;

$$\mu_x = \frac{F_x}{bu} \qquad (2.109)$$

u — rangide samm.

Kui raudbetoonelemendi põiksarruseks on rangid ja ülespöörded, siis analoogiliselt eeltooduga

$$l_T = \frac{1}{3\left(\dfrac{\mu_x}{\eta_x d_x} + \dfrac{\mu_o}{\eta_o d_o}\right)} \qquad (2.108')$$

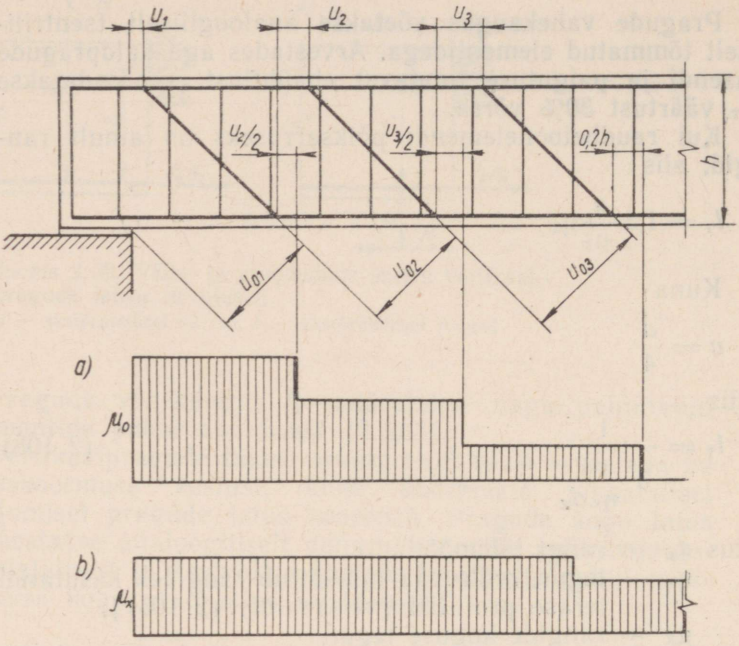
kus d_o — ülespöörde läbimõõt;

η_o — tegur, mis sõltub ülespöördes kasutatud varda profiilist;

μ_o — ülespöörete koguse tegur;

$$\mu_o = \frac{F_o}{bu_o} \qquad (2.109')$$

u_o — ülespöörete tasandite vahekaugus (vt. joon. 2.40).



Joonis 2. 40. Ülespöörete ja rangide koguse teguri määramine: *a* — μ_0 epüür; *b* — μ_x epüür

Avaldise (2. 108′) järgi leitud pragude vahekaugus

$$l_T \leqslant h_0 + 30 \max d$$

kus max *d* — suurim ülespöörete või rangide läbimõõt.

Kaldpragu läbivas põiksarruses määratakse pinge ligikaudse avaldisega

$$\sigma_a = k_1 R_{ax} \frac{Q}{Q_{pur}}$$

Arvestades asjaolu, et tegur ψ_a sõltub samuti suhtest Q/Q_{pur}, s. t. eeldades, et $\psi_a = k_2 \frac{Q}{Q_{pur}}$, võime kirjutada:

$$\psi_a \sigma_a = k R_{ax} \left(\frac{Q}{Q_{pur}} \right)^2 \qquad (2.110)$$

Olgu element sarrustatud ainult rangidega. Siis

$$Q_{pur} = \sqrt{0{,}6bh_0^2 R_и^н q_x}$$

Selles avaldises esineb betooni normtugevus $R_и^н$, sest pragude laiused arvutatakse normkoormustega.

Asetame saadud Q_{pur} väärtuse avaldisse (2.110), arvestades, et

$$q_x = \frac{R_{ax}F_x}{u} = R_{ax}\mu_x b$$

Saame:

$$\psi_a\sigma_a = k\frac{Q^2}{b^2h_0^2R_и^н\mu_x} = k\frac{t^2}{R_и^н\mu_x} \qquad (2.110')$$

kus $t = \frac{Q}{bh_0}$

Q — põikjõud normkoormusest.

Asendades $\psi_a\sigma_a$ väärtuse avaldisest (2.110′) avaldisse (2.102′) saame avaldise pragude laiuse määramiseks kaldlõigetes:

$$a_т = k\frac{t^2}{\mu_x E_a R_и^н} l_т$$

Katsed on näidanud, et teguri k väärtuseks tuleb võtta 4.

Kui elemendi põiksarruseks on rangid ja ülespöörded, siis analoogiliselt eeltooduga saame avaldise pragude laiuse määramiseks kaldlõigetes:

$$a_т = 4\frac{t^2}{(\mu_x + \mu_o)E_a R_и^н} l_т \qquad (2.111)$$

Kaldpragude laiuse arvutusel ei arvestata koormuse kestust.

Kaldpragude laiuse arvutusel ei selgitata ebasoodsaima kaldprao asendit. Arvutus tehakse iga piirkonna kohta, kus rangide ja ülespöörete koguse tegurid on konstantsed, vastavalt maksimaalsele põikjõule normkoormusest (vt. joon. 2.40).

Ülespöörete erineva vahekauguse puhul arvestatakse keskmist ülespöörete koguse tegurit. Sel juhul määratakse

u_0 vaadeldava ülespöörde tasandist mõlemal pool asuvate ülespöörete tasandite vahekauguste poolsummana. Toest esimese ülespöörde tasandi kohta

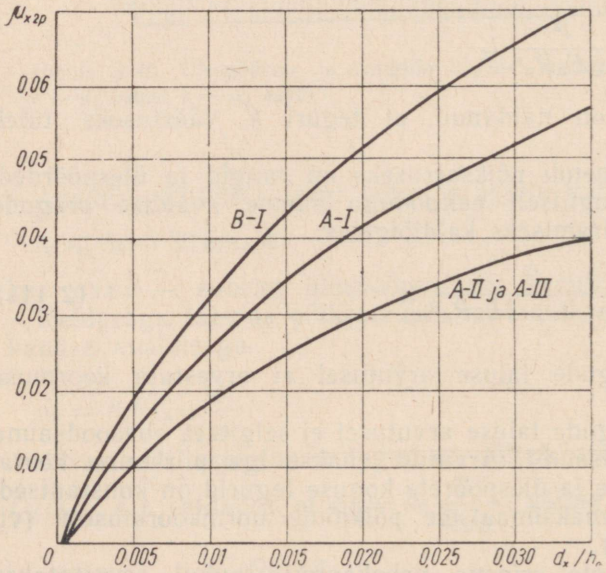
$$u_0 = \frac{u_{01} + u_{02}}{2} \text{ jne.}$$

Viimase ülespöörde tasandi kohta $u_0 = u_{03}$.

Ülespöörded võetakse arvesse ainult neis piirkondades, kus esimese ülespöörde alguse ja toe vahekaugus u_1, samuti eelmise ülespöörde lõpu ja järgmise alguse vahe (u_2 ja u_3) ei ületa $0{,}2h$.

Kui element on sarrustatud peale põiksarruse ka põiksarrusega samajämeduse pikisarrusega, mille samm kõrguse suunas ei ületa rangide sammu, siis võib avaldise (2.111) järgi arvutatud kaldprao laiust vähendada 1,5 korda.

Kui paindeelemendis on põiksarrusena kasutatud ainult range ja prao lubatav laius $[a_T] = 0{,}3$ mm, siis soovitab instruktsioon [6] vajaliku põiksarruse määrata järgmiselt.



Joonis 2.41. Teguri μ_{xrp} väärtused

Määratakse rangide koguse tegur

$$\mu_x = \frac{t\omega_1}{10\,000} \qquad (2.109'')$$

kus ω_1 — tegur, mis oleneb rangi läbimõõdust ja terase klassist ning võetakse tabelist 2.36.

Seejuures peab olema täidetud tingimus

$$\mu_x \geqslant \mu_{x\,rp} \qquad (2.112)$$

kus μ_{xrp} — tegur, mis määratakse jooniselt 2.41.

Kui tingimus (2.112) pole täidetud, siis määratakse μ_x avaldisega

$$\mu_x = \frac{t^2(h_0 + 30d_x)}{\omega_2 10^6} \qquad (2.113)$$

kus ω_2 — tegur tabelist 2.36.

Arvutatud μ_x järgi määratakse vajalik põiksarruse kogus (rangide samm, lõigete arv jne.).

Maksimaalse põiksarrusega piirkonnad määratakse järgmiselt. Arvutatakse rangide koguse tegur μ_{x2} naaberpiirkonnale (näiteks suurendades rangide sammu). Seejärel määratakse põikjõud Q_{T2}, mille juures selle piirkonna kaldlõigetes saavutab prao laius oma piirväärtuse $[a_T] = 0{,}3$ mm, avaldistega

kui $\mu_{x2} \geqslant \mu_{xrp}$, siis $Q_{T2} = 10\,000 bh_0 \frac{\mu_{x2}}{\omega_1}$ (2.114)

kui $\mu_{x2} < \mu_{xrp}$, siis $Q_{T2} = bh_0 \sqrt{\frac{\omega_2 \cdot 10^6}{h_0 + 30d_x} \mu_{x2}}$ (2.115)

Maksimaalse põiksarrusega piirkond peab ulatuma kaugemale kui normatiivse põikjõu epüüri lõikepunkt Q_{T2} epüüriga.

Ühtlaselt jaotatud kasuliku koormuse korral on maksimaalse põikkoormusega piirkonna pikkus

$$l_1 = \frac{Q - P_i - Q_{T2}}{p} \qquad (2.116)$$

kus Q — normatiivne põikjõud toel;
P_i — koondatud jõud pikkusel l_1.

Tabel 2.36

Tegurid ω_1 ja ω_2 põiksarruse määramiseks kaldprao laiuse arvutusel

Betooni mark		200		300		400	
Rangi teras	Rangi läbimõõt mm	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
B-I	3	2,27	2,43	1,88	3,51	1,63	4,71
	4	2,62		2,18		1,88	
	5	2,93		2,44		2,10	
	6	3,21		2,66		2,30	
	7	3,47		2,88		2,48	
A-I	6	2,66	2,83	2,21	4,10	1,91	5,51
	8	3,06		2,56		2,20	
	10	3,42		2,85		2,46	
	12	3,75		3,12		2,67	
	14	4,05		3,38		2,91	
	16	4,42		3,61		3,11	
	18	4,60		3,83		3,30	
A-II	10	2,87	2,83	2,39	4,10	2,06	5,51
	12	3,14		2,62		2,25	
	14	3,39		2,82		2,44	
	16	3,62		3,02		2,60	
	18	3,84		3,20		2,76	
A-III	6	2,28	2,70	1,89	3,90	1,64	5,25
	8	2,63		2,19		1,89	
	10	2,94		2,45		2,11	
	12	3,22		2,68		2,29	
	14	3,48		2,96		2,50	

2.5. PINGBETOONKONSTRUKTSIOONID

Pingbetoonkonstruktsioonide valmistamisel luuakse betoonis survepingete väli juba enne väliskoormuste rakendamist. See nn. betooni eelsurve, mis võib olla nii lineaarne, tasandiline kui ka ruumiline, luuakse betoonkeha neis suundades, kus väliskoormuste tõttu esineksid tõmbepinged. Betooni eelsurve luuakse harili-

kult sarruse, nn. pingvarraste pingutamisega. Pingbetoonkonstruktsioonide olemuse ja valmistamismeetodite kohta vt. [10].

Andmed pingbetoonkonstruktsioonides kasutatavate betooni markide ning minimaalsete betooni survetugevuste kohta eelsurvestamisel vastavalt normidele [4] on toodud tabelis 2. 37.

Ka pingbetoonkonstruktsioone arvutatakse arvutuslike piirolukordade meetodi järgi koos diferentseeritud varutegurite süsteemiga, s. t. tehakse kontroll kolmes piirolukorras.

I piirolukord. Kandevõime järgi arvutades kontrollitakse konstruktsiooni purustavat koormust, vajaduse korral ka üldist või kohalikku stabiilsust ning vastupanu väsimuspurunemisele.

Arvutustes vaadeldakse arvutuslike koormuste ja betooni eelsurve mõju ning konstruktsiooni olukorda eelpingestamise ajal, kui mõjub konstruktsiooni omakaal.

II piirolukord. Määratakse konstruktsiooni läbipaine normkoormustest. Vajaduse korral määratakse läbipaine ka eelpingestuse ajal.

III piirolukord. Kontroll pragude vältimise või laiuse kohta tehakse nii rist- kui ka kaldlõigetes.

Pingbetoonkonstruktsioonid liigitatakse pragude lubatavuse järgi kolme kategooriasse:

1) konstruktsioonid, millelt nõutakse vedelikutihedust (rõhutorud, reservuaarid jne.) ja mida tuleb alati kontrollida pragude vältimisele arvutuskoormuste mõjumisel;

2) konstruktsioonid, millelt küll ei nõuta vedelikutihedust, kuid mis:

a) asuvad agressiivses keskkonnas,

b) on paljukordselt korduva koormuse mõju all,

c) on projekteeritud pingvarrastega, mille normtugevus on suurem kui 10 000 kG/cm^2,

d) asuvad välisõhus ja töötavad märki muutva koormusega; need konstruktsioonid arvutatakse pragude vältimisele normkoormuste mõjumisel.

Normid [4] lubavad 2. kategooria konstruktsioonides jätta pragude vältimise kontrolli ära:

a) paindeelementide kaldlõigetes, kui rangid ja ülespöörded on kuumaltvaltsitud terasest või tavalisest sarrusetraadist;

b) elementide ristlõigetes, mis on sarrustatud kuumalt-

Tabel 2.37

Nõuded pingbetoonkonstruktsioonide betoonile

Konstruktsiooni liik	Betooni minimaalne mark	Betooni minimaalne kuuptugevus eelsurvestamisel R_0 kG/cm²
Suure sildega konstruktsioonid, mille omakaal moodustab tunduva osa arvutuskoormusest	400	Sõltuvalt pingvarraste liigist (vt. p. a—f)
Raskebetoonist konstruktsioonid, sarrusega:		
a) kõrgtugevast ümartraadist (ГОСТ 7348-63), ankrutega	300*	200*
b) kõrgtugevast perioodilise profiiliga traadist (ГОСТ 8480-63), ankruteta; traadi läbimõõt $\leqslant 5$ mm	300*	200*
c) sama, traadi läbimõõt $\geqslant 6$ mm	400*	300*
d) kahest kõrgtugevast kuni 3 mm jämedusest ümartraadist punutud; ankruteta	400*	250*
e) kuni 15 mm jämedustest kimpudest, ankruteta	400*	250*
f) üle 20 mm jämedustest perioodilise profiiliga varrastest, ankruteta	300*	200*
g) sama, jämedusega kuni 20 mm	200*	140*
Raudbetoonankrute otsaseibid; betoon ankurduskannudes, kuhu kinnitatakse traadiotsad aasadena	600	500
Monoliitsete ümmarguste reservuaaride ja torude seinad, kui pingutatakse ainult ring- või spiraalsarrus	150	100

Märkused. 1. Betooni kuuptugevus tema eelsurvestamisel vastab 200 mm pikkuse servaga betoonkuubi survetugevusele.

2. Konstruktsioonides, mis arvutatakse väsimusele, tuleb betooni projekteeritud marki ja kuuptugevust eelsurvestamisel suurendada 20...25% võrra.

3. Punutud sarruse kasutamisel lubatakse spetsiaalse põhjenduse puhul võtta betooni margiks ka 300 ja $R_0 < 200$ kG/cm².

4. Konstruktsioonides, mis arvutatakse väsimusele, tuleb tärniga tähistatud minimaalset betooni marki ja kuuptugevust eelsurvestamisel suurendada 20...25% võrra.

valtsitud terasega või tavalisest sarrusetraadist keevitatud karkassidega, kui need töötavad ekspluatatsiooniolukorras survele ja vaid eelsurve andmisel, transpordil ning montaažil tõmbele; seejuures peab vaadeldava tsooni sarrustatus olema vähemalt 0,1% kogu elemendi ristlõikepinnast;

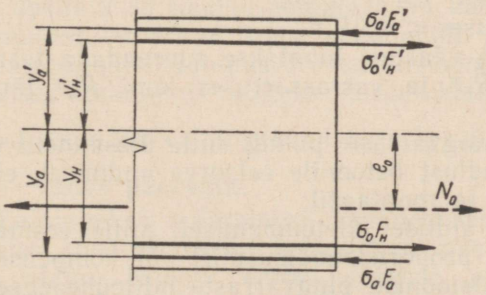
3) ülejäänud pingbetoonkonstruktsioonid, mida pragude vältimisele ei arvutata.

Pragude laius määratakse normkoormustega.

Pinged elemendi ristlõikes määratakse redutseeritud ristlõike järgi, arvestades nõrgestusi (näit. kanalid). Redutseeritud ristlõikesse arvestatakse sarruse ja pingvarraste pinnad, korrutades need terase ja betooni elastsusmoodulite suhtega.

Betooni pinge σ_6 määratakse elastses staadiumis, olenemata sellest, millisel meetodil pingbetoonelement valmistati. Ristlõikes mõjuvat sarruse ja pingvarraste resultantsisejõudu N_0 vaadeldakse välisjõuna, mis surub (tavaliselt ekstsentriliselt) redutseeritud ristlõiget (joon. 2.42). N_0 suurus määratakse avaldisega

$$N_0 = \sigma_0 F_н + \sigma'_0 F'_н - \sigma_a F_a - \sigma'_a F'_a \qquad (2.117)$$



Joonis 2.42. Sisejõud pingbetoonelemendi ristlõikes betooni ja sarruse pingete määramisel. Telgjoonega on tähistatud redutseeritud ristlõike raskuskeskme joon

Jõu N_0 ekstsentrilisus e_0 redutseeritud ristlõike raskuskeskmest määratakse avaldisega

$$e_0 = \frac{\sigma_0 F_н y_н + \sigma'_a F'_a y'_a - \sigma'_0 F'_н y'_н - \sigma_a F_a y_a}{N_0} \qquad (2.118)$$

Neis avaldistes

$F_н$ ja F_a — tõmbetsooni pingvarraste ja sarruse ristlõikepindala;

$F'_н$ ja F'_a — survetsooni pingvarraste ja sarruse ristlõikepindala;

σ_0 ja σ'_0 — pinge tõmbetsooni ja survetsooni pingvarrastes, kui betooni pinge on null;

σ_a ja σ'_a — pinge tõmbe- ja survesarruses, kui betooni pinge on null. Sarruses esinev survepinge on põhjustatud betooni kahanemisest ja roomamisest;

$y_н, y'_н, y_a, y'_a$ — pingvarraste ja sarruse ristlõikepindalade raskuskeskmete kaugused redutseeritud ristlõike raskuskeskmest (vt. joon. 2.42).

Pärast betooni eelpingestamist esineb betooni kius, mis asub kaugusel y redutseeritud ristlõike raskuskeskmest, pinge

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_п} \pm \frac{N_0 e_0}{I_п} y \qquad (2.119)$$

kus $F_п$ ja $I_п$ — redutseeritud ristlõikepindala ja inertsmoment.

Pingvarrastes esinev eelpingekadudeta pinge σ_0 ja σ_0' peab olema:

— traatsarruses $0{,}4 \ldots 0{,}7 R_a^н$,

— varrassarruses $\leqslant 0{,}9 R_a^н$.

Pingete σ_0 ja σ'_0 väärtusi lubatakse suurendada traatsarruses kuni $0{,}8 R_a^н$ ja varrassarruses kuni $R_a^н$ järgmistel juhtudel:

a) survetsooni pingvarraste puhul, mille ülesandeks on tagada pragudekindlust betoonile eelsurve andmisel, elemendi transpordil ja montaažil;

b) pingvarraste ajutisel ületõmbamisel, mille eesmärgiks on kas tõsta proportsionaalsuspiiri või kompenseerida terase relaksatsioonist, pingvarraste mitteüheaegsest pingestusest ning stendil temperatuuride vahest tekkivaid eelpingekadusid.

Betooni eelpingestuse käigus saab betoon eelpinge $\sigma_б$, millele vastav pingelang pingvardas on $n\sigma_б$. Seega on

pärast betooni eelpingestamise lõppu pingevarrastes pinge

$$\sigma_н = \sigma_0 - n\sigma_б = \sigma_0 - n\left(\frac{N_0}{F_п} + \frac{N_0 e_0}{I_п} y_н\right) \qquad (2.120)$$

$$\sigma'_н = \sigma'_0 - n\sigma_б = \sigma'_0 - n\left(\frac{N_0}{F_п} - \frac{N_0 e_0}{I_п} y'_н\right) \qquad (2.120')$$

Pingbetoonkonstruktsioonide arvutamisel ja kontrollpingete määramisel tuleb arvestada eelpingekadusid.

Otsese nakkega konstruktsioonides arvestatakse eelpingekadusid: kuni betooni eelsurveni — terase relaksatsioonist, temperatuuride erinevusest, vormide deformeerumisest ja kinnitusosade järeleandmisest; pärast betooni eelsurvet — betooni kahanemisest, roomamisest ja suure sagedusega korduvatest koormustest.

Kaudse nakkega konstruktsioonides arvestatakse eelpingekadusid: kuni betooni eelsurveni — kinnitusosade järeleandmisest, pingvarraste hõõrdest kanalites, plokivuukide deformeerumisest ja hiljem tõmmatavate pingvarraste mõjust; pärast betooni eelsurvet — betooni kahanemisest ja roomamisest, pingvarraste relaksatsioonist ja suure sagedusega korduvatest koormustest.

Pingvarrastes tekkivate eelpingekadude suurused on toodud tabelis 2.38.

Tabelis 2.38 toodud eelpingekaod kahanemisest ja roomamisest on antud konstruktsioonide arvutamiseks ekspluatatsioonistaadiumis. Konstruktsioonide kontrollil vahepealses staadiumis, näiteks tehases katsetamisel, võetakse tabelis toodud eelpingekaod teguriga $\beta = \frac{4t}{100 + 3t}$, kus t — vanus päevades.

Eelpingekao määramisel kahanemisest loetakse kestust alates konstruktsiooni betoonimise päevast; roomamisest — alates betooni eelsurvestamise päevast. Seejuures $\beta \geqslant 0{,}4$.

Kui konstruktsioon töötab niiskes keskkonnas, siis võib eelpingekadusid betooni kahanemisest ja roomamisest vähendada 50% võrra.

Eelpingekaod pingvarrastes kG/cm²

Tabel 2.38

Eelpingekao põhjus	Pingutamise meetod	
	tugedele	betoonile
Betooni kahanemine	400	300
Betooni roomamine	$\frac{kE_a R}{E_6 R_0}\left[\sigma_6 + 3R_0\left(\frac{\sigma_6}{R_0} - 0{,}5\right)\right]$	$\frac{0{,}75kE_a R}{E_6 R_0}\left[\sigma_6 + 3R_0\left(\frac{\sigma_6}{R_0} - 0{,}5\right)\right]$
Terase relaksatsioon:		
a) kõrgtugevad traadid ja kimbud	$\left(0{,}27\frac{\sigma_0}{R_a^n} - 0{,}1\right)\sigma_0$ $\left(0{,}27\frac{\sigma'_0}{R_a^n} - 0{,}1\right)\sigma'_0$	
b) kuumaltvaltsitud sarrus A-IV	$0{,}4\left(0{,}27\frac{\sigma_0}{R_a^n} - 0{,}1\right)\sigma_6$ $0{,}4\left(0{,}27\frac{\sigma'_0}{R_a^n} - 0{,}1\right)\sigma'_0$	
Järeleandmised pingvarraste kinnitusosades: ankruplaatide kokkusurumisest vastu betooni $\lambda_1 = 1$ mm; ankrute fikseerimisest $\lambda_2 = 1$ mm	$(\lambda_1 + \lambda_2)\frac{\varepsilon_a}{l}$	

12* Hõõre pikivarda ja kanali seina vahel	—	$\sigma_н\left(1-\frac{l}{e^{kx+\mu\Theta}}\right)$
Temperatuuri erinevus	$20\Delta t$	—
Suure sagedusega korduv koormus (arvutamisel väsimusele)		$600\frac{\sigma_0}{R'_б}$
Vormide deformeerumine pingvarraste mehaanilisel pingutamisel (Δl — tugede paigutis vaadeldava varda kius)	$\frac{\Delta l}{l}E_a$	—
Plokivuukide kokkusurumine (n — vuukide arv, l — pingvarda pikkus; betooni või mördiga täidetud vuugis $\lambda=1$ mm, täiteta vuugis $\lambda=0{,}5$ mm)	—	$\frac{n\lambda}{l}E_a$

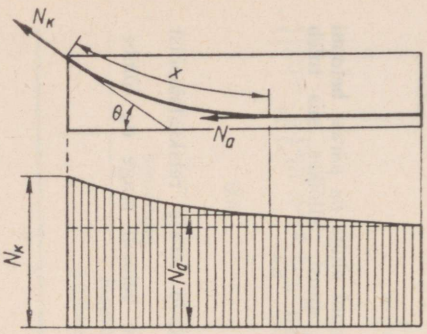
Märkused. 1. Betooni roomamisest põhjustatud eelpingekaos määratakse betooni pinge $\sigma_б$ pärast betooni eelpingestamist ilma eelpingekadudeta. Kui pingutamisel omakaal mõjutab pingete jaotust ristlõikes, siis tuleb teda arvesse võtta. Kui $\sigma_б < 0{,}5R_0$, siis tuleb võtta ümarsulgavaldise väärtuseks null.

Tegur k võetakse:
kõrgtugevate traatide ja traattoodete puhul 1;
teist liiki sarruse puhul 0,8.

R_0 — betooni kuuptugevus tema eelpingestamise hetkel.

2. Kuumaltvaltsitud madalamat klassi terasest pingvarrastes loetakse eelpingekaod terase relaksatsioonist võrdseks nulliga.

3. Suure sagedusega korduvast koormusest põhjustatud eelpingekaos määratakse betooni pinge $\sigma_б$ tõmbetsooni pingvarda raskuskeskme kius. $R'_б$ on betooni arvutuslik tugevus väsimusarvutusel.



Joonis 2. 43. Jõu muutumise skeem kõverjoonelises pingvardas

Eelpingekadu pingvarraste hõõrdest kanalites $\sigma_{пт} = \frac{N_к - N_a}{F_н}$ määratakse vastavalt avaldisele (vt. joonis 2. 43)

$$\sigma_{пт} = \sigma_н \left(1 - \frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right) \qquad (2.121)$$

kus $N_к$ — pingutusseadmes arendatav jõud;

$N_к = N_a e^{kx+\mu\theta}$

N_a — jõud pingvardas, arvestades pingekadusid hõõrdest;

$\sigma_н$ — kontrollpinge pingvardas; pingekadude puudumisel lubatakse võtta $\sigma_н = \sigma_0$;

x — kanali pikkus pingutusseadmest vaadeldava lõikeni meetrites; sirgjooneliste elementide puhul lubatakse x võtta võrdseks kanali projektsiooni pikkusega elemendi teljele;

k — tegur, mis arvestab kanali sirgjoonelise osa kõrvalekaldumist projekteeritud asendist 1 m pikkusel (tabelist 2. 39);

μ — pingvarraste ja kanaliseinte vahelise hõõrde tegur (tabelist 2. 39);

θ — kanali kõverjoonelises piirkonnas pingvarda poolt moodustatud kaare kesknurk (vt. joon. 2. 43).

Lisaks tabelis 2. 38 toodud eelpingekadudele tuleb vaadelda veel pingvarraste eelpingekadu, mis esineb varraste mitteüheaegsel pingestamisel. Eelpingekadu varem

Tabel 2.39

Tegurid k ja μ

Kanali tüüp		k	μ olenevalt sarruse liigist	
			trossid, kimbud ja siledad vardad	perioodilise profiiliga vardad
Metallpinnaga		0,003	0,35	0,4
Betoonpinnaga	kujundatud jäiga kanalimoodustajaga	0	0,55	0,65
	kujundatud nõtke kanalimoodustajaga	0,0015	0,55	0,65

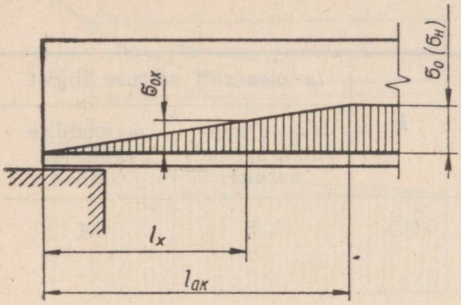
pingestatud pingvarrastes hiljem pingestatud varraste poolt põhjustatud betooni deformatsioonidest on

$$\Delta\sigma_a = n\Delta\sigma_6 \qquad (2.122)$$

kus $\Delta\sigma_6$ — kogu pingvarda pikkuses keskmine betooni pinge vaadeldava rühma raskuskeskmes, mis on põhjustatud hiljem pingestatud varraste gruppidest. Seejuures arvestatakse pingvarraste pingete puhul vaid neid kadusid, mis tekkisid kuni betooni eelsurveni.

$\Delta\sigma_6$ suurus leitakse iga pingvarraste grupi kohta, mida pingestatakse pärast seda gruppi, mille eelpingekadusid määratakse. Varempingestatud sarrusegrupp peab olema eeltoodud viisil leitud väärtuse võrra üle pingestatud. Elemendi pingvardad on soovitav jagada 2...3 gruppi.

Pingbetoonkonstruktsioonides, kus pingvarraste ja betooni koostöö on tagatud otsese nakkega (I meetod), kujunevad otstes nakkealad. Normidega [4] on nakkealade nn. ankurdustsooni pikkused $l_{ан}$ määratud olenevalt kasutatavast terasest. Pingvardas loetakse pinge lineaarselt muutuvaks otsast kuni ankurdustsooni lõpuni (vt. joon. 2.44), kusjuures $\sigma_{0x} = \sigma_0 \frac{x}{l_{ан}} \leqslant R_a$.



Joonis 2. 44. Pinge muutumise skeem ankurdamata pingvardas ankurdustsooni piirkonnas

Ankurdustsooni pikkus $l_{ан}$ cm on määratud järgmisega:

$\sigma_0 = 10\,000$ kG/cm²; $l_{ан} = k_{ан} d$

$\sigma_0 < 10\,000$ kG/cm²; $l_{ан} = \frac{k_{ан} d \sigma_0}{10\,000}$

$\sigma_0 > 10\,000$ kG/cm²; $l_{ан} = k_{ан} d + 3 \frac{\sigma_0 - 10\,000}{R_0}$

kus d — traadi või kimbu läbimõõt cm;
$k_{ан}$ — tegur vastavalt tabelile 2.40;
σ_0 — eelpinge väärtus pingvardas kG/cm², arvestades eelpingekadusid kuni betooni kokkusurumiseni;

Tabel 2.40

Tegur $k_{ан}$

Sarruse liik	Betooni kuuptugevus eelpingestamisel R_0 kG/cm²			
	200	300	400	500
Profileeritud kõrgtugev traat	100	80	60	45
Seitsme traadiga kimp, läbimõõduga 4,5...9 mm	70	60	50	45
Sama, läbimõõduga 12 või 15 mm	50	40	35	30

Märkus. Eelpinge silmapilkse ülekandumise korral betoonile loetakse sarruse ankurdustsooni alguseks kaugus 0,25 $l_{ан}$ elemendi otsast.

R_0 — betooni kuuptugevus kG/cm² eelpingestamisel.

Kaudse nakkega (II meetodil) valmistatud pingbetoonkonstruktsioonides tuleb kontrollida betooni muljumisele. Kontroll tehakse avaldisega

$$N_{см} \leqslant \xi R_{пр} F_{см} + \mu_к R_a F_я \qquad (2.123)$$

kus $N_{см}$ — jõud pingvarrastes, mis tekitab betooni muljumise;

ξ — tegur, mis arvestab betooni kaitsekihi soodustavat mõju betooni tugevusele muljumisel ja määratakse avaldisega

$$\xi = 4 - 3\sqrt{\frac{F_{см}}{F}} \leqslant 3{,}5 \qquad (2.124)$$

Siin $\frac{F_{см}}{F}$ — muljumispinna ja arvutusliku pinna suhe;

F — arvutuslik pind, millele mõjub koormus ja mille raskuskese ühtib muljumispinna raskuskeskmega.

Valemit (2.124) kasutatakse juhul, kui $\xi \geqslant 2$.

R_a — põiksarruse (võrkudes) arvutustugevus;

$\mu_к$ — põiksarruse mahutegur;

$$\mu_к = \frac{n_1 f_{a1} l_1 + n_2 f_{a2} l_2}{l_1 l_2 s} \qquad (2.125)$$

kus n, f_{a1}, l_1 — ühes suunas olevate põikvarraste arv, ühe varda ristlõikepindala ja varda pikkus;

n_2, f_{a2}, l_2 — teises suunas olevate põikvarraste arv, ühe varda ristlõikepindala ja varda pikkus;

s — põiksarruse (võrkude) samm;

$F_я$ — põikvõrkude äärmiste varraste poolt piiratud betooni ristlõikepindala.

Kui $\xi < 2$, lubab instruktsioon [6] arvutada avaldisega

$$N_{см} \leqslant \xi R_{пр} F_{см} + k \mu_к R_a F_я \qquad (2.124')$$

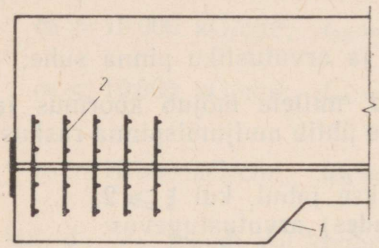
kus k — tegur; $k = 2/\xi$.

Põiksarruse võrkude ühesuunaliste varraste ristlõikepindala ühele pikkusühikule ei tohi erineda teises suunas olevate varraste ristlõikepindalast ühele pikkusühikule enam kui 1,5 korda.

Põiksarrusena kasutatavaid keevisvõrke peab elemendi otsa piirkonnas olema vähemalt 4. Pikisarruse vardad peavad asuma põiksarrusega piiratud kontuuris.

Põiksarrusvõrgud tuleb asetada kimpudest või trossidest pingvarraste puhul pikkusele $20d$ ja profiilterasest pingvarraste puhul pikkusele $10d$, kus d — kimbu, trossi või varda läbimõõt.

Normid [4] soovitavad kaudse nakkega valmistatud pingbetoonelementide otsa tugevdada vastavalt joonisele 2.45. See võimaldab suurendada betooni arvutuslikku ristlõikepindala ning seega hõlbustada elemendi otsa vastupanu muljumisele.



Joonis 2.45. Pingbetoonelemendi otsa tugevdus:
1 — kaitsekihi paksuse suurendamine elemendi otsas, *2* — täiendav põiksarrus ankurplaadi all

Pingbetoonkonstruktsioonide arvutusel viiakse sisse täiendav pingvarraste p i n g e s t u s t ä p s u s e t e g u r m_T. Instruktsiooni [6] järgi on m_T väärtus:

1) mehaanilisel pingestamisel:

a) kõigil piki-pingvarrastel pragude vältimise arvutusel vertikaalse ristlõike eelsurve surutud tsoonis 0,9; tõmmatud või vähemsurutud tsoonis 1,1;

b) tugevusarvutusel ekspluatatsiooniolukorras survetsooni pingvarrastel ning kaudse nakkega valmistatud elementides betooni eelsurvestamise staadiumis kõigil piki-pingvarrastel 1,1;

c) muudel juhtudel 1,0;

2) elektrotermilisel pingestamisel:

a) pragude vältimise või pragude laiuse arvutusel vertikaalsete ristlõigete väliskoormuste mõjul tõmmatud tsoonis, pragude vältimise arvutusel kaldlõigetes, deformatsioonide arvutusel jne. kõigil piki- ja põik-pingvarrastel (s. t. juhtudel, kui eelpinge vähenemine osutub ebasoodsaks)

$$m_T = 1 - 0{,}55 \frac{\Delta\sigma_0}{\sigma_0} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}} \right) \qquad (2.126)$$

$m_T \leqslant 0{,}9$

b) pragude vältimise või laiuse arvutusel vertikaalsete ristlõigete pingvarraste resultandi mõjul tõmmatud tsoonis; vertikaalsete ristlõigete tugevusarvutusel betooni eelsurvestamisel kõigil pingvarrastel ja vertikaalsete ristlõigete tugevusarvutusel väliskoormuste mõjul surutud tsooni pingvarrastel (s. t. juhtudel, kui eelpinge suurenemine osutub ebasoodsaks)

$$m_T = 1 + 0{,}55 \frac{\Delta\sigma_0}{\sigma_0} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}} \right) \qquad (2.126')$$

$m_T \geqslant 1{,}1$

Avaldistes (2.126) ja (2.126′)

n — konstruktsiooni elemendis eraldi pingutatavate varraste, traadikimpude või trosside arv;

σ_0 — pingvarda eelpinge (kadudeta);

$\Delta\sigma_0$ — eelpinge σ_0 lubatav maksimaalne hälve vastavalt tabelile 2.41.

Tabel 2.41

Varda eelpinge maksimaalne lubatav hälve elektrotermilisel pingestamisel

Sarruse pikkus m	max $\Delta\sigma_0$ kG/cm²
5	1000
6,5	800
9,5	700
13	600
16	550
19	500
⩾25	450

Märkused. 1. Sarruse vahepealsetel pikkustel määratakse $\Delta\sigma_0$ interpoleerimisega.

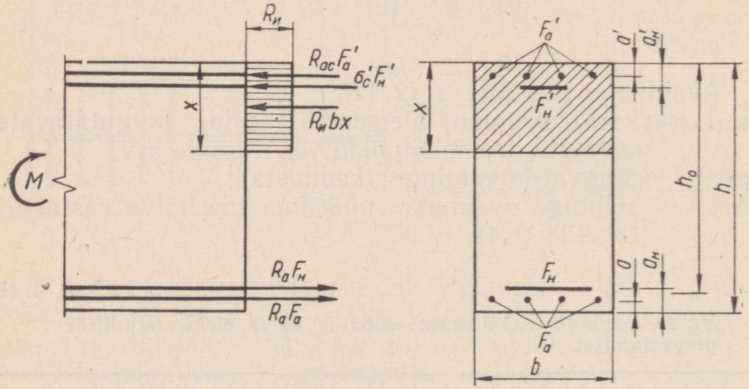
2. Traadi või kimbu elektrotermilisel pingestamisel tuleb valida selline eelpingestuse suurus, et vastav sarruse kuumutustemperatuur ei ületaks antud terasemargi maksimaalset lubatavat temperatuuri, kooskõlas tehnoloogilise instruktsiooni nõuetega.

2.5.1. TUGEVUSARVUTUS

Pingbetooni tugevusarvutus, s. o. arvutus esimese piirolukorra järgi, on analoogiline raudbetooni arvutusega, sest piirolukordades pole pingbetooni ja raudbetooni vahel olulist erinevust. Põhiliseks erinevuseks on asjaolu, et kui raudbetooni arvutuse avaldised võimaldavad ristlõikeid dimensioonida, siis pingbetoonkonstruktsioonide puhul saab harilikult vaid kandevõimet kontrollida.

Painutatud elementide arvutus paindemomendi järgi

Ristkülikristlõike puhul on momentide tasakaalu tingimus tõmbetsooni jõudude resultandi rakenduspunkti suhtes (joon. 2.46)



Joonis 2.46. Ristkülikristlõikega pingbetoon-paindeelemendi arvutusskeem

$$M \leqslant R_и bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + \sigma'_c F'_н (h_0 - a'_н) + \\ + R_{ac}F'_a(h_0 - a') \qquad (2.127)$$

ja jõudude tasakaalu tingimus

$$R_aF_н + R_aF_a - \sigma'_cF'_н - R_{ac}F'_a = R_и bx \qquad (2.128)$$

kust määratakse survetsooni kõrgus

$$x = \frac{R_aF_н + R_aF_a - \sigma'_cF'_н - R_{ac}F'_a}{R_и b} \qquad (2.129)$$

Avaldistes (2.127), (2.128) ja (2.129) esinevad geomeetrilised suurused on toodud joonisel 2.46.

σ'_c on pinge survetsooni pingvarrastes survetsooni betooni purunemise hetkel.

Arvutustes käsitletakse survetsooni pingvarrastes esinevat jõudu välisjõuna, mis nõrgestab survetsooni. Selle tõttu määravad normid [4] σ_c väärtuse avaldisega

$$\sigma'_c = 3600 - m_T \sigma'_0 \qquad (2.130)$$

kus σ'_0 — pinge survetsooni pingvarrastes, arvestades eelpingekadusid, kui betooni pinge survetsooni pingvarraste raskuskeskme kõrgusel on null;

m_T — eelpingestuse täpsuse tegur (vt. p. 2.5);

3600 — survetsooni pingvarraste pingelang kG/cm² survetsooni purunemise hetkel.

Kuna survetsooni pingvarraste resultanti on vaadeldud välisjõuna, siis avaldiste (2.127), (2.128) ja (2.129) kasutamisel tuleb σ'_c väärtus võtta algebraliselt.

Ka käesoleval juhul peavad olema täidetud tingimused (2.4) ja (2.5). Kui survetsooni pingvardad on tõmmatud, siis neid tingimuse (2.5) kontrollil ei arvestata.

Instruktsioon [6] soovitab tabelit 2.21 kasutades kontrollida ristlõiget olenevalt survetsooni suhtelisest kõrgusest α, kus

$$\alpha = \frac{x}{h_0} = \frac{R_a F_a + R_a F_н - R_{ac} F'_a - \sigma'_c F'_н}{b h_0 R_и} \qquad (2.13')$$

Kui $\max \alpha > \alpha \geqslant \frac{2a'}{h_0}$

kus a' on suurem a'_a ja $a'_н$ väärtusest, siis kontrollitakse ristlõike tugevust avaldisega

$$M \leqslant A_0 b h_0^2 R_и + R_{ac} F'_a (h_0 - a'_a) + \sigma'_c F'_н (h_0 - a'_н) \qquad (2.127')$$

A_0 määratakse tabelist 2.21 olenevalt α väärtusest.

Kui $\alpha > \max \alpha$,

siis määratakse ristlõike tugevus tingimusest (2.127'), võttes

$A_0 = \max A_0$

$\max \alpha$ ja $\max A_0$ leitakse tabelist 2. 20 lk. 78.

Kui

$$\alpha < \frac{2a'}{h_0}$$

kus a' on suurem a'_a ja $a'_н$ väärtustest, siis kontrollitakse ristlõike tugevust avaldisega

$$M \leqslant (R_a F_a + R_a F_н) z_a \qquad (2.6')$$

kus z_a on väiksem $(h_0 - a'_a)$ ja $(h_0 - a'_н)$ väärtusest.

Kui seejuures

$$\alpha' < \frac{2a'}{h_0}$$

kus a' on väiksem a'_a ja $a'_н$ väärtusest,

α' — survetsooni suhteline kõrgus, arvestamata survesarrust F'_a ja survetsoonis olevate pingvarraste eelpingekadu,

siis kontrollitakse ristlõike tugevust, arvestamata survesarrust ja survetsooni pingvarraste eelpingekadu, avaldisega

$$M \leqslant (R_a F_a + R_a F_н + m_т \sigma'_0 F'_н) \gamma'_0 h_0 - m_т \sigma'_0 F'_н (h_0 - a'_н) \qquad (2.127'')$$

Avaldises (2. 127″) esinev γ'_0 määratakse tabelist 2. 21 olenevalt α' väärtusest, kus

$$\alpha' = \frac{R_a F_a + R_a F_н + m_т \sigma'_0 F'_н}{b h_0 R_и} \qquad (2.13'')$$

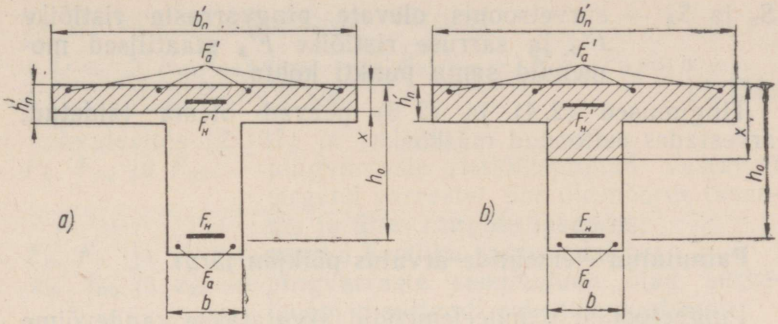
Ribiplaatristlõigete puhul esineb jälle kaks juhtu, olenevalt nulljoone asukohast (joon. 2. 47).

Nulljoon asub plaadis (joon. 47, *a*), kui on täidetud tingimus

$$R_a F_н + R_a F_a - \sigma'_c F'_н - R_{ac} F'_a \leqslant b'_п h'_п R_и \qquad (2.131)$$

Sel juhul võib ristlõiget arvutada ristkülikulisena laiusega $b'_п$. Plaadi kaasatöötava osa laius määratakse samuti nagu raudbetoonkonstruktsioonide puhul (vt. lk. 78). Ka siin võib oletada, kui $h'_п \leqslant 0{,}2h_0$, et survetsooni resultant asetseb plaadi keskel. Sel juhul

$$M \leqslant (R_a F_н + R_a F_a) \left(h_0 - \frac{h'_п}{2}\right) \qquad (2.132)$$



Joonis 2.47. Ribiplaatristlõikega pingbetoon-paindeelemendi arvutusskeem:
а — nulljoon plaadis; *b* — nulljoon ribis

Kui tingimus (2.131) pole täidetud, siis asub nulljoon ribis (joon. 2.47, *b*).

Arvutus on analoogiline raudbetooni arvutusega. Elemendi kandevõimet kontrollitakse momendi võrrandiga

$$M \leqslant R_и b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{пр} (b'_п - b) \left(h_0 - \frac{h'_п}{2} \right) h'_п + \\ + \sigma'_с F'_н (h_0 - a'_н) + R_{ас} F'_а (h_0 - a') \qquad (2.133)$$

Survetsooni kõrguse leiame sisejõudude projektsioonide võrrandist

$$R_а F_н + R_а F_а - \sigma'_с F'_н - R_{ас} F'_а = R_и b x + R_{пр} (b'_п - b) h'_п \qquad (2.134)$$

Jällegi peavad olema täidetud tingimused (2.4) ja (2.5). Tingimuse (2.4) kontrollil arvestatakse ainult ribi ristlõiget, plaadi osa arvestamata. Tingimust (2.5) peab kasutama koos ristkülikristlõike puhul toodud märkusega.

Meelevaldse ristlõike kandevõimet kontrollitakse momendi võrrandiga

$$M \leqslant R_и S_б + \sigma'_с S_н + R_{ас} S_а \qquad (2.135)$$

kusjuures nulljoone asend määratakse avaldisega

$$R_а F_н + R_а F_а - \sigma'_с F'_н - R_{ас} F'_а = R_и F_б \qquad (2.136)$$

Avaldistes (2.135) ja (2.136)

$F_б$ ja $S_б$ — survetsooni ristlõikepindala ja staatiline moment tõmbetsooni resultandi rakenduspunkti suhtes;

$S_н$ ja $S_а$ — survetsoonis olevate pingvarraste ristlõike $F'_н$ ja sarruse ristlõike $F'_а$ staatilised momendid sama punkti kohta.

Tingimused (2.4) ja (2.5) peavad olema täidetud, arvestades eeltoodud märkusi.

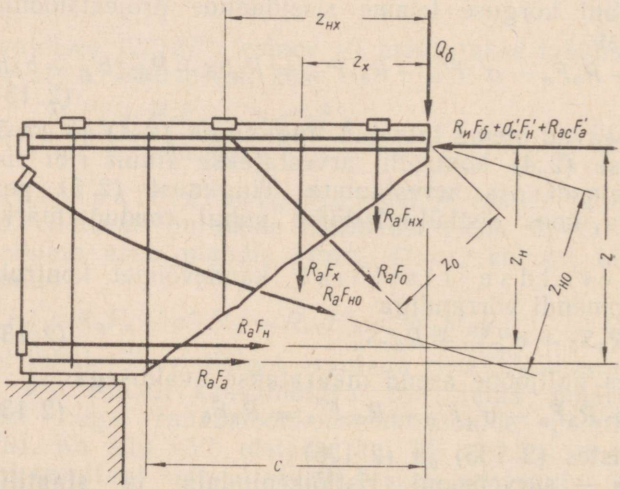
Painutatud elementide arvutus põikjõu järgi

Pingbetoonist paindeelemendid arvutatakse kandevõime järgi, kuid 1. ja suurema osa ka 2. kategooria pingbetoonkonstruktsioonide puhul nõutakse pragude vältimise kontrolli vastavalt punktile 2.5.3.

Kandevõime teooria aluseks on kaks tasakaaluvõrrandit kaldpraoga eraldatud talaosa (joon. 2.48) kohta.

Kaldprao otsa kohal oleva survetsooni resultandi rakenduspunkti kohta on momendi tingimus

$$M \leqslant R_а F_н z_н + \sum R_а F_{но} z_{но} + \sum R_а F_{нх} z_{нх} + R_а F_а z + \\ + \sum R_а F_о z_о + \sum R_а F_х z_х \qquad (2.137)$$



Joonis 2.48. Pingbetoon-paindeelemendi purunemisskeem kaldpraos

ja jõudude projektsioonide võrrand

$$Q \leqslant \sum R_{ax} F_{но} \sin \alpha_н + \sum R_{ax} F_{нх} + \sum R_{ax} F_o \sin \alpha + \\ + \sum R_{ax} F_x + Q_б \qquad (2.138)$$

Avaldistes (2.137) ja (2.138).

$F_н$, $F_{но}$ ja $F_{нх}$ — pingvarraste ristlõikepinnad: vastavalt sirgetel varrastel, ühe ülespöörde tasandis ja ühes rangide tasandis;

F_a, F_o ja F_x — samad hariliku sarruse kohta;

$z_н$, $z_{но}$ ja $z_{нх}$ — pingvarraste sisejõudude õlad survetsooni resultandi rakenduspunktini;

z, z_0 ja z_x — hariliku sarruse õlad sama punktini;

$Q_б$ — survetsooni läbilõikejõud, mis võetakse siin samuti kui raudbetoonkonstruktsioonide puhul

$$Q_б = \frac{0{,}15 b h_0^2 R_и}{c}$$

Arvutuskäik on analoogiline raudbetoonkonstruktsioonide põikjõukontrollil esitatud metoodikaga, arvestades järgmisi erinevusi:

1) rangidega vastuvõetav jõud ühele pikkusühikule on käesolevalt

$$q_x = \frac{R_{ax} F_{нх}}{u_1} + \frac{R_{ax} F_x}{u} \qquad (2.139)$$

kus u_1 ja u — pingutatud ja harilike rangide samm;

2) rangide maksimaalne samm on määratud avaldisega (2.28);

3) arvutuslik põikjõud, mis võetakse vastu betooni survetsooni ja rangide poolt kaldprao projektsiooni pikkusel, määratakse avaldisega

$$Q_{xб} = \sqrt{0{,}6 b h_0^2 R_и q_x} - F_{нх} R_{ax} - F_x R_{ax} \qquad (2.140)$$

Kui $Q > Q_{xб}$, siis määratakse vajalikud ülespöörete pinnad avaldisest

$$Q_{от} = Q - Q_{xб} = R_{ax} F_{но} \sin \alpha_н + R_{ax} F_0 \sin \alpha \qquad (2.141)$$

Normid [4] nõuavad otsese nakkega valmistatud pingbetoonelementide kaldlõike kontrolli ka momendi võrrandiga, arvestades pingvarraste ja betooni nakke võimalikku puudumist (näiteks pingutusjõu silmapilksel üle-

kandmisel betoonile). Sel juhul tuleb kontrollida ristlõiget ka paindemomendile kaugusel $0{,}25l_{ан}$ elemendi otsast.

Tsentriliselt tõmmatud pingbetoonelementide kandevõime määrab ainult sarruse tugevus vastavalt avaldisele

$$N \leqslant R_a F_н + R_a F_a \qquad (2.142)$$

kus N — pikijõud arvutuskoormustest.

Tsentriliselt surutud pingbetoonelemente kasutatakse suhteliselt harva. Eelpingestuse eesmärgiks on vältida pragude tekkimist elementide valmistamisel, transpordil või montaažil.

Kandevõime määratakse avaldisega

$$N_п \leqslant \varphi(R_{пр}F + R_{ac}F_a + \sigma'_c F_н) \qquad (2.143)$$

kus $N_п$ — redutseeritud pikijõud vastavalt avaldisele (2.44);

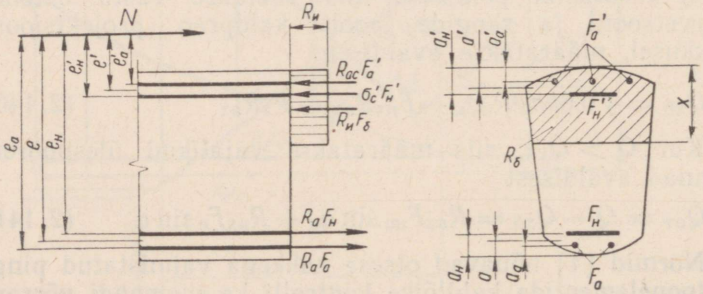
φ — nõtketegur tabelist 2.28.

Kuna tsentriliselt surutud pingbetoonelemendi purunemisel esineb pingvarrastes tõmbepinge ning seega käsitletakse seda arvutustes elemendi pikitelje suunalise välisjõuna (pingega σ_c), siis pingvarraste olemasolu vähendab tsentriliselt surutud elementide kandevõimet.

Ekstsentriliselt surutud elementide arvutus on analoogiline raudbetoonelementide arvutamisega. Ka käesoleval juhul esineb purunemise hetkel survetsoonis täiendav välisjõud pingvarrastest $\sigma'_c F'_н$, mis nõrgestab survetsooni.

Suur ekstsentrilisus esineb juhul, kui $S_б/S_0 < \zeta$.

Arvutusskeem meelevaldse ristlõike puhul on toodud joonisel 2.49.



Joonis 2.49. Meelevaldse ristlõikega pingbetoonelemendi suure ekstsentrilisusega surve arvutusskeem

Elemendi tugevust kontrollitakse avaldisega

$$N_{\text{п}} \leqslant R_{\text{и}}F_{\text{б}} + \sigma'_{\text{c}}F'_{\text{н}} + R_{\text{ac}}F'_{\text{a}} - R_{\text{a}}F_{\text{н}} - R_{\text{a}}F_{\text{a}} \qquad (2.144)$$

Nulljoone asukoht leitakse avaldisest

$$R_{\text{и}}S_{\text{б}N} \pm \sigma'_{\text{c}}F'_{\text{н}}e'_{\text{н}} \pm R_{\text{ac}}F'_{\text{a}}e'_{\text{a}} - R_{\text{a}}F_{\text{н}}e_{\text{н}} - R_{\text{a}}F_{\text{a}}e_{\text{a}} = 0 \qquad (2.145)$$

Avaldistes (2.144) ja (2.145) esinevad geomeetrilised suurused ja tähistused vt. joonis 2.49.

Väike ekstsentrilisus esineb juhul, kui $S_{\text{б}}/S_0 > \zeta$.

Arvutuslikku pikijõudu kontrollitakse meelevaldse ristlõike puhul avaldistega:

kui $e > \bar{e}$, siis

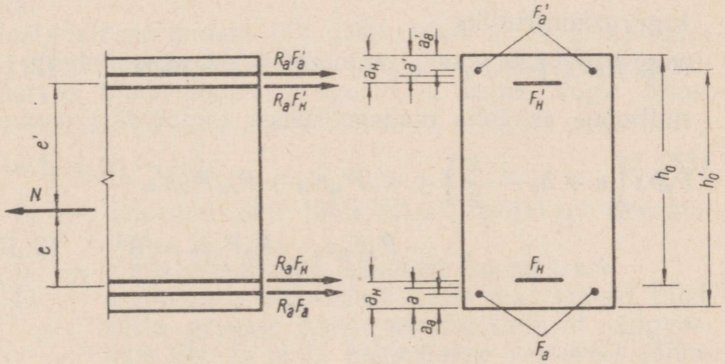
$$N_{\text{п}}e \leqslant R_{\text{и}}\overline{S_{\text{б}}} + \sigma'_{\text{c}}S_{\text{н}} + R_{\text{ac}}S_{\text{a}} \qquad (2.146)$$

kui $e \leqslant \bar{e}$, siis

$$N_{\text{п}}e \leqslant R_{\text{пр}}S_0 \frac{\bar{e} - 1{,}25\dfrac{\overline{S_{\text{б}}}}{S_0}c - \left(1 - 1{,}25\dfrac{\overline{S_{\text{б}}}}{S_0}\right)e}{\bar{e} - c} + \sigma'_{\text{c}}S_{\text{н}} + R_{\text{ac}}S_{\text{a}} \qquad (2.147)$$

kus tähistused vt. eespool.

Ekstsentriliselt tõmmatud pingbetoonelemendid on tavaliselt ristkülikristlõikega, mille arvutus on järgmine.



Joonis 2.50. Ristkülikristlõikega pingbetoonelemendi väikese ekstsentrilisusega tõmbe arvutusskeem

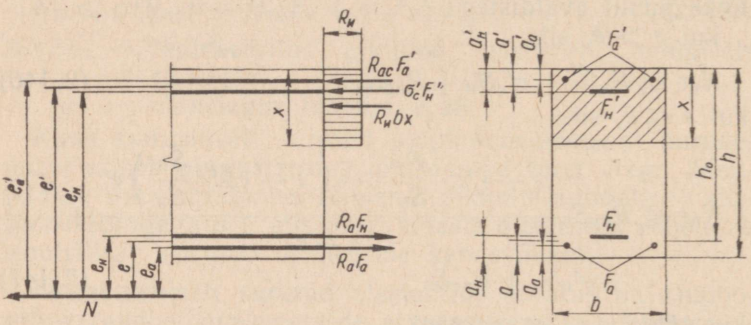
Kui arvutuslik normaaljõud asetseb surve- ja tõmbesarruse vahel, siis on kehtivad järgmised valemid:

$$N \leqslant \frac{R_a F'_н (h_0 - a'_н) + R_a F'_a (h_0 - a'_a)}{e} \qquad (2.148)$$

$$N \leqslant \frac{R_a F_н (h_0' - a_н) + R_a F_a (h_0 - a_a)}{e'} \qquad (2.148')$$

Avaldistes (2.148) ja (2.148′) toodud geomeetrilised suurused on kujutatud joonisel 2.50.

Kui arvutuslik normaaljõud asetseb väljaspool sarruste kontuuri (joon. 2.51), siis on arvutusvalemid:



Joonis 2.51. Ristkülikristlõikega pingbetoonelemendi suure ekstsentrilisusega tõmbe arvutusskeem

tugevuskontrolliks

$$N \leqslant R_a F_н + R_a F_a - \sigma'_c F'_н - R_{ac} F'_a - R_и bx \qquad (2.149)$$

nulljoone asukoha määramiseks

$$R_и bx \left(e + h_0 - \frac{x}{2} \right) + \sigma'_c F'_н e'_н + R_{ac} F'_a e'_a - $$

$$- R_a F_н e_н - R_a F_a e_a = 0 \qquad (2.150)$$

1. ja 2. kategooria pingbetoonkonstruktsioonides, kus ekspluatatsioonikoormustel tõmbetsoonis pragusid ei esine, arvutatakse deformatsioonid ehitusmehaanika reeglite kohaselt. Deformatsioonid (läbipainded, pöördenurgad) arvutatakse normkoormuse järgi, võttes arvesse ka pingvarraste mõju.

Paindejäikus lühiajalisel koormamisel

$$B_к = 0{,}85E_б I_п \qquad (2.151)$$

kus $I_п$ — redutseeritud ristlõike inertsmoment.

$B_к$ avaldisse on viidud empiiriline tegur 0,85, mis arvestab plastsete deformatsioonide, elemendi valmistamisel survetsooni tekkinud pragude jne. mõju. Peale selle esitavad normid [4] veel täiendavaid nõudeid:

a) T- ja I-ristlõikega ühtlase kõrgusega taladel, mille kõrguse ja silde suhe on $^1/_7$ või rohkem ning millele mõjuvad suured koondatud koormused (näiteks kraanatalad), tuleb eeltoodud suurust 10% võrra vähendada;

b) 2. kategooria elementide puhul, mille üksikutes tsoonides lubatakse eelpingestamisel pragusid, tuleb eeltoodud $B_к$ suurust vähendada 15% võrra.

Läbipainete määramisel tuleb arvestada kestvate koormuste mõju, mis betooni roomamise tõttu põhjustavad deformatsioonide suurenemist. Pingvarraste mõju elemendile kuulub samuti kestvalt mõjuvate koormuste hulka.

Vastavalt normidele [4] määratakse 1. ja 2. kategooria pingbetoonkonstruktsioonide, kus ekspluatatsioonioolukorras tõmbetsoonis pragusid ei esine, kogu deformatsioon (läbipaine) avaldisega

$$f = f_к + (f_д - f_в)c \qquad (2.152)$$

kus $f_к$ — deformatsioon lühiajaliselt mõjuvast koormusest;

$f_д$ — algdeformatsioon kestvast koormusest;

$f_в$ — algpaigutis eelpingest; selle määramisel tuleb võtta arvesse kõiki eelpingekadusid pingvardais ($f_к$, $f_д$ ja $f_в$ määratakse vastavalt jäikusele $B_к$);

c — tegur, mis arvestab deformatsioonide suurenemist betooni roomamise tõttu kestva koormuse

mõjul: kuivas kohas (niiskus kuni 40%) $c = 3$; normaalniiskuse puhul (40 ... 70%) $c = 2$; niiskes kohas (üle 70%) $c = 1{,}5$.

3. kategooria pingbetoonkonstruktsioonide puhul, mille tõmbetsoonis võivad tekkida praod, arvutatakse deformatsioonid elemendi kõveruse järgi, lähtudes jäikusest. Ka siin lubavad normid määrata kõveruse enamkoormatud ristlõikes ning teistes ristlõigetes võtta kõveruse proportsionaalselt samamärgilise paindemomendiga.

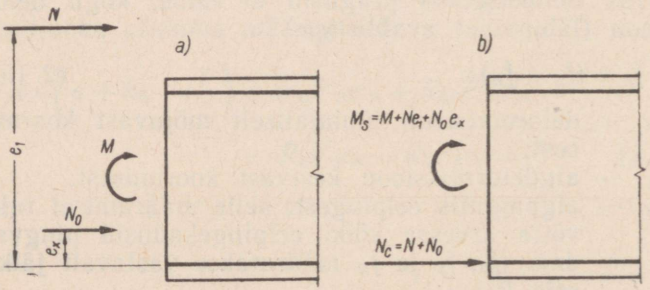
Käesoleval juhul on kõveruse avaldis analoogiline raudbetoonkonstruktsioonide juures toodud kõveruse avaldisega, kui mõjus teljesuunaline pikijõud:

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{M_3}{h_0 z_1}\left(\frac{\psi_a}{F_a E_a + F_н E_a} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi) b h_0 \nu E_б}\right) - \frac{N_c \psi_a}{h_0 (F_a E_a + F_н E_a)} \qquad (2.88'')$$

kus M_3 — asemoment, s. t. kõikide ühel pool ristlõiget mõjuvate välisjõudude ja pingutusjõu N_0 moment tõmbetsooni resultandi rakenduspunkti suhtes;

N_c — summaarne pikijõud välisjõust N ja pingutusjõust N_0. Ekstsentrilisel tõmbel võetakse välisjõud N miinusmärgiga.

Kui 3. kategooria pingbetoonelemendile mõjuvad paindemoment M ja ekstsentriline survejõud N (joon. 2.52), siis on asemoment



Joonis 2.52. Välisjõudude süsteem:
a — tegelikkuses; *b* — kõveruse määramisel kasutatav

$$M_э = M + Ne_1 + N_0 e_x$$

ja summaarne pikijõud

$$N_c = N + N_0$$

Avaldises (2.88″)

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)h'_п + \frac{nF'_а}{\nu} + \frac{nF'_н}{\nu}}{bh_0}$$

Sisejõudude õlg

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\frac{h'_п}{h_0}\gamma'_1 + \frac{2a'}{h_0}\gamma'_2 + \xi^2}{2(\gamma'_1 + \gamma'_2 + \xi)} - \right] \qquad (2.89')$$

Survetsooni suhteline kõrgus prao kohal

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(L+T)}{10\mu n}} \pm \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5\frac{e_1}{h_0} \mp 5} \qquad (2.93'')$$

ξ avaldise teises liikmes võetakse ülemised märgid summaarse survejõu, alumised — summaarse tõmbejõu N_c puhul,

e_1 on pikijõu (kaasa arvatud pingvarraste resultant N_0) ekstsentrilisuse absoluutväärtus tõmbetsooni resultandi rakenduspunktist, mis vastab asemomendile $M_э$.

Kui nulljoone kaugus x on väiksem kui plaadi paksus, s. t. $\xi \leqslant h'_п/h_0$, siis määratakse suurused x, ξ, z_1 ja $1/\varrho$ nagu ristkülikristlõike puhul, võttes ristlõike laiuseks $b'_п$. Sel juhul

$$\gamma' = 0; \quad \mu n = \frac{F_а}{b'_п h_0} n + \frac{F_н}{b'_п h_0} n$$

ja

$$L = \frac{M_э}{b'_п h_0^2 R_и^н}$$

Kui $\xi \leqslant 2a'/h_0$, siis määratakse suurused x, ξ, z_1 ja $1/\varrho$ survesarrust arvestamata.

Avaldises (2.88″)

ν — survetsooni elastse deformatsiooni ja kogu survetsooni deformatsiooni suhe; lühiajalisel koormusel $\nu = 0{,}45$;

kestval koormusel:
kuivas kohas $\nu = 0{,}1$;
normaalniiskuses $\nu = 0{,}15$;
niiskes kohas $\nu = 0{,}20$;

ψ_σ — tegur, mis arvestab survetsooni ebaühtlast deformatsiooni pragude vahel; $\varphi_\sigma = 0{,}9$;

ψ_a — tegur, mis arvestab tõmbetsooni betooni tööd pragude vahel;

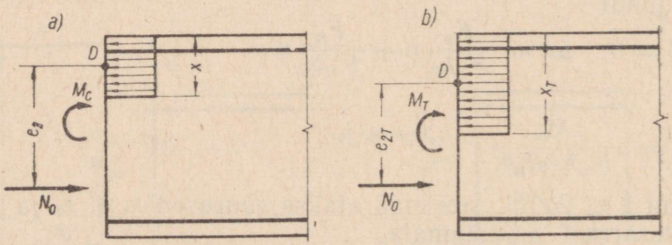
$$\psi_a = 1{,}3 - sm - \frac{1-m}{6-4{,}5m} \qquad (2.91')$$

kus $m = \frac{M'_T}{M_c}$ ja s väärtused on samasugused nagu raudbetoonkonstruktsioonide puhul;

M'_T ja M_c — ühel pool vaadeldavat lõiget mõjuvate jõudude (kaasa arvatud N_0) momendid prao kohal oleva survetsooni resultandi rakenduspunkti suhtes; M_c määratakse selles staadiumis, millel arvutatakse deformatsioon; M'_T määratakse vahetult pärast prao tekkimist, kui mõjub paindemoment M_T (joon. 2.53).

Normid [4] lubavad M_T määrata vastavalt järgmises punktis toodud avaldisele (2.166), võttes R_T asemel R_p^H.

Instruktsioon [6] annab üldjuhul m leidmiseks avaldise



Joonis 2.53. Painutatud pingbetoonelemendi teguri m arvutusskeemid:

a — koormusskeem M_c arvutamiseks; *b* — koormusskeem M'_T arvutamiseks; *D* — survetsooni resultandi rakenduspunkt

$$m = \frac{M_{3T} - N_{CT} z_{1T}}{M_3 - N_C z_1} \qquad (2.153)$$

kus M_{3T} avaldub:
paindeelementides

$$M_{3T} = M_T + N_0 e_x \qquad (2.154)$$

ekstsentriliselt surutud või tõmmatud elementides

$$M_{3T} = N_T e + N_0 e_x \qquad (2.155)$$

ja

$$N_{CT} = N_0 \pm N_T \qquad (2.156)$$

Siin M_T — pragusid põhjustav moment vastavalt avaldisele (2.166), võttes R_T asemel R_p^H;

N_T — pragusid põhjustav pikijõud; võetakse ekstsentrilisel survel plussmärgiga ja ekstsentrilisel tõmbel miinusmärgiga;

$$N_T = \frac{M_T}{e'}$$

kus e' — pikijõu rakenduspunkti kaugus teljest, mille suhtes määratakse M_T.

Suuruste M_{3T} ja N_{CT} arvutamisel võetakse pingestuse täpsuse tegur m_T nagu pragude vältimise arvutamisel ekspluatatsioonistaadiumis.

Kui teguri m arvutusel avaldise (2.153) järgi osutub lugeja nullist väiksemaks, siis võetakse $m = 1$.

Kogu deformatsioon, kui mõjuvad lühiajalised ja kestvad koormused, määratakse avaldisega (2.95).

Muutumatu kõrgusega pingbetoonelementide läbipainde lubab instruktsioon [6] arvutada avaldisega

$$f = \left[s \left(\frac{1}{\varrho_C} + \frac{1}{\varrho_B} \right) - \frac{1}{8} \frac{1}{\varrho_B} \right] \cdot l^2 \qquad (2.157)$$

kus s — tegur tabelist 2.35;

$\frac{1}{\varrho_C}$ — kõverus maksimaalse momendi asukohas koormusest, mille juures määratakse läbipaine;

$\frac{1}{\varrho_B} = \frac{N_0 l_0}{B_K} c$ — elemendi kõverus pingutusjõu kestvast mõjust; arvutatakse nagu elastse keha puhul;

$B_к$ — jäikus vastavalt avaldisele (2. 151);
c — tegur, mille suurus oleneb keskkonna niiskusest [vt. avaldis (2. 152)].

2.5.3. PRAGUDE ARVUTUS

Pragude vältimisele, s. o. kolmanda piirolukorra järgi arvutatakse 1. ja 2. kategooria pingbetoonkonstruktsioone. Seejuures arvutatakse 1. kategooria konstruktsioonid arvutuskoormustega ja 2. kategooria konstruktsioonid normkoormustega. Pragude vältimist tuleb kontrollida nii püst- kui ka kaldlõigetes.

Püstlõigete kontroll. Tsentriliselt tõmmatud pingbetoonelemente kontrollitakse vastavalt avaldisele

$$N < N_т \qquad (2.158)$$

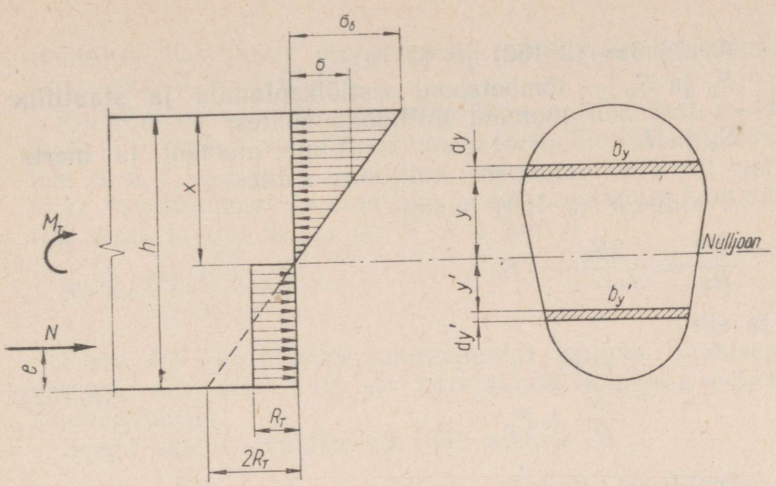
kus N — teljesuunaline välisjõud (arvutuslikest või normkoormustest, olenevalt elemendi kategooriast);
$N_т$ — pragusid põhjustav pikijõud;

$$N_т = R_т F + (300 - \sigma_а) F_а + (300 + m_т \sigma_0) F_н \qquad (2.159)$$

σ_0 — pinge pingvarrastes, arvestades pingekadusid (betooni pinge $\sigma_б = 0$);
$\sigma_а$ — survepinge pingestamata sarruses (betooni pinge $\sigma_б = 0$); $\sigma_а$ võrdub pingvarraste eelpingekadudega kahanemisest ja roomamisest;
300 — pinge kasv sarruses kG/cm²; vastab betooni piirvenivusele 0,00015;
$m_т$ — pingestustäpsuse tegur (vt. lk. 184).

Nagu avaldisest (2. 159) nähtub, vähendab pingestamata sarruse olemasolu pingbetoonkonstruktsioonide pragudekindlust.

Painutatud, samuti ekstsentriliselt surutud või ekstsentriliselt tõmmatud pingbetoonelementide pragude vältimise kontroll püstlõigetes tehakse raudbetoonkonstruktsioonide juures esitatud mõttekäigu kohaselt (vt. 2. 4). Enne pragude tekkimist on ristlõike survetsoonis betooni pingete diagramm kolmnurkne ja tõmbetsoonis ristkülikuline. Survepingete epüüri kalle on selline, et tema pikendus



Joonis 2. 54. Pragusid põhjustava momendi M_T arvutusskeem painutatud, ekstsentriliselt surutud ja ekstsentriliselt tõmmatud pingbetoonelementides

annab äärmises tõmmatud kius väärtuse $2R_T$ (joon. 2. 54).

Diagrammil esitatud pingetega hoitakse tasakaalus välismoment M ja pikijõud N. Käesoleval juhul koosneb pikijõud välispikijõust ja pingvarraste sisejõudude resultandist. Seega on meetod rakendatav ka ekstsentriliselt surutud või tõmmatud pingbetoonelementide arvutamisel.

Projektsioonide võrrand varda teljele annab

$$N + R_T F_p - \int_0^x b_y \frac{2R_T}{h-x} y \, dy = 0$$

kust (vt. 2. 4)

$$N + R_T F_p - \frac{2R_T}{h-x} S_c = 0 \qquad (2.160)$$

Momentide võrrand nulljoone kohta annab

$$M - N(h-x-e) - \int_0^{h-x} R_T b'_y y' \, dy' - \int_0^x \frac{2R_T}{h-x} b_y y^2 \, dy = 0$$

kust

$$M - N(h-x-e) - R_T S_p - \frac{2R_T}{h-x} I_c = 0 \qquad (2.161)$$

Avaldistes (2. 160) ja (2. 161)

F_p ja S_p — tõmbetsooni ristlõikepindala ja staatiline moment nulljoone suhtes;

S_c ja I_c — survetsooni staatiline moment ja inertsmoment nulljoone suhtes.

Avaldisest (2. 160) saame

$$\frac{N}{R_T} = \frac{2S_c}{h-x} - F_p$$

ja siit

$$h-x = \frac{2S_c}{\frac{N}{R_T} + F_p} \qquad (2.162)$$

Avaldisest (2. 161) saame

$$\frac{M}{R_T} = \frac{N}{R_T}(h-x-e) + \frac{2I_c}{h-x} + S_p$$

Asendades siia $(h-x)$ väärtuse avaldisest (2. 162) ja teisendades, saame:

$$\frac{M}{R_T} = \frac{N}{R_T}\left(\frac{I_c}{S_c} + h - x - e\right) + F_p\frac{I_c}{S_c} + S_p$$

Korrutame kõik liikmed suurusega R_T:

$$M = N\left(\frac{I_c}{S_c} + h - x - e\right) + R_T\left(F_p\frac{I_c}{S_c} + S_p\right)$$

ja toome teises liikmes F_p sulgudest välja:

$$M = N\left(\frac{I_c}{S_c} + h - x - e\right) + R_T F_p\left(\frac{I_c}{S_c} + r_p\right) \qquad (2.163)$$

kus $r_p = S_p/F_p$ — tõmbetsooni raskuskeskme kaugus nulljoonest.

Saadud avaldise asemel kasutatakse ligikaudset avaldist, mis kombineerib kahte äärmuslikku juhtu: $N = 0$ ja $N \to \infty$.

Kui $N = 0$, siis esimene liige võrdub nulliga. Kuid normaaljõu puudumisel ei esine enam ka pingvarraste sisejõudu ning tegemist on tavalise raudbetoonkonstrukt-

siooniga. Sel juhul oli pragusid põhjustava momendi suuruseks $M_T = R_T W_T$.

Kui $N \to \infty$, siis läheneb teine liige 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. Seega on $N \to \infty$ korral

$$M_T = N\left(\frac{I}{S} - e\right)$$

Kuna I/S on ülemise tuumapunkti kaugus alumisest servast, siis $(I/S - e)$ on normaaljõu kaugus samast tuumapunktist.

Seega saame avaldise (2.163) asemel

$$M_T = N\left(\frac{I}{S} - e\right) + R_T W_T \qquad (2.164)$$

mis kombineerib normaaljõu N kahte äärmuslikku juhtu.

Normid [4] annavad pragude vältimise kohta nõude

$$M_B \leqslant M_T \qquad (2.165)$$

kus $M_B^{\text{я}}$ — vaadeldavast ristlõikest ühel pool mõjuvate välisjõudude moment tõmmatud äärest kaugemal asuva tuumapunkti kohta (1. kategooria elementidel arvutuskoormusest, 2. kategooria elementidel normkoormusest).

M_T määratakse avaldisega

$$M_T = R_T W_T \pm M_{0\text{б}}^{\text{я}} \qquad (2.166)$$

kus $M_{0\text{б}}^{\text{я}}$ — sarruste resultantjõu N_0 moment sama tuumapunkti suhtes; märk määratakse vastavalt pöördumise suunale;

W_T — redutseeritud ristlõike vastupanumoment tõmmatud ääre suhtes, arvestades betooni plastseid deformatsioone.

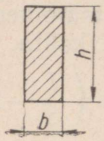
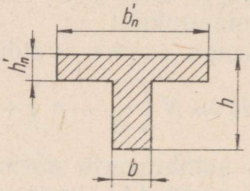
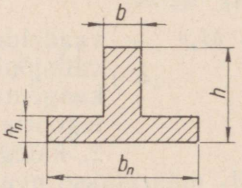
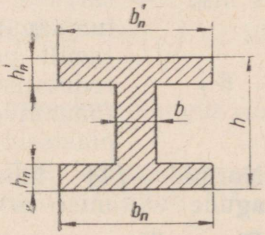
Normid [4] lubavad pingbetoonkonstruktsioonide pragude vältimise arvutamisel määrata W_T avaldisega

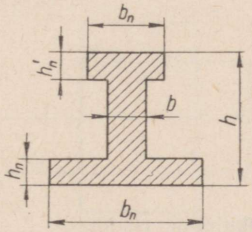
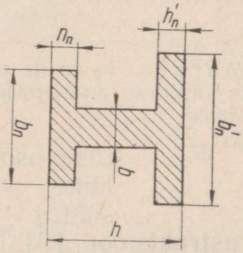
$$W_T = \gamma W_0 \qquad (2.167)$$

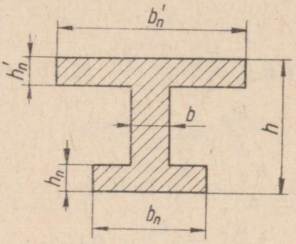
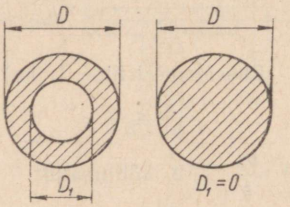
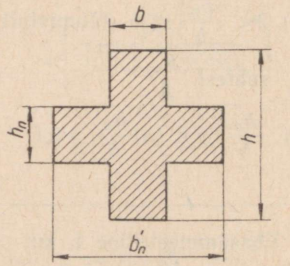
kus γ — tegur, mis oleneb ristlõike kujust (vt. tabel 2.42);

Tabel 2.42

Teguri γ väärtused

Ristlõike iseloomustus	γ	Ristlõike kuju
Ristkülik	1,75	
Ribiplaat, plaadiga survetsoonis	1,75	
Ribiplaat, plaadiga (laiendusega) tõmbetsoonis:		
a) $b_n/b \geqslant 2$, sõltumatult suhtest h_n/h	1,75	
b) $b_n/b > 2$ ja $h_n/h \geqslant 0{,}2$	1,75	
c) $b_n/b < 2$ ja $h_n/h < 0{,}2$	1,5	
Sümmeetriline I (ka []):		
a) $\frac{b'_n}{b} = \frac{b_n}{b} \leqslant 2$, sõltumatult suhtest $\frac{h'_n}{h} = \frac{h_n}{h}$	1,75	
b) $2 < \frac{b'_n}{b} = \frac{b_n}{b} \leqslant 6$, sõltumatult suhtest $\frac{h'_n}{h} = \frac{h_n}{h}$	1,5	
c) $\frac{b'_n}{b} = \frac{b_n}{b} > 6$ ja $\frac{h'_n}{h} = \frac{h_n}{h} \geqslant 0{,}2$	1,5	

Ristlõike iseloomustus	γ	Ristlõike kuju
d) $6 < \frac{b'_n}{b} = \frac{b_n}{b} \leqslant 15$ ja $\frac{h'_n}{h} = \frac{h_n}{h} < 0{,}2$	1,25	
e) $\frac{b'_n}{b} = \frac{b_n}{b} > 15$ ja $\frac{h'_n}{h} = \frac{h_n}{h} < 0{,}1$	1,1	
Ebasümmeetriline I, kui $\frac{b'_n}{b} \leqslant 3$		
a) $\frac{b_n}{b} \leqslant 2$, sõltumatult suhtest $\frac{h_n}{h}$	1,75	
b) $2 < \frac{b_n}{b} \leqslant 6$, sõltumatult suhtest $\frac{h_n}{h}$	1,5	
c) $\frac{b_n}{b} > 6$ ja $\frac{h_n}{h} > 0{,}1$	1,5	
Ebasümmeetriline I, kui $3 < \frac{b'_n}{b} < 8$		
a) $\frac{b_n}{b} \leqslant 4$, sõltumatult suhtest $\frac{h_n}{h}$	1,5	
b) $\frac{b_n}{b} > 4$ ja $\frac{h_n}{h} \geqslant 0{,}2$	1,5	
c) $\frac{b_n}{b} > 4$ ja $\frac{h_n}{h} \leqslant 0{,}2$	1,25	

Ristlõike iseloomustus	γ	Ristlõike kuju
Ebasümmeetriline I, kui $\frac{b'_n}{b} \geqslant 8$		
a) $\frac{h_n}{h} > 0{,}3$	1,5	
b) $\frac{h_n}{h} \leqslant 0{,}3$	1,25	
Rõngas- ja ringristlõige	$2 - 0{,}4\frac{D_1}{D}$	
Ristikujuline ristlõige		
a) $\frac{b'_n}{b} \geqslant 2$ ja $\frac{h'_n}{h} > 0{,}2$	2	
b) muudel juhtudel	1,75	

Märkus. b_n ja h_n on tõmbetsoonis asuva plaadi mõõtmed pragude vältimise arvutamisel; b'_n ja h'_n on survetsoonis asuva plaadi mõõtmed.

W_0 — tugevusõpetuse reeglite järgi määratud ristlõike vastupanumoment tõmmatud ääre suhtes.

Instruktsioon [6] lubab M_T määrata avaldisega

$$M_T = R_T W_T + N_0(e_0 + r_я) \qquad (2.166')$$

kus e_0 — jõu N_0 ekstsentrilisus redutseeritud ristlõike raskuskeskme suhtes,

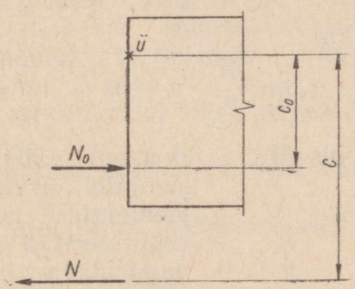
$r_я$ — väliskoormusest tõmmatud äärest kaugema tuumapunkti kaugus redutseeritud ristlõike raskuskeskmest; määratud avaldisega $M_я = W_0/F_п$.

Ekstsentriliselt tõmmatud pingebetoonelementide pragude vältimise arvutuse kohta annavad normid [4] järgmise juhise. Avaldise (2.165) järgi võib pragude puudumist kontrollida juhul, kui tõmbejõud N ei ületa pingutusjõudu N_0, mida iseloomustatakse tingimustega (vt. joon. 2.55):

a) resulteeriv pingutusjõud N_0 ja tõmmatud äärest kaugemal asuv tuumapunkt asuvad ühel pool välisjõudu;

b) välisjõu N ja resultant-pingutusjõu vahekaugus

$$c - c_0 \geqslant \frac{R_т W_т}{N_0}$$



Joonis 2.55. Jõudude skeem ekstsentriliselt tõmmatud pingbetoonelemendis pragude vältimise arvutusel.
ü — ülemine tuumapunkt

Kui kas või üks neist tingimustest pole täidetud, siis ületab tõmbejõud N piirolukorras pingutusjõu N_0 ning arvutus tuleb teha vastavalt tingimusele

$$M_в^у \leqslant M_т \qquad (2.165')$$

kus

$$M_т = R_т W_т \pm M_{об}^у \qquad (2.166'')$$

Avaldistes (2.165′) ja (2.166″)

$M_{об}^у$ — vaadeldavast ristlõikest ühel pool asuvate välisjõudude moment tingliku tuumapunkti kohta; tingliku tuumapunkti kaugus ristlõike raskuskeskmest on $r_у = W_т/F_п$;

$M_{0б}^{y}$ — resultant-pingutusjõu N_0 moment sama tingliku tuumapunkti kohta; märk määratakse vastavalt pöörde suunale.

Kaldlõigete kontroll. Kaldpragude vältimiseks tuleb kontrollida ohtlikke lõikeid piki elemendi telge, olenevalt põikjõudude, paindemomentide ja väändemomentide epüüride kujust. Elemendi ristlõike kõrguse suunas tuleb kontroll teha ristlõike raskuskeskme ja laiuse järsu muutuse kohtades.

Kaldpragude vältimise kontrollil peab olema rahuldatud tingimus

$$\sigma_{гр} \leqslant R_т \tag{2.168}$$

kus $\sigma_{гр}$ — tõmbepeapinge, mis määratakse tugevusõpetuse järgi;

$$\sigma_{гр} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \tag{2.169}$$

kus

$$\sigma_x = \frac{M}{I_п} \cdot y + \sigma_б \tag{2.170}$$

kus M — moment välisjõududest (1. kategooria elementidel arvutuskoormusest, 2. kategooria elementidel normkoormusest);

$I_п$ — redutseeritud ristlõike inertsmoment;

y — vaadeldava punkti kaugus redutseeritud ristlõike raskuskeskmest;

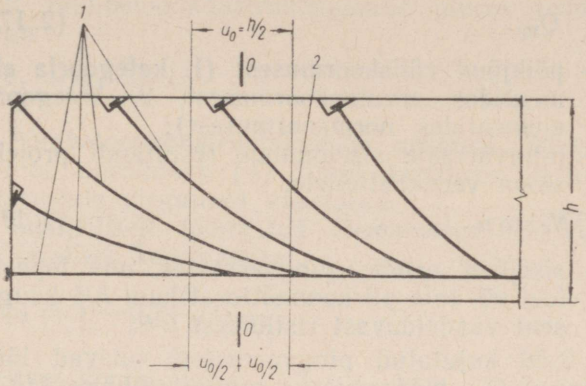
$\sigma_б$ — betooni eelsurvepinge vaadeldavas punktis pärast kõiki eelpingekadusid.

Avaldistes (2.169) ja (2.170) tuleb tõmbepinged võtta plussmärgiga, survepinged miinusmärgiga.

σ_y — betooni eelsurvepinge risti varda teljega, mis on põhjustatud põiksuunalistest pingvarrastest (nii rangidest kui ka ülespööretest) ning on määratud avaldisega

$$\sigma_y = \frac{\sigma_{0x} F_{нх}}{u_1 b} + \frac{\sigma_0 F_{но}}{u_0 b} \sin \alpha \tag{2.171}$$

kus $F_{нх}$ — ühes teljega risti asetsevas tasandis olevate pingutatud rangide ristlõikepindala;



Joonis 2. 56. Pingvarraste skeem elementide arvutusel pragude vältimisele kaldlõigetes

$F_{но}$ — ülespööratud pingvarraste, mis lõpevad tala pikkuse ulatuses $u_0 = h/2$ sümmeetriliselt mõlemal pool vaadeldavat ristlõiget, ristlõikepindala (vt. joon. 2. 56).

Lõike *0-0* kontrollil tuleb σ_y arvutamisel võtta arvesse pingvarras *2*.

σ_{ox} — rangide eelpinge pärast kõiki eelpingekadusid;

σ_0 — pingvarraste eelpinge pärast kõiki eelpingekadusid;

u_1 — eelpingestatud rangide samm;

b — ristlõike laius kihis, kus kontrollitakse tõmbepeapinget.

Nihkepinged arvutatakse konstantse ristlõikega paindeelementide puhul tugevusõpetuse avaldise järgi:

$$\tau = \frac{QS_{п}}{I_{п}b} \qquad (2.172)$$

kus $S_{п}$ — redutseeritud ristlõike vaadeldavast kihist kaugemal oleva osa staatiline moment ristlõike raskuskeset läbiva telje suhtes;

$I_{п}$ — redutseeritud ristlõike inertsmoment;

Q — betoonile langev põikjõu osa, mis määratakse avaldisega

$$Q = Q_в - Q_{пр} \qquad (2.173)$$

kus $Q_в$ — põikjõud väliskoormusest (1. kategooria elementides arvutuskoormusest, 2. kategooria elementides normkoormusest);

$Q_{пр}$ — pingvarraste sisejõudude resultandi projektsioon vertikaalteljele:

$$Q_{пр} = \sum N_0 \sin \alpha \qquad (2.174)$$

kus N_0 — sisejõud nendes pingvarrastes, mis lõpevad toel või tala piirkonnas toest kuni $h/4$ kauguseni vaadeldavast ristlõikest *0-0*;

Joonisel 2.56 kujutatud pingvarrastest tulevad lõike *0-0* arvutamisel $Q_{пр}$ määramiseks arvesse pingvardad *1*;

α — tala telje ja pingvarda vaheline nurk vaadeldavas lõikes.

N_0 määratakse vastavalt avaldisele

$$N_0 = f_0 \sigma_0 \qquad (2.175)$$

kus f_0 — ühe pingvarda ristlõikepindala;

σ_0 — pinge pingvardas pärast eelpingekadusid.

Kui pingbetoonelemendile mõjuvad üheaegselt paindemoment ja väändemoment, siis võetakse nihkepinge τ väärtuseks avaldises (2.169) paindest tekkinud nihkepinge (2.172) ja väändest põhjustatud nihkepinge $\tau_к$ summa. Normid [4] lubavad ristkülikristlõike puhul määrata $\tau_к$ vastavalt avaldisele

$$\tau_к = \frac{6M_к}{b^2(3h - b)} \qquad (2.176)$$

Otsese nakkega pingbetoonelementides tuleb pragude vältimise kontrollil arvestada eelpinge muutust nakkeala $l_{ан}$ ulatuses. Seda on lähemalt käsitletud teoses [10].

Instruktsioon [6] lubab painutatud ja ekstsentriliselt surutud elementides loobuda pragude vältimise kontrollist avaldisega (2.168), kui on täidetud tingimus

$$\tau \leqslant 0{,}7R_т$$

kus τ — suurim nihkepinge betoonis.

Pragude avanemise kontroll. Pragude laiust kontrollitakse 3. kategooria pingbetoonelementide puhul normkoormuste põhjal. Pragude laius määratakse analoogili-

selt raudbetoonkonstruktsioonide juures toodud avaldisega

$$a_{\text{т}} = \psi_{\text{a}} \frac{\sigma_{\text{a}}}{E_{\text{a}}} l_{\text{т}} \qquad (2.102')$$

Pingbetoonkonstruktsioonide pragude laiuse määramisel on normidega [4] antud avaldises (2.102′) toodud suurustele järgmised väärtused.

Tsentriliselt tõmmatud elementides:
lühiajalisel koormamisel

$$\psi_{\text{a}} = 1 - 0{,}7 \frac{N_{\text{т}} - N_0}{N - N_0} \qquad (2.177)$$

kestval koormamisel

$$\psi_{\text{a}} = 1 - 0{,}35 \frac{N_{\text{т}} - N_0}{N - N_0} \qquad (2.177')$$

kus

$$N_{\text{т}} = R_{\text{p}}^{\text{н}} F + (300 - \sigma_{\text{a}}) F_{\text{a}} + (300 - m_{\text{т}}\sigma_0) F_{\text{н}}$$

Kui $\frac{N_{\text{т}} - N_0}{N - N_0} > 1$, siis tuleb murru väärtuseks eeltoodud avaldistes võtta 1. Pingestustäpsuse tegur $m_{\text{т}}$ vt. lk. 184.

Painutatud, ekstsentriliselt surutud ja ekstsentriliselt ($e_0 > 0{,}8h_0$) tõmmatud elementides võetakse ψ_{a} vastavalt avaldisele (2.91′).

Tõmbesarruse pinge σ_{a} väärtus, millega arvutatakse pragude laius, on:

tsentriliselt tõmmatud elementides

$$\sigma_{\text{a}} = \frac{N - N_0}{F_{\text{a}} + F_{\text{н}}} \qquad (2.178)$$

painutatud elementides

$$\sigma_{\text{a}} = \frac{M + N_0(e_{\text{x}} - z_1)}{(F_{\text{a}} + F_{\text{н}}) z_1} \qquad (2.179)$$

ekstsentriliselt surutud ja ekstsentriliselt ($e_0 > 0{,}8h_0$) tõmmatud elementides

$$\sigma_{\text{a}} = \frac{N(e_1 \pm z_1) + N_0(e_{\text{x}} - z_1)}{(F_{\text{a}} + F_{\text{н}}) z_1} \qquad (2.180)$$

Ekstsentrilisel tõmbel võetakse pluss- ja survel miinusmärk.

Eeltoodud avaldistes

e_1 — tõmbesarruse raskuskeskme kaugus välisjõust N;

e_x — tõmbesarruse raskuskeskme kaugus pingutusjõust N_0.

Pragude vahekaugus l_T määratakse nagu raudbetoonkonstruktsioonidegi puhul vastavalt avaldistele (2.105) ja (2.105′), võttes

$$u = \frac{F_a + F_H}{s}; \quad \mu = \frac{F_a + F_H}{F}; \quad k_1 = \frac{W_I}{(F_a + F_H) z_1 n} - 2$$

Lühiajaliselt ja kestvalt mõjuvate koormuste puhul määratakse kogu prao laius avaldisega (2.107).

Kaldlõigetes määratakse pragude laius avaldisega (2.111).

3. KIVIKONSTRUKTSIOONID

3.1. ARVUTUSE ALUSED

Kivikonstruktsioonide kõik elemendid tuleb arvutada kandevõimele. Deformatsioonide ja pragude arvutus tuleb teha vaid siis, kui need võivad häirida konstruktsiooni normaalset tööd.

Kivimüüritis töötab survele tunduvalt paremini kui tõmbele, lõikele või paindele. Müüritise survetugevus sõltub peamiselt kasutatavate kivide ja mördi margist. Kuid müüritise survetugevust mõjutab veel hulk teisi tegureid, mille mõju arvestades andis prof. L. Oništšik empiirilise avaldise müüritise survetugevuse määramiseks olenevalt kasutatavatest kividest, nende mõõtmetest, mördi tugevusest, müüritöö kvaliteedist jne. Müüritise tõmbe- ja lõiketugevus sõltub vuukide tugevusest, mis määratakse mördi ja kivide nakke järgi. Eristatakse nn. normaalnaket, kus jõud mõjuvad vuugi pinnaga risti, ja tangentsiaalnaket, kus jõud mõjuvad vuugi pinnaga paralleelselt [12]. Normidega [1] on kehtestatud müüritise normatiivsed surve-, tõmbe-, lõike- ja paindetugevused.

Kivikonstruktsioonide sarrustamiseks kasutatakse teraseid A-I ja A-II ning tavalist sarrusetraati, mille normtugevused vt. lk. 65 . . . 67.

Kivi- ja sardkivikonstruktsioonide arvutusel piirolukordade meetodi järgi rakendatakse materjalide (müüritise ja sarruse) arvutustugevusi. Üleminekul normtugevustelt arvutustugevustele tuleb rakendada materjalide ühtlustegureid ja töötingimuste tegureid.

Müüritise ühtlustegur k_K arvestab kivide ja mördi margi võimalikku hälvet ettenähtust, müüritise võimalikku nõrgestust töö halva kvaliteedi tõttu jne. $k_K = 0{,}4 \ldots 0{,}5$.

Sarruse ühtlustegurid on:

terasel A-I ja A-II . . . . . $k_a = 0{,}9$;
külmalt tõmmatud sarrusetraadil . . $k_a = 0{,}8$.

Normides [11] on antud müüritise normtugevuse ja ühtlusteguri korrutised, s. o. arvutustugevused $R = k_K R^H$ (tabelid 3. 1 ... 3. 6).

Korrapärase kujuga looduskividest müüritise arvutuslikud survetugevused võetakse tabelitest 3. 2, 3. 4 või 3. 5, korrutades tabeli andmed teguriga, mis oleneb sängituspinna tasasusest:

poolpuhtalt tahutud kividel 0,8
jämedalt tahutud kividel 0,7
klombitud kividel 0,6

Müüritise arvutuslikud tõmbe-, lõike- ja paindetugevused on toodud tabelites 3. 7 ... 3. 9.

Piirolukorra vältimiseks rakendatakse arvutustes veel töötingimuste tegureid *m*. Müüritise töötingimuste tegur m_K arvestab müüritise tugevuse võimalikke hälbeid sõltuvalt konstruktsiooni laadist. Näiteks üks ja sama defekt — pooltühjad püstvuugid — avaldab vähema ristlõike korral suuremat mõju kui suurema rist-

Tabel 3. 1

Tehases vibreeritud raskel mördil laotud tellismüüritise arvutuslik survetugevus R_B kG/cm²

Telliste mark	Mördi mark				
	150	100	75	50	25
200	42	38	35	31	24
150	34	31	29	26	21
125	31	29	26	24	19
100	27	25	23	21	17
75	22	21	20	18	15

Märkused. 1. 25 cm ja paksemate vibreeritud tellispaneelide ja -plokkide arvutuslik survetugevus võetakse teguriga 0,85.

2. Toodud arvutustugevused kehtivad vähemalt 40 cm laiuste müüritiseosade kohta. Mittekandvate ja ennastkandvate seinte korral lubatakse kasutada paneele, mille avadevaheline osa on kitsam kui 40 cm, kuid mitte alla 32 cm. Sel juhul korrutatakse müüritise arvutustugevus teguriga 0,8.

3. Müüritise vibreerimise tehnoloogia määratakse spetsiaalsete tehniliste tingimustega.

Tabel 3.2

Suurtest õõnteta betoonplokkidest ja saetud või puhtalt tahutud looduskividest müüritise arvutuslik survetugevus R kG/cm² müüritise kihi kõrguse korral 500 ... 1000 mm

Betooni või kivide mark	Mördi mark			
	50	25	10	0
1000	165	158	145	113
800	138	133	123	94
600	114	109	99	73
500	98	93	87	63
400	82	77	74	53
300	65	62	57	44
250	57	54	49	38
200	47	43	40	30
150	39	37	34	24
100	27	26	24	17
75	21	20	18	13
50	15	14	12	8,5
35	11	10	9	6
25	7,5	7	6,5	4

Märkused. 1. Üle 1000 mm kõrgustest suurplokkidest müüritise arvutuslik survetugevus korrutatakse teguriga 1,1.

2. Suurplokkmüüritise arvutuslikud survetugevused korrutatakse teguritega: kui plokid on valmistatud tsemendita mullbetoonist või korebetoonist — 0,8; kui plokid on valmistatud tsement-mullbetoonist või silikaatbetoonist margiga üle 300 — 0,9; kui plokid on valmistatud tihedast raskebetoonist või rasketest looduslikest kividest mahukaaluga $\gamma \geqslant 1800$ kG/m³ — 1,1.

3. Looduskividest suurplokkide margiks võetakse 200 mm servapikkusega kuubi survetugevus kG/cm².

4. Õõntega plokkidest müüritise arvutuslik survetugevus võetakse tabeli 2 järgi vähendusteguriga

$$k_1 = \frac{F_{neto}}{F_{bruto}} \mu_1 \mu_2$$

kus F_{neto} — ristlõike netopindala;
F_{bruto} — ristlõike brutopindala;
μ_1 — ploki tugevuse vähendustegur, mis sõltub ploki valmistamise tehnoloogiast, õõnte kujust ja mõõtmetest ning määratakse plokkide proovimise teel. Andmete puudumisel on lubatud võtta

$$\mu_1 = \frac{F_{neto}}{F_{bruto}}$$

μ_2 — õõnesplokkidest müüritise tugevuse vähendustegur, mille väärtuseks võetakse:

õõnte hulk %	$\leqslant 20$	21 ... 30	>30
vähendustegur	1,0	0,9	0,8

5. Tabelites tähistab mördi mark «0» mördi nulltugevust (värskes või ülessulanud müüritises).

Tabel 3.3

Iga liiki tellistest, kuni 12 mm laiuste vertikaalsete piluõõntega keraamilistest ja teistest kividest raskel mördil laotud müüritise arvutuslik survetugevus R kG/cm² müüritise kihi kõrguse korral 50...150 mm

Telliste või kivide mark	Mördi mark							
	100	75	50	25	10	4	2	0
300	33	30	28	25	22	18	17	15
200	27	25	22	18	16	14	13	10
150	22	20	18	15	13	12	10	8
125	20	19	17	14	12	11	9	7
100	18	17	15	13	10	9	8	6
75	15	14	13	11	9	7	6	5
50	—	11	10	9	7	6	5	3,5
35	—	9	8	7	6	4,5	4	2,5

Märkus. Arvutuslikud survetugevused korrutatakse teguritega: jäigal tsementmördil (savi- või lubjalisandita), kergel mördil ja lubimördil laotud kuni 3 kuu vanuse müüritise korral 0,85; orgaanilise plastifikaatoriga lubjata tsementmördil laotud müüritise korral 0,9.

Tabel 3.4

Õõnteta betoonkividest ja saetud või puhtalt tahutud looduskividest müüritise arvutuslikud survetugevused R kG/cm² müüritise kihi kõrguse korral 200...300 mm

Kivide mark	Mördi mark									
	200	150	100	75	50	25	10	4	2	0
1000	130	125	120	115	110	105	95	85	83	80
800	110	105	100	95	90	85	80	70	68	65
600	90	85	80	78	75	70	60	55	53	50
500	78	73	69	67	64	60	53	48	46	43
400	65	60	58	55	53	50	45	40	38	35
300	53	49	47	45	43	40	37	33	31	28
200	40	38	36	35	33	30	28	25	23	20
150	33	31	29	28	26	24	22	20	18	15
100	25	25	23	22	20	18	17	15	13	10
75	—	—	19	18	17	15	14	12	11	8
50	—	—	15	14	13	12	10	9	8	6
35	—	—	—	—	10	9,5	8,5	7	6	4,5
25	—	—	—	—	8	7,5	6,5	5,5	5	3,5

Märkused. 1. Pruun- või segasöeräbust betoonplokkidest müüritise arvutustugevus korrutatakse teguriga 0,8.

2. Kipsbetoonplokkidest seinu lubatakse kasutada ainult III ja IV kestvusastme ehitistes, kusjuures müüritise arvutuslik survetugevus korrutatakse teguriga:

välisseinte müüritis kuivades rajoonides — 0,7;
sama, muudes rajoonides — 0,5;
siseseinte müüritis kõigis rajoonides — 0,8.

Tabel 3.5

Murtud looduskividest müüritise arvutuslik survetugevus R kG/cm²

Kivide mark	Mördi mark							
	100	75	50	25	10	4	2	0
1000	25	22	18	12	8	5	4	3,3
800	22	20	16	10	7	4,5	3,3	2,8
600	20	17	14	9	6,5	4	3	2
500	18	15	13	8,5	6	3,8	2,7	1,8
400	15	13	11	8	5,5	3,3	2,3	1,5
300	13	11,5	9,5	7	5	3	2	1,2
200	11	10	8	6	4,5	2,8	1,8	0,8
150	9	8	7	5,5	4	2,5	1,7	0,7
100	7,5	7	6	5	3,5	2,3	1,5	0,5
50	—	—	4,5	3,5	2,5	2	1,3	0,3
35	—	—	3,6	2,9	2,2	1,8	1,2	0,2
25	—	—	3	2,5	2	1,5	1	0,2

Märkused. 1. Tabelis toodud arvutuslikud survetugevused mördi markidel 4 ja rohkem kehtivad 3 kuu vanuse murtud looduskividest müüritise kohta. 28 päeva vanuse müüritise arvutuslik survetugevus saadakse tabelis toodud tugevuse korrutamisel teguriga 0,8.

2. Kivide margi vahepealsetel väärtustel võetakse arvutuslik tugevus interpoleerimise teel.

3. Paralleelsete pindadega kividest müüritise arvutustugevus korrutatakse teguriga 1,5. Valitud paralleelsete pindadega kividest eriti hoolikalt laotud müüritise arvutustugevust korrutatakse teguriga 2.

4. Igalt küljelt täitepinnasega piiratud vundamentide looduskivimüüritise arvutustugevust suurendatakse:

a) müüritise ladumisel koos vundamenditaguse pinnasega täitmisega — 1 kG/cm² võrra;

b) müüritise ladumisel vahetult kaeviku puutumatu pinnase vastu, samuti pärast pinnase pikaajalist tihenemist (pealeehituse korral) — 2 kG/cm² võrra.

Neid lisasid ei arvestata müüritise puhul, mis on laotud külmutusmeetodil spetsiaalsete keemiliste lisanditega mördil.

Tabel 3.6

Vibreerimata kivikbetooni arvutuslik survetugevus R kG/cm²

Kivikbetooni täitematerjal	Betooni mark					
	200	150	100	75	50	35
Murtud looduskivid mark 200 ja rohkem	40	35	30	25	20	17
Sama, mark 100	—	—	—	22	18	15
Sama, mark 50 ja tellisekillustik	—	—	—	20	17	13

Märkused. 1. Kivikbetooni vibreerimise puhul korrutatakse tabeli andmed teguriga 1,15.

2. Betooni margi 200 korral peab kivide mark olema vähemalt 300.

lõike korral. Ümarristlõike ladumisel tavalistest tellistest saab müüritis nõrgem, arvestades kivide nõrgestamist (võimalikud praod) tükeldamisel.

Arvutusavaldistes tuleb müüritise arvutustugevusi tabelitest 3.1 ... 3.9 korrutada müüritise töötingimuse teguritega $m_к$ järgmistel juhtudel:

a) tugevuskontrollil, kui elemendi ristlõige $F \leqslant 0{,}3$ m², $m_к = 0{,}8$;

b) harilikest tellistest sarrustamata ümarristlõikega elementide arvutusel $m_к = 0{,}6$;

c) külmutusmeetodil laotud müüritise tugevusarvutusel sulamise staadiumis, samuti lõpetamata ehitise tugevuse kontrollil (välja arvatud vibreeritud tellispaneelidest ehitiste puhul) $m_к = 1{,}25$.

d) konstruktsiooni arvutusel koormustele, mis rakendatakse hiljem kui üks aasta pärast müüritise ladumist:

müüritise töötamisel survele $m_к = 1{,}1$;

müüritise töötamisel tõmbele, lõikele ja paindele, kui müüritise tugevuse määrab kivide ja mördi nake (tabel 7) ja kasutatakse tsementlubimörti, $m_к = 1{,}2$;

sama, tsementsavimördi puhul $m_к = 1{,}1$.

Sarruse töötingimuste tegurid m_a on toodud tabelis 3.10. Need on normides [11] antud normtugevuse, ühtlusteguri ja töötingimuse teguri korrutisena:

$$R_a = R_a^н k_a m_a$$

Tabel 3.7

Tsementlubi-, tsementsavi- ja lubimördil laotud täiskividest müüritise arvutustugevused kG/cm² müüritise purunemisel mööda rõht- ja püstvuuke

Pingeolukord	Mördi mark				
	⩾50	25	10	4	2
Tsentriline tõmme R_p					
Mitteseotud ristlõiget mööda igasuguses müüritises (normaalnake)	0,8	0,5	0,3	0,1	0,05
Seotud ristlõiget mööda:					
a) korrapärase kujuga kividest müüritises	1,6	1,1	0,5	0,2	0,1
b) looduskivimüüritises	1,2	0,8	0,4	0,2	0,1
Tõmme paindel $R_{pи}$					
Mitteseotud ristlõiget mööda igasuguses müüritises ja kaldjoont mööda (tõmbepeapinged paindel $R_{гл}$)	1,2	0,8	0,4	0,2	0,1
Seotud ristlõiget mööda:					
a) korrapärase kujuga kividest müüritises	2,5	1,6	0,8	0,4	0,2
b) looduskivimüüritises	1,8	1,2	0,6	0,3	0,15
Lõige $R_{ср}$					
Mitteseotud ristlõiget mööda igasuguses müüritises (tangentsiaalnake)	1,6	1,1	0,5	0,2	0,1
Seotud ristõiget mööda looduskivimüüritises	2,4	1,6	0,8	0,4	0,2

Märkused. 1. Savitellistest vibreeritud müüritise arvutustugevused tsentrilisel tõmbel, tõmbel paindest, lõikel ja tõmbepeapingeil müüritiste purunemisel mööda vuuke võetakse teguriga 1,25.

2. Jäigal tsementmördil (savi- või lubjalisandita) vibreerimata müüritise arvutustugevused võetakse teguriga 0,75.

3. Kärg- ja pilutellistest müüritise arvutustugevused võetakse teguriga 1,25.

4. Arvutustugevus on võetud müüritise kogu purunemis- või lõikepinna kohta risti jõu suunaga.

5. Kui müüritise seotise ülekatte ja kihi kõrguse suhe on väiksem kui 1, siis korrapärase kujuga kividest müüritise arvutustugevused tsentrilisel tõmbel ja tõmbel paindest seotud ristlõiget mööda korrutatakse kivi ülekatte ja kihi kõrguse suhtega.

6. Silikaattellistest müüritise arvutustugevused võetakse teguriga 0,7.

Tabel 3.8

Tellistest ja korrapärase kujuga kividest müüritise seotud ristlõike arvutustugevused kG/cm², **müüritise purunemisel läbi kivide ja püstvuukide**

Pingeolukord	Kivide mark								
	200	150	100	75	50	35	25	15	10
Tsentriline tõmme R_p	2,5	2	1,8	1,3	1	0,8	0,6	0,5	0,3
Tõmme paindel $R_{pи}$ ja tõmbepeapinged $R_{rл}$	4	3	2,5	2	1,6	1,2	1	0,7	0,5
Lõige R_{cp}	10	8	6,5	5,5	4	3	2	1,4	0,9

Märkused. 1. Arvutustugevused tsentrilisele tõmbele, tõmbele paindel ja tõmbepeapingetele on võetud müüritise kogu purunemispinna kohta.

2. Arvutuslikud lõiketugevused seotud ristlõiget mööda on võetud ainult telliste või kivide lõikepinna (netolõikepind) suhtes, maha arvates püstvuugid.

Tabel 3.9

Kivikbetooni arvutustugevused kG/cm²

Pingeolukord	Betooni mark					
	200	150	100	75	50	35
Tsentriline tõmme R_p ja tõmbepeapinged $R_{rл}$	2	1,8	1,6	1,4	1,2	1
Tõmme paindel $R_{pи}$	2,7	2,5	2,3	2,0	1,8	1,6

Sarruse arvutustugevused müüritises on toodud tabelis 3.11.

Normidega [11] võetakse müüritise deformatsioonimooduliks:

a) tugevusarvutusel $E' = 0{,}5E_0$;

b) deformatsioonide arvutusel $E = 0{,}8E_0$;

kus E_0 — müüritise elastsusmoodul (algdeformatsioonimoodul), mis määratakse sarrustamata müüritisele avaldisega (vt. lk. 223)

Tabel 3.10

Müüritise sarruse töötingimuste tegurid m_a

Konstruktsiooni liik	Terase liik	
	A-I ja A-II	B-I
Ristsarrusega müüritises	0,7	0,5
Pikisarrusega müüritises ja komplekskonstruktsioonides:		
a) pikisarrus	0,9	0,7
b) ülespöörded ja rangid	0,8	0,7
Kestadega tugevdatud konstruktsioonides:		
a) põiksarrus	0,7	0,5
b) pikisarrus koormuse vahetu ülekandeta kestale	0,2	0,2
c) sama, koormuse vahetu ülekandega kesta ühele küljele	0,6	0,5
d) sama, koormuse vahetu ülekandega kesta kahele küljele	0,9	0,7
Ankrud ja sidemed müüritises:		
a) mördil mark 25 ja rohkem	0,9	0,7
b) mördil mark 10 ja 4	0,5	0,5

Tabel 3.11

Müüritise sarruse arvutustugevused R_a kG/cm²

Konstruktsiooni liik	Terase klass		
	A-I	A-II	B-I
1	2	3	4
Võrksarrusega	1500	—	1800
Pikisarrusega müüritises ja komplekskonstruktsioonides:			
a) pikisarrus	1900	2400	2500
b) ülespöörded ja rangid	1700	2150	1750
Kestadega tugevdatud konstruktsioonides:			
a) põiksarrus	1500	1900	1800

Tabel 3.11 (järg)

1	2	3	4
b) pikisarrus koormuse vahetu ülekandeta kestale	430	—	—
c) sama, koormuse vahetu ülekandega kesta ühele küljele	1300	—	—
d) sama, koormuse vahetu ülekandega kesta kahele küljele	1900	—	—
Ankrud ja sidemed müüritises:			
a) mördi mark $\geqslant 25$	1900	2400	2500
b) mördi mark 10...4	1050	1350	1800

Märkus. Teistsuguste teraste arvutustugevused võetakse mitte kõrgemad kui terasel A-II või tavalisel sarrusetraadil B-I.

Tabel 3.12

Müüritise elastsustegur α

Müüritise liik	Mördi mark				
	200...25	10	4	2	0
Raskebetoonist, raske täitematerjaliga korebetoonist ja raskeist looduskividest suurplokkmüüritis	1500	1000	750	750	500
Raskeist loodus- ja tsementkividest ning looduskividest müüritis	1500	1000	750	500	350
Kergbetoonist, silikaatbetoonist, autoklaavsest mullbetoonist, kerge täitematerjaliga korebetoonist ja kergeist looduskividest suurplokkidest müüritis	750	750	500	500	350
Keraamilistest kividest, plastselt pressitud tavalistest ja õõnestellistest ning kergetest looduskividest müüritis	1000	750	500	350	200
Silikaattellismüüritis	750	500	350	350	200
Poolkuivalt pressitud tavalistest ja õõnestellistest müüritis	500	500	350	350	200

Märkused. 1. Nõtketegurite määramisel saledustel $l_0/b \leqslant 8$ ($l_0/r \leqslant 28$) lubatakse võtta iga liiki tellistest müüritiste elastsusteguri nagu plastselt pressitud tellistest müüritisel. l_0 — elemendi arvutuslik kõrgus; b — ristkülikulise ristlõike vähem külg; r — ristlõike inertsraadius.

2. Tabelis toodud tellismüüritise elastsusteguri α väärtused kehtivad ka vibreeritud tellispaneelide ja -plokkide kohta.

3. Kivikbetooni elastsustegur markidel 200...50 võetakse $\alpha = 2000$ ja margil 35 $\alpha = 1500$.

4. Kergel mördil laotud müüritiste elastsustegur α võetakse teguriga 0,7.

$$E_0 = \alpha R^{н}$$

kus α — müüritise elastsustegur tabelist 3. 12;
$R^{н}$ — müüritise normatiivne survetugevus, mida võib väljendada arvutustugevuste kaudu järgmiselt:
vibreeritud tellismüüritise puhul $R^{н} = 2{,}5R_{в}$ ($R_{в}$ tabelist 3. 1);
vibreerimata müüritisel $R^{н} = 2R$ (R tabelitest 3. 2...3. 6).

3. 2. TUGEVUSARVUTUS

Kivikonstruktsioonide tugevusarvutusel määratakse elementide ristlõigetes koormuse mõjul tekkivad sisejõud ehitusmehaanika reeglite järgi. Seejuures võetakse väliskoormused arvutuslikena — normkoormused korrutatakse vastavate ülekoormustegurite gа. Kivikonstruktsioonide tugevusarvutus peab garanteerima, et võimalik arvutuslik jõud elemendi ohtlikus ristlõikes oleks väiksem elemendi kandevõimest, mis on määratud arvestades diferentseeritud varutegureid.

3. 2. 1. SARRUSTAMATA MÜÜRITIS

Tsentriline surve. Väli- ja sisejõud projekteeritakse elemendi teljele. Tugevustingimuseks saame avaldise

$$N_{п} \leqslant \varphi RF \qquad (3.1)$$

kus $N_{п}$ — redutseeritud pikijõud;
φ — nõtketegur;
R — müüritise arvutustugevus;
F — elemendi ristlõikepindala.

Redutseeritud pikijõud määratakse avaldisega

$$N_{п} = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_{к} \qquad (3.2)$$

kus $N_{дл}$ — arvutuslik pikijõud kestvalt mõjuvatest koormustest;

$N_к$ — arvutuslik pikijõud lühiajaliselt mõjuvatest koormustest;

$m_{дл}$ — tegur, mis arvestab kestvalt mõjuvate koormuste mõju elemendi kandevõimele (vt. tabel 3. 13).

Tabelis 3. 13 toodud saleduste väärtused määratakse avaldistega

$$\lambda^h = \frac{l_0}{h}; \quad \lambda^r = \frac{l_0}{r} \tag{3.3}$$

kus l_0 — elemendi arvutuslik kõrgus;

h — ristkülikristlõike vähema külje pikkus;

r — elemendi ristlõike vähim inertsraadius.

Tabel 3. 13

Koormuse kestvuse tegur $m_{дл}$

Saledus		Müüritis			
		savitellistest		silikaattellistest	
		sarrustatus %			
λ^h	λ^r	$\leqslant 0{,}1$	$\geqslant 0{,}3$	$\leqslant 0{,}1$	$\geqslant 0{,}3$
8	28	1	1	1	1
10	35	0,96	1	0,95	0,95
12	42	0,92	0,96	0,90	0,92
14	49	0,88	0,93	0,85	0,88
16	56	0,84	0,89	0,80	0,84
18	63	0,80	0,85	0,75	0,80
20	70	0,75	0,81	0,70	0,77
22	76	0,71	0,78	0,65	0,73
24	83	0,67	0,74	0,60	0,69
26	90	0,63	0,70	0,55	0,65

Märkused. 1. Elementides, mille paksus $\geqslant 30$ cm või ristlõike inertsraadius $\geqslant 8{,}7$ cm, võetakse $m_{дл} = 1$.

2. Sarrustamata müüritisele võetakse tegur $m_{дл}$ vastavalt sarrustatusele $\leqslant 0{,}1\%$.

3. Tabel kehtib ka betoon- ja looduskividest ning betoon- ja looduskivi-suurplokkidest müüritise kohta. Tsementsideainest ja looduskividest toodete korral võetakse $m_{дл}$ vastavalt savitellistest müüritisele, silikaatsideainete korral vastavalt silikaattellismüüritisele.

4. Tabelis on arvestatud sümmeetrilist sarrustust. Kui sarrustatus on 0,1 ... 0,3%, määratakse $m_{дл}$ interpoleerimise teel.

Teguri $m_{дл}$ ja nõtketeguri φ määramisel võetakse kiviseinte ja -postide arvutuslikuks kõrguseks:

a) toetumisel jäikadele tugedele (horisontaalsuunas liikumatud) $l_0 = H$;

b) toetumisel elastsele ülemisele ja jäigale alumisele toele ühelöövilistes hoonetes $l_0 = 1{,}5H$;

c) sama, mitmelöövilistes hoonetes $l_0 = 1{,}25H$;

d) vabalt seisvail seintel ja postidel, kui puuduvad sidemed vahelagedega või muude horisontaalsete tugedega, $l_0 = 2H$;

kus H — vahelagede või muude horisontaalsete tugede vahekaugus või vabalt seisva konstruktsiooni kõrgus; ühekorruselistes hoonetes loetakse alumiseks toetuskohaks puhta põranda kõrgus.

Kivikonstruktsioonide nõtketeguri φ väärtused on toodud tabelis 3. 14.

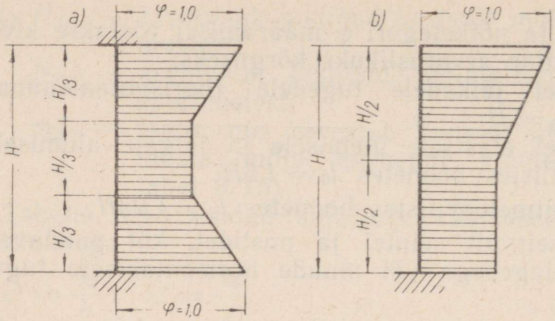
Tabel 3. 14

Nõtketegur φ

Saledus		Müüritise elastsustegur α					
λ^h	λ^r	1500	1000	750	500	350	200
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,90
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,70
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,50	0,37
18	63	0,77	0,70	0,63	0,53	0,45	0,32
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,20
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,10	0,07
50	173	0,17	0,15	0,13	0,10	0,08	0,05
54	187	0,13	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04

Märkused. 1. Saleduse vahepealsetel väärtustel võetakse nõtketegur φ interpoleerimise teel.

2. Suure ekstsentrilisusega surve arvutusel kasutatakse φ_c määramisel nõtketeguri väärtusi piirsuurusi ületavatel saledustel.



Joonis 3. 1. Alt jäigalt kinnitatud elemendi nõtketeguri β graafik:
a — ülal jäik kinnitus; *b* — ülal elastne kinnitus või kinnitamata

Ristlõigete arvutamisel võib võtta nõtketeguri φ kõrguse suunas muutuvana lineaarse seaduse järgi vastavalt joonisele 3. 1.

Sõltumatult arvutuse tulemustest on kiviseinte ja -postide kõrguse ja paksuse suhe konstruktiivsete nõuetega piiratud, olenevalt müüritise grupist, mördi margist ja konstruktsioonist.

Vastavalt normidele [11] liigitatakse sarrustamata kivimüüritis nelja gruppi (tabel 3. 15).

Kivikonstruktsioonide praktikas on enam levinud ristkülikuline ristlõige. Selle tõttu on kasutusel suhe

$$\beta = \frac{H}{h}$$

kus H — korruse kõrgus;
h — seina paksus või ristkülikristlõike vähema külje pikkus.

Pilastritega seinte või keerulise ristlõikega postide puhul võetakse h asemel tinglikult $h' = 3{,}5r$, kus $r = \sqrt{\frac{I}{F}}$.

Suhte β piirväärtused normide [11] järgi on toodud tabelis 3. 16.

Tabelis toodud β piirväärtusi korrigeeritakse parandusteguriga k, olenevalt seinte paksusest, avade olemasolust ja muudest tingimustest (tabel 3. 17).

Tabel 3.15

Müüritise grupid

Müüritise liik	Müüritise grupp			
	I	II	III	IV
Looduskivi- või tellis-suurplokkidest (vibreeritud või vibreerimata)	mördil mark $\geqslant$ 25	—	—	—
Täismüüritis tellistest või korrapärase kujuga kividest margiga $\geqslant$ 50	mördil mark $\geqslant$ 10	mördil mark 4	—	—
Sama, margiga 35 ja 25	—	mördil mark $\geqslant$ 10	mördil mark 4	—
Kergmüüritis tellistest või betoonkividest, rõhtsidemetega (põikkivid või terasankrud)	mördil mark $\geqslant$ 25; betooni või täitekehadega mark 25	mördil mark $\geqslant$ 10; betooni või täitekehadega mark 10 või 15	betooniga mark 7 või puistega	—
Kergmüüritis püstsidemetega (sideseintega)	sama	mördil mark 10 või rohkem; betooni või täitekehadega mark 15 või vähem või puistega	—	—
Klombitud looduskividest müüritis	mördil mark $\geqslant$ 50	mördil mark 25 või 10	mördil mark 4	—
Murtud looduskividest müüritis	—	mördil mark $\geqslant$ 50	mördil mark 25 ja 10	mördil mark 4
Kivikbetoon	betooni mark $\geqslant$ 100	betooni mark 75 või 50	betooni mark 35	—

Postide juures vähendatakse β piirväärtusi teguriga, mis oleneb posti ristlõike mõõtmetest ja müüritises kasutatud kividest (tabel 3.18).

Seinte β piirväärtusi, mis on toodud tabelis 3.16 ja korrutatud parandusteguriga k, võib üle 25 cm paksuste seinte korral suurendada:

Tabel 3.16

max β avadeta kandeseintele, mille vaba pikkus $l < 2{,}5H$ (korrapärase kujuga kividest ja plokkidest müüritise puhul)

Mördi mark	Müüritise grupp			
	I	II	III	IV
⩾ 50	25	22	—	—
25	22	20	17	—
10	20	17	15	14
⩽ 4	—	15	14	13

Tabel 3.17

max β parandustegurid k

Seina tüüp	k
Mittekandvad seinad ja vaheseinad paksusega:	
⩾ 25 cm	1,2
⩽ 15 cm	1,6
Avadega seinad	$\sqrt{\frac{F_{neto}}{F_{bruto}}}$
Seinad, mille vaba pikkus põikseinte või sammaste vahel ⩾ $2{,}5H$	0,9
Sama, > $3{,}5H$ või püstlõikes toetamata seinte korral	0,8
Looduskivimüüritisest ja kivikbetoonist seinad	0,8

Märkused. 1. Suhte β piirväärtuse üldine vähendustegur, mis on saadud üksikute parandustegurite k korrutamise teel, võetakse mitte väiksem tabelis 3.18 toodud postide vähendustegurist.

2. Mittekandvate seinte ja vaheseinte paksuse puhul 15...25 cm leitakse parandusteguri k väärtus interpoleerimise teel.

3. F_{neto} ja F_{bruto} võetakse seina horisontaallõike järgi.

Tabel 3.18

max β **vähendustegurid postidele**

Posti paksus cm	Korrapärase kujuga kividest postid	Looduskividest ja kivikbetoonist postid
⩾90	0,75	0,60
70...89	0,70	0,55
50...69	0,65	0,50
⩽50	0,60	0,45

Märkus: β piirväärtust kitsaste avavahepostide puhul, mille laius on väiksem kui seina paksus, tuleb kontrollida seina pinnas analoogiliselt postidega, võttes posti kõrguseks ava kõrguse.

a) sarrustamisel konstruktiivse pikisarrusega ($\mu \geqslant \geqslant 0{,}05\%$) ühes suunas — 20% võrra, kahes suunas — 30% võrra;

b) kui jäikade põiksidemete vahekaugus ei ületa $k\beta h$, siis seina kõrgust H ei piirata ning määratakse tugevusarvutusega;

c) seina vaba pikkuse $l < 2H$ korral peab olema täidetud tingimus $H + l \leqslant 3k\beta h$.

Eeltoodud β piirväärtused olid antud konstruktsioonide kohta, mille ülemine ristlõige on kinnitatud kahes suunas vahelagede või talade külge.

Vabalt seisvate seinte või postide korral vähendatakse β piirväärtusi 30% võrra.

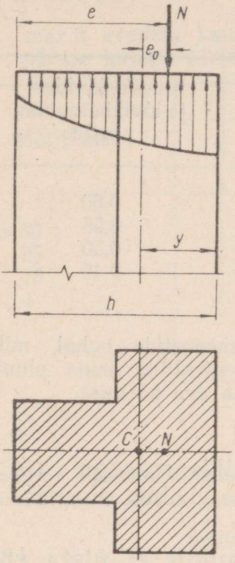
Ekstsentrilisel survel oleneb ristlõike survetsooni kandevõime ekstsentrilisuse suurusest. Vastavalt sellele liigitatakse survet:

a) väikese ekstsentrilisusega — $e_0 \leqslant 0{,}45y$, kus y — ristlõike raskuskeskme kaugus vähemsurutud äärest;

b) suure ekstsentrilisusega — $e_0 > 0{,}45y$, kuid $e_0 < e_{\text{пр}}$.

Ekstsentrilise surve arvutamisel võetakse analoogiliselt tsentrilise survega arvutuslikuks jõuks redutseeritud pikijõud vastavalt avaldisele (3.2).

Lisaks elementide tugevusarvutusele ekstsentrilisel survel peab kõiki elemente kontrollima ka tsentrilisele survele paindemomendi risttasandis.



Joonis 3. 2. T-ristlõike arvutusskeem väikese ekstsentrilisusega survel ($e_0 \leqslant 0{,}45y$)

Väikese ekstsentrilisuse puhul on välisjõust ristlõikes põhjustatud pinge epüür müüritise ebaühtluse ja muutuva deformatsioonimooduli tõttu kõverjooneline. Ristlõike tugevustingimuse saamiseks kasutatakse prof. A. Gvozdjevi uurimuse tulemusi, kes tõestas, et väikese ekstsentrilisuse korral on välisjõu moment ristlõike vähemsurutud ääre suhtes konstantne ja võrdub tsentrilise surve sisejõudude momendiga sama ääre suhtes:

$$N_{\text{п}} e = \varphi RF(h - y)$$

kus $e = h - y + e_0$

Seega

$$N_{\text{п}} = \frac{\varphi RF}{1 + \dfrac{e_0}{h - y}} \tag{3.4}$$

Ristkülikristlõike korral $y = h/2$ ja avaldis (3. 4) annab

$$N_{\text{п}} = \frac{\varphi RF}{1 + \dfrac{2e_0}{h}} \tag{3.4'}$$

Normides on avaldised (3.4) ja (3.4′) antud kujul

$$N_{\text{п}} \leqslant \varphi R F \psi \qquad (3.5)$$

kus meelevaldse ristlõike korral

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{e_0}{h - y}}$$

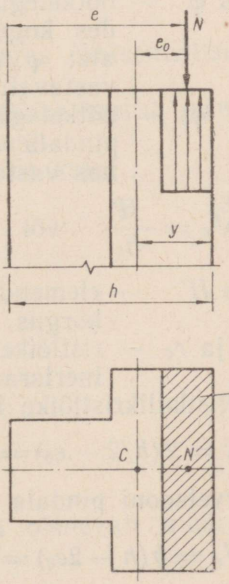
ristkülikristlõike korral

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{h}}$$

S u u r e e k s t s e n t r i l i s u s e korral võivad tõmbepinged ületada müüritise tõmbetugevuse, mille tulemuseks on praod tõmbetsoonis. Pragude tekkimisega väheneb elemendi ristlõike kõrgus ning ristlõige töötab ainult survetsooniga. Pingete epüür loetakse ristkülikuliseks.

Väli- ja sisejõudude tasakaalu tingimus annab

$$N_{\text{п}} \leqslant \varphi_{\text{и}} R_{\text{и}} F_c$$



Joonis 3.3. T-ristlõike arvutusskeem suure ekstsentrilisusega survel ($e_0 > 0{,}45y$)

Tellismüüritise arvutustugevus suure ekstsentrilisusega survel on:

$$R_{и} = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_c}}$$

kus F — ristlõikepindala;
F_c — survetsooni pindala.

Seega

$$N_{п} \leqslant \varphi_{и} R F_c \sqrt[3]{\frac{F}{F_c}} = \varphi_{и} R F \sqrt[3]{\left(\frac{F_c}{F}\right)^2} \qquad (3.6)$$

Survetsooni raskuskese ristkülikulise pingeepüüri korral ühtib välisjõu rakenduspunktiga ning nulljoone asukoht määratakse tingimusest, et survetsooni staatiline moment oma raskuskeskme suhtes võrduks nulliga.

Nõtketegur $\varphi_{и}$ suure ekstsentrilisusega survel määratakse avaldisega

$$\varphi_{и} = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} \qquad (3.7)$$

kus φ — nõtketegur paindemomendi suunas, arvestades kogu elemendi kõrgust ja ristlõikepindala; φ määratakse nagu tsentrilisel survel vastavalt tabelile 3. 14;
φ_c — nõtketegur, arvestades ainult survetsooni pindala F_c; määratakse paindemomendi pinnas vastavalt saledusele

$$\lambda^h_c = \frac{H'}{h_c} \quad \text{või} \quad \lambda^r_c = \frac{H'}{r_c}$$

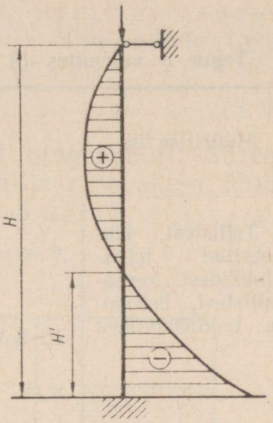
kus H' — elemendi momendi epüüri ühemärgilise osa kõrgus (vt. joonis 3. 4);
h_c ja r_c — ristlõike survetsooni pinna F_c kõrgus ja inertsraadius.

Ristkülikristlõike korral survetsooni kõrgus

$$x = 2(h/2 - e_0) = h - 2e_0$$

survetsooni pindala

$$F_c = b(h - 2e_0) = bh\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) = F\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right)$$



Joonis 3. 4. Horisontaalkoormusega surve-elemendi momendi epüür

ja

$$\lambda^h_c = \frac{H'}{h - 2e_0}$$

Ribiplaatristlõigete korral lubavad normid [11] võtta

$$F_c = 2(y - e_0)b \quad \text{ja} \quad \lambda^h{}_c = \frac{H'}{2(y - e_0)}$$

kus h — ristlõike kõrgus;
y — ristlõike raskuskeskme kaugus ekstsentrilisuse-poolsest äärest;
b — ristlõike laius (ribiplaatristlõike korral surutud plaadi või surutud ribi laius).

Normid [11] annavad avaldise (3. 6) kujul

$$N_{\text{II}} \leqslant \varphi_{\text{II}} R F \psi \qquad (3.8)$$

kus meelevaldse ristlõike korral

$$\psi = \sqrt[3]{\left(\frac{F_c}{F}\right)^2}$$

ristkülikristlõike korral

$$\psi = \sqrt[3]{\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right)^2}$$

Normides on ψ väärtused antud olenevalt müüritise liigist (tabel 3. 19).

Tabel 3.19

Tegur ψ valemites (3.5) ja (3.8)

Müüritise liik	Ekstsentrilisus	
	$e_0 \leqslant 0{,}45y$	$e_0 > 0{,}45y$
Tellistest, vibreeritud tellisplokkidest, keraamilistest, betoon- ja looduskividest	$\psi = \dfrac{1}{1 + \dfrac{e_0}{h - y}}$ Ristkülikristlõikele $\psi = \dfrac{1}{1 + \dfrac{2e_0}{h}}$	$\psi = \sqrt[3]{\left(\dfrac{F_c}{F}\right)^2}$ Ristkülikristlõikele $\psi = \sqrt[3]{\left(1 - \dfrac{2e_0}{h}\right)^2}$
Betoon-suurplokkidest (välja arvatud mull- ja korebetoonist)	$\psi = \dfrac{1}{1 + \dfrac{e_0}{h - y}}$ Ristkülikristlõikele $\psi = \dfrac{1}{1 + \dfrac{2e_0}{h}}$	$\psi = 1{,}25\dfrac{F_c}{F}$ Ristkülikristlõikele $\psi = 1{,}25\left(1 - \dfrac{2e_0}{h}\right)$
Mull- ja korebetoonist ning looduskividest suurplokkidest	$\psi = \dfrac{F_c}{F}$ Ristkülikristlõikele $\psi = 1 - \dfrac{2e_0}{h}$	$\psi = \dfrac{F_c}{F}$ Ristkülikristlõikele $\psi = 1 - \dfrac{2e_0}{h}$

Kui välisjõu rakenduspunkti kaugus ristlõike raskuskeskmest e_0 on suurem ekstsentrilisuse piirväärtusest $e_{пр}$, s. o. $e_0 > e_{пр}$, siis tuleb lisaks tugevusarvutusele (3.8) arvutada ka pragude avanemist tõmbetsoonis.

Ekstsentrilisuse piirväärtused on:

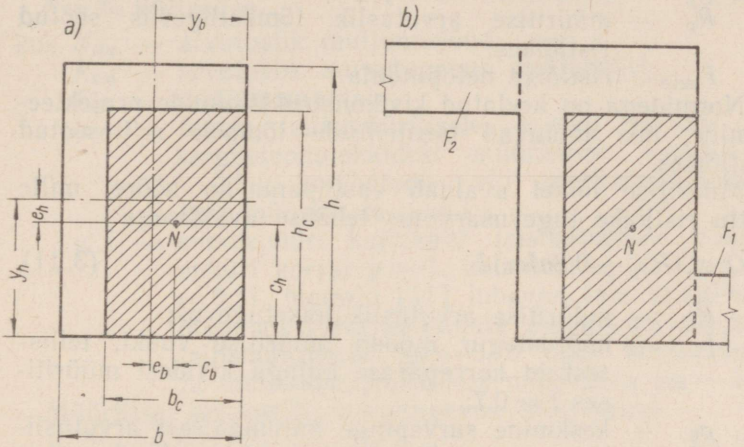
koormuste põhikombinatsiooni korral $e_{пр} = 0{,}7y$

koormuste lisakombinatsiooni korral $e_{пр} = 0{,}8y$.

Ebasümmeetrilise ekstsentrilise surve tugevustingimus on saadud välis- ja sisejõudude tasakaalu tingimustest

$$N_{\text{II}} \leqslant \varphi_{\text{II}} R F \psi \qquad (3.9)$$

kusjuures on eeldatud ristkülikulist pingeepüüri. Survetsoon on võetud ristkülikulisena, mille raskuskese ühtib välisjõu rakenduspunktiga (joon. 3.5, *a*).



Joonis 3.5. Ebasümmeetrilise ekstsentrilise surve arvutuse skeem: *a* — ristkülikristlõike korral; *b* — keerulise ristlõike korral; pindalasid F_1 ja F_2 ei arvestata

Survetsooni külgede pikkused ja pindala on määratavad avaldistega

$$h_c = 2c_h; \quad b_c = 2c_b \quad \text{ja} \quad F_c = 4c_h c_b$$

Keerulise ristlõike korral lubatakse lihtsustamiseks võtta arvutuslikuks ristlõikeks ristkülik (vt. joon. 3.5, *b*).

Nõtketegur φ_{II} leitakse järgmiselt:

a) kui $e_h \leqslant 0{,}45y_h$ ja $e_b \leqslant 0{,}45y_b$, siis määratakse $\varphi_{\text{II}} = \varphi$ tabelist 3.14, arvutades saleduse ristlõike väiksema külje järgi;

b) kui $e_h > 0{,}45y_h$ või $e_b > 0{,}45y_b$, siis võetakse vähim φ_{II} väärtus avaldise (3.7) järgi. *h*-suunalise φ_{II} määramisel võetakse φ kogu ristlõike kohta kõrgusega *h*; φ_c leitakse

survetsooni kõrguse h_c järgi ning analoogiliselt b-suunalise $\varphi_и$ korral.

Tegur ψ määratakse kõikide e_0 väärtuste korral tabeli 3. 19 veerust $e_0 > 0{,}45y$.

Tsentrilisel tõmbel on ristlõike tugevustingimuseks avaldis

$$N \leqslant R_p F_{neto} \tag{3.10}$$

kus N — arvutuslik tõmbejõud;
R_p — müüritise arvutuslik tõmbetugevus seotud ristlõikes;
F_{neto} — ristlõike netopindala.

Normidega on keelatud kivikonstruktsioonide projekteerimine, mis töötavad tsentrilisele tõmbele mitteseotud ristlõikes.

Müüritise **lõikel** avaldab vastupanu ka hõõre, mille tõttu ristlõike tugevusarvutus tehakse avaldisega

$$Q \leqslant (R_{cp} + 0{,}8nf\sigma_0)F \tag{3.11}$$

kus R_{cp} — müüritise arvutuslik lõiketugevus;
f — hõõrdetegur mööda müüritise vuuki; tellistest ja korrapärase kujuga kividest müüritises $f = 0{,}7$;
σ_0 — keskmine survepinge minimaalsest arvutuslikust normaalkoormusest ülekoormusteguriga 0,9;
n — tegur; tellistest ja täiskividest müüritises $n = 1$; püstõõntega telliste ja kivide korral $n = 0{,}5$;
F — arvutuslik ristlõikepindala.

Painde puhul peab olema rahuldatud tugevustingimus

$$M \leqslant R_{pи} W \tag{3.12}$$

kus M — arvutuslik paindemoment;
W — ristlõike vastupanumoment;
$R_{pи}$ — müüritise arvutuslik tõmbetugevus paindel seotud ristlõikes.

Paindeelementide arvutusel põikjõule peab olema täidetud tingimus

$$Q \leqslant R_{гл} bz \tag{3.13}$$

kus Q — arvutuslik põikjõud;

$R_{гл}$ — müüritise arvutuslik tõmbepeapinge paindel;
b — ristlõike laius;
z — sisejõudude õlg; ristkülikristlõike korral $z = {}^2/_3 h$.

Muljumine esineb juhul, kui väliskoormus mõjub mitte kogu ristlõikele, vaid ainult selle osale.

Arvutuslik normaaljõud muljumisel määratakse avaldisega

$$N_{см} \leqslant \mu\alpha R_{см} F_{см} \qquad (3.14)$$

kus $N_{см}$ — arvutuslik muljumisjõud;
$R_{см}$ — arvutuslik survetugevus muljumisel;
$F_{см}$ — muljumispindala;
α — tegur; tellismüüritisele, samuti betoon- ja kergbetoonplokkidest müüritisele $\alpha = 1{,}5 - 0{,}5\mu$; korebetoon- või mullbetoonplokkidest müüritisele $\alpha = 1$;
μ — surveepüüri kujutegur (ristkülikulise pingeepüüri korral $\mu = 1$, kolmnurkse korral $\mu = 0{,}5$). Normid [11] lubavad tala- ja silluseotste all võtta sõltumata pingeepüüri kujust tellismüüritises $\mu\alpha = 0{,}75$ ning korebetoon- ja mullbetoonplokkidest müüritises $\mu\alpha = 0{,}5$.

Müüritise arvutuslik survetugevus muljumisel

$$R_{см} = \gamma R \qquad (3.15)$$

ja

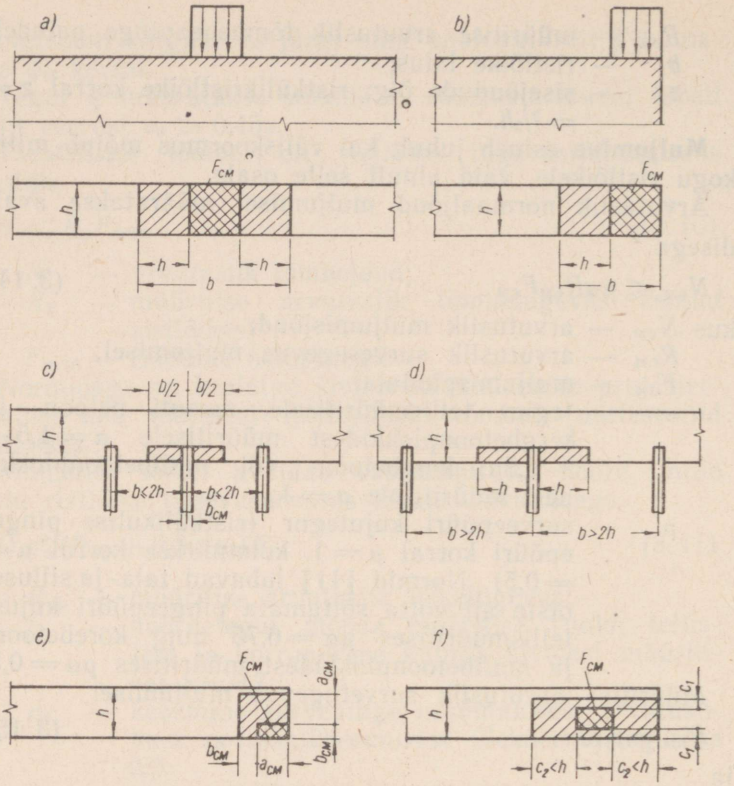
$$\gamma = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} \leqslant \gamma_1 \qquad (3.16)$$

kus F — arvutuslik ristlõikepindala, mis on määratud järgmiselt:

a) kui muljumispind asub seina kogu paksusel, siis võetakse arvutuslik pindala muljumispinnast mõlemale poole seina paksuse võrra laiem (joonis 3.6, *a*);

b) kui muljumispind asub seina otsas kogu paksusel, siis võetakse arvutuslik pindala muljumispinna äärest seina paksuse võrra laiem (joonis 3.6, *b*);

c) talaotste toetumise korral võetakse arvutusliku pinna laiuseks tala toetuspikkus ning pikkuseks mitte rohkem kui talade telgede vahekaugus (joonis 6, *c*); kui talade vahekaugus on suurem kui kahekordne seina paksus, siis võetakse arvutusliku pinna pikkuseks tala



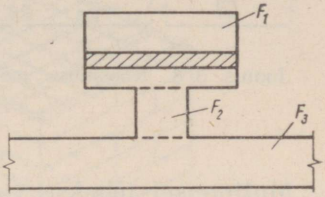
Joonis 3. 6. Müüritise muljumise juhud

laiuse ja seina kahekordse paksuse summa (joonis 3. 6, *d*). Talade toetuspikkuseks võetakse muljumispinna määramisel kuni 20 cm;

d) kui muljumispind asub seina nurgal, siis võetakse arvutusliku pindala mõõtmeteks mõlemas suunas mitte enam kui muljumispinna külgede summa $a_{см} + b_{см}$ (joonis 3. 6, *e*);

e) kui muljumispind moodustab osa ristlõike pikkusest ja laiusest, siis võetakse arvutuslik pindala muljumispinna suhtes sümmeetrilisena (joon. 3. 6, *f*).

Keerulise ristlõike korral ei võeta arvutusliku pindala hulka ristlõike osa, mille kaasatöötamine koormatud osaga pole tagatud (vt. joonis 3. 7).



Joonis 3. 7. Keerulise ristlõike muljumine. Pindasid F_2 ja F_3 pinna F_1 muljumisel ei arvestata

Tegur γ_1 (arvutuslike muljumispingete teguri γ maksimaalväärtus) sõltub müüritise materjalist ja koormuse rakenduskohast. Normid [11] määravad γ_1 järgmiselt (vt. tabel 3. 20 ja joonis 3. 8).

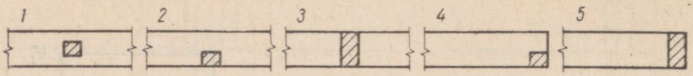
Tabel 3. 20

Tegur γ_1

Müüritise liik	Koormuse tüüp (joon. 3. 8)			
	1, 2, 3		4, 5	
	muljumine	muljumine koos põhikoormusega	muljumine	muljumine koos põhikoormusega
Vibreeritud tellispaneelidest ja -plokkidest, betoon-suurplokkidest (välja arvatud korebetoon ja mullbetoon), keraamilistest kividest ja kivikbetoonist	1,5	2	1,2	1,5
Kore- ja mullbetoonplokkidest ja looduskividest	1,2	1,5	1	1,2
Tellistest ja tavalistest betoonkividest	2	2	1,2	1,5

Märkused. 1. Kui koormus on rakendatud tellismüüritise ääre või nurga kitsale ribale, mille pikkus on vähem kui üks tellis, siis lubatakse võtta muljumispinna pikkuseks 25 cm ja γ_1 määratakse tabeli 20 järgi; muljumispinna pikkuse korral $\leqslant 12$ cm võtta muljumisel $\gamma_1 = 1{,}5$ ja muljumisel koos põhikoormusega $\gamma_1 = 2$. Vahepealsetel muljumispinna pikkustel leitakse γ_1 väärtus interpoleerimise teel.

2. Koormuse rakendamisel värskele või äsja ülessulanud müüritisele võetakse γ_1 kõikide müüritise liikide korral tabeli 2. reast.



Joonis 3. 8. Koormuse mõjumise skeemid muljumisel

Muljumisel tehakse vahet, kas ristlõikele mõjub ainult muljumine või muljumine koos põhikoormusega (näiteks vaadeldavast ristlõikest kõrgemal asuva müüritise kaal või muud koormused, mis antakse müüritise kaudu ristlõikele, mida muljutakse). Viimasel juhul arvutatakse ristlõiget kahele koormusele — muljumisele ja muljumisele koos põhikoormusega —, kasutades erinevaid γ_1 väärtusi.

3.2.2. SARRUSTATUD MÜÜRITIS

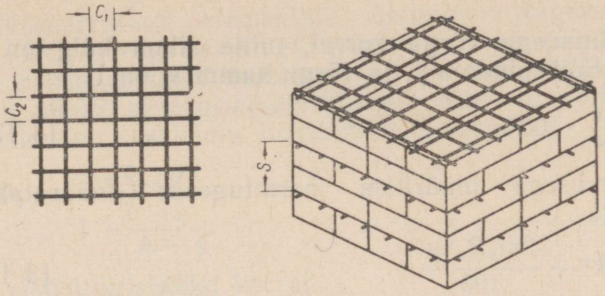
Suurtel koormustel või koormuse suurtel ekstsentrilisustel ei ole alati otstarbekas suurendada elemendi ristlõiget, vaid mõningail juhtudel on põhjendatud müüritise sarrustamine. Kivikonstruktsioonide ehituspraktikas kasutatakse järgmisi sarrustusmooduseid: põik- ja pikisarrus, komplekskonstruktsioonid ja tugevduskestad.

Põiksarrust kasutatakse täis- või õõnestellistest müüritise kandevõime suurendamiseks. Põiksarrust kasutatakse tsentriliselt ja väikese ekstsentrilisusega surutud elementide korral, kui väliskoormus mõjub ristlõike tuumas (ristkülikristlõike korral $e_0/h \leqslant 0{,}17$). Põiksarrus on otstarbekas väikese saledusega elementide puhul, mille $l_0/h \leqslant 15$.

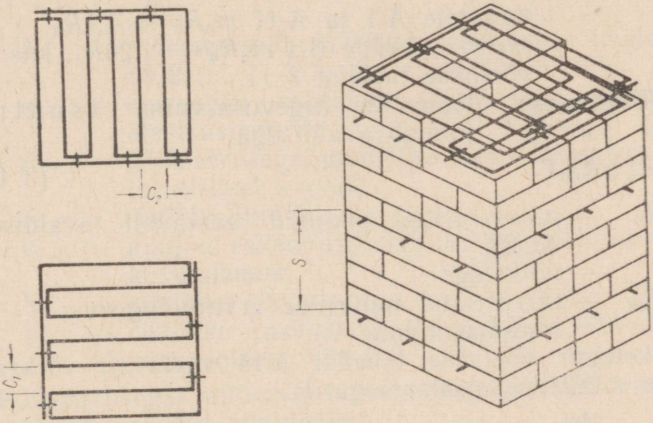
Põiksarrust võib paigutada kahel viisil:

1) ristvõrkudena (joonis 3. 9), kusjuures võrgu paksuseks on sarruse kahekordne läbimõõt; sellest tingituna on lubatud siin kasutada sarrust $\varnothing$ 3 ... 5 mm;

2) siksakvõrkudena (joon. 3. 10), kusjuures kasutatakse sarrust $\varnothing$ 3 ... 8 mm. Igale ristvõrgule vastab kaks siksakvõrku, mis asetatakse naabervuukidesse, nii et vardad oleksid teineteisega risti. Mõlema mooduse puhul on varraste vahekaugus võrgus 3 ... 12 cm. Võrgud paigal-



Joonis 3.9. Ristvõrkudest põiksarrus



Joonis 3.10. Siksakvõrkudest põiksarrus

datakse mitte harvemalt kui iga 40 cm tagant (hariliku tellismüüritise iga viie kihi järel).

Sarruse läbimõõt ja vahekaugus määratakse tugevusarvutusega. Minimaalne põiksarrustatus on 0,1% ja maksimaalne 1,0%.

Põiksarrustatus määratakse sarruse ja müüritise mahu järgi vastavalt avaldisele

$$\mu = \frac{V_a}{V_k} \cdot 100 \qquad (3.17)$$

kus V_a, V_k — vastavalt sarruse ja müüritise mahud.

Ruutsilmadega võrgu korral, mille silma külg on c, varda ristlõikepindala f_a ja võrgu samm s, on

$$\mu = \frac{2f_a}{cs} \cdot 100\% \qquad (3.17')$$

Põiksarrusega müüritise normtugevus määratakse avaldisega

$$R_{ак}^{н} = R^{н} + \frac{2m_a R_a{}^{н}\mu}{100} \qquad (3.18)$$

kus $m_a R_a{}^{н}$ — sarruse töötingimuste teguri ja normtugevuse korrutis, mille normid [11] lubavad võtta:
terastele A-I ja A-II $m_a R_a{}^{н} = 1{,}1R_a$
sarrusetraadile B-I $m_a R_a{}^{н} = 1{,}25R_a$, kus R_a võetakse tabelist 3.11.

Põiksarrusega elementide tugevusarvutus tsentrilisel survel toimub avaldisega

$$N_{п} \leqslant \varphi R_{ак} F \qquad (3.19)$$

kus $N_{п}$ — redutseeritud pikijõud vastavalt avaldisele (3.2);
φ — nõtketegur;
$R_{ак}$ — sarrustatud müüritise arvutustugevus;
F — ristlõikepindala.

Nõtketegur võetakse tabelist 3.14 vastavalt võrksarrusega müüritise elastsustegurile

$$\alpha_a = \alpha \frac{R^{н}}{R_{ак}^{н}} \qquad (3.20)$$

Põiksarrusega müüritise arvutustugevus määratakse avaldisega:
mörtidel mark $\geqslant 50$

$$R_{ак} = R + \frac{2\mu R_a}{100} \leqslant 2R \qquad (3.21)$$

mörtidel mark < 50

$$R_{ак} = R + \frac{2\mu R_a}{100} \cdot \frac{R}{R_{50}} \leqslant 2R \qquad (3.21')$$

kus R — sarruseta müüritise arvutuslik survetugevus;
R_{50} — sarruseta müüritise arvutuslik survetugevus mördi mark 50 korral.

Põiksarrusega elementide ristlõigete tugevusarvutus väikese ekstsentrilisusega survel (normaaljõu rakenduspunkt asub tuumas) on analoogiline sarruseta müüritise tugevusarvutusega. Sise- ja välisjõudude momentide tasakaalu tingimusest saame

$$N_{\text{п}} \leqslant \frac{\varphi R_{\text{аки}} F}{1 + \frac{e_0}{h - y}} \tag{3.22}$$

ja ristkülikristlõike korral

$$N_{\text{п}} \leqslant \frac{\varphi R_{\text{аки}} F}{1 + \frac{2e_0}{h}} \tag{3.22'}$$

kus $N_{\text{п}}$ — redutseeritud pikijõud vastavalt avaldisele (3.2);
φ — sarrusega müüritise nõtketegur (vastavalt elastsustegurile α_{a});
$R_{\text{аки}}$ — põiksarrusega müüritise arvutustugevus ekstsentrilisel survel;
F — ristlõikepindala;
e_0 — pikijõu rakenduspunkti kaugus ristlõike raskuskeskmest;
h — ristlõike kõrgus;
y — ristlõike raskuskeskme kaugus ekstsentrilisusepoolsest äärest.

Põiksarrusega müüritise arvutustugevus ekstsentrilisel survel määratakse avaldistega:
mörtidel mark $\geqslant 50$

$$R_{\text{аки}} = R + \frac{2\mu R_{\text{a}}}{100}\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \leqslant 2R \tag{3.23}$$

mörtidel mark < 50

$$R_{\text{аки}} = R + \frac{2\mu R_{\text{a}}}{100}\frac{R}{R_{50}}\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \leqslant 2R \tag{3.23'}$$

Pikisarrust kasutatakse müüritises esinevate tõmbejõudude vastuvõtmiseks ekstsentrilisel survel ($e_0 > 0{,}3y$), paindel või tsentrilisel tõmbel. Samuti kasutatakse pikisarrust elementide kandevõime suurendamiseks tsentrilisel survel, kui põiksarrusest ei piisa (näiteks saledate sammaste puhul, mille $l_0/h > 15$). Pikisarruse minimaalne

läbimõõt tõmbel on 3 mm ja survel 8 mm. Minimaalne sarrustatus on survel 0,1% ja tõmbel 0,05%. Pikisarruse otsad peavad olema ankurdatud betooni või mörti, kasutades konkse või külgekeevitatud põikvardaid. Pikisarrus kinnitatakse müüritises rangidega.

Pikisarruse puhul määratakse sarrustatus suhtega

$$\mu = \frac{F_a}{F_к} \cdot 100 \qquad (3.24)$$

kus F_a, $F_к$ — vastavalt sarruse ja müüritise ristlõikepindalad.

Pikisarrusega müüritise normtugevus määratakse avaldisega

$$R_{ак}^{н} = R^{н} + \frac{m_a R_a^{н} \mu}{100} \qquad (3.25)$$

kus $m_a R_a^{н}$ — sarruse töötingimuste teguri ja normtugevuse korrutis. Normid [11] lubavad selle võtta:
terastele A-I ja A-II $m_a R_a^{н} = 1{,}1 R_a$
sarrusetraadile B-I $m_a R_a^{н} = 1{,}25 R_a$, kus R_a võetakse tabelist 3. 11.

Tsentrilisel survel arvestatakse nii müüritise kui ka sarruse tugevust. Arvutus tehakse vastavalt avaldisele

$$N_п \leqslant \varphi (0{,}85 RF + R_a F_a) \qquad (3.26)$$

kus $N_п$ — redutseeritud pikijõud vastavalt avaldisele (32);
φ — nõtketegur;
F — ristlõikepindala;
F_a — pikisarruse ristlõikepindala.

Pikisarrusega müüritises $\alpha_a = \alpha$ ja nõtketegur määratakse nagu sarruseta müüritises tabelist 3. 14.

Müüritise poolt vastuvõetava pikijõu ees olev tegur 0,85 arvestab pikisarrusega müüritise töötingimusi.

Ekstsentrilisele survele arvutatakse pikisarrusega kivikonstruktsioone analoogiliselt raudbetoonkonstruktsioonidega. Elementide purunemine oleneb pikijõu rakenduspunkti ekstsentrilisusest.

Väikese ekstsentrilisuse korral on kogu ristlõige surutud või esinevad tühised tõmbepinged väli-

jõu rakenduspunktist kaugemal äärel. Selline olukord ristlõikes on tagatud, kui on rahuldatud tingimus

$$S_c \geqslant 0{,}8S_0 \qquad (3.27)$$

kus S_0 — kogu ristlõike staatiline moment vähemsurutud (või tõmmatud) sarruse F_a raskuskeskme suhtes;

S_c — survetsooni pinna staatiline moment vähemsurutud (või tõmmatud) sarruse F_a raskuskeskme suhtes.

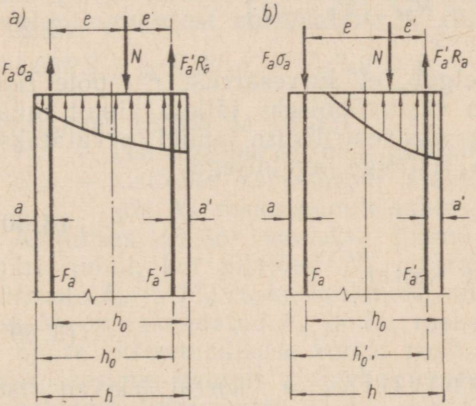
Täisnurkse ristlõike korral on tingimus (3.27) väljendatav tingimusega

$$x \geqslant 0{,}55h_0 \qquad (3.27')$$

kus x — nulljoone kaugus ristlõike enamsurutud äärest,

h_0 — ristlõike kasulik kõrgus.

Väikese ekstsentrilisuse korral tekivad ristlõikes joonisel 3.11 kujutatud sisejõud.



Joonis 3.11. Pikisarrusega ristkülikristlõike arvutusskeem väikese ekstsentrilisusega survel:
a — kogu ristlõige on surutud; *b* — ristlõikes on tühised tõmbepinged

Rakendades sise- ja välisjõudude momentide tasakaalu tingimust vähemsurutud (või tõmmatud) sarruse raskuskeskme suhtes saame, võttes arvesse nõtket ja müüritise töötingimusi,

$$N_{II} \leqslant \frac{\varphi(0{,}85RS_0 + R_aS_a)}{e} \qquad (3.28)$$

Ristkülikristlõike korral võtab avaldis (3.28) kuju

$$N_{\text{п}} \leqslant \frac{\varphi[0{,}42Rbh_0^2 + R_a F'_a (h_0 - a')]}{e} \qquad (3.28')$$

Kui pikijõud $N_{\text{п}}$ on rakendatud sarruste F_a ja F'_a vahele, tuleb teha vastavalt normidele [11] täiendav kontroll, võttes sise- ja välisjõudude momendi ka survesarruse F'_a raskuskeskme suhtes. Peab olema rahuldatud tingimus

$$N_{\text{п}} \leqslant \frac{\varphi(0{,}85RS'_0 + R_a S'_a)}{e'} \qquad (3.29)$$

kus S'_0 — kogu ristlõike staatiline moment survesarruse F'_a raskuskeskme suhtes;

S'_a — vähemsurutud (tõmmatud) sarruse F_a pinna staatiline moment survesarruse F'_a raskuskeskme suhtes.

Ristkülikristlõike korral võtab avaldis (3.29) kuju

$$N_{\text{п}} \leqslant \frac{\varphi[0{,}42Rbh'^2_0 + R_a F_a (h'_0 - a)]}{e'} \qquad (3.29')$$

Kui arvutustest selgub, et survesarrust F'_a pole ristlõikes vaja, s. t. jõu vastuvõtmiseks jätkub ainult müüritisest, siis väikese ekstsentrilisuse puhul arvutatakse ühepoolse sarrusega ristlõige avaldisega

$$N_{\text{п}} \leqslant \frac{\varphi RS_0}{e} \qquad (3.30)$$

ning ristkülikristlõike korral

$$N_{\text{п}} \leqslant \frac{\varphi Rbh_0^2}{2e} \qquad (3.30')$$

Suure ekstsentrilisuse korral tekivad ristlõikes joonisel 3.12 kujutatud sisejõud ning on täidetud tingimus

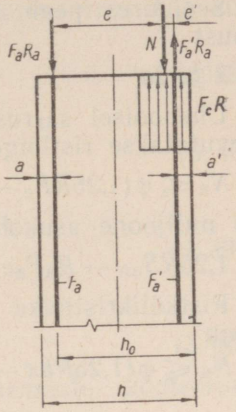
$$S_c < 0{,}8S_0 \qquad (3.31)$$

või ristkülikristlõike korral

$$x < 0{,}55h_0 \qquad (3.31')$$

Ristlõike tugevuse arvutamiseks projekteeritakse välis- ja sisejõud elemendi pikiteljele, millega vastavalt joonisele 3.12

$$N_{\text{п}} \leqslant \varphi(1{,}05RF_c + R_a F'_a - R_a F_a) \qquad (3.32)$$



Joonis 3. 12. Pikisarrusega ristkülikristlõike arvutusskeem suure ekstsentrilisusega survel

Eeltoodud avaldises survetsooni pindala F_c leidmiseks määratakse nulljoone asend sisejõudude momentide tasakaalu tingimusest normaaljõu $N_п$ rakenduspunkti suhtes:

$$1{,}05RS_{cN} \pm R_aF'_ae' - R_aF_ae = 0 \qquad (3.33)$$

Avaldistes (3.32) ja (3.33)

F_c — ristlõike survetsooni pindala;

S_{cN} — ristlõike survetsooni staatiline moment välisjõu $N_п$ raskuspunkti suhtes.

Avaldises (3.33) võetakse liikme $R_aF_a'e'$ ees plussmärk juhul, kui pikijõud $N_п$ on rakendatud väljapoole sarruste F_a ja F'_a raskuskeskmeid, miinusmärk aga juhul, kui $N_п$ on rakendatud F_a ja F'_a raskuskeskmete vahele.

Suure ekstsentrilisuse korral peab ristlõike survetsooni raskuskeskme kaugus z tõmbesarruse F_a raskuskeskmest rahuldama tingimust

$$z \leqslant h_0 - a' \qquad (3.34)$$

Ristkülikristlõike korral määratakse elemendi tugevus avaldisega

$$N_п \leqslant \varphi(1{,}05Rbx + R_aF'_a - R_aF_a) \qquad (3.32')$$

ja nulljoone asend avaldisega

$$1{,}05Rbx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) \pm R_aF'_ae' - R_aF_ae = 0 \qquad (3.33')$$

Seejuures peab survetsooni kõrgus rahuldama tingimust

$$x \geqslant 2a' \qquad (3.34')$$

Ühepoolsel sarrustamisel, kui puudub survesarrus F'_a, arvutatakse ristlõige avaldisega

$$N_{\text{п}} \leqslant \varphi(1{,}25RF_c - R_aF_a) \qquad (3.35)$$

ja nulljoone asukoht avaldisest

$$1{,}25RS_{cN} - R_aF_ae = 0 \qquad (3.36)$$

Ristkülikristlõike korral võtavad eeltoodud avaldised kuju

$$N_{\text{п}} \leqslant \varphi(1{,}25Rbx - R_aF_a) \qquad (3.35')$$

ja

$$1{,}25Rbx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) - R_aF_ae = 0 \qquad (3.36')$$

P a i n d e l on pikisarrusega kivikonstruktsioonide tugevusarvutus analoogiline raudbetoonkonstruktsioonide arvutusega. Ristlõikes olevate sisejõudude skeem on samasugune nagu suure ekstsentrilisusega survel. Arvutus tehakse sise- ja välisjõudude momentide tasakaalu tingimusega:

$$M \leqslant 1{,}05RS_c + R_aS_a \qquad (3.37)$$

kuna nulljoone asend leitakse sisejõudude tasakaalu tingimustest:

$$R_a(F_a - F'_a) = 1{,}05RF_c \qquad (3.38)$$

Eeltoodud avaldistes

F_c — survetsooni pindala;

S_c — survetsooni pinna staatiline moment tõmbesarruse F_a raskuskeskme suhtes.

Lisaks tasakaalutingimustele peavad paindeelementide puhul olema rahuldatud tingimused

$S_c < 0{,}8S_0$ ja $z \leqslant h_0 - a'$

Ristkülikristlõigete korral võtavad eeltoodud avaldised kuju

$$M \leqslant 1{,}05Rbx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_aF'_a(h_0 - a') \qquad (3.37')$$

$$R_a(F_a - F'_a) = 1{,}05Rbx \qquad (3.38')$$

$x \leqslant 0{,}55h_0$ ja $x \geqslant 2a'$

Kui ristlõike survetsoonis puudub survesarrus F'_a, siis annab momentide võrrand

$$M \leqslant 1{,}25RS_c \tag{3.39}$$

ja sisejõudude tasakaalu võrrand

$$R_aF_a = 1{,}25RF_c \tag{3.40}$$

ning ristkülikristlõigete korral

$$M \leqslant 1{,}25Rbx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) \tag{3.39'}$$

ja

$$R_aF_a = 1{,}25Rbx \tag{3.40'}$$

Lisaks eeltoodule tuleb paindeelemente kontrollida põikjõule:

$$Q \leqslant R_{гл}bz \tag{3.41}$$

kus z sisejõudude õlg; ristkülikristlõike korral

$$z = h_0 - \frac{x}{2}$$

Kui müüritise põikjõutugevus ei ole küllaldane, siis tuleb asetada rangid või ülespöörded, mis arvutatakse raudbetoonkonstruktsioonide projekteerimise normide järgi.

3.2.3. KOMPLEKSKONSTRUKTSIOONID

Komplekskonstruktsioonideks nimetatakse konstruktsioone, mis koosnevad müüritisest ja raudbetoonist.

Tsentrilisel survel on tugevustingimuseks avaldis

$$N_п \leqslant \varphi_{кс}(0{,}85RF + R_{пр}F_б + R_aF_a) \tag{3.42}$$

kus $N_п$ — redutseeritud pikijõud vastavalt avaldisele (3.2);
$R_{пр}$ — betooni arvutuslik prismatugevus;
F — müüritise ristlõikepindala;
$F_б$ — betooni ristlõikepindala;
$\varphi_{кс}$ — komplekskonstruktsiooni nõtketegur, mis võetakse tabelist 3.14 olenevalt komplekskonstruktsiooni elastsustegurist

$$\alpha = \frac{E_{0кс}}{R^н_{кс}} \tag{3.43}$$

kus $E_{0кс}$ — komplekskonstruktsiooni elemendi redutseeritud elastsusmoodul

$$E_{0кс} = \frac{E_{0к}I_к + E_б I_б}{I_к + I_б} \tag{3.44}$$

$R^н_{кс}$ — komplekskonstruktsiooni ristlõike redutseeritud normtugevus

$$R^н_{кс} = \frac{RF_к + R_{пр}F_б}{F_к + F_б} \tag{3.45}$$

kus $E_{0к}$ ja $E_б$ — müüritise ja betooni elastsusmoodulid;
$I_к$ ja $I_б$ — ristlõike müüritise ja betooni osa inertsmomendid ristlõike geomeetrilise raskuskeskme suhtes;
$R^н$ — müüritise normatiivne survetugevus;
$R^н_{пр}$ — betooni normtugevus teljelisel survel;

$$R^н_{пр} = 1{,}8R_{пр}.$$

Ekstsentriline surve

Väike ekstsentriilisus esineb juhul, kui $S_c \geqslant \geqslant 0{,}8S_0$. Ristlõiked arvutatakse vastavalt avaldisele

$$N_п \leqslant \frac{\varphi_{кс}(0{,}85RS_к + R_{пр}S_б + R_a S_a)}{e} \tag{3.46}$$

Kui jõud $N_п$ on rakendatud sarruste F_a ja F'_a raskuskeskmete vahele, siis peab olema rahuldatud täiendav tingimus

$$N_п \leqslant \frac{\varphi_{кс}(0{,}85RS'_к + R_{пр}S'_б + R_a S'_a)}{e'} \tag{3.46'}$$

Kui komplekskonstruktsioonis on ainult ühepoolne sarrus, siis

$$N_п \leqslant \frac{\varphi_{кс}(0{,}85RS_к + R_{пр}S_б)}{e} \tag{3.46''}$$

Avaldistes (3.46) ... (3.46″):

$S_0 = S_к + \frac{R_{пр}}{R}S_б$ — komplekskonstruktsiooni ristlõike staatiline moment vähemsurutud (või tõmmatud) sarruse F_a raskuskeskme suhtes;

$S_c = S_{кс} + \frac{R_{пр}}{R} S_{бс}$ — komplekskonstruktsiooni ristlõike surutud osa staatiline moment sarruse F_a raskuskeskme suhtes;

$S_{кс}$ ja $S_{бс}$ — ristlõike müüritise ja betooni pinna surutud osa staatiline moment sarruse F_a raskuskeskme suhtes;

$S_к$, $S_б$ ja S_a — ristlõike müüritise, betooni ja sarruse F'_a pindade staatiline moment sarruse F_a raskuskeskme suhtes;

$S_к'$, $S_б'$ ja S_a' — ristlõike müüritise, betooni ja sarruse F_a pindade staatiline moment sarruse F_a' raskuskeskme suhtes;

e ja e' — välisjõu rakenduspunkti kaugused sarruste F_a ja F'_a raskuskeskmest.

Nulljoone asend määratakse suure ekstsentrilisuse juures toodud avaldisega (3.48), ühepoolse sarruse korral avaldisega (3.48′).

Suur ekstsentrilisus esineb juhul, kui $S_c < < 0{,}8S_0$. Sel juhul asetatakse raudbetoon ikka ristlõike välistele külgedele ja tugevusarvutus tehakse vastavalt avaldisele

$$N_п \leqslant \varphi_{кс}(1{,}05RF_{кс} + 1{,}25R_{пр}F_{бс} + R_aF'_a - R_aF_a) \quad (3.47)$$

kuna nulljoone asend määratakse tingimusest

$$1{,}05RS_{кс N} + 1{,}25R_{пр}S_{бс N} \pm R_aF'_ae' - R_aF_ae = 0 \quad (3.48)$$

Kui ristlõikel on vaid ainult ühepoolne tõmbesarrus, siis võtab avaldis (3.47) kuju

$$N_п \leqslant \varphi_{кс}(1{,}05RF_{кс} + 1{,}25R_{пр}F_{бс} - R_aF_a) \quad (3.47')$$

ja nulljoone asend määratakse avaldisega

$$1{,}05RS_{кс N} + 1{,}25R_{пр}S_{бс N} - R_aF_ae = 0 \quad (3.48')$$

Avaldistes (3.47) ... (3.48′):

$F_{кс}$ — müüritise survetsooni pindala;

$F_{бс}$ — betooni survetsooni pindala;

$S_{кс N}$ — müüritise survetsooni pinna staatiline moment välisjõu rakenduspunkti suhtes;

$S_{бсN}$ — betooni survetsooni pinna staatiline moment välisjõu rakenduspunkti suhtes.

Paine arvutatakse vastavalt avaldisele

$$M \leqslant 1{,}05RS_{кс} + 1{,}25R_{пр}S_{бс} + R_aS_a \qquad (3.49)$$

kuna nulljoone asendi määrab avaldis

$$R_aF_a - R_aF'_a = 1{,}05F_{кс} + 1{,}25R_{пр}F_{бс} \qquad (3.50)$$

Survetsooni kõrgus peab rahuldama tingimusi $S_c < < 0{,}8S_0$ ja $z \leqslant (h_0 - a')$. Sisejõudude paari õlg z loetakse võrdseks jõudude $1{,}05RF_{кс}$ ja $1{,}25R_{пр}F_{бс}$ rakenduspunktide kaugusega sarruse F_a raskuskeskmest.

Kui paindeelement on ainult ühepoolse sarrusega, siis võtab avaldis (3.49) kuju

$$M \leqslant 1{,}05RS_{кс} + 1{,}25R_{пр}S_{бс} \qquad (3.49')$$

ja nulljoone asendi määrab tingimus

$$R_aF_a = 1{,}05RF_{кс} + 1{,}25R_{пр}F_{бс} \qquad (3.50')$$

Paindeelementide kontroll põikjõule tehakse nagu pikisarrusega kivikonstruktsioonide puhul vastavalt avaldisele (3.41), kus võetakse müüritise $R_{гл}$.

3.2.4. KESTADEGA TUGEVDATUD KONSTRUKTSIOONID

Normidega [11] on kestadega tugevdatud tellismüüritisest konstruktsioonide arvutuseks antud eeskirjad ainult tsentrilise surve kohta, olenevalt kesta materjalist.

Teraskesta korral

$$N_п \leqslant \varphi\left[\left(m_кR + \frac{2{,}5\mu}{1 + 2{,}5\mu} \cdot \frac{R_a}{100}\right)F + R_aF'_a\right] \qquad (3.51)$$

Raudbetoonkesta korral

$$N_п \leqslant \varphi\left[\left(m_кR + \frac{3\mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_a}{100}\right)F + m_бR_{пр}F_б + R_aF'_a\right] \qquad (3.52)$$

Sarrustatud krohvkesta korral

$$N_п \leqslant \varphi\left(m_кR + \frac{2{,}8\mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_a}{100}\right)F \qquad (3.53)$$

Avaldistes (3.51) ... (3.53)

$N_п$ — redutseeritud pikijõud vastavalt avaldisele (3.2);

F — müüritise ristlõikepindala;
F'_a — pikisarruse või pikisuunaliste nurkraudade ristlõikepindala;
$F_б$ — betooni pindala rangide ja müüritise vahel (kaitsekihita);
φ — nõtketegur tabelist 3.14 (nagu sarruseta müüritise kohta);
μ — sarrustatus; külgede suhte korral kuni 2,5 määratakse μ avaldisega

$$\mu = \frac{2F_a(a+b)}{abs}$$

kus F_a — rangide või põiksidemete ristlõikepindala;
a ja b — tugevdatava elemendi ristlõike mõõtmed;
s — rangide ($s \leqslant 15$ cm) või põiksidemete ($a \geqslant s \leqslant b$, kuid mitte üle 50 cm) samm;
$m_к$ — müüritise töötingimuste tegur;
kui müüritis on riketeta, siis $m_к = 1$;
kui müüritis on osaliselt purunenud või pragudega, siis $m_к = 0{,}7$;
$m_б$ — betooni töötingimuste tegur;
kui koormus kantakse kestale üle kahelt poolt (alt ja ülalt), siis $m_б = 1$;
kui koormus kantakse kestale üle ühelt poolt (alt või ülalt), siis $m_б = 0{,}7$;
koormuse ülekandmiseta kestale $m_б = 0{,}35$.

3.3. DEFORMATSIOONIDE JA PRAGUDE ARVUTUS

3.3.1. DEFORMATSIOONID

Deformatsioone arvutatakse normkoormustega ja ainult järgmistel juhtudel:

a) kõrgeil ennastkandvail seintel, mis on seotud karkassiga ja töötavad põikpaindele, juhul kui seinte kandevõime ei ole küllaldane koormuste iseseisvaks vastuvõtmiseks (ilma karkassita);

b) karkasside täiteseintel (kontrollitakse viltuvajumist);

c) muudel krohvitud või plaatidega vooderdatud kivi- või sardkivikonstruktsioonidel, mille deformatsioon sõltub

neid kandva konstruktsiooni deformatsioonist või on ekspluatatsioonitingimustega piiratud.

Plaatidega vooderdatud või krohvitud konstruktsioonides, mille krohvi või voodri pragunemine pole lubatav, tuleb kontrollida deformatsiooni tõmmatud pindades. Deformatsioonid ei tohi ületada tabelis 3.21 toodud suurusi.

Tabel 3.21

Müüritise maksimaalne lubatav tõmbedeformatsioon, mille puhul müüritise tõmbepinna krohvkate ei pragune

Krohvi nimetus	Maksimaalne suhteline deformatsioon $\varepsilon_{пр}$
Hüdroisolatsiooni-tsementkrohv konstruktsioonidel, millele mõjub vedelike hüdrostaatiline rõhk	$0{,}08 \cdot 10^{-3}$
Happekindel krohv vesiklaasil ja ühekihilised kiviplaatidest (diabaas, basalt) katted happekindlatel võõpadel	$0{,}05 \cdot 10^{-3}$
Kahe- ja kolmekihilised katted täisnurksetest kiviplaatidest happekindlatel võõpadel:	
a) piki plaadi pikemat külge	$0{,}10 \cdot 10^{-3}$
b) piki plaadi lühemat külge	$0{,}08 \cdot 10^{-3}$

Märkus. Pikisarrusega või võrgul krohvitud konstruktsioonide puhul suurendatakse maksimaalseid deformatsioone 25% võrra.

Deformatsioonide arvutuse aluseks on suhtelise deformatsiooni piiramine tõmmatud pindades. Sarrustamata müüritise deformatsioonid arvutatakse avaldistega: tsentrilisel tõmbel

$$N^{н} \leqslant EF\varepsilon_{пр} \tag{3.54}$$

paindel

$$M^{н} \leqslant \frac{EI\varepsilon_{пр}}{h-y} \tag{3.55}$$

ekstsentrilisel survel

$$N^{н} \leqslant \frac{EF\varepsilon_{пр}}{\frac{F(h-y)e_0}{I}-1} \tag{3.56}$$

ekstsentrilisel tõmbel

$$N^{н} \leqslant \frac{EF\varepsilon_{пр}}{\frac{F(h-y)e_0}{I}+1} \qquad (3.57)$$

Neis avaldistes

$N^{н}$ ja $M^{н}$ — pikijõud ja moment normkoormustest, mis rakendatakse pärast müüritise katmist krohvi või voodriga;

$\varepsilon_{пр}$ — maksimaalne lubatav deformatsioon tabelist 3.21;

$(h-y)$ — müüritise ristlõike raskuskeskme kaugus tõmmatud äärest.

Karkassiga seotud seinte deformatsioonide arvutusel tuleb lähtuda järgmisest. Müüritisega koos töötava karkassi deformatsioonid määratakse normkoormustega, kas raudbetoon- või teraskonstruktsioonide normide järgi, olenevalt karkassi materjalist. Normid [11] lubavad osa koormust kanda müüritisele, kui on tagatud karkassi ja müüritise koostöö. Müüritise suhtelised tõmbe- ja paindedeformatsioonid, mis on tingitud karkassi paigutistest, ei või ületada:

I kestvusastme korral $0{,}15 \cdot 10^{-3}$;
II kestvusastme korral $0{,}20 \cdot 10^{-3}$.

Karkassiga seotud seinte arvutusel eeldatakse, et kogu põikkoormuse võtab vastu karkass ning müüritise deformatsioonid jälgivad täielikult karkassi deformatsioone. Müüritise arvutatud tõmbedeformatsiooni suurust võrreldakse lubatava maksimaalsega. Tõmbedeformatsioon määratakse eeldusel, et kandekonstruktsiooni ja müüritise kõverusraadiused on võrdsed.

Müüritise suhteline deformatsioon tõmmatud ääres määratakse avaldisega

$$\varepsilon = \varepsilon_{и} - \varepsilon_0$$

$$\varepsilon \leqslant \varepsilon_{пр} \qquad (3.58)$$

kus suhteline tõmbedeformatsioon paindel

$$\varepsilon_{и} = \frac{h-y}{\varrho} = \frac{M^{н}(h-y)}{EI} \qquad (3.59)$$

ja suhteline deformatsioon survel

$$\varepsilon_0 = \frac{N_к^н}{E_к F_к} \tag{3.60}$$

Seinte arvutusel paindele horisontaalpinnas võetakse $\varepsilon_0 = 0$.

Avaldistes (3.58) ... (3.60)

$\varepsilon_{пр}$ — müüritise deformatsiooni piirväärtus;
$M^н$ — paindemoment normkoormusest karkassielemendis;
EI — karkassielemendi paindejäikus;
$(h - y)$ — müüritise ristlõike raskuskeskme kaugus tõmmatud äärest;
$N_к^н$ — pikijõud müüritises normkoormusest;
$E_к, F_к$ ja $I_к$ — müüritise elastsusmoodul, ristlõikepindala ja inertsmoment.

Deformatsioonide kontrolli asemel valemi (3.58) järgi võib kontrollida karkassielemendi jäikust avaldisega

$$EI \geqslant \frac{M^н(h - y)}{\varepsilon_{пр} + \varepsilon_0} \tag{3.61}$$

Kui ankrute abil karkassiga seotud müüritiseelemendi jäikus on üle 10% karkassielemendi jäikusest, siis paindemomendi suurust avaldistes (3.59) ja (3.61) vähendatakse, korrutades seda jäikuste suhtega

$$\frac{EI}{EI + E_к I_к}$$

Kui valemi (3.58) järgi arvutatud tõmbedeformatsioonid ületavad $\varepsilon_{пр}$ ja seintes pole deformatsioonivuugid lubatud, siis tuleb kas suurendada avaldise (3.61) järgi arvutatud karkassi jäikust või tugevdada seina müüritist pikisarrusega. Pikisarrustamisel $\mu \geqslant 0{,}03\%$ võib suhtelise tõmbedeformatsiooni piirväärtusi suurendada 25% võrra.

Kui arvutatud suhtelised deformatsioonid ületavad piirväärtusi rohkem kui 25% võrra, siis määratakse pikisarrus tugevusarvutusega, kusjuures:

a) paindel vertikaalpinnas võetakse normaaljõud ekstsentrilisusega

$$e_0 = \frac{n_1 \varepsilon_и}{n_2 \varepsilon_0} \cdot \frac{r^2}{h - y} \qquad (3.62)$$

kus n_1 ja n_2 — ülekoormustegurid jõududele, mis põhjustavad seinas painde ja surve;
r — müüritise ristlõike inertsraadius;

b) paindel horisontaalpinnas võetakse paindemoment müüritise püstlõikes

$$M_к^н = \frac{n_1 \varepsilon_и F_к I_к}{h - y} \qquad (3.63)$$

Horisontaalseile karkassielementidele toetuvaid ennastkandvaid seinu tuleb kontrollida peale deformatsioonide ka tugevusele, kusjuures vahetult seinale mõjuvad jõud tuleb võtta ülekoormustegurite ega arvestada lisamomenti, mida põhjustab müüritises karkassi paine:

a) lisamoment seintes, mida toetatakse karkassipostidega, määratakse nii, et seina läbipaindumise suunas rakendatakse pikijõud ekstsentrilisusega vastavalt avaldisele (3.62);

b) horisontaalsete vööde või tuulesõrestikega toetatud seintes määratakse paindemoment vaadeldavas lõikes avaldisega

$$M = M_0 + M' \qquad (3.64)$$

kus M_0 — alt jäigalt kinnitatud ja üleval jäigale toele toetuva vertikaalse tala arvutuslik paindemoment alumises ristlõikes;
M' — lisamoment ülemise toe paigutisest;

$$M' = \frac{3nE_к I_к f}{H^2} \qquad (3.65)$$

kus n — põikpainet põhjustavate jõudude ülekoormustegur;
f — seinaelemendi toeristlõike läbipaine normkoormuste mõjul;
H — horisontaalvöö või sõrestiku telje kaugus seina alumisest kinnituspinnast.

3.3.2. PRAGUDE AVANEMINE

Pragude avanemist arvutatakse järgmistel juhtudel [11]:

a) sarruseta kivielementidel juhul, kui ekstsentrilisus ületab lubatava piirväärtuse $e_{пр}$ (vt. tabel 3.22);

b) pikisarrusega painutatud, ekstsentriliselt surutud või tõmmatud elementidel juhul, kui nad asuvad sarrusele agressiivses keskkonnas;

c) pikisarrusega mahutitel, mille krohvkate või plaatvooder peab olema vedelikkupidav;

d) müüritise naaberelementidel (näiteks sise- ja välisseinte liitekohtadel, seina välisvoodril ja müüritisel jne.), mis töötavad koos ja mis on tehtud erinevalt deformeeruvaist materjalidest või on tunduvalt erineva pingega.

Tabel 3.22

Sarrustamata müüritise elementide ekstsentrilisus, mille ületamisel on nõutav pragude avanemise kontroll

Koormus	Maksimaalne ekstsentrilisus
Põhikombinatsioon	$0{,}7y$
Lisakombinatsioonid	$0{,}8y$

Märkus. Suurus y tähistab ristlõike raskuskeskme kaugust ekstsentrilisusepoolsest äärest.

Sarruseta müüritise ekstsentriliselt surutud elementide arvutusel, kui $e_0 > e_{пр}$, tuleb lähtuda järgmisest:

a) jõud määratakse arvutuskoormuste järgi;

b) ekstsentrilise surve arvutusel loetakse pingeepüür lineaarseks nagu elastses kehas;

c) arvutatakse kogu ristlõike serva tinglikud tõmbepinged, mis iseloomustavad tõmbetsooni deformatsioonide suurusi.

Pragude avanemine sarruseta müüritises arvutatakse avaldisega

$$N \leqslant \frac{m_{тр} R_{ри} F}{\frac{Fe_0}{W} - 1} = \frac{m_{тр} R_{ри} F}{\frac{F(h-y)e_0}{I} - 1} \qquad (3.66)$$

Tabel 3.23

Müüritise töötingimuste tegurid $m_{тр}$ pragude avanemise arvutusel (müüritise vuukides)

Müüritise töötingimused	Müüritise kestvus		
	I	II	III
Ekstsentriliselt koormatud või tõmmatud sarrustamata müüritis	1,5	2	3
Sama, hüdroisolatsioonikrohviga kaetud konstruktsioonide korral, mis töötavad vedeliku hüdrostaatilise rõhu all	1,2	1,5	2
Sama, happekindla krohviga või vesiklaasist alusele asetatud voodriga konstruktsioonide korral	0,8	1	1
Sama, kvaliteetse viimistlusega dekoratiivkrohviga kaetud konstruktsioonide korral	1,2	1,2	—

Märkus. Töötingimuste tegur $m_{тр}$ pikisarrusega müüritise arvutamisel ekstsentrilisele survele, paindele, tsentrilisele ja ekstsentrilisele tõmbele ja tõmbepeapingetele võetakse teguritega:
kui $\mu \geqslant 0{,}1\%$, siis $k = 1{,}25$;
kui $\mu \leqslant 0{,}05\%$, siis $k = 1$;
vahepealse μ korral — interpoleerimise teel valemiga $k = 0{,}75 + 5\mu$.

kus $m_{тр}$ — müüritise töötingimuste tegur pragude avanemisel (tabelist 3.23).

Pikisarrusega konstruktsioonide arvutusel pragude avanemisele tuleb lähtuda järgmisest:

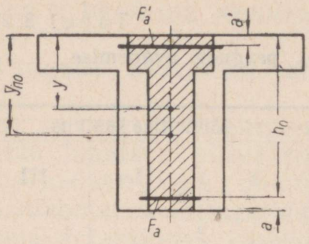
a) jõud määratakse normkoormustega;

b) arvutus tehakse kogu müüritise ja sarruse ristlõike kohta (arvestamata pragude avanemist), lugedes pingejaotuse ristlõikes lineaarseks;

c) sarruse arvutustugevused võetakse tabelist 3.24.

Pikisarrusega konstruktsioonide arvutusel pragude avanemisele redutseeritakse konstruktsiooni ristlõige ühele materjalile — terasele, vastavalt müüritise ja terase elastsusmoodulite suhtele

$$n' = \frac{E_к}{E_a}$$



Joonis 3. 13. Ristlõike redutseerimine arvutusel pragude avanemisele

Redutseeritud ristlõike pindala, raskuskeskme kaugus surutud äärest ja inertsmoment (joon. 3. 13) määratakse avaldistega:

$$F_{пр} = n'F + F_a + F'_a \tag{3.67}$$

$$y_{пр} = \frac{n'Fy + F_a h_0 + F'_a a'}{F_{пр}} \tag{3.68}$$

$$I_{пр} = n'I + n'F(y_{пр} - y)^2 + F_a(h_0 - y_{пр})^2 + \\ + F'_a(y_{пр} - a')^2 \tag{3.69}$$

Avaldistes (3. 67) ... (3. 69)

n' — müüritise ja terase elastsusmoodulite suhe;

F, I ja y — müüritise ristlõikepindala, inertsmoment ja ristlõike raskuskeskme kaugus surutud äärest;

$F_{пр}, I_{пр}$ ja $y_{пр}$ — redutseeritud ristlõike samad suurused;

a' — sarruse F'_a raskuskeskme kaugus ristlõike surutud äärest.

Pikisarrusega konstruktsioonid arvutatakse pragude avanemisele avaldistega:

tsentrilisel tõmbel

$$N^н \leqslant m_{тр} R_a^{тр} F_{пр} \tag{3.70}$$

paindel

$$M^н \leqslant \frac{m_{тр} R_a^{тр} I_{пр}}{h_0 - y_{пр}} \tag{3.71}$$

ekstsentrilisel survel

$$N^н \leqslant \frac{m_{тр} R_a^{тр} F_{пр}}{\frac{F_{пр}(h_0 - y_{пр})\, e_0}{I_{пр}} - 1} \tag{3.72}$$

Tabel 3.24

Pikisarrusega konstruktsioonide sarruse arvutustugevused $R_a^{тр}$ kG/cm² pragude avanemise arvutusel

Konstruktsiooni nimetus	Töötingimused	Müüritise kestvus		
		I	II	III
Pikisarrusega painutatud ja tõmmatud elemendid, mis asuvad sarrusele agressiivses keskkonnas	Müüritise tõmme rõhtsuunas (seotud lõikes)	420	600	600
	Müüritise tõmme püstsuunas (mitteseotud lõikes)	250	350	350
Pikisarrusega mahutid, mille kattelt nõutakse vedelikupidavust	Hüdroisolatsioonikrohv	170	250	350
	Happekindel krohv vesiklaasil ja ühekihiline kate kivivaluplaatidest happekindlal võõbal	120	150	150
	Kahe- ja kolmekihilised katted täisnurksetest kivivaluplaatidest happekindlal võõbal:			
	tõmme piki plaadi pikemat külge	300	350	350
	tõmme piki plaadi lühemat külge	170	250	250

ekstsentrilisel tõmbel

$$N^{н} \leqslant \frac{m_{тр} R_a^{тр} F_{пр}}{\frac{F_{пр}(h_0 - y_{пр}) e_0}{I_{пр}} + 1} \qquad (3.73)$$

Siin

$N^{н}$ ja $M^{н}$ — pikijõud ja moment normkoormustest;

$m_{тр}$ — müüritise töötingimuste tegur pragude avanemise arvutusel;

$e_0 = \frac{M^{н}}{N^{н}}$ — pikijõu $N^{н}$ ekstsentrilisus.

3.4. KONSTRUKTSIOONIELEMENDID

Temperatuurivuukide maksimaalsed vahekaugused võetakse vastavalt tabelile 3. 25.

Tabel 3. 25

Temperatuurivuukide maksimaalne vahekaugus m köetavate hoonete seintes

Arvutuslik talvine välistemperatuur —°C	Savitellistest ja keraamilistest kividest müüritis mördi margiga			Silikaattellistest ja betoonkividest müüritis mördi margiga		
	100...50	25...10	4	100...50	25...10	4
alla 30	50	75	100	30	40	50
21...30	60	90	120	40	50	60
11...20	80	120	150	45	60	80
üle 10	100	150	200	50	75	100

Märkused. 1. Looduskividest müüritistes võetakse temperatuurivuukide vahekaugus nagu silikaattellistest müüritistes, teguriga 1,25.

2. Tabelis toodud vahekaugusi vähendatakse teguriga:
kinniste kütmata hoonete korral 0,7;
lahtiste kiviehitiste korral . . . . . 0,5.

3. Kivikbetoonseintes võetakse temperatuurivuukide vahekaugus 2 korda väiksem kui betoonkividest müüritises mördil mark 100...50, kuid vahekaugus ei või olla väiksem kui 20 m hoone siseseintes või pinnasega kaetud seintes ning 10 m lahtistel ehitistel.

4. Allmaaehitistes, mis asuvad allpool külmumispiiri, võib temperatuurivuukide vahekaugus olla 2 korda suurem.

5. Kombineeritud müüritisega seintes, näiteks silikaattellistest voodriga savitellismüüritise puhul, võib temperatuurivuukide maksimaalse vahekauguse määrata keskmisena savitellistest ja silikaattellistest müüritiste vahel.

Raudbetoontalade ja -paneelide kinnitamisel müüritisse arvutatakse ristlõiked ekstsentrilisele survele ja muljumisele allpool tugisõlme. Lisaks sellele tuleb kontrollida arvutusega ka tugisõlme tsentrilisele survele, arvestades müüritise ja raudbetoonelementide koostööd.

Tugisõlm arvutatakse tsentrilisele survele avaldisega

$$N \leqslant abRF \qquad (3.74)$$

kus F — müüritise ja raudbetoonelementide summaarne ristlõikepindala tugisõlmes seina või posti

kontuuri piires, kuhu on paigaldatud elemendid;

R — müüritise arvutustugevus;

a — tegur, mis sõltub raudbetoonelementide toetuspinna suurusest sõlmes;

b — tegur, mis sõltub raudbetoonelemendi õõnte liigist.

Teguri a väärtuseks võetakse igasuguste raudbetoonelementide (talad, paneelid, sillused, vööd) toetamisel:

kui $F_э \leqslant 0{,}1F$, siis $a = 1$;

kui $F_э \geqslant 0{,}4F$, siis $a = 0{,}8$,

kus $F_э$ — raudbetoonelementide summaarne toetuspindala sõlmes; vahepealsetel $F_э$ väärtustel määratakse teguri a väärtus interpoleerimisega.

Kui raudbetoonelemendid on kinnitatud müüritisse erinevatel külgedel, on võrdse kõrgusega ja nende toetuspind sõlmes $F_э > 0{,}8F$, siis lubatakse arvutada tegurita a, võttes avaldises (3.74) $F = F_э$.

Tegur b võetakse:

õõnteta plaatide ja ümmarguste õõntega paneelide korral $b = 1$;

ovaalsete õõntega paneelide korral ja toerangide olemasolul $b = 0{,}5$.

Müüritis ei tohi olla elemendi kõrguse ulatuses nõrgem kui mujal. Talade toetamisel postidele arvestatakse müüritise ja betooni koostööd ainult juhul, kui mõlemal pool tala jääb müüritist vähemalt 25 cm. Vähema laiuse korral müüritise tööd ei arvestata.

Kui seina kinnitatakse monteeritavad raudbetoonpaneelid, mille õõned on täitmata, siis tuleb lisaks toesõlme tugevusarvutusele kontrollida veel kandevõimet horisontaallõikes, mis läbib paneeli ribi. Arvutatakse avaldisega

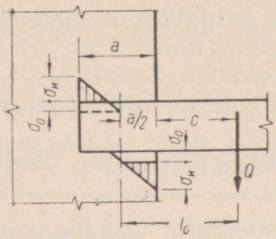
$$N \leqslant 1{,}25R_{пр}F_{neto} + RF_{кл} \qquad (3.75)$$

kus $R_{пр}$ — betooni arvutuslik prismatugevus;

F_{neto} — paneeli horisontaallõike õõntega nõrgestatud pindala toetuspikkuse ulatuses (ribide ristlõike summaarne pindala);

R — müüritise arvutuslik survetugevus;

$F_{кл}$ — müüritise ristlõikepindala toetussõlme piires (arvestamata paneelide toetuspinda).



Joonis 3.14. Konsooltala toetumise arvutusskeem

Konsooltalade kinnitus müüritisse (joon. 3.14) arvutatakse avaldisega

$$Q \leqslant \frac{R_{см} a b}{\frac{6e_0}{a} + 1} \tag{3.76}$$

kus Q — tala arvutuslik koormus (koos omakaaluga);
a — tala kinnitussügavus;
b — tala laius;
e_0 — arvutusliku jõu ekstsentrilisus kinnituse keskkoha suhtes:

$$e_0 = c + \frac{a}{2}$$

c — jõu Q kaugus seinast.

Konsooli vajalik kinnitussügavus määratakse avaldisega

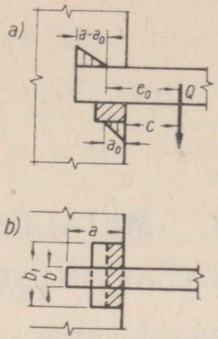
$$a \geqslant \frac{2Q}{R_{см} b} + \sqrt{\frac{4Q^2}{R_{см}^2 b^2} + \frac{6Qc}{R_{см} b}} \tag{3.77}$$

Kui konsooltala kinnitus ei rahulda avaldise (3.76) tingimusi, tuleb asetada jaotusplaat kas tala alla (joon. 3.15) või nii alla kui ka üles.

Arvutuskoormus Q peab rahuldama tingimusi:

a) müüritise muljumispingete suhtes tala all

$$Q \leqslant \frac{R_{см} a b_1}{\frac{3e_0}{a}\left(1 + \frac{b_1}{b_2}\right) + \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \tag{3.78}$$



Joonis 3. 15. Jaotusplaadiga konsoolse kinnituse arvutusskeem:
a — lõige; *b* — plaan

b) müüritise muljumispingete suhtes tala peal

$$Q \leqslant \frac{R_{CM} a b_2}{\frac{3e_0}{a}\left(1+\frac{b_2}{b_1}\right)-\sqrt{\frac{b_2}{b_1}}} \qquad (3.79)$$

kus b_1 — plaadi laius tala all;
b_2 — tala (või tala peal oleva plaadi) laius;
$e_0 = c + a$ — jõu Q ekstsentrilisus.
Alumise jaotusplaadi kasulik pikkus

$$a_0 = \frac{a}{1+\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \qquad (3.80)$$

Kui jaotusplaadid on kitsad (pikkus vähem kui $^1/_3$ kinnituspikkusest), siis lubatakse pinge epüüri nende all arvestada täisnurksena.

4. METALLKONSTRUKTSIOONID

4.1. ARVUTUSE ALUSED

Metallkonstruktsioonide projekteerimisel tuleb silmas pidada metalli kokkuhoiu nõuet. Kui majanduslikud kaalutlused seda õigustavad, tuleb kasutada efektiivseid materjale (vähelegeeritud ja termiliselt tugevdatud teraseid, alumiiniumisulameid jt.) ning konstruktsiooni lahendusi (painutatud profiilidest ja õhukeseseinalised konstruktsioonid, eelpingestatud konstruktsioonid jne.).

Teraskonstruktsioonid tuleb projekteerida eeskätt keevisliidetega, rakendades automaat- ja poolautomaatkeevitust. Alumiiniumisulamitest konstruktsioonides kasutatakse nii keevis- kui ka neetühendusi. Keevitatud konstruktsioonide projekteerimisel tuleb vältida lahendusi, mis on seotud pingekontsentratsiooniga (ristlõike järsud muutused, mittesujuvad üleminekud jne.) ning võivad põhjustada habrast purunemist. Samuti tuleb ette näha konstruktsioonilised ja tehnoloogilised abinõud omapingete ja -deformatsioonide (sealhulgas keevituspingete ja -deformatsioonide) kahjuliku mõju vähendamiseks (konstruktsioonide kokkumonteerimise ja keevitamise õige järjekord, eelnev painutamine, kohalik kuumutamine, pingekontsentratsiooni vähendamine vastavate tsoonide mehaanilise töötlemise teel, võimalikult ühtlase pingejaotusega konstruktsiooniskeemide kasutamine jne.).

Teraskonstruktsioonide keevisühenduste projekteerimisel tuleb vältida konstruktsiooni habrast purunemist arvutuslikust madalama pinge juures konstruktsiooni montaaži või ekspluatatsiooni käigus, mida soodustavad järgmised tegurid:

1) suured kohalikud pinged keskendatud koormuste ja detailide deformatsioonide toimel või omapinged;

2) järsud geomeetrilised pingekontsentraatorid keevisühenduses halva konstruktsiooni tõttu;

3) madal temperatuur, mille juures antud teras on hapras olekus.

Metallkonstruktsioonide projekteerimisel tuleb ette näha korrosioonitõrje (värvimine jne.). Konstruktsioonide kujundamisel tuleb vältida pilusid ja avasid, millesse võib koguneda niiskust ning mida ei saa tuulutada. Kõik detailid peavad olema ligipääsetavad kontrollimiseks, puhastamiseks ja värvimiseks. Elementide paksuse suurendamine korrosioonivaru näol konstruktsiooni ekspluatatsiooniea pikendamiseks ei ole lubatud.

Konstruktsioonide mõõtmed tuleb valida kooskõlas standardiseerimise, unifitseerimise ning moodulisüsteemi rakendamise nõuetega. Elemendid tuleb moodustada minimaalsest arvust detailidest, mille valmistamise tööst võimalikult suure osa saaks teha tehases. Konstruktsioonid peavad olema kujundatud selliselt, et neid saaks jaotada elementideks, mille mõõtmed ja kaal võimaldaksid hõlpsat laadimist ning transporti. Seejuures tuleb arvestada valmistajatehase ja montaažiorganisatsiooni tootmisvõimsusi ning tõste- ja transpordiseadmete tõstejõudu. Tuleb ette näha võimalus elementide täiendavaks liitmiseks ehitusplatsil enne montaaži, s. o. eelmontaažiks. Montaažiühendused peavad võimaldama konstruktsioone hõlpsalt kokku monteerida (selleks nähakse ette montaažitoolid jms.). Montaažiühendusena tuleb eelistada polte, eeskätt normaaltäpsusega, nn. musti polte. Ühendustes, kus antakse üle suuri vertikaalkoormusi (sõrestike toesõlmed, raamiriiglid jms.), soovitatakse kanda need toolidele, mis likvideerib poltide töötamise lõikele; ühenduse paindemomendi üleandmiseks on soovitav kasutada tõmbele töötavaid musti polte. Vastava majandusliku põhjenduse korral tuleb kasutada kõrgtugevaid polte. Montaažikeevitust ja -neete tuleb kasutada ainult juhtudel, kui poltide kasutamine pole ratsionaalne või on normidega keelatud.

Konstruktsioonide tugevus ja stabiilsus peab olema tagatud nii ekspluatatsioonis kui ka transpordil ja montaažil. Selleks tuleb ette näha sidemed, mis tagavad hoone kui terviku ja tema elementide stabiilsuse ja ruumilise jäikuse. Sidemete skeem ja dimensioonid valitakse olenevalt hoone parameetritest ja ekspluatatsioonirežiimist (konstruktsiooni skeemist, löövide arvust, kraanade tüübist ja töörežiimist, temperatuurimõjudest jne.).

Suured hooned ja ehitised tuleb jaotada temperatuuriplokkideks, nii et nende mõõtmed ei ületaks tabelis 4. 1 toodud väärtusi.

Tabel 4. 1

Temperatuuriplokkide maksimaalsed mõõtmed m

Ehitise liik	Maksimaalne kaugus ploki otsast kuni lähima püstsideme teljeni			Ploki maksimaalne pikkus (piki hoonet)			Ploki (hoone) maksimaalne laius		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
Köetavad hooned	90	72	48	230	144	96	150	120	90
Mitteköetavad hooned ja kuumad tsehhid	75	48	36	200	96	72	120	90	60
Lahtised estakaadid	50	36	24	130	72	48	—	—	—

Märkused. 1. Gruppi A kuuluvad terasest kandekonstruktsiooniga hooned; gruppi B kuuluvad alumiiniumist katuse ja seintega ning metallpostidega hooned; gruppi C kuuluvad alumiiniumist katuse ja seintega ning raudbetoonpostidega hooned.

2. Kui teraskarkassiga ehitise temperatuuriploki ulatuses on kahed püstsidemed, ei tohi nende telgede vahekaugus pikisuunas ületada 50 m hoonete ja 30 m lahtiste estakaadide korral.

3. Metallkonstruktsioonide maksimaalsed mõõtmed terasest ja raudbetoonist segakarkassiga hoonetes tuleb valida vastavalt normide СНиП II-B.1-62 juhistele.

Metallkonstruktsioonide tööjoonised koostatakse kahes etapis. Tööjoonised KM, mis koosnevad arvutustest, konstruktsiooniskeemidest, sõlmede joonistest ja metalli spetsifikatsioonist profiilide kaupa, koostab projekteerimisorganisatsioon. Detailiseeritud tööjoonised KMД koostab metallkonstruktsioone valmistav tehas või organisatsioon või viimase tellimusel projekteerimisorganisatsioon.

Detailjoonised KMД koostatakse täies vastavuses tööjoonistele KM. Kõik kõrvalekaldumised viimastest tuleb kooskõlastada tööjooniste KM koostajaga.

Kõik metallkonstruktsioonide arvutuslikud elemendid tuleb projekteerida markeeritud metallist, mis on varus-

tatud tehase sertifikaadiga ning rahuldab vastavate riiklike standardite või tehniliste tingimuste nõudeid metalli mehaaniliste omaduste ja keemilise koostise osas.

Projektis peab olema näidatud metalli mark, terase turustusgrupp (A, Б või B) ja sulatusviis, alumiiniumisulami töötluse viis ning täiendavad nõuded metallurgiatehasele vastavalt kehtivatele standarditele. Peale selle tuleb joonistel näidata elektroodide tüübid ning neetühenduste grupp.

4.2. KONSTRUKTSIOONITERASED

Metallist ehituskonstruktsioonide valmistamiseks kasutatakse põhiliselt lehti ja profiile, mis on valtsitud järgmistest terastest:

1) martäänahjus sulatatud tavaline süsinikteras ВМ Ст.3сп, ВМ Ст.3пс või ВМ Ст.3кп, mida turustatakse mehaaniliste omaduste järgi täiendava keemilise koostise nõudega vastavalt ГОСТ 380-60* alagrupile B;

2) konverteris sulatatud tavaline süsinikteras ВК Ст.3сп, ВК Ст.3пс või ВК Ст.3кп vastavalt ГОСТ 380-60* konstruktsioonide jaoks, mis valmistatakse kuni 30 mm paksustest valtsprofiilidest ja millele ei kandu liikuva või vibreeriva koormuse vahetu dünaamiline mõju;

3) martäänahjus sulatatud vähelegeeritud konstruktsiooniterased 14Г2, 15ГС, 10Г2С1, 10Г2СД, 15ХСНД ja 10ХСНД (viimased kaks ainult looduslikult legeeritud kujul) vastavalt ГОСТ 5058-65 nõuetele.

Peale nimetatud põhiliste teraste kasutatakse veel sillaehituse süsinikteraseid М16С (keevitatud konstruktsioonides) ja Ст. 3 мост. (needitud konstruktsioonides) ГОСТ 6713-53 järgi, termiliselt töödeldud paksu lehtterast ja laia ribaterast М Ст. Т ГОСТ 9458-60 järgi ning teisi.

Martäänteraseid В Ст.4 ja В Ст.5 (ГОСТ 380-60*) lubatakse kasutada konstruktsioonides, kus pole keevisühendusi. Staatiliselt koormatud keevitatud konstruktsioonides tuleb nende kasutamine kõne alla ainult spetsiaalselt põhjendatud juhtudel, kui peetakse kinni spetsiaalsete instruktsioonidega määratud tehnoloogiast ning kasutatakse vastavaid elektroode ja räbusteid.

Põhiliste ehitusteraste mehaaniised omadused ja keemiline koostis

Nimetus ja GOST	Sulatusviis	Mark	Mehaanilised			
			voolavuspiir kG/mm²	tõmbetugevus kG/mm²	suhteline pikenemine %	
					δ_{10}	δ_5
1	2	3	4	5	6	7
Vähese süsinikusisaldusega teras GOST 380-60*	Martääänteras	M Ст. 2 M Ст. 2кп	22 ... 19	42 ... 32	26	31
		M Ст. 3кп M Ст. 3сп M Ст. 3пс	24 ... 21 24 ... 22	47 ... 38	23 ... 21	27 ... 25
		M Ст. 4кп M Ст. 4сп M Ст. 4пс	26 ... 24	52 ... 42	21 ... 19	25 ... 23
		M Ст. 5 M Ст. 5пс	28 ... 26	62 ... 50	17 ... 15	21 ... 19
	Bessemerteras	Б Ст. 3кп Б Ст. 3сп Б Ст. 3пс	24 ... 21 24 ... 22	47 ... 38	23 ... 21	27 ... 25
		Б Ст. 4кп Б Ст. 4сп Б Ст. 4пс	26 ... 24	52 ... 42	21 ... 19	25 ... 23
		Б Ст. 5сп Б Ст. 5пс	28 ... 26	62 ... 50	17 ... 15	21 ... 19
Termiliselt töödeldud süsinikteras GOST 9548-60 (paks lehtteras ja lai ribateras)	Martääänteras	МСт. Т	30	44	—	22

omadused		Keemiline koostis %				
painde-proov külmas olekus	löögisitkus a kGm/cm²	süsinik C	räni Si	mangaan Mn	fosfor S (max hulk)	väävel P (max hulk)
8	9	10	11	12	13	14
$d = 0$	—	0,09 0,15	0,07	0,25 0,50	0,045	0,055
$d = 0{,}5s$	lehtterasel 7 laial ribaterasel 8 sorditerasel 10	0,14 0,22	0,07 0,12 0,30	0,30 ... ... 0,60 0,40 0,65	0,045	0,055
$d = 2s$	lehtterasel 6 sorditerasel 8	0,18 0,27	0,07 0,12 0,30	0,40 0,70	0,045	0,055
$d = 3s$	—	0,28 0,37	0,15 0,35	0,50 0,80	0,045	0,055
$d = 0{,}5s$	lehtterasel 7 laial ribaterasel 8 sorditerasel 10	0,12	0,07 0,12 0,35	0,25 0,55	0,080	0,060
$d = 2s$	lehtterasel 6 sorditerasel 8	0,12 0,20	0,07 0,12 0,35	0,35 0,55	0,080	0,060
$d = 3s$	—	0,17 0,30	0,12 0,35	0,50 0,80	0,080	0,060
$d = 2s$, kui $s = 6$ ... ... 25; $d = 3s$, kui $s = 26$ 40	$\geqslant 3{,}5$ temperatuuril —40° C paksusele $\geqslant 10$ mm	0,09 0,22	— jäljed; — 0,17 0,12 0,30	0,30 0,50	0,045	0,055

1	2	3	4	5	6	7
		10ХСНД	40...37	54...51	16...15	19...18
Vähelegeeritud konstruktsiooniteras GOST 5058-65	Martäänteras	15ХСНД	35	50		22...21
		10Г2С1	38...34	50		21
		17ГС	35...34	52...50	18	21
		14Г2	34...33	47...46		
		09Г2	31...30	45		

Märkused. 1. Voolavuspiiri nõutav väärtus tabelis antud piirides oleneb elemendi paksuskategooriast.

Martäänterast МСт. 0 ja bessemerterast БСт. 3 (ГОСТ 380-60*) võib kasutada ainult mittearvutuslikes konstruktsioonielementides. Mittearvutuslike keevitatud konstruktsioonielementide valmistamiseks peab nimetatud teras olema valmistatud vastavalt grupi Б nõuetele (М Ст. 0, Б Ст. 3 või Б Ст. 3кп).

Kandekonstruktsioonides kasutatav valtsitud teras peab rahuldama vastavate riiklike standardite või tehniliste tingimuste nõuded koos voolavuspiiri ning väävli ja fosfori maksimaalse sisalduse garantiiga. Keevitatud konstruktsioonide korral tuleb kinni pidada ka maksimaalselt lubatava süsinikusisalduse nõudest.

Liikuva või vibreeriva koormuse vahetule dünaamilisele mõjule allutatud konstruktsioonid (välja arvatud kerge ja keskmise töörežiimiga kraanasid kandvad talad) peavad rahuldama täiendavat nõuet löögisitkuse osas normaaltemperatuuril (kui konstruktsiooni ekspluateeritakse temperatuuril üle —20° C) või miinustemperatuuril (kui konstruktsiooni ekspluateeritakse temperatuuril —20° C või alla selle).

Vähelegeeritud teras miinustemperatuuril ekspluatee-

Tabel 4.2 (järg)

8	9	10	11	12	13	14
$d = 2s$	5 . . . 4 temp. —40° C	0,12	0,80 1,10	0,50 0,80	0,040	0,040
	4 . . . 3 temp. —40° C					
	$\geqslant 3$, kui $s = 10 . . . 20$	0,12 . . . . . . 0,18 0,12	0,40 . . . . . . 0,70 0,90 1,20	0,40 . . . . . . 0,70 1,30 1,65		
$d = 2s$	4,5 . . . 3 temp. —40° C	0,14 . . . . . . 0,20 0,12 0,18	0,40 . . . . . . 0,60 0,17 . . . . . . 0,37 0,17 0,37	1,00 . . . . . . 1,40 1,20 . . . . . . 1,60 1,40 1,80	0,040	0,040

2. Suhtelise pikenemise väärtus tabelis antud piirides oleneb tõmbetugevusest.

ritavate konstruktsioonide jaoks peab rahuldama löögisitkuse nõuet temperatuuril —40° C. Nimetatud teras peab liikuva või vibreeriva koormuse vahetu dünaamilise mõju all olevais keevitatud konstruktsioonides rahuldama peale selle veel löögisitkuse nõuet pärast mehaanilist vanandamist.

Painutatud profiilide ning leht- või muude konstruktsioonide painutatud elementide valmistamiseks määratud teras (vajalikel juhtudel aga ka muu valtsitud teras) peab rahuldama täiendavat tehnoloogilise paindeproovi nõuet külmas olekus.

Kõigil juhtudel, kui terase vajalikud karakteristikud ei kuulu turustamistingimuste kohaselt garanteeritavate hulka, peavad nad olema näidatud projektis ja metalli tellimise dokumentides täiendavate karakteristikutena (mahus, mis on ette nähtud riiklike standardite või tehniliste tingimustega).

Põhilised nõuded kasutatavate ehitusteraste mehaaniliste omaduste ja keemilise koostise kohta on toodud tabelis 4.2.

Süsinikteraste kasutamise juhised on esitatud tabelis 4.3.

Tabel 4.3

Süsinikteraste (ГОСТ 380-60*) kasutamise juhised ehitiste terasest kandekonstruktsioonides

Konstruktsioon	Ekspluatatsioonitemperatuur			
	⩾ −30° C		< −30° C	
	keevitatud	needitud	keevitatud	needitud
1	2	3	4	5
Sõrestikud ja raamiriiglid; vahelagede peatalad. Kraanatalad kerge, keskmise ja raske (tala elementide paksuse puhul 20 mm või vähem) režiimiga kraanadele; transpordiestakaadide (-galeriide) sildeehitised ja muud konstruktsioonid, millele kandub liikuva või vibreeriva koormuse vahetu dünaamiline mõju (välja arvatud järgmises punktis näidatud konstruktsioonid)	В Ст. 3пс	В Ст. 3кп	В Ст. 3 (rahulik)	В Ст. 3пс
Eriti raskeis tingimustes töötavad konstruktsioonid: martääntsehhi töölavade talad, punkrite ja laadimisestakaadide vahetult veeremiga koormatud konstruktsioonielemendid, kraanatalad raske (tala elementide paksuse korral üle 20 mm), eriti raske ja eriti raske pideva tööregiimiga kraanadele	В Ст. 3 (rahulik)	В Ст. 3пс	В Ст. 3 (rahulik)	В Ст. 3пс
Postid, katuseroovid; tehnoloogilisi seadmeid ja torustikke kandvad konstruktsioonid, talad (välja arvatud punktis 1 märgitud juhud), tavalised reservuaarid ja paagid, punkrid ja teised konstruktsioonid, millele ei kandu liikuva või vibreeriva koormuse vahetu dünaamiline mõju	В Ст. 3кп	В Ст. 3кп	В Ст. 3пс	В Ст. 3пс

Tabel 4.3 (järg)

1	2	3	4	5
Hoonete ja ehitiste abikonstruktsioonid — sidemed, seinakarkassi elemendid, trepid, teeninduspl atvormid; valgustite toed ja teised vähekoormatud (mitte üle 40% arvutustugevusest) konstruktsioonid	В Ст. 3кп	В Ст. 3кп	В Ст. 3кп	В Ст 3кп
Konstruktsioonid, mida tuleb arvutada väsimusele	В Ст.3 (rahulik)	В Ст. 3пс	В Ст. 3 (rahulik)	В Ст. 3пс

Märkused. 1. Vabas õhus või kütmata hoonetes asuvate konstruktsioonide arvutustemperatuuriks loetakse välisõhu talvine temperatuur kõige külmemal viispäevakul СНиП II-А. 6-62 järgi (Eesti NSV-s —18... 23° С).

Kõetavates hoonetes asuvate konstruktsioonide arvutustemperatuuriks loetakse õhutemperatuur nendes hoonetes.

2. Konstruktsioonides kuni 30 mm paksusest valtsmetallist, millele ei kandu liikuva või vibreeriva koormuse vahetu dünaamiline mõju, võib martäänteraste ВМ Ст. 3сп, ВМ Ст. 3пс ja ВМ Ст. 3кп asemel kasutada vastavalt konverterteraseid ВК Ст. 3сп, ВК Ст. 3пс ja ВК Ст. 3кп (ГОСТ 9543-60 järgi).

3. Käesoleva tabeli juhised ei kehti spetsiaalehitiste (magistraal- ja tehnoloogilised torustikud, spetsiaalsed reservuaarid, kõrgahjude kestad, sideehitiste mastid, kõrgepingemastid, kontaktvõrgu postid jms.) konstruktsioonidele. Nende terase mark määratakse vastava СНиП-i peatüki või spetsiaalsete instruktsioonidega.

Põhiliste ehitusteraste garanteeritavad ja täiendavad karakteristikud, olenevalt terase liigist ja turustusgrupist, on toodud tabelis 4.4. Ehitusteraste normtugevused ja ühtlustegurid on antud tabelis 4.5.

Näitena olgu toodud järgmine terase tellimisel kasutatav turustustingimuste vormistamise tekst:

Teras ВМ Ст. 3 keevitatud konstruktsioonide jaoks ГОСТ 380-60 alagrupi В järgi täiendava garantiiga paindeproovi osas külmas olekus vastavalt p. 19, д; keemilise koostise osas vastavalt p. 15 ja 16 ning löögisitkuse osas temperatuuril —20° С vastavalt p. 19, и ГОСТ 380-60*.*

Peale valtsprofiilide kasutatakse metallkonstruktsioonides valanditeraseid ja halli malmi tugiosade ja muude

Ehitusteraste garanteeritavad ja täiendavad karakteristikud
+ garanteeritavad karakteristikud; ○ täiendavad karakteristikud,

Terase nimetus ja ГОСТ			Vähese			
Terase turustusgrupp			A			Б
Terase mark			Ст. 3кп Ст. 3сп	Ст. 4	Ст. 5	МСт. 3кп МСт. 3пс МСт. 3
Mehaanilised omadused	Voolavuspiir	normaalne	○	○	○	
		kõrgendatud	○	○		
	Tõmbetugevus		+	+	+	
	Suhteline pikenemine		+	+	+	
	Tehnoloogiline paindeproov külmas olekus		○	○	○	
	Löögisitkus	normaaltemperatuuril (+20 °C)	○	○		
		temperatuuril —20 °C				
		temperatuuril —40 °C				
		pärast mehaanilist vanandamist				
Keemiline koostis (piiramine)	Süsinik		○	○	○	+
	Väävel	normaalne sisaldus	○	○	○	+
		vähendatud sisaldus				○
	Fosfor		○	○	○	+
	Räni					+
	Mangaan					+
	Vask		○	○	○	○
	Kroom		○	○	○	○
	Nikkel		○	○	○	○
	Vask, kroom ja nikkel kokku					
	Arseen					+
	Positiivsete tolerantside puudumine keevitatud konstruktsioonide terasel		○			

Märkused. 1. A-grupi teraste keemilise koostise hälvet ei loeta praagi tunnuseks.

2. Kui teraste ВСт. 3сп, ВСт. 3пс ja ВСт. 3кп tellimisel on

mis tuleb terase tellimisel eraldi märkida

süsinikusisaldusega teras ГОСТ 380-60* järgi								
	B							Vähelegeeritud teras ГОСТ 5058-65 järgi
МСт. 4кп МСт. 4пс МСт. 4 МСт. 5	ВСт. 3кп	ВСт. 3пс	ВСт. 3сп	ВСт. 4кп	ВСт. 4пс	ВСт. 4	ВСт. 5	
	+	+	+	+	+	+	+	+
	○	○	○					
	++	+	+	+	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	+	+	+
	○	○	○	○	○	○	○	+
	○	○	○	○	○	○		
			○					
								○
			○					○
+	+	+	+	+	+	+	+	+
+	+	+	+	+	+	+	+	+
○	○	○	○	○	○	○	○	
++	+	+	+	+	+	+	+	+
++		+	+		+	+	+	+
++								+
○○○+	+	+	+	+	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	+	+	+
	+	+	+		+	+	+	+
	○○+	○○+	○○+	○○+		○○+	○○+	
+	○	○	○	○		○	○	
	+	+	+					

toodud märge terase kasutamise kohta keevitatud konstruktsioonides, garanteeritakse nende maksimaalne süsiniku-, räni-, mangaani-, väävli- ja fosforisisaldus ilma täiendava juhiseta.

Tabel 4.5

Ehitusteraste normtugevused ja ühtlustegurid

Terase nimetus	Terase mark	Paksus mm	Tõmbel, survel ja paindel voolavuspiiri järgi		Tõmbel purustava pinge järgi	
			$R^н$	k	$R^н$	k
Süsinikteras ГОСТ 380-60*	Ст. 3	vastavalt märkusele 2	2300	0,9	3800	0,85
	Ст. 4		2500	0,85	4200	0,8
	Ст. 5		2700	0,85	5000	0,8
Sillateras ГОСТ 6713-53	М16С	8...40	2300	0,9	3800	0,85
	Ст. 3 мост.	8...40	2400	0,9	3800	0,85
Termiliselt töödeldud lehtteras ГОСТ 9458-60	М Ст. Т	6...40	3000	0,8	4400	0,8
Vähelegeeritud teras ГОСТ 5058-65	10ХСНД	4...32	4000	0,85	5400	0,8
	15ХСНД	4...32	3500	0,85	5200	0,8
	10Г2С1	4...32	3500	0,85	5000	0,8
	17ГС	4...20	3400	0,85	4900	0,8
	14Г2	4...20	3300	0,85	4600	0,8

Märkused. 1. ГОСТ 380-60* süsinikteraste normtugevused ei olene terase turustusgrupist ega taandamise astmest.

2. Tabelis toodud normtugevused ГОСТ 380-60* süsinikterastele on kehtivad järgmiste paksuste puhul:
   a) sorditerasele paksusega kuni 100 mm,
   b) profiilterasele paksusega kuni 20 mm,
   c) lehtterasele ja laiale ribaterasele kuni 40 mm.

3. Konstruktsioonide arvutamisel tõmbele purustava pinge järgi (kui see on lubatud) tuleb terase arvutustugevuse määramisel arvestada lisaks ühtlustegurite k veel materjali töötingimuste tegurit $m \leqslant 0{,}8$.

valudetailide valmistamiseks. Eelpingestatud konstruktsioonides ja rippkonstruktsioonides kasutatakse kõrgtugevat ümarterast, tavalisi ja kõrgtugevaid trosse ning kõrgtugevast terastraadist mitmesuguse kujuga kimpe.

4.3. KONSTRUKTSIOONIALUMIINIUMID

Alumiiniumi võib ehitiste konstruktsioonides ja detailides kasutada juhtudel, kui majanduslikest kaalutlustest lähtudes on otstarbekohane vähendada konstruktsioonide kaalu, hõlbustada transporti ja montaažitöid, lihtsustada teisaldatavate konstruktsioonide montaaži ja demontaaži, vähendada ekspluatatsioonikulusid või suurendada konstruktsioonide maavärinakindlust; samuti kui vajatakse kvaliteetset arhitektuurilist viimistlust jne.

Alumiiniumi mark ja liik valitakse konstruktsiooni otstarbe järgi, silmas pidades, et:

a) piirdekonstruktsioonides tuleb tagada korrosioonikindlus ja nägus välimus;

b) konstruktsioonides, mis on üheaegselt nii piirde- kui ka kandeelemendiks, tuleb tagada korrosioonikindlus, suhteliselt kõrge tugevus ja nägus välimus;

c) kandekonstruktsioonides tuleb tagada kõrge tugevus ja vajalik korrosioonikindlus.

Termilise töötluseta sulameid kasutatakse kas lõõmutatud või poolkalestatud olekus. Termilise töötlusega sulameid kasutatakse kas lõõmutatud, karastatud ja loomulikult vanandatud või karastatud ja kunstlikult vanandatud olekus. Kuumaltvaltsitud lehti ja plaate kasutatakse ilma täiendava töötlemiseta.

Peale deformeeritavatest sulamitest valtsimise, stantsimise ja pressimise teel valmistatavate elementide kasutatakse mitmesuguste tugiosade ja muude valudetailide valmistamiseks alumiiniumi-magneesiumisulamit АЛ8.

Termilise töötluseta sulamite hulka kuuluvad alumiiniumi-mangaanisulamid (näiteks АМц) ja alumiiniumi-magneesiumisulamid (näiteks АМг, АМг6 ja АМг61). Termilise töötlusega sulamite hulka kuuluvad alumiiniumi-magneesiumi-ränisulamid (näiteks АВ, АД31, АД33), alumiiniumi-tsingi-magneesumisulamid (näiteks В92), alumiiniumi-vase-magneesiumisulamid (näiteks duralumiiniumid Д1 ja Д16) ja alumiiniumi-tsingi-magneesiumi-vasesulamid (näiteks В95).

Alumiiniumi liiki iseloomustatakse järgmiste tähistega:

М — lõõmutatud (pehme);
П — poolkalestatud;
Н — kalestatud;
г/к — kuumalt valtsitud;

T — karastatud ja loomulikult vanandatud;
T1 — karastatud ja kunstlikult vanandatud.

Tabelis 4.6 on toodud soovitused alumiiniumi margi valikuks konstruktsiooni otstarbe ja ekspluatatsioonitingimuste järgi.

Tabel 4.6

Soovitatavad konstruktsioonialumiiniumid

Konstruktsiooni otstarve	Karakteristikud		Soovitatav materjal olenevalt tehases moodustatud ühendustest	
	tugevuse osas	korrosioonikindluse osas	keevisühendused	neetühendused
Piirav	+	+++	АД1-М, АМц-М, **АМг-М, АД31-Т**	
Piirav ja kandev	+	+++	АМц-М, **АМг-М, АД31-Т**, АВ-М	
	++	+++	АМц-П, **АМг-П, АД31-Т, АД31-Т1, АД33-Т**, АД35-Т, АВ-Т	
	+++	+++	**АМг5-М, АД33-Т1**, АД35-Т	
Kandev	++	+	—	Д1-Т
		++ +++	**АМг5-М,** АМг6-М, **АД33-Т1,** АВ-Т1	**АМг5-М,** АМг6-М, **АД33-Т1,** АВ-Т1
	+++	+	—	Д16-Т, В95-Т1
		++ +++	**АМг61-М, В92-Т**	**АД35-Т1, В92-Т**

Märkused. 1. + madalad; ++ keskmised; +++ kõrged.
2. Ehituskonstruktsioonides kõige perspektiivsemad alumiiniummargid on tabelis trükitud paksu kirjaga.

Alumiiniumisulamite normatiivse tõmbe-, surve- ja paindetugevuse väärtuseks loetakse väiksem kahest suurusest:

a) 0,7 σ_{pur}, kus σ_{pur} — ГОСТ-i või tehniliste tingimustega määratud purustava pinge vähim väärtus;

b) tinglik voolavuspiir, mis vastab pingele jäävdeformatsiooni 0,2% juures.

Tähtsamate alumiiniumisulamite normatiivsete tugevuste arvulised väärtused on toodud tabelis 4.7. Materjali ühtlusteguri väärtuseks võetakse kõigil juhtudel $k = 0{,}85$.

Tabel 4.7

Tähtsamate alumiiniumisulamite normtugevused kG/cm²

Termiliselt tugevdamata sulamid		Termiliselt tugevdatud sulamid	
Mark ja liik	$R^н$	Mark ja liik	$R^н$
АМц-М	600	АВ-Т	1100 ... 1500
АМц-П	1200	АВ-Т1	1900 ... 2200
АМг-М	800	АД31-Т	1000
АМг-П	1600	АД31-Т1	1400
АМг6-М	1600	АД33-Т1	1900
АМг61-М	2100	В92-Т	2000 ... 3000
АВ-М	800	Д1-Т	1900 ... 2500
		Д16-Т	2600 ... 3400

Märkus. Termiliselt töödeldud sulamite normtugevus oleneb ristlõike kujust ja mõõtmetest, valtsimise või pressimise suunast, samuti ka plakeeringu paksusest (plakeeritud lehtede puhul) ning sulami vasesisaldusest (termiliselt töödeldud sulami АВ puhul).

4.4. METALLIDE OMADUSED

Terase ja alumiiniumi arvutustugevused määratakse tabelite 4.8 ... 12 järgi. Malmist valatud detailide arvutustugevused saadakse tabelist 4.13. Vajalikel juhtudel vähendatakse materjalide arvutustugevusi töötingimuste teguriga vastavalt tabelile 4.14 või 4.15. Eritüüpi konstruktsioonide puhul rakendatakse töötingimuste tegureid, mille väärtused määratakse erinormide põhjal.

Tabel 4.8

Valtsitud terase arvutustugevused voolavuspiiri järgi kG/cm²

Pingeolukord	Tähis	Süsinikterased *		Vähelegeeritud terased			
				14Г2 paksusega		10Г2С1 15ХСНД	10ХСНД
		Ст. 3 Ст. 4	Ст. 5	⩽ 20 mm	21 ... 32 mm		
Tõmme, surve, paine	R	2100	2300	2900	2800	2900	3400
Lõige	$R_{ср}$	1300	1400	1700	1700	1700	2000
Otspinna muljumine (töödeldud pind)	$R_{см.т.}$	3200	3400	4300	4200	4300	5100
Kohalik muljumine tihedal kokkupuutel	$R_{см.м.}$	1600	1700	2200	2100	2200	2500
Rullšarniiride diametraalsurve	$R_{с.к.}$	80	90	110	110	110	130

Märkused. 1. Süsinikteraste arvutustugevused kehtivad olenemata terase valmistusviisist (martään- või konverterteras), taandamise astmest (rahulik, poolrahulik või keevteras) ning turustuse grupist (A või B). Teraskonstruktsioonide joonistel ja metalli tellimise dokumentidel peab aga olema näidatud valitud terase täpne nimetus ja täiendavad nõuded vastava standardi kohaselt.

2. Tabeli arvutustugevuste väärtused kehtivad järgmise paksusega terasele:

a) tavalise süsinikterase puhul kuni 100 mm paksusele sorditerasele, kuni 20 mm paksusele profiilterasele ja kuni 40 mm paksusele lehtterasele ja laiale ribaterasele;

b) vähelegeeritud terasele paksusega 4...32 mm.

3. Märkuses 2 näidatust suurema paksuse puhul määratakse materjali arvutustugevus ГОСТ-i või tehniliste tingimuste minimaalse voolavuspiiri (normtugevuse) korrutamise teel materjali ühtlusteguriga (0,85 süsinikterase ja 0,8 vähelegeeritud terase puhul). Üleminekuks teistele pingeolukordadele kasutatakse üleminekutegurit: lõikel 0,6; otspinna muljumisel 1,5, kohalikul muljumisel 0,75 ja rullšarniiride diametraalsurve korral 0,04.

Tabel 4.9

Valtsitud terase arvutuslikud tõmbetugevused purustava pinge järgi konstruktsioonide jaoks, mida on võimalik kasutada pärast terase voolamist, kG/cm²

Terase mark	Ст. 3	Ст. 4	Ст. 5	14Г2	17ГС	10Г2С1	15ХСНД	10ХСНД
Arvutuslik tõmbetugevus R_p	2600	2700	3200	3000	3100	3200	3300	3500

Märkus. Tabelis toodud arvutustugevused kehtivad süsinikterastele paksusega vastavalt ГОСТ-ile 380-60* ja vähelegeeritud terastele paksusega kuni 32 mm. Suurema paksuse puhul määratakse arvutustugevus minimaalse purustava pinge korrutamise teel materjali ühtlusteguriga $k \leqslant 0{,}8$ ja materjali töötingimuste teguriga $m \leqslant 0{,}8$.

Tabel 4.10

Alumiiniumisulamite põhilised arvutustugevused (tõmbel, survel, paindel) R kG/cm²

Sulami mark ja liik	Toote liik					
	Lehed	Plaadid	Ümarvardad	Profiilid	Torud	Stantsitud ja sepistatud tooted
1	2	3	4	5	6	7
АД1-М	250	250	250	250	250	200
АМц-М	400	400	400	400	400	400
АМц-П	1000	1000	1000	1000	1000	1000
АМг-М	700	700	700	700	700	600
АМг3-М	800	700	700	700	700	600
АМг-П	1400	1200	1200	1200	1200	1100
АМг3-П						
АМг5-М	1300/1100	1000	1000	1000	1300	1000
АМг6-М	1400	1400	1400	1400	1400	1400
АМг61-М	1600	1600	1800	1800	1800	1600
АД31-Т	700	700	700	700	700	700
АД31-Т1	1200	1200	1200	1200	1200	1200
АД33-Т	950	950	950	950	950	950

Tabel 4.10 järg

1	2	3	4	5	6	7
АД33-Т1	1600	1600	1600	1600	1600	1600
АД35-Т	1000	1000	1000	1000	1000	1000
АД35-Т1	1700	1700	1900	1900	1900	1700
АВ-М	700	700	700	700	700	700
АВ-Т	1100/1000	1000/900	1000	1000	1150	1000
АВ-Т1	1700	1700/1600	1700	1700	1750	1600
В92-Т	1900	1900	2600	2400; 2500; 2600	2400	—
Д1-Т	1600	1900/1800	1850	1850; 1950; 2100	1700/1850	1600
Д16-Т	2400	2400	2300	2500; 2600; 2700	2200/2300	—
В95-Т1	2900/3000	2900	3000	3000; 3200; 3400	3000	3000

Märkused.1. Lehtede arvutustugevused murru lugejas kehtivad paksustele 0,5 ... 4 mm, murru nimetajas — paksustele 5 ... 10 mm. Plaatide arvutustugevused murru lugejas kehtivad paksustele 10,1 ... 25 mm, murru nimetajas paksustele 26 ... 40 mm. Torude arvutustugevused murru lugejas kehtivad läbimõõtudele kuni 120 mm, murru nimetajas — läbimõõtudele üle 120 mm. Kui lahtris 5 on antud kolm arvu, siis kehtib neist esimene profiili paksuse puhul kuni 10 mm, teine 10,1 ... 20 mm ja kolmas 20,1 ... 40 mm puhul.

2. Sulamite Д1-Т, Д16-Т ja В95-Т1 arvutustugevused lehtedele ja plaatidele on antud plakeeritud olekus. Kui plakeeringu summaarne paksus ületab 4% lehe üldisest paksusest, tuleb kasutada redutseeritud arvutustugevust

$$R_{red} = p_{pl}R_{pl} + (1 - p_{pl})R_k$$

kus p_{pl} — plakeerivate kihtide üldine suhteline paksus;
R_k — plaadi keskmise (põhi-)osa arvutustugevus;
R_{pl} — plakeeringu kihtide arvutustugevus.

3. Üleminekuks põhiliselt arvutustugevuselt arvutuslikule lõike- ja muljumistugevusele kasutatakse tegureid: lõikel 0,6; otspinna muljumisel (töödeldud otsaga) 1,5; kohalikul muljumisel (tihedal kokkupuutel) 0,75 ja rullšarniiride diametraalsurvel (vabal kokkupuutel) 0,03.

Tabel 4.11

Alumiiniumisulamite arvutuslik tõmbetugevus kG/cm² konstruktsioonielementidele, mida saab kasutada pärast materjali tingliku voolavuspiiri saavutamist

Sulami mark	АД1-М	АМц-М	АМг-М	АМг3-М	АМг5-М	АМг61-М	АМг6-М	АД31-Т	В92-Т
R_p	380	500	850	1000	1350 ... 1450	1600	1800	850	2000 ... 2600

Tabel 4.12

Terasest ja alumiiniumist valatud detailide arvutustugevused kG/cm²

Pingeolukord	Tähis	Metall			
		süsinikteras 15Л	süsinikteras 35Л	alumiinium АЛ8	alumiinium АК6
Tõmme, surve, paine	R	1500	2100	1400	2000
Lõige	$R_{ср}$	900	1300	850	1200
Otspinna muljumine	$R_{см.т}$	2300	3200	2100	3000
Kohalik muljumine	$R_{см.м}$	1100	1600	1050	1500
Rullšarniiride diametraalsurve	$R_{с.к}$	60	80	40	60

Märkus. Sulamit АК6 kasutatakse detailide sepistamiseks.

Tabel 4.13

Hallist malmist valatud detailide arvutustugevused kG/cm²

Pingeolukord	Tähis	Malmi mark		
		СЧ12-28 СЧ15-32	СЧ18-36 СЧ21-40	СЧ24-44 СЧ28-48
Surve (tsentriline ja paindel)	R_c	1600	1800	2100
Tõmme paindel	$R_и$	450	600	800
Lõige	$R_{ср}$	350	450	600
Otspinna muljumine (töödeldud pind)	$R_{см.т}$	2400	2700	3200

Tabel 4.14

Teraskonstruktsioonide elementide töötingimuste tegurid *m*

Jrk. nr.	Konstruktsioonielement	*m*
1	Teatrite, klubide, kinode, tribüünide, kaupluseruumide, raamatuhoidlate, arhiivide jms. aluste vahelagede täisseinalised talad ja sõrestike surutud elemendid, kui vahelae kaal on võrdne või suurem kasuskoormusest	0,9
2	Katuse- ja vahelaesõrestike võrgu surutud põhielemendid (välja arvatud toeelemendid) saledusega $\lambda \geqslant 60$	0,8
3	Ruumiliste varraskonstruktsioonide surutud diagonaalid üksiknurkraudadest, mis on ühendatud vööde külge ühe flanšiga:	
	a) ristvõrgu korral, kui naabertahkude diagonaalid on kinnitatud samas sõlmes ning ühendus on moodustatud keevitusega või vähemalt kahe neediga piki nurkrauda	0,9
	b) K-kujulise või ristvõrgu korral, kui naabertahkude diagonaalid on kinnitatud eri sõlmedes ning ühendused on moodustatud keevitusega või vähemalt kahe neediga piki nurkrauda	0,8
	c) kui ühendus on moodustatud poltide või ühe needi abil	0,75
4	Raske, eriti raske ja eriti raske pideva töörežiimiga kraanasid (tõstejõuga 5 t ja enam) kandvad talad	0,9
5	Tsiviilhoonete ja veetornide postid	0,9
6	Üksiknurkraudadest surutud elemendid, mis on kinnitatud ühe flanšiga (erikülgsetel nurkraudadel kitsama flanšiga), välja arvatud käesoleva tabeli punktis 3 märgitud elemendid ja üksiknurkraudadest tasapinnalised sõrestikud	0,75

Märkused. 1. Tabeli punktide 1 ja 2, samuti punktide 2 ja 6 tegureid üheaegselt ei arvestata.

2. Tabeli punktides 2 ja 3 toodud tegureid ei kasutata nende elementide sõlme kinnituse arvutamisel.

Tabel 4.15

Alumiiniumkonstruktsioonide elementide töötingimuste tegurid

Jrk. nr.	Konstruktsioonielement	m
1	Reservuaaride korpused ja põhjad	0,8
2	Tsiviilhoonete ja veetornide postid	0,9
3	Tasapinnaliste sõrestike võrgu surutud elemendid saledusega:	
	$\lambda \leqslant 50$	0,9
	$\lambda > 50$	0,75
4	Ruumiliste varraskonstruktsioonide surutud diagonaalid üksiknurkraudadest, mis on kinnitatud vööde külge ühe flanšiga:	
	a) kinnituse puhul keevisühenduse või vähemalt kahe neediga piki nurkrauda	0,75
	b) kinnituse puhul ühe poldi või neediga	0,6
5	Üksiknurkraudadest surutud elemendid, mis on kinnitatud ühe flanšiga (erikülgsete nurkraudade puhul ainult kitsama flanšiga), välja arvatud käesoleva tabeli punktis 4 märgitud konstruktsioonielemendid ja üksiknurkraudadest tasapinnalised sõrestikud	0,6

Märkused. 1. Tabeli punktide 3 ja 5 tegureid üheaegselt ei arvestata.

2. Tabeli punktide 3 ja 4 tegureid ei rakendata vastavate elementide kinnitusele sõlmedes.

Tabel 4.16

Metallide elastsuskonstandid kG/cm²

Jrk. nr.	Materjal	Elastsus-moodul E	Nihke-moodul G
1	Valtsitud süsinikteras ja süsinikterasest valandid	2 100 000	840 000
2	Hallist malmist valandid:		
	СЧ28-48, СЧ24-44, СЧ21-40 ja СЧ18-36	1 000 000	—
	СЧ15-32 ja СЧ12-28	850 000	—
3	Kimbud kõrgtugevast terastraadist (paralleelsete traatide korral)	2 000 000	—
4	Spiraalsed ja metallsüdamikuga terastrossid	1 500 000	—
5	Kinnise profiiliga spiraalsed terastrossid	1 700 000	—
6	Orgaanilise südamikuga terastrossid	1 300 000	—
7	Alumiiniumisulamid temperatuuril:		
	—40 ... +50 °C	710 000	270 000
	—70 °C	750 000	280 000
	+100 °C	650 000	260 000

Märkused. 1. Terastrosside elastsusmoodulid kehtivad trosside kohta, mis on ette tõmmatud jõuga mitte alla 30 ... 40% trossi kui terviku purustavast jõust.

2. Alumiiniumisulamite elastsusmoodulid vahepealsetel temperatuuridel määratakse lineaarse interpoleerimise teel.

Tabel 4.17

Metallide füüsikalised karakteristikud

Materjal	Poissoni tegur μ	Temperatuuri-joonpaisu-mistegur α	Mahukaal γ kG/m³	Märkused
Teras	0,3	0,000 012	7850	—
Malm	0,3	0,000 012	7200	—
Alumiiniumi-sulamid	0,3	0,000 023	2650 ... 2850	Keskmine mahukaal 2700 kG/m³

Trossi arvutuslik tõmbetugevus (tõmbejõud) määratakse trossi kui terviku purustava jõu (vastavalt ГОСТ-ile või tehase sertifikaadile) korrutamise teel materjali ühtlusteguriga $k = 0{,}8$ ja materjali töötingimuste teguriga $m = 0{,}8$. Vajalikel juhtudel võetakse arvesse veel konstruktsiooni töötingimuste tegur m vastava konstruktsiooni projekteerimise eeskirjade kohaselt, samuti parandustegur, mis arvestab trossi ühenduste iseloomu.

Metallide füüsikalised karakteristikud on esitatud tabelites 4.16 ja 4.17.

4.5. KEEVISÜHENDUSED

Teraskonstruktsioonide keevitamisel tuleb kasutada järgmisi materjale:

automaat- ja poolautomaatkeevitamisel — terastraati, räbusteid ja muid materjale, mis tagavad jätku võrdvastupidavuse põhimetalliga;

käsitsikeevitamisel — elektroode Э42 või Э42А teraste ВМ Ст. 3сп, ВМ Ст. 3пс, ВМ Ст. 3кп, ВК Ст. 3сп, ВК Ст. 3пс ja ВК Ст. 3кп keevitamisel (vahetult liikuva või dünaamilise koormusega koormatud konstruktsioonide keevitamisel tuleb kasutada elektroode Э42А) ning elektroode Э50А või Э55 vähelegeeritud teraste keevitamisel.

Kasutatavad elektroodid peavad rahuldama ГОСТ 9467-60 nõudeid.

Alumiiniumkonstruktsioonide keevitamise põhimoodusteks on:

a) automaat-, poolautomaat- või käsitsikeevitus kaitsvas inertse gaasi keskkonnas, mittesulava volframelektroodiga ja lisametalli juurdeandmisega;

b) automaat- või poolautomaatkeevitus sulava elektroodiga kaitsvas inertse gaasi keskkonnas;

c) automaatkeevitus räbustikihis (poollahtise kaarega);

d) gaaskeevitus;

e) punktkeevitus.

Alumiiniumisulamite keevitamisel kasutatava elektroodimaterjali ja lisametalli margid selguvad keevisühenduste arvutustugevuste tabelist (tabel 4.21).

Keevitamise, samuti õmbluse kvaliteedi kontrollimise moodus peab olema projektis näidatud.

Keevisõmbluste arv ja mõõtmed kõikides konstruktsioonides tuleb valida minimaalne.

Keevitatud teraskonstruktsioonides tuleb keevisõmblused asetada selliselt, et konstruktsioonide valmistamisel oleks vaja neid võimalikult vähe pöörata. Õmbluste paksus ja vastastikune asend tuleb valida nii, et konstruktsioonis tekiksid keevitamisel võimalikult väikesed temperatuuripinged ja -deformatsioonid. Tuleb vältida mitme õmbluse kuhjumist ühes kohas. Ühendatavate elementide servatöötlus peab vastama keevitusmoodusele, keevitatavate elementide paksusele, õmbluste moodustamise tehnoloogiale ning olemasolevatele seadmetele. Servatöötlus tuleb valida ГОСТ 5264-58, ГОСТ 8713-58 ja tehase normaalide järgi.

Alumiiniumkonstruktsioonide keevisühenduste projekteerimisel tuleb silmas pidada keevitustehnoloogia iseärasusi, muuhulgas elektroodihoidja suuremaid mõõtmeid. Sellest lähtudes peavad sõlmed olema ligipääsetavad, vastavalt poolautomaadi gabariitidele.

Kõikides metallkonstruktsioonides, millele vahetult mõjub liikuv või vibreeriv koormus, tuleb lehtede ja profiilide (kaasa arvatud täisseinaliste talade seinad ja vööd) jätkud moodustada põkkühenduse abil õmbluse juure ning terve paksuse läbikeevitamisega. Põkkõmbluse otsad tuleb viia väljapoole jätku (lisalappide abil).

Eripaksuste (-laiuste) lehtede keevitamisel tuleb sujuva ülemineku tagamiseks paksema (laiema) lehe ots töödelda kaldu (kaldega mitte üle 1 : 5). Eripaksuste lehtede jätkamine ilma kaldutöötlemiseta on lubatud, kui lehtede paksuse erinevus ei ületa 4 mm teraskonstruktsioonide ja

25% õhema lehe paksusest alumiiniumkonstruktsioonide korral. Teraslehtede ühendamisel ei tohi astme suurus ületada $^1/_8$ õhema lehe paksusest.

Nurkõmbluse kõrgus h_k peab olema vähemalt 4 mm (välja arvatud elemendid paksusega alla 4 mm) ja mitte rohkem kui 1,2δ (staatiliselt koormatud alumiiniumkonstruktsioonide puhul kuni 1,5δ), kus δ — õhema ühendatava elemendi paksus. Nurkõmbluste minimaalne kõrgus teraskonstruktsioonide puhul peab rahuldama veel tabeli 4. 18 nõudeid.

Tabel 4. 18

Teraskonstruktsioonide keevisõmbluste minimaalne kõrgus

Paksema ühendatava elemendi paksus mm	Nurkõmbluse minimaalne kõrgus h_k mm	
	süsinikterase puhul	vähelegeeritud terase puhul
$\leqslant 10$	4	6
11 ... 20	6	8
21 ... 30	8	10
31 ... 50	10	12
$\geqslant 51$	12	—

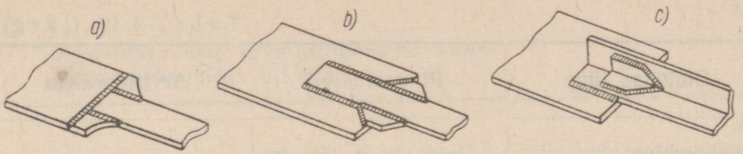
Nurkõmbluse arvutuslik pikkus peab olema vähemalt 40 mm ja $4h_k$. Külgõmbluse maksimaalne arvutuslik pikkus on $60h_k$ teraskonstruktsioonides ja $40h_k$ alumiiniumkonstruktsioonides. Juhul kui koormus antakse külgõmblusele kogu pikkusel (näiteks keevitatud talade vööõmblustes), pole nurkõmbluste pikkus piiratud.

Külgõmblused moodustatakse kaatetite suhtega 1 : 1, otsõmblused — kaatetite suhtega 1 : 1 staatilisel ja 1 : 1,5 (suurem kaatet mõjuva jõu suunas) dünaamilisel ja vibreerival koormamisel. Dünaamiliste ja vibreerivate koormuste puhul tuleb nurkõmblused moodustada sujuva üleminekuga põhimetallile.

Liikuva või vibreeriva koormusega alumiiniumkonstruktsioonide elementides, mille pinge ületab 60% arvutustugevusest, tuleb põkk- ja otsõmblused sujuva ülemineku tagamiseks mehaaniliselt töödelda.

Ülekatte suurus ülekatteühendustes peab moodustama vähemalt 5 õhema elemendi paksust.

Katkendlike õmbluste puhul ei tohi vahe õmbluse üksikute osade vahel ületada 15δ surutud ja 30δ tõmmatud



Joonis 4. 1. Termiliselt tugevdatud alumiiniumist varraste ühendus sõlmlehega:

a — tasapinnalise varda põkkühendus; *b* — tasapinnalise elemendi ühendamine külgõmblustega; *c* — nurkprofiili ühendamine külgõmblustega

elementides, kus δ — õhema elemendi paksus. Liikuva ja vibreeriva koormuse korral tuleb katkendõmblusi vältida.

Alumiiniumkonstruktsioonides soovitatakse varraste ühendamiseks sõlmlehtedega kasutada lisaelemente varda ristlõike termilise mõju tsooni vähendamiseks (vt. joon. 4. 1).

Keevisühendused tuleb arvutada tabelis 4. 19 toodud valemitega.

Keevisühenduste arvutusvalemid Tabel 4. 19

Õmbluse tüüp	Pingeolukord	Arvutusvalem
Põkkõmblus, mis on risti mõjuva jõu suunaga	Surve	$\frac{N}{l_k \delta} \leqslant R_c^{cв}$
	Tõmme	$\frac{N}{l_k \delta} \leqslant R_p^{cв}$
Põkkõmblus, mis on kaldu mõjuva jõu suhtes	Surve	$\frac{N}{l_k \delta} \sin \alpha \leqslant R_c^{cв}$
	Tõmme	$\frac{N}{l_k \delta} \sin \alpha \leqslant R_p^{cв}$
	Lõige	$\frac{N}{l_k \delta} \cos \alpha \leqslant R_{cp}^{cв}$
Põkkõmblus	Paine	$\frac{M}{W_1} \leqslant R_p^{cв}$
		$\frac{M}{W_2} \leqslant R_c^{cв}$

Tabel 4.19 (järg)

Ömbluse tüüp	Pingeolukord	Arvutusvalem
Põkkömblus	Paine koos lõikega: teraskonstruktsioonides	$\sqrt{\frac{3}{4}\sigma^2+3\tau^2\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{\sigma}{R_p^{cв}}\right)^2\right]}\leqslant R_p^{cв}$
	alumiiniumkonstruktsioonides	$\frac{\sigma}{2}+\sqrt{\frac{\sigma^2}{4}+\tau^2}\leqslant R_p^{cв}$
Nurkömblus	Surve, tõmme, lõige	$\frac{N}{\beta h_k l_k}\leqslant R_y^{cв}$
	Lõige kahes suunas	$\sqrt{\tau_1^2+\tau_2^2}\leqslant R_y^{cв}$

kus N — ühendusele mõjuv arvutuslik pikijõud;
M — ühendusele mõjuv arvutuslik paindemoment;
l_k — ömbluse arvutuslik pikkus, mis võrdub ömbluse tegeliku pikkusega miinus 10 mm; kui ömbluse otsad on viidud väljapoole ühendust (lisalappidel), võib võtta ömbluse arvutuslikuks pikkuseks tegeliku pikkuse;
δ — ühendatava elemendi paksus;
W_1 — jätkatava ristlõike maksimaalselt tõmmatud kiu vastupanumoment;
W_2 — jätkatava ristlõike maksimaalselt surutud kiu vastupanumoment;
α — nurk ömbluse ja pikijõu suuna vahel;
h_k — nurkömbluse paksus, mis võetakse võrdseks sissejoonestatud võrdhaarse kolmnurga kaatetite pikkusega (vt. joon. 4.2);
β — tegur, mille väärtuseks on: terase ühekihilisel automaatkeevitamisel 1,0; alumiiniumi automaatkeevitamisel 0,9; terase ühekäigulisel poolautomaatkeevitamisel 0,8 ja käsitsikeevitamisel, terase mitmekihilisel automaat- ja poolautomaatkeevitamisel ning alumiiniumi poolautomaatkeevitamisel 0,7;
σ — ömbluse pinge paindest;
τ — ömbluse pinge lõikest;
τ_1, τ_2 — nurkömbluse pinged kahes omavahel ristuvas suunas;
$R_c^{cв}$, $R_p^{cв}$, $R_{cp}^{cв}$ — põkkömbluse arvutuslik surve-, tõmbe- ja lõiketugevus;
$R_y^{cв}$ — nurkömbluse arvutustugevus.

Keevisühenduste arvutustugevused teraskonstruktsioonides kG/cm²

Põhimetalli mark	Keevitusmoodus ja elektroodid	Põkkõmbluses			Nurkõmbluses
		surve $R_c^{св}$	tõmme $R_p^{св}$	lõige $R_{cp}^{св}$	surve, tõmme, lõige $R_y^{св}$
Вст. 3сп, ВСт. 3пс, ВСт. 3кп, ВКСт. 3сп, ВКСт. 3пс, ВКСт. 3кп, ВСт. 4	Automaatkeevitus	2100	2100	1300	1500
	Poolautomaatkeevitus ja käsitsikeevitus elektroodidega Э42 või Э42 А	2100	1800/2100	1300	1500
14Г2 metalli paksuse ≤ 20 mm puhul	Automaatkeevitus	2900	2900	1700	2000
	Poolautomaatkeevitus ja käsitsikeevitus elektroodidega Э50А	2900	2500/2900	1700	2000
14Г2 metalli paksuse puhul 21 ... 30 mm	Automaatkeevitus	2800	2800	1700	2000
	Poolautomaatkeevitus ja käsitsikeevitus elektroodidega Э50А	2800	2400/2800	1700	2000
10Г2С1, 15ХСНД	Automaatkeevitus	2900	2900	1700	2000
	Poolautomaatkeevitus ja käsitsikeevitus elektroodidega Э50А	2900	2500/2900	1700	2000
10ХСНД	Automaatkeevitus	3400	3400	2000	2400
	Poolautomaatkeevitus ja käsitsikeevitus elektroodidega Э55	3400	2900/3400	2000	2400

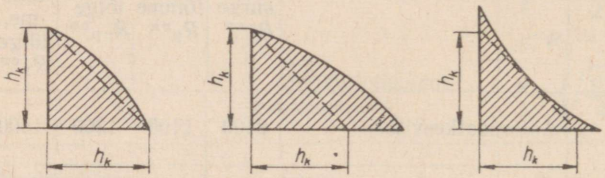
Märkused. 1. Arvutustugevused murru lugejas on kehtivad keevisõmbuse kvaliteedi kontrollimise tavaliste meetodite kasutamisel, murru nimetajas — täpsustatud kontrollimismeetodite (röntgeni- või gammakiiritus, ultraheli-defektoskoopia, magnetograafiline meetod jne.) kasutamisel.

2. Täpsustatud kontrollimismeetodite kasutamise nõue peab olema fikseeritud projektis.

3. Terase BCт. 5 keevisühenduste (kui nende kasutamine on lubatud) arvutustugevused võetakse 10% võrra kõrgemad vastavatest terase BCт. 3 arvutustugevustest.

4. Tabelis toodud põkkühenduste arvutustugevused kehtivad juhul, kui ühendus on moodustatud kahepoolse keevitusega või õmbluse juure täiendava läbikeevitusega; ühepoolse keevitusega õmbluste puhul, kui õmbluse juure täiendav läbikeevitamine pole võimalik, tuleb ühenduse arvutustugevusi korrutada teguriga 0,7.

5. Ühenduse väsimusarvutusel tuleb arvutustugevused korrutada väsimusteguriga γ.



Joonis 4. 2. Nurkõmbluste arvutuslik kõrgus h_k

Keevisühenduste arvutustugevused teraskonstruktsioonide jaoks on toodud tabelis 4.20, alumiiniumkonstruktsioonide jaoks tabelis 4. 21. Alumiiniumkonstruktsioonide termilise mõju tsooni suurused on toodud tabelis 4. 22.

Alumiiniumkonstruktsioonide keevisühenduste arvutustugevused kG/cm² elekter-kaarkeevitusel argoonis

Põhimetalli mark	Elektroodi- või lisametalli traadi mark	Põkkõmblused			Nurkõmblused
		Tõmme, surve, paine $R_c^{св} = R_p^{св} = R_и^{св}$		Lõige $R_{ср}^{св}$	Tõmme, surve, lõige $R_y^{св}$
		keevitamisel sulava elektroodiga	keevitamisel volframelektroodiga		
1	2	3	4	5	6
АД1	АД1	250	250	150	200
АМц	свАМц	400	400	250	300
АМг	свАМг3	700	700	450	500
АМг3	свАМг5	700	700	450	500
АМг5	свАМг5, свАМг6, АМг61	1100	1100	650	600
АМг6	свАМг6, АМг61, свАМг7	1400	1400	850	700
АМг61	АМг61, свАМг7	1600	1600	1000	800
АД 31-Т	свАК3	700	700	400	400
АД 31-Т1	свАК5	800	800	500	450

Tabel 4.21 (järg)

1	2	3	4	5	6
АД33-Т АД35-Т, АВ-Т	свАК10, свАК12	1000	1000	600	500
АД33-Т1 $\delta \leqslant 3$ mm	свАК5	—	1100	650	550
АД35-Т1 $\delta = 4 \ldots 10$ mm	свАК10	1100	900	600	550
АВ-Т1 $\delta = 11 \ldots 25$ mm	свАК12	900	—	550	550
В92Т $\delta \leqslant 4$ mm	свВ92	—	1700 ... 1900*	1000	900
	свАК5	—	1600	900	700
$\delta = 5 \ldots 12$ mm	свВ92	1700	1500 ... 1900**	1000	900
	свАК5	1500	1500	900	700

* Vähemalt 50 cm pikkustele keevitatud elementidele $R^{cв} = 1900$ kG/cm²; alla 50 cm pikkustele elementidele $R^{cв} = 1800$ kG/cm².

** Vähemalt 350 cm pikkustele keevitatud elementidele $R^{cв} = 1900$ kG/cm², vähemalt 200 cm pikkustele elementidele $R^{cв} = 1800$ kG/cm².

Märkused. 1. Keevitatud elemendi pikkuse all mõistetakse põiksuunaliste põkkõmblustega ühendatud konstruktsioonielemendi pikkust või mõjuva jõu suhtes risti asetsevate keevisõmbluste vahekaugust.

2. Termiliselt töödeldud sulamite keevisühenduste arvutustugevusi saab oluliselt suurendada täiendava termilise töötlusega pärast keevisühenduse moodustamist.
Sulamitele Al-Mg-Si on pärast täielikku termilist töötlemist $R^{cв} = 0{,}9R$, sulamile В92-Т $R^{cв} = R$ (keevitamisel traadiga свВ92), kus R — sulami põhiline arvutustugevus.

3. Ühenduse väsimusarvutusel tuleb arvutustugevusi korrutada väsimusteguriga γ.

Tabel 4.22

Termilise mõju tsooni ulatus alumiiniumisulamite elekter-kaarkeevitusel argoonis põkkõmblusega

Sulami mark	Liik	Termilise mõju tsooni ulatus (kummalegi poole õmbluse teljest)	
		keevitamisel sulava elektroodiga	keevitamisel volframelektroodiga
АД1, АМц, АМг, АМг5, АМг6, АМг61	М	ei arvestata	ei arvestata
Samad	П	3,5δ	3,5δ
АД31, АД33, АД35	Т või Т1	—	7δ
АВ	Т või Т1	3,5δ	7δ
В92	Т	ei arvestata	paksuse puhul üle 4 mm — 9δ; vähema paksuse puhul ei arvestata

4.6. NEET- JA POLTÜHENDUSED

Neetühendustes kasutatakse poolümara peaga neete ГОСТ 10 299-62 järgi, salapeaga neete ГОСТ 10 300-62 järgi ja kõrge peaga koonilisi neete tehasenormaalide järgi.

Needivarda ja neediaugu läbimõõdud on toodud tabelis 4.23.

Keevitatava paketi paksus ei tohi ületada needi 5 läbimõõtu teraskonstruktsioonides ja needi 4 läbimõõtu alumiiniumkonstruktsioonides. Kõrge peaga kooniliste terasneetide kasutamisel võib paketi paksus ulatuda kuni needi 7 läbimõõduni. Teiselt poolt ei tohiks needi läbimõõt ületada viiekordset paketi kõige õhema elemendi paksust.

Terasneetide valmistamiseks kasutatakse teraseid Ст. 2 закл. ja Ст. 3 закл. ГОСТ 499-41 järgi. Vähelegeeritud terasest konstruktsioonides kasutatakse neete terasest 09Г2 ГОСТ 5058-57 järgi. Alumiiniumkonstruktsioo-

Tabel 4.23

Nediaugu läbimõõdud

Needivarda läbimõõt d_1 mm		10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Nediaugu läbimõõt d mm	Teraskonstruktsioonides	—	13	15	17	19	21	23	25	28,5	31,5
	Alumiiniumkonstruktsioonides	10,2	12,35	14,4	16,55	18,6	21	23	25	—	—

Märkus. Neete läbimõõduga 14 ja 18 mm ei soovitata.

Tabel 4.24

Auguläbimõõdud normaaltäpsete poltide jaoks

Poldivarda läbimõõt d_2 mm	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36
Poldiaugu läbimõõt d mm	13	15	17	19	21	23	25	27	30	33	39

Märkus. Ühe poldiga ühendustes tuleb poldiaugu läbimõõt valida vastavalt nediaugu läbimõõdule tabelis 4.23.

nides kasutatakse neete sama grupi sulamist kui põhimetall, kuid kõrgendatud plastsusega. Soovitavad sulamimargid alumiiniumneetide valmistamiseks selguvad neetide arvutustugevuste tabelist (tabel 4. 30).

Poltühendustes kasutatakse kuuekandilise peaga normaaltäpseid (musti) polte ГОСТ 7798-62 järgi ning kõrgtäpseid (puhtaid ja poolpuhtaid) polte ГОСТ 7805-62 järgi. Poldiaukude läbimõõdud normaaltäpsete poltide jaoks on toodud tabelis 4. 24. Kõrgtäpsete poltide kasutamisel on poldiaugu nimiläbimõõt võrdne poldivarda nimiläbimõõduga.

Teraspoltide valmistamiseks kasutatakse tavalisi süsinikteraseid (В Ст. 3сп, В Ст. 3кп, В Ст. 5) ning vähelegeeritud teraseid (09Г2, 14Г2, 10Г2С1, 15ХСНД jt.). Alumiiniumpolte valmistatakse peamiselt sulamitest АМг5п, АД33-Т1, АВ-Т1, Д18-Т, В 65-Т, Д-16Т ja В94-Т1. Korrosiooni vältimiseks tuleb hoiduda poltide kasutamisest, mille vasesisaldus tunduvalt erineb põhimetalli vasesisaldusest. Alumiiniumkonstruktsioonides kasutatavad teraspoldid peavad olema tsingitud või kadmeeritud.

Kõrgtugevate poltide valmistamiseks kasutatakse süsinikteraseid Ст. 5, Ст. 35 ning legeeritud teraseid Ст. 40 jt. Valmis poldid töödeldakse termiliselt.

Töötavates konstruktsioonielementides peab neetide või poltide arv, mis ühendavad elementi sõlmes või jätkulapiga (kummalgi pool elemendi katkestuskohta), olema vähemalt kaks. Erandina on lubatud ühe needi või poldiga kinnitada liitvarraste ühendusvõrgu elemente.

Neetide ja poltide asetus peab olema kooskõlas tabeli 4. 25 andmetega.

Normaaljõudude mõjumise korral arvutatakse neet- ja poltühendused tabelis 4. 26 toodud valemite järgi.

Montaažiühendusi, mis on moodustatud kõrgtugevate poltide abil, arvutatakse eeldusel, et kogu ühenduses mõjuv jõud antakse üle hõõrdega, mis tekib ühendatavate elementide kokkupuutepindadel poltide pingutamisest. Jõudude jaotus poltide vahel loetakse ühtlaseks.

Ühe poldi iga hõõrdepinna poolt vastuvõetava jõu suurus määratakse valemist

$$N_p = Pfm$$

kus f — hõõrdetegur, mille väärtus määratakse tabelist 4. 33;

m — ühenduse töötingimuste tegur, mille väärtuseks võetakse teraskonstruktsioonides 0,9 ja alumiiniumkonstruktsioonides 0,8;

P — poldi telje suunaline eelpingutusjõud.

Poldi eelpingutusjõud määratakse vastavalt poldi mehaanilistele omadustele pärast termilist töötlemist valemiga

$$P = 0{,}6\sigma_t F_{neto}$$

kus σ_t — poldi terase purustav pinge pärast termilist töötlemist;

F_{neto} — poldi ristlõikepindala keerme siseläbimõõdu järgi.

Tabel 4.25

Neetide ja poltide vahekaugused teras- ja alumiiniumkonstruktsioonides

Nimetus	Teraskonstruktsioonides	Alumiiniumkonstruktsioonides
Vahekaugused neetide ja poltide tsentrite vahel igas suunas:		
a) minimaalne neetidele	3 d	3 d
b) minimaalne poltidele	3,5 d	3,5 d
c) maksimaalne äärmistes ridades äärisnurkraudade puudumise korral, tõmmatud ja surutud elementides	8 d või 12δ	5 d või 10δ
d) maksimaalne keskmistes ridades ning äärmistes ridades äärisnurkraudade olemasolu korral, tõmmatud elementides	16 d või 24δ	12 d või 20δ
e) sama, surutud elementides	12 d või 18δ	10 d või 14δ
Vahekaugus needi tsentrist kuni lehe ääreni:		
a) minimaalne jõu suunas (alumiiniumkonstruktsioonides ka diagonaali suunas)	2 d	2,5 d
b) minimaalne jõu suunaga risti, lõigatud servade korral	1,5 d	2,5 d
c) sama, valtsitud või pressitud servade korral	1,2 d	2 d
d) maksimaalne	4 d või 8δ	6 d

d — needi- või poldiaugu läbimõõt;
δ — paketi välise õhema elemendi paksus.

Neet- ja poltühenduste arvutusvalemid

Ühenduse tüüp	Pingeolukord	Arvutusvalem
Neet- või poltühendused	Lõige	$\frac{N}{nn_1\frac{\pi d^2}{4}} \leqslant R_{cp}$
	Muljumine	$\frac{N}{nd\,\Sigma\delta} \leqslant R_{cм}$
Poldid	Tõmme	$\frac{N}{n\frac{\pi d_0^2}{4}} \leqslant R_p{}^б$
Terasneedid	Tõmme	$\frac{N}{n\frac{\pi d^2}{4}} \leqslant R_p{}^{закл}$
Alumiiniumneedid	Pea ärarebimine	$\frac{N}{n\pi dh} \leqslant R_{отр}{}^{закл}$

kus N — ühendusele mõjuv pikijõud;
n — neetide või poltide arv ühenduses;
n_1 — ühe needi või poldi töötavate lõigete arv;
d — neediaugu läbimõõt või vastavalt poldivarda välislläbimõõt;
d_0 — poldi keerme siseläbimõõt;
$\Sigma\delta$ — ühes suunas muljutavate elementide summaarne paksus;
$h = 0{,}4d$ — needi pea rebimispinna kõrgus;
R_{cp} — needi (poldi) arvutuslik lõiketugevus;
$R_{cм}$ — needi-(poldi-)augu arvutuslik muljumistugevus;
$R_p{}^б$ — poldi arvutuslik tõmbetugevus;
$R_p{}^{закл}$ — needi arvutuslik tõmbetugevus;
$R_{отр}{}^{закл}$ — alumiiniumneedi pea arvutuslik lõiketugevus.

Märkused. 1. Kui üks element on ühendatud teisega täitelapi või muu vahepealse elemendi kaudu, samuti ühepoolse jätkulapiga ühendustes tuleb neetide (poltide) arvu suurendada 10% võrra.

2. Nurkterase väljaulatuva flanši kinnitamisel sõlmlehe külge lisanurkraua abil tuleb viimase ühe flanši kinnitamiseks ettenähtud neetide (poltide) arvu suurendada 50% võrra.

3. Neet- ja poltühenduste arvutustugevused on toodud tabelites 4.27 ... 4.32.

Tabel 4.27

Terasneetide arvutuslikud tõmbe- ja lõiketugevused kG/cm²

Needi materjal	Tõmbetugevus $R_{р}^{закл.}$	Lõiketugevus $R_{ср}^{закл.}$	
		grupp B	grupp C
Ст. 2 закл., Ст. 3 закл.	1200	1800	1600
09Г2	1500	2200	—

Märkused. 1. Gruppi B kuuluvad ühendused, kus neediaugud on moodustatud:

a) puurimisega projekteeritud läbimõõdule kokkumonteeritud paketis,

b) puurimisega projekteeritud läbimõõdule üksikelementides konduktori abil,

c) puurimise või stantsimisega vähemale läbimõõdule üksikutes detailides ning järelpuurimisega projekteeritud läbimõõdule kokkumonteeritud paketis.

Gruppi C kuuluvad ühendused, kus neediaugud on moodustatud stantsimise või puurimisega üksikelementides ilma konduktorita.

2. Sala- või poolsalapeaga neetide arvutuslikku lõiketugevust vähendatakse teguriga 0,8; nende neetide kasutamine tõmbele töötamisel pole lubatud.

Tabel 4.28

Teraspoltide arvutuslikud tõmbe- ja lõiketugevused kG/cm²

Poldi materjal	Tõmbetugevus $R_{р}^{б}$		Lõiketugevus $R_{ср}^{б}$		
	normaal- ja kõrgtäpsed poldid	ankrupoldid	kõrgtäpsed poldid (grupp B)	normaaltäpsed üksikpoldid	normaaltäpsed poldid mitme poldiga ühendustes
ВСт.3сп, ВСт. 3кп	1700	1400	1700	1500	1300
ВСт. 5	1900	1500	1800	1600	1400
09Г2	2000	1700	2000	—	—
14Г2, 10Г2С1, 15ХСНД	2300	1900	2200	—	—

Märkused. Augud grupi B ühendustele moodustatakse vastavalt tabeli 4.27 märkusele 1.

Neet- ja poltühenduste arvutuslikud muljumistugevused teraskonstruktsioonides kG/cm²

Põhimetalli mark	Neetühendustes $R_{см}^{закл}$		Poltühendustes $R_{см}^{б}$		
	grupp B	grupp C	kõrgtäpsed poldid (grupp B)	normaaltäpsed üksikpoldid	normaaltäpsed poldid mitme poldiga ühendustes
ВСт. 3пс, ВСт. 3пс,	4200	3800	3800	3800	3400
ВСт. 3кп, ВСт. 4 ВСт. 5	4600	—	4100	—	—
14Г2; $\delta \leqslant 20$ mm	5800	—	5200	—	—
$\delta = 21 \ldots 30$ mm	5600	—	5000	—	—
10Г2С1, 15ХСНД	5800	—	5200	—	—
10ХСНД	6800	—	6100	—	—

Märkused. 1. Paksust terasest elementide puhul tuleb ühenduste arvutuslikku muljumistugevust vähendada vastavalt tabeli 4.8 märkusele 3.

2. Salapeaga ja poolsalapeaga neetide puhul vähendatakse ühenduse arvutuslikku muljumistugevust teguriga 0,8.

Tabel 4.30

Alumiiniumneetide arvutuslikud lõiketugevused kG/cm²

Sulami mark	АД1	АМц	АМг	АМг5п	АД33	АВ	Д18п	Д18п	В65	В94
Needi liik	kalestatud			lõõmutatud	karastatud ja kunstlikult vanandatud T1		töötlemata (toorneedid)	karastatud ja loomulikult vananenud T		karastatud ja kunstlikult vanandatud T1
Arvutuslik lõiketugevus $R_{ср}^{закл}$	350	400	700	1000	1000	1000	1000	1100	1450	1700

Märkused. 1. Arvutustugevused on antud ühendustele, kus neediaugud on moodustatud puurimise teel. Stantsitud aukude kasutamine pole lubatud.

2. Salapeaga või poolsalapeaga neetide puhul vähendatakse ühenduse arvutustugevust teguriga 0,8.

Tabel 4.31

Neet- ja poltühenduste arvutuslikud muljumistugevused kG/cm² **alumiiniumkonstruktsioonides**

Põhimetalli mark	Neetühenduses $R_{см}^{закл}$	Poltühenduses $R_{см}^{б}$	Põhimetalli mark	Neetühenduses $R_{см}^{закл}$	Poltühenduses $R_{см}^{б}$
АД1-М	400	350	АД33-Т1	2500	2300
АМц-М	600	550	АД35-Т	1400	1300
АМц-П	1600	1450	АД35-Т1	2700	2550
АМг-М ja АМг3-М	1100	1050	АВ-М	1100	1000
АМг-П ja АМг3-П	1900	1750	АВ-Т	1600	1450
АМг5-М	1900	1750	АВ-Т1	2700	2550
АМг6-М	2200	2000	В92-Т	3000	2800
АМг61-М	2500	2300	Д1-Т	2600	2300
АД31-Т	1100	1000	Д16-Т	3800	3500
АД31-Т1	1900	1750	В95-Т1	4600	4200
АД33-Т	1400	1250			

Märkused. 1. Tabelis toodud arvutustugevused kehtivad neetühendustele, kus augud on puuritud. Stantsitud aukude kasutamine neetühendustes pole lubatav.

2. Tabelis toodud andmed poltide kohta kehtivad ühendustele, kus äärmise poldiaugu tsentri kaugus lehe servast on $\geqslant 2d$. Selle kauguse vähendamisel kuni $1{,}5d$-ni tuleb arvutustugevusi vähendada 40% võrra.

Tabel 4.32

Alumiiniumpoltide arvutuslikud tõmbe- ja lõiketugevused kG/cm²

Poldi metalli mark	Tõmbetugevus $R_{р}^{б}$	Lõiketugevus $R_{ср}^{б}$	
	normaal- ja kõrgtäpsed poldid	kõrgtäpsed poldid	normaaltäpsed poldid
АМг5п	1250	900	800
АД33-Т1, АВ-Т1	1600	950	850
Д18п-Т	1450	950	850
В65-Т	2000	1300	1150
Д16-Т	2000	1300	1150
В94-Т1	2500	1500	1350

Tabel 4.33

Hõõrdetegur f kõrgtugevate poltidega ühendustele

Pindade eelneva töötlemise moodus	Konstruktsiooni materjal		
	süsinikteras	vähelegeeritud teras	alumiinium
Töötlemine liivajoaga	0,45	0,55	0,45
Töötlemine metallipulbri või põletiga	0,45	0,55	—
Töötlemine terasharjadega	0,35	—	—
Pinna söövitamine	—	—	0,4
Ilma töötlemiseta	0,25*	—	0,15**

* Neetide või poltide osalisel asendamisel.
** Pärast rasvast puhastamist.

4.7. TSENTRILINE TÕMME VÕI SURVE

Tsentriliselt tõmmatud või surutud varraste tugevust kontrollitakse valemiga

$$\frac{N}{F_{\text{neto}}} \leqslant R$$

kus N — maksimaalne arvutuslik pikijõud;
R — materjali arvutustugevus (vt. tabelid 4.8 ja 4.10), arvestades töötingimuste tegurit) vt. tabelid 4.14 ja 4.15).
Kui on võimalik elemendi väsimuspurunemine, siis tuleb materjali arvutustugevust korrutada väsimusteguriga γ (vt. p. 4.10);
F_{neto} — elemendi neto-ristlõikepindala.

Tsentriliselt surutud elementide üldstabiilsust kontrollitakse valemiga

$$\frac{N}{F} \leqslant \varphi R$$

kus F — elemendi bruto-ristlõikepindala;
φ — nõtketegur, mis määratakse tabelist 4.34 või 4.35 varda maksimaalse saleduse λ funktsioonina.

Tabel 4.34

Tegur φ tsentriliselt surutud terasvarraste arvutamiseks

Terase mark / λ	ВСт 3 ВСт. 4	ВСт.5	14Г2, 10Г2С1 15ХСНД	10ХСНД
0	1,00	1,00	1,00	1,00
10	0,99	0,98	0,98	0,98
20	0,97	0,96	0,95	0,95
30	0,95	0,93	0,92	0,92
40	0,92	0,89	0,89	0,88
50	0,89	0,85	0,84	0,82
60	0,86	0,80	0,78	0,77
70	0,81	0,74	0,71	0,68
80	0,75	0,67	0,63	0,59
90	0,69	0,59	0,54	0,50
100	0,60	0,50	0,46	0,43
110	0,52	0,43	0,39	0,36
120	0,45	0,37	0,33	0,31
130	0,40	0,32	0,29	0,27
140	0,36	0,28	0,25	0,23
150	0,32	0,25	0,23	0,20
160	0,29	0,23	0,21	0,18
170	0,26	0,21	0,19	0,16
180	0,23	0,19	0,17	0,14
190	0,21	0,17	0,15	0,12
200	0,19	0,15	0,13	0,11
210	0,17	0,14	0,12	0,10
220	0,16	0,13	0,11	0,09

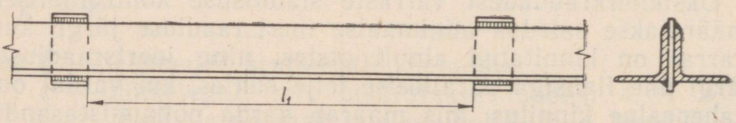
Üksiknurkraudadest varraste stabiilsuse kontrollimisel määratakse saledus minimaalse inertsraadiuse järgi, kui varras on kinnitatud ainult otstes, ning inertsraadiuse järgi ühe flanšiga paralleelse telje suhtes, kui vardal on vähepealne kinnitus, mis määrab varda nõtkumistasandi paralleelsena teise flanšiga.

Tabel 4.35

Tegur φ tsentriliselt surutud alumiiniumvarraste arvutamiseks

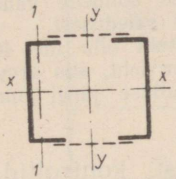
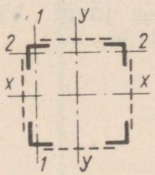
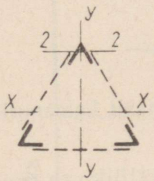
Sulami mark / λ	АД1-М, АМц-М	АМг-М, АД31-Т, АВ-М	АМг5-М, АД31-Т1, АВ-Т	АМг-П, АМг6-М	АМг61-М, АД33-Т1, АВ-Т1, Д1-Т leht	АД35-Т1, В92-Т leht, Д1-Т profiil	В92-Т profiil, Д16-Т	В95-Т1
0	1	1	1	1	1	1	1	1
10	0,974	0,973	0,999	0,998	0,998	0,994	0,990	1
20	0,947	0,945	0,998	0,997	0,996	0,988	0,980	0,960
30	0,921	0,917	0,980	0,943	0,900	0,889	0,835	0,800
40	0,895	0,870	0,880	0,830	0,780	0,766	0,700	0,650
50	0,815	0,770	0,780	0,725	0,660	0,644	0,568	0,500
60	0,780	0,685	0,690	0,628	0,557	0,539	0,455	0,400
70	0,655	0,603	0,600	0,538	0,463	0,448	0,352	0,318
80	0,585	0,530	0,525	0,460	0,387	0,375	0,290	0,244
90	0,521	0,465	0,457	0,388	0,332	0,315	0,227	0,192
100	0,463	0,415	0,395	0,332	0,285	0,260	0,185	0,155
110	0,415	0,365	0,335	0,283	0,236	0,216	0,153	0,128
120	0,375	0,327	0,283	0,243	0,200	0,182	0,127	0,108
130	0,336	0,296	0,241	0,210	0,171	0,155	0,110	0,092
140	0,300	0,265	0,208	0,184	0,147	0,133	0,095	0,079
150	0,220	0,285	0,181	0,160	0,128	0,117	0,083	0,069

Kahest omavahel täitelappidega ühendatud nurk- või karprauast moodustatud liitvarrast (joon. 4.3) võib vaadelda täisseinalisena, kui täitelappide vahekaugus on terasvarrastel $l_1 \leqslant 40r_x$ surve ja $l_1 \leqslant 80r_x$ tõmbe puhul ning alumiiniumvarrastel $l_1 \leqslant 30r_x$ surve ja $l_1 \leqslant 80r_x$ tõmbe puhul (r_x — ühe nurkraua inertsraadius nõtkelapiga paralleelse telje suhtes); seejuures peab nõtkelappide arv varda pikkusel olema vähemalt 2.



Joonis 4.3. Täitelappidega ühendatud liitvarda skeem

Redutseeritud saledus λ_{red}

Varda ristlõike skeem	Varraste ühendus	
	nõtkelappidega	sõrestikvõrguga
	$\sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$	$\sqrt{\lambda_y^2 + k_1 \frac{F}{F_{d1}}}$
	$\sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}$	$\sqrt{\lambda^2 + F\left(\frac{k_1}{F_{d1}} + \frac{k_2}{F_{d2}}\right)}$
	$\sqrt{\lambda^2 + 2\lambda_2^2}$	$\sqrt{\lambda^2 + k_1 \frac{F}{F_d}}$

kus λ_y — saledus vaba telje $y - y$ suhtes.

λ — varda maksimaalne saledus;

λ_1, λ_2 — posti üksikute harude saledused telgede *1 — 1* ja *2 — 2* suhtes pikkusel, mis võrdub külgekeevitatud nõtkelappide puhta vahekaugusega või äärmiste neetide vahekaugusega;

F — varda üldine ristlõikepindala;

F_{d1}, F_{d2} — võrgu diagonaalide ristlõikepindala (ühe paneeli ulatuses) tasandites, mis on risti vastavalt teljega *1 — 1* ja *2 — 2*;

F_d — diagonaalide, mis asetsevad kolmetahulise varda ühe tahu tasandis, ristlõikepindala (ühe paneeli piirides);

k_1, k_2 — tegurid, mille väärtus võetakse olenevalt nurkadest α_1 ja α_2 võrgu diagonaali ja posti haru vahel (joon. 4.4) pinnas, mis on paralleelne telgedega *1 — 1* või *2 — 2*:

α	30°	40°	45 . . . 60°
k	45	31	27

Märkused. 1. Nõtkelappidega varraste redutseeritud saleduse avaldised tabelis 4.36 kehtivad nõtkelapi ja postiharu jooksvate jäikuste suhte korral $\frac{i_{n1}}{i_n} \geqslant 3$.

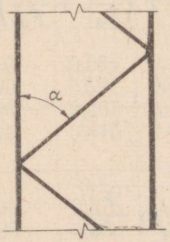
Juhul kui $\frac{i_{n1}}{i_n} < 3$, tuleb arvestada nõtkelapi deformatsiooni mõju redutseeritud saledusele (vt. СНиП II-И. 9-62).

2. Sõrestikvõrguga liitvarraste iga haru saledus sõlmede vahel ei tohi olla suurem varda kui terviku redutseeritud saledusest.

3. Nõtkelappidega varda iga haru saledus ei tohi olla üle 40.

4. Kui ühes pinnas on nõtkelappide asemel pidev leht, siis arvutatakse iga haru saledus poole ristlõike inertsraadiuse järgi oma raskuskeset läbiva telje suhtes.

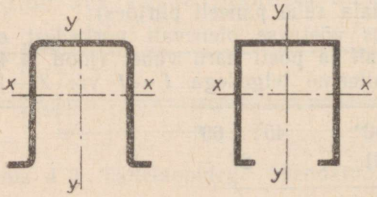
Üldjuhul tuleb liitvarraste üldstabiilsust kontrollida materiaalse telje suhtes saleduse $\lambda_x = l_0/r_x$ järgi ning vaba telje suhtes redutseeritud saleduse λ_{red} järgi. Viimaste määramisel tuleb kasutada tabelit 4.36.



Joonis 4.4. Liitvarda võrgu diagonaali kaldenurk

Tsentriliselt surutud lahtise U-kujulise ristlõikega vardaid tuleb juhul, kui $\lambda_x < 3\lambda_y$ (λ_x ja λ_y — varda saledused telgede $x-x$ ja $y-y$ suhtes vastavalt joonisele 4.5), kontrollida stabiilsuse kaotuse painde-väände skeemi järgi.

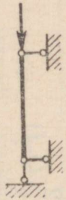
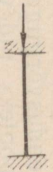
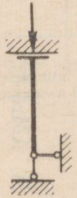
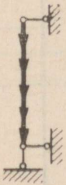
Tsentriliselt surutud konstantse ristlõikega posti nõtkepikkused määratakse seosega $l_0 = \mu l$, kus l — posti pikkus ja μ — tegur tabelist 4.37.



Joonis 4.5. Lahtise U-kujulise ristlõike skeemid

Tabel 4.37

Tegur μ posti nõtkepikkuse määramiseks

Skeem								
μ	2,0	1,0	0,7	0,5	1,0	2,0	0,725	1,12

Posti saledus ei tohi olla suurem kui 120 terasposti ja 100 alumiiniumposti puhul.

Liitpostide ühenduselemendid (nõtkelapid või sõrestikvõrk) tuleb arvutada tinglikule põikjõule Q, mille väärtus loetakse posti pikkusel konstantseks ja mis määratakse tabelist 4. 38.

Tabel 4.38

Liitposti tinglik põikjõud

Posti tüve metalli mark	Q kG
ВСт. 3сп, ВСт. 3пс, ВСт. 3кп, ВСт. 4	$20F$
ВСт. 5, 14Г2, 10Г2С1, 15ХСНД, 10ХСНД	$40F$
АД1-М, АМц-М, АМг-М, АМг-П, АМг5-М, АМг6-М, АД31-Т, АД31-Т1, АВ-М	$20F$
АМг61-М, АД33-Т1, АД35-Т1, АВ-Т, АВ-Т1, Д1-Т	$30F$
Д16-Т, В92-Т, В95Т	$40F$

F — varda üldine ristlõikepindala cm²

Kui ühenduselemendid asetsevad mitmes paralleeltasandis, siis jaotatakse tinglik põikjõud võrdselt kõigi nõtkelappide (või ühendusvõrkude) pindade vahel; kui paralleelselt nõtkelappidega (ühendusvõrguga) asetseb pidev leht, jaotatakse põikjõud pooleks pideva lehe ja kõikide nõtkelappide (ühendusvõrkude) vahel.

Nõtkelappe (joon. 4. 6) arvutatakse nagu diagonaalideta sõrestiku elemente:

nihkejõule $T = \frac{Q_n l}{c}$ ja

paindemomendile $M = \frac{Q_n l}{2}$

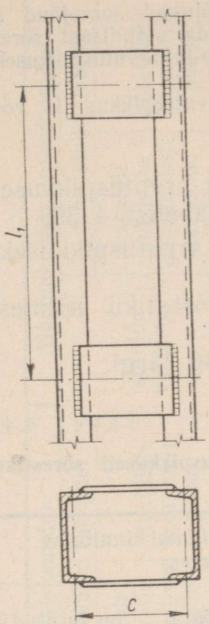
(kolmeharulise posti puhul $M = \frac{2}{3} Q_n l$),

kus Q_n — nõtkelappidele ühes tasandis mõjuv põikjõud (kolmeharulise posti puhul $Q_n = 0{,}68Q$);

l — nõtkelappide tsentrite vahekaugus;

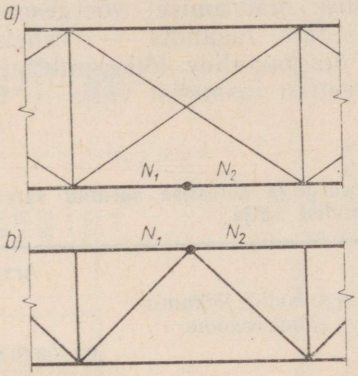
c — postiharude telgede vahekaugus.

Ühendusvõrgu vardaid arvutatakse nagu sõrestiku võrgu elemente. Ristuvate diagonaalide arvutamisel tuleb arvestada postiharude deformatsioonist tingitud täiendavat pikijõudu diagonaalides.



Joonis 4. 6. Nõtkelappidega liitvarda skeem

Joonis 4. 7. Skeem arvutuspikkuse määramiseks vardale, mille sisejõud pikkuse ulatuses muutub:
a — sõrestikevahelised sidemed plaanis; *b* — sõrestiku eestvaade



Tabel 4. 39

Tasapinnaliste sõrestike varraste arvutuspikkused
(välja arvatud ristvõrguga sõrestike diagonaalid)

Nõtkumise suund	Arvutuspikkus		
	vööd	toediagonaalid ja -postid	teised võrgu elemendid
Sõrestiku tasandis	l	l	$0{,}8\,l$
Sõrestiku tasandi ristsuunas (sõrestiku tasandist välja)	l_1	l_1	l_1

kus l — varda geomeetriline pikkus (sõlmede tsentrite vahekaugus) sõrestiku tasandis;
l_1 — vahekaugus sõlmede vahel, mis on kinnitatud sõrestiku tasandist väljanõtkumise vastu spetsiaalsidemetega või jäikade katuseplaatidega, mis on kinnitatud vöö külge keevisõmbluste või poltidega jne.; võrgu elementide jaoks — sõlmede vahekaugus.

Märkused. 1. Kui varda pikkusel l_1 mõjuvad survejõud N_1 ja $N_2 < N_1$ (joon. 4.7), siis kontrollitakse varda stabiilsust sõrestiku tasandist välja suurema jõu N_1 järgi ja varda arvutuspikkuseks võetakse $l_0 = l_1(0{,}75 + 0{,}25\,N_2/N_1)$.

2. Üksiknurkraudadest võrgu elementide arvutuspikkus l_0 võetakse võrdseks varda geomeetrilise pikkusega.

Tasapinnaliste sõrestike varraste arvutuspikkused nende saleduse määramiseks võetakse tabelist 4.39.

Ristvõrguga sõrestiku diagonaali arvutuspikkuseks saleduse määramisel võetakse:

sõrestiku tasandis — vahekaugus sõrestiku sõlmest kuni diagonaalide lõikepunktini;

sõrestiku tasandist välja — tabeli 4.40 järgi.

Tabel 4.40

Ristvõrguga sõrestike surutud varraste arvutuspikkused sõrestiku tasandist välja

Diagonaalide lõikumissõlme iseloom	Arvutuspikkus l_0, kui kinnitatav varras		
	on tõmmatud	ei tööta	on surutud
Mõlemad vardad on katkestamata	l	$0{,}7l_1$	l_1
Kinnitav varras on katkestatud ja jätkatud sõlmlehega	$0{,}7l_1$	l_1	l_1

kus l — vahekaugus sõrestiku sõlme tsentrist varraste lõikepunktini;

l_1 — surutud varda täielik geomeetriline pikkus.

Märkus. Üksiknurkraudadest ristvõrgu surutud elementide inertsraadiuseks võetakse:

kui $l_0 = l$, siis $\min r$,

kui $l_0 = 0{,}7l_1$ või $l_0 = l_1$, siis r_y (sõrestiku tasandiga paralleelse telje suhtes).

Lähtudes kohaliku stabiilsuse nõudest ei tohi tsentriliselt surutud täisseinalise terasvarda seina arvutuskõrguse (samuti kahe seinaga varda vöö seintevahelise osa arvutuslaiuse) ja paksuse suhe olla suurem maksimaalväärtustest:

Tabel 4.41

Sõrestike ja sidemete varraste maksimaalne saledus λ

Varda nimetus	Teraskonstruktsioonides			Alumiiniumkonstruktsioonides		
		tõmmatud varrastel			tõmmatud varrastel	
	surutud varrastel	vahetult mõjuvate dünaamiliste koormuste puhul	staatiliste koormuste puhul	surutud varrastel	vahetult mõjuvate dünaamiliste koormuste puhul	staatiliste koormuste puhul
Sõrestike vööd, toediagonaalid ja toereaktsioone üleandvad postid	120	250	400	100	200	300
Sõrestike muud vardad	150	350	400	120	300	300
Sidemed sõrestike vahel	200	400	400	150	300	300
Kraanasõrestike alumised vööd	—	150	—	—	120	—
Sidemed postide vahel	150	300	300	150	300	300
Liitposti võrgu elemendid	150	—	—	120	—	—
Vardad, mis vähendavad surutud varraste nõtkepikkust, ja muud mittetöötavad vardad	200	—	—	150	—	—
Katusesõrestiku ülemine vöö, mida ei kinnitata, montaaži ajal	220	—	—	—	—	—

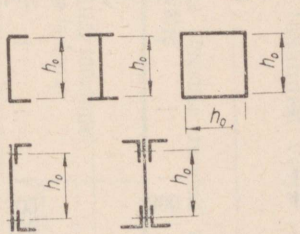
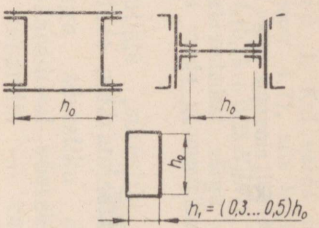
Märkused. 1. Konstruktsioonidel, millele vahetult ei mõju dünaamilisi koormusi, kontrollitakse tõmmatud varraste saledust ainult vertikaaltasandis.

2. Eelpingestatud tõmbele töötavate sidemevarraste saledust ei piirata.

3. Sõrestike vähekoormatud tõmbevarraste, kus koormuse ebasoodsa asendi korral võib muutuda sisejõu märk, saledus tuleb võtta surutud varraste järgi; seejuures tuleb täitelapid panna sammuga mitte üle 40 *r*.

Tabel 4.42

max h_0/δ **alumiiniumkonstruktsioonides**

Sulami mark	Arvutuslik saledus $\bar{\lambda} = \alpha\lambda$	Skeem	
			
АД1-М, АМц-М, АМг-М, АД31-Т, АВ-М	$\bar{\lambda} \leqslant 0{,}3$ $\bar{\lambda} \geqslant 1{,}5$	$33/\sqrt{R}$ 70	$36/\sqrt{R} \leqslant 70$ 70
АМг-П, АД33-Т1, АВ-Т1, АД35-Т1	$\bar{\lambda} \leqslant 0{,}3$ $\bar{\lambda} \geqslant 1{,}5$*	$60/\sqrt{R}$ $67/\sqrt{R}$	$66/\sqrt{R}$ $74/\sqrt{R} \leqslant 70$
АМг5-М, АД31-Т1, АВ-Т, АМг6-М, АМг61-М, Д1-Т, В92-Т, Д16-Т, В95-Т1	$\bar{\lambda} \leqslant 0{,}3$ $\bar{\lambda} \geqslant 1{,}5$*	$42/\sqrt{R}$ $67/\sqrt{R}$	$47/\sqrt{R}$ $74/\sqrt{R} \leqslant 70$

Märkused. 1. Tärniga märgitud juhtudel võib I- ja H-profiilide seina kõrguse ja paksuse suhet h_0/δ suurendada 25% võrra, kuid mitte üle 70.

2. Tabelis tuleb R dimensiooniks võtta t/cm².

3. Vahepealsete redutseeritud saleduste jaoks vahemikus $\bar{\lambda} = 0{,}3 \ldots 1{,}5$ määratakse h_0/δ lineaarse interpoleerimise teel.

$$\frac{h_0}{\delta} \leqslant 40 \sqrt{\frac{2100}{R}} + 0{,}2\lambda$$

$$\frac{h_0}{\delta} \leqslant 75$$

kus h_0 — seina arvutuskõrgus, mis keevitatud konstruktsioonides võrdub seina kogu kõrgusega, needitud konstruktsioonides — varda teljele lähimate neediridade vahekaugusega;

δ — seina paksus;

λ — varda saledus;

R — arvutustugevus kG/cm².

Kui varda kandevõime pole täielikult ära kasutatud, võib nimetatud suhet suurendada teguriga $\sqrt{\frac{R\varphi}{\sigma}}$ ($\sigma = N/F$ — arvutuspinge, φ — nõtketegur), kuid mitte üle 75.

Alumiiniumkonstruktsioonide tsentriliselt surutud varda seina arvutuskõrguse ja paksuse maksimaalsed suhted on toodud tabelis 4. 42.

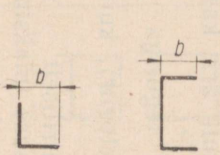
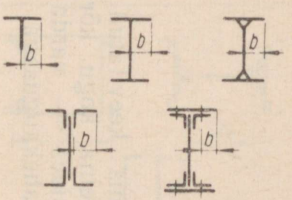
Tabel 4. 43

max b/δ **teraskonstruktsioonides**

Terase mark	Varda saledus λ				
	25	50	75	100	125
ВСт. 3, ВСт. 4, 14Г2	14	15	16,5	18	20
10Г2С, 15ХСНД	12	13	14,5	16,5	18,5
10ХСНД	11	12,5	14	16	17,5

Märkused. 1. Flanši arvutuslaiust loetakse keevitatud elementides seina äärelt, valtsitud elementides — flanši üleminekukõveruse äärelt, needitud elementides — võõnurkraua välimiste neetide joonelt alates.

2. Kui varda kandevõime pole täielikult ära kasutatud, lubatakse tabelis toodud piirsuhteid suurendada teguriga $\sqrt{\frac{R\varphi}{\sigma}}$, kuid mitte üle 25%.

Sulami mark	Varda arvutuslik saledus $\overline{\lambda} = 0{,}013\sqrt{R}\lambda$	Varda ristlõige	
			
АМг-П, АД33-Т1, АВ-Т1, АД35-Т1, В95-Т1	$\overline{\lambda} \leqslant 0{,}3$ $\overline{\lambda} \geqslant 1{,}5$	$15/\sqrt{\overline{R}}$ $19/\sqrt{\overline{R}}$	$15/\sqrt{\overline{R}}$ $22/\sqrt{\overline{R}}$
Ülejäänud sulamid	$\overline{\lambda} \leqslant 0{,}3$ $\overline{\lambda} \geqslant 1{,}5$	$15/\sqrt{\overline{R}+1{,}2}$ $19/\sqrt{\overline{R}} \leqslant 22$	$15/\sqrt{\overline{R}+1{,}2}$ $22/\sqrt{\overline{R}} \leqslant 22$

Märkused. 1. Tabelis tuleb R dimensiooniks võtta t/cm².

2. Erikülgsete nurkraudade laiema flanši ning T-profiili seina laiuse ning paksuse suhet b/δ võib suurendada 10% võrra.

3. Vahepealsete redutseeritud saleduste jaoks vahemikus $\lambda = 0{,}3 \ldots 1{,}5$ määratakse piirsuhe b/δ lineaarse interpoleerimise teel.

4. Vuudi olemasolu korral, mis moodustab flanšiga vähemalt 30° nurga, võib flanši arvutuslikku laiust lugeda vuudi algusest (kõverjoonelise ülemineku korral tuleb flanši laiust lugeda sissejoonestatud vuudist).

5. Kui varda kandevõime pole täielikult ära kasutatud, võib tabelis toodud piirsuhteid suurendada teguriga $\sqrt{\frac{R\varphi}{\sigma}}$, kus $\sigma = \frac{N}{F}$ — arvutuslik pinge; φ — nõtketegur.

Tabel 4.45

Tegurid k paksuservalise flanši laiuse ja paksuse piirsuhte b'/δ määramiseks alumiiniumkonstruktsioonides

Ristlõike tüüp	$\beta = \frac{b}{\delta}$	$\gamma_1 = \frac{D}{\delta}$	Sulami mark: AMr-П, АД33-Т1, АВ-Т1, АД35-Т1	Sulami mark: Ülejäänud, $\bar{\lambda} \leqslant 0{,}3$	Sulami mark: Ülejäänud, $\bar{\lambda} \geqslant 1{,}5$
I- ja I-profiilid	$7{,}5 \leqslant \beta \leqslant 12$	2,5	1,35	1,06	1,35
		3	1,69	1,24	1,69
		3,5	2,06	1,46	2,06
	$16 \leqslant \beta \leqslant 20$	2,5	1,28	1,04	1,28
		3	1,59	1,2	1,59
		3,5	1,94	1,4	1,94
Nurk, T- ja ristprofiilid	$7{,}5 \leqslant \beta \leqslant 12$	2,5	1,17	1,06	1,17
		3	1,41	1,24	1,41
		3,5	1,67	1,46	1,67
	$16 \leqslant \beta \leqslant 20$	2,5	1,13	1,04	1,13
		3	1,35	1,2	1,35
		3,5	1,6	1,4	1,6

Märkused. 1. Piirsuhe $\beta = \max b/\delta$ võetakse tabelist 4.44.

2. Vahepealsete β ja $\bar{\lambda}$ väärtuste jaoks määratakse tegur k lineaarse interpoleerimise teel.

3. Paksuservalise flanši laiust mõõdetakse paksenduse tsentrist kuni naaberseina (-flanši) pinnani või vuudini.

4. Paksenduse läbimõõduks loetakse:
a) ringpaksenduse puhul — ringi läbimõõt;
b) ruutpaksenduse puhul — paksendatud serva kõrgus;
c) trapetsilise paksenduse puhul — paksendatud serva kõrgus, kui paksenduse laius on vähemalt $1{,}5\,D$.

Tsentriliselt surutud varda jäigastamata servaga flanši arvutuslaiuse ja paksuse suhe ei tohi ületada tabelis 4.43 toodud piirväärtusi teraskonstruktsioonide puhul ning tabeli 4.44 piirväärtusi alumiiniumkonstruktsioonide puhul.

Flanši vaba serva jäigastamise korral paksendusega võib piirsuhet $\beta = b/\delta$ suurendada väärtuseni $b'/\delta = k\beta$, kus teguri k väärtus olenevalt varda arvutuslikust saledusest λ ning paksenduse suhtelisest läbimõõdust $\gamma_1 = D/\delta$ määratakse tabelist 4.45.

Tsentriliselt surutud ringsilindriliste torude seina kohalikku stabiilsust kontrollitakse valemiga

$$\sigma \leqslant \sigma_0$$

kus $\sigma = \frac{N}{F}$ — varda arvutuslik pinge;

σ_0 — väiksem suurustest $\sigma_0 = \varphi^* R$ ja $\sigma_0 = \frac{cE\delta}{r}$;

r — toru keskpinna raadius;

δ — toru seina paksus;

φ^* — tegur, mis määratakse tabelist 4.46 või 4.47;

c — tegur, mis määratakse tabelist 4.48.

Tabel 4.46

Teguri φ^* väärtused teraskonstruktsioonidele

$0{,}476 \frac{r}{\delta} R$	0	25	50	100	150	200	250
φ^*	1	0,94	0,85	0,71	0,60	0,53	0,47

Tabel 4.47

Teguri φ^* väärtused alumiiniumkonstruktsioonidele

Sulami mark	Toru keskpinna raadiuse ja seinapaksuse suhe r/δ							
	25	50	75	100	125	150	200	$\geqslant 250$
В92-Т профиль, В95-Т1	0,95	0,82	0,70	0,61	0,54	0,48	0,39	0,32
АМг-П, АМг5-М, АМг6-М, АД31-Т1, АД33-Т1, АД35-Т1, АВ-Т, В92-Т лист Д1-Т	0,96	0,85	0,75	0,67	0,60	0,54	0,45	0,37
АД1-М, АМц-М, АМг-М, АД31-Т, АВ-М	0,97	0,87	0,79	0,72	0,66	0,60	0,50	0,42

Tabel 4.48

Teguri c väärtused teras- ja alumiiniumkonstruktsioonidele

	Suhe $\frac{r}{\delta}$	50	100	150	200	250	500	750	1000	1500
Tegur c	teraskonstruktsioonidele	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,10	0,08	0,07
	alumiiniumkonstruktsioonidele	0,30	0,22	0,20	0,18	0,16	0,12	—	—	—

4.8. PAINE

4.8.1. TUGEVUSKONTROLL

1. Ühes peapinnas painduva elemendi tugevus on tagatud, kui

$$\frac{M}{W_{\text{neto}}} \leqslant R \tag{4.1}$$

$$\frac{QS}{I\delta} \leqslant R_{\text{cp}} \tag{4.2}$$

kus S — ülalpool vaadeldavat kiudu oleva brutopinna staatiline moment nulljoone suhtes;
δ — tala seina paksus;
R, R_{cp} — tala materjali arvutuslik painde- ja lõiketugevus.

Juhul, kui elemendi ristlõige on nõrgestatud neetide või poltide aukudega (läbimõõt d, samm a), tuleb nihkepinged (4.2) korrutada teguriga $\frac{a}{a-d}$.

2. Kui element paindub mõlemas peapinnas, kontrollitakse tema tugevust valemiga

$$\frac{M_x}{I_{x\,\text{neto}}} y \pm \frac{M_y}{I_{y\,\text{neto}}} x \leqslant R \tag{4.3}$$

kus x ja y — vaadeldava punkti kaugused peatelgedest.

3. Kui terastala sein on koormatud painde- ja nihkepingetega ja kui seejuures keskmine nihkepinge

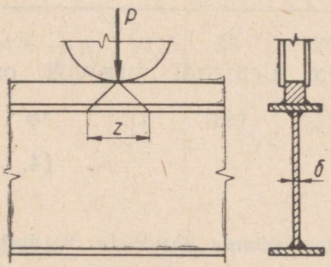
$$\tau_k = \frac{Q}{h_s \delta} > 0{,}4\ R \qquad (4.4)$$

kus h_s ja δ — seina kõrgus ja paksus, tuleb terastala seina kontrollida valemiga

$$\sqrt{\frac{3}{4}\sigma^2 + 3\tau_k^2 \left(1 - \frac{1}{2}\frac{\sigma^2}{R^2}\right)} \leqslant R \qquad (4.5)$$

Siin esinev σ on nõrgestamata tala seina suurim paindepinge.

4. Talal, mille vööle asetatud koondatud koormus asub jäikusribist eemal (joonis 4.8), tekivad seinas kohalikud pinged



Joonis 4.8. Koondatud koormuse ülekandmine tala seinale kraanasilla rattalt

$$\sigma_M = \frac{n_1 P}{\delta z} \leqslant R \qquad (4.6)$$

kus P — arvutuslik koondatud koormus (kraanatalade arvutamisel dünaamilisuse tegurit arvestamata);

n_1 — tegur, mille väärtuseks võetakse: raske töörežiimiga tsehhide kraanataladele, kus töötavad jäiga tõstega kraanad, 1,5; samades tsehhides elastse tõstega kraanade korral 1,3; muudele kraanataladele 1,1; ülejäänud taladele 1,0;

δ — tala seina paksus;

z — koondatud koormuse mõjutsooni pikkus. Liikuva koormuse korral arvutatakse z seosest

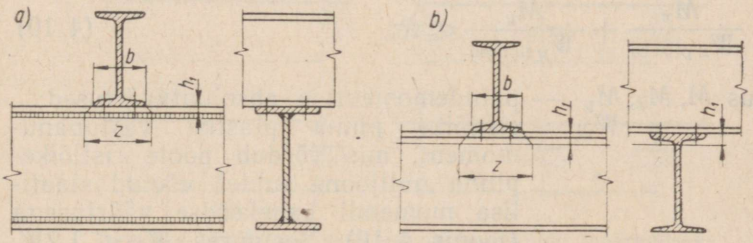
$$z = c \sqrt[3]{\frac{I_v}{\delta}} \qquad (4.7)$$

kus tegur c on keevitatud talade korral 3,25 ja needitud talade puhul 3,75; I_v — vöö ja roopa ristlõike inertsmomentide summa; kui roobas on vöö külge keevitatud, võetakse roobas ja vöö tervikuna.

Kui tala ülemisele vööle toetatakse valtsitud I-tala või muu liikumatu konstruktsioon (joon. 4.9), võetakse koondatud koormuse mõjutsooni pikkuseks

$$z = b + 2h_1 \qquad (4.8)$$

kus b — põiktala vöö laius;
h_1 — alumise tala vöö paksus keevitatud tala korral; valtsitud I-tala korral võetakse h_1 väärtuseks seina serva kaugus vöö välispinnast (joon. 4.9).



Joonis 4.9. Koondatud koormuse ülekandmine tala seinale põiktalalt: *a* — keevitatud talale; *b* — valtsitud talale

Analoogiliselt eeltooduga kontrollitakse valtsitud I-tala toeristlõiget, kui seal puudub jäikusribi.

5. Staatiliselt koormatud ühtlase ristlõikega valtsitud ja keevitatud I-talade dimensioonimisel võib arvestada ka materjali töötamist plastses staadiumis. Seejuures peavad olema rahuldatud järgmised tingimused:

a) tala üldstabiilsus olgu tagatud; nõutakse, et üldstabiilsuse tegur $\varphi_6 > 2{,}5$, kusjuures φ_6 arvutamisel vaadeldakse painet suurima jäikuse tasandis;

b) keevitatud tala surutud vöölehe vaba ääre laiuse ja vöö paksuse suhe

$$\frac{b'_v}{\delta_v} \leqslant 10$$

c) tala seina kasuliku kõrguse ja seina paksuse suhe

$$\frac{h_0}{\delta} \leqslant 80\sqrt{\frac{2100}{R}}$$

kus R ühikuks on kG/cm²;

d) nihkepinged suurima paindemomendi kohal

$$\tau \leqslant 0{,}3R$$

Kui eeltoodud tingimused on täidetud, kontrollitakse tala järgmiselt:

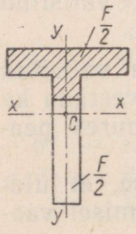
a) kui tala paindub ühes oma peapinnas, siis

$$\frac{M}{W_{\text{pl neto}}} \leqslant R \qquad (4.9)$$

b) kui tala paindub mõlemas peapinnas, siis

$$\frac{M_x}{W_{x\,\text{pl neto}}} + \frac{M_y}{W_{y\,\text{pl neto}}} \leqslant R \qquad (4.10)$$

kus M, M_x, M_y — paindemomentide absoluutväärtused;
W_{pl} — ristlõike pinna plastne vastupanumoment, mis võrdub poole ristlõikepinna nulljoone suhtes võetud staatilise momendi kahekordse väärtusega (joonis 4.10). Seejuures $W_{\text{pl}} \leqslant 1{,}2W$. Valtsitud I- ja [-profiilide korral võetakse $W_{\text{pl}} = 1{,}12W$, kui tala paindub tala seina pinnas, ja $W_{\text{pl}} = 1{,}2W$, kui tala paindub paralleelselt vöödega.



Joonis 4.10. Ristlõike skeem plastse vastupanumomendi määramiseks

Puhta painde tsoonis võetakse plastse vastupanumomendi väärtuseks $0{,}5\ (W + W_{pl})$.

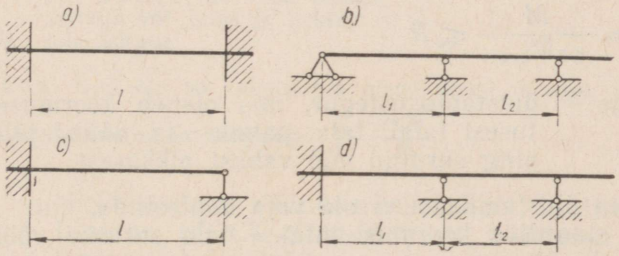
6. Staatiliselt koormatud ühtlase ristlõikega valtsitud ja keevitatud talade arvutamisel, kui talad on otstes jäigalt kinnitatud või jätkuvad ja kui seejuures sillete erinevus ei ületa 20% ning kui on täidetud eeltoodud tingimused a ... d, leitakse arvutuslik paindemoment M_a toe- ja sildemomendi võrdsuse tingimusest. Tala tugevus on tagatud, kui

$$\sigma = \frac{M_a}{W_{neto}} \leqslant R \qquad (4.11)$$

Arvutuslik paindemoment M_a määratakse järgmiselt:

a) jätkuvtaladel, mille otsad on vabalt toetatud, suurim moment

$$M_a = \frac{1}{1 + \frac{u}{l}} M_1 \qquad (4.12)$$



Joonis 4. 11. Talade skeemid piirmomentide määramiseks

$$M_a = 0{,}5M_2 \qquad (4.13)$$

kus M_1, M_2 — lihttalana arvutatud äärmise silde ja naabersilde suurim paindemoment;

u — ristlõike, kus esineb paindemoment M_1, kaugus äärmisest toest;

l — äärmine sille;

b) otstes jäigalt kinnitatud ühesildelisel talal või otstes jäigalt kinnitatud jätkuvtalal (joonis 4. 11, *d*)

$M_a = 0{,}5M$

kus M — suurim momentidest, kui üksikud silded on arvutatud lihttaladena;

c) taladele, mille üks ots on jäigalt kinnitatud ja teine vabalt toetatud (joonis 4. 11, *c*), arvutatakse M_a punkti *a* kohaselt.

Juhul kui tala paindub mõlemas peapinnas, kontrollitakse tala tugevust valemiga

$$\frac{M_{xa}}{I_{x\,\text{neto}}} y \pm \frac{M_{ya}}{I_{y\,\text{neto}}} x \leqslant R \qquad (4.14)$$

kus x, y — vaadeldava punkti kaugused peatelgedest.

4. 8. 2. ÜLDSTABIILSUS

7. Tala üldstabiilsuse kaotus on tingitud peamiselt surutud vöö nõtkumisest ja põhjustab peaaegu alati avariiolukorra. Tala üldstabiilsuse tagamiseks peab olema rahuldatud tingimus

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_б W_{\text{bruto}}} \leqslant R \qquad (4.15)$$

kus $\varphi_б$ — üldstabiilsustegur, mis oleneb koormuse asetusest talal, tala painde- ja väändejäikusest ning surutud vöö vabast pikkusest.

Tala üldstabiilsust ei ole vaja kontrollida, kui:

a) staatiline koormus antakse tala surutud vööle üle jäiga laudisega;

b) kui I-ristlõikega tala vöö vaba pikkuse ja vöö laiuse suhe l/b ei ületa tabelites 4. 49 ... 4. 51 toodud piirväärtusi.

8. Üldstabiilsusteguri $\varphi_б$ arvutamine.

I-talal, mille ristlõikepinnal on kaks sümmeetriatelge,

$$\varphi_б = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l}\right)^2 \cdot 10^3 \qquad (4.16)$$

Tegur ψ oleneb tegurist α, mis määratakse järgmiselt:

a) valtsitud I-taladel

$$\alpha = 1{,}54 \frac{I_к}{I_y} \left(\frac{l}{h}\right)^2 \qquad (4.17)$$

Tabel 4.49

max l/b, **mille puhul terastala üldstabiilsust ei kontrollita**
Tala materjal Ст 3 või Ст. 4.

Tala tüüp	$\frac{h}{b}$	$h/\delta_1 = 100$			$h/\delta_1 = 50$		
		Koormuse rakendus					
		ülemisele vööle	alumisele vööle	kui ülemine vöö on seotud sidemetega, olenemata koormuse asetusest	ülemisele vööle	alumisele vööle	kui ülemine vöö on seotud sidemetega, olenemata koormuse asetusest
Keevitatud	2	18	28	22	19	30	23
	4	16	26	19	18	27	21
	6	15	24	18	16	25	19
Needitud	2	21	30	24	30	42	33
	4	18	28	21	25	35	27
	6	16	25	19	21	32	24

kus l — tala surutud vöö vaba pikkus;
b, δ_1 — surutud vöö laius ja paksus;
h — tala kõrgus.

Märkus. Kui tala on valmistatud muud marki terasest, tuleb max l/b väärtus korrutada suurusega $\sqrt{\frac{2100}{R}}$.

kus I_K — ristlõikepinna väändeinertsmoment; valtsitud I-talade (ГОСТ 8239-56 *) I_K väärtused on toodud tabelis 4.53;
l — tala surutud vöö vaba pikkus;

b) kolmest lehest moodustatud keevitatud I-talade ja needitud I-talade puhul

$$\alpha = 8\left(\frac{l\delta_1}{bh}\right)^2\left(1+\frac{d\delta^3}{b\delta_1^3}\right) \qquad (4.18)$$

kus keevitatud talade puhul
δ — tala seinapaksus;
b ja δ_1 — vöö laius ja paksus;
h — tala kõrgus;
$d = 0{,}5h$
ja needitud talade puhul

Tabel 4.50

Alumiiniumisulamitest keevitatud ja pressitud talade max l/b, mille puhul ei nõuta üldstabiilsuse kontrolli

h/b	Alumiiniumi mark	Koormuse rakendus		
		ülemisele vööle	alumisele vööle	kui surutud vöö on seotud sidemetega, olenemata koormuse asetusest
$\leqslant 2$	АД1-М, АМц-М, АМг-М, АД31-Т, АВ-М	15,6	24,2	18,4
	АД33-Т1, АМг-П, АМг5М, АД31-Т1			
	АВ-Т1, АД35-Т1, АВ-Т	11,7	18,3	13,9
	АМг6-М	11	17,1	13
	АМг61-М, В92-Т лист.	9,6	15	11,3
	В92-Т профиль	7,9	12,3	9,3
5	АД1-М, АМц-М, АМг-М, АД31-Т, АВ-М	12,9	20,8	15,8
	АМг-П, АМг5-М, АД31-Т1, АД33-Т1, АД35-Т1, АВ-Т,			
	АВ-Т1	9,7	15,7	11,9
	АМг6-М	9,1	14,7	11,1
	АМг61-М, В92-Т лист.	7,9	12,8	9,7
	В92-Т профиль	6,5	10,5	8
10	АД1-М, АМц-М, АМг-М, АД31-Т, АВ-М	11,1	17,3	13,2
	АМг-П, АМг5-М, АД31-Т1, АД33-Т1, АД35-Т1, АВ-Т,			
	АВ-Т1	8,4	13,1	9,9
	АМг6-М	7,8	12,2	9,3
	АМг61-М, В92-Т лист.	6,8	10,7	8,1
	В92-Т профиль	5,6	8,8	6,7

kus l — surutud vöö vaba pikkus;
b — vöö laius.

Märkused. 1. Tala, mille $h > 5b$, ei ole soovitav kasutada.
2. h/b ja l/b vahepealsetel väärtustel kasutada lineaarset interpoleerimist.

Tabel 4.51

Alumiiniumisulamitest needitud talade max l/b, **mille puhul ei nõuta üldstabiilsuse kontrolli**

$\frac{h}{b}$	Alumiiniumi mark	Koormuse rakendus		
		ülemisele vööle	alumisele vööle	kui tala surutud vöö on seotud sidemetega, olenemata koormuse asetusest talal
$\leqslant 2$	АД1-М, АМц-М, АМг-М, АД31-Т, АВ-М	17,7	27,3	20,8
	АМг-П, АМг5-М, АД31-Т1, АВ-Т	13,3	20,7	15,7
	АМг6-М	12,5	19,3	14,7
	АМг61-М, АД33-Т1, АД35-Т1, АВ-Т1, В92-Т лист, Д1-Т лист, Д1-Т профиль	10,9	16,9	12,8
	В92-Т профиль, Д16-Т, В95-Т1	9	13,9	10,5
5	АД1-М, АМц-М, АМг-М, АД31-Т, АВ-М	15	23,4	17,7
	АМг-П, АМг5-М, АД31-Т1, АВ-Т	11,3	17,6	13,3
	АМг6-М	10,6	16,5	12,5
	АМг61-М, АД33-Т1, АД35-Т1, АВ-Т1, В92-Т лист, Д1-Т лист, Д1-Т профиль	9,2	14,4	10,9
	В92-Т профлиь, Д16-Т, В95-Т1	7,6	11,9	9,0
10	АД1-М, АМц-М, АМг-М, АД31-Т, АВ-М	13	20,2	15,2
	АМг-П, АМг5-М, АД31-Т1, АВ-Т	9,8	15,3	11,5
	АМг6-М	9,2	14,3	10,8
	АМг61-М, АД33-Т1 АД35-Т1, АВ-Т1, В92-Т лист, Д1-Т лист, Д1-Т профиль	8	12,5	9,4
	В92-Т профиль, Д16-Т, В95-Т1	6,6	10,3	7,7

kus l — surutud vöö vaba pikkus;
b — vöö laius.

Märkused. 1. Tala, mille $h > 5b$, ei ole soovitav kasutada.
2. h/b ja l/b vahepealsetel väärtustel kasutada lineaarset interpoleerimist.

δ — tala seina ja vöönurkraudade vertikaalflanšide summaarne paksus;

δ_1 — vöö ja vöönurkraudade horisontaalflanšide summaarne paksus;

d — vöönurkraua vertikaalflanši kõrguse ja vöölehtede paketi paksuse summa.

Tabel 4.52

Terastest Ст. 3, Ст. 4 talade tegurid ψ

α	Tala surutud vöö ei ole põiksuunas seotud				Tala surutud vöö on seotud põiksuunas sidemetega, koormuse asetus talal suvaline
	koondatud koormus		ühtlaselt jaotatud koormus		
	ülemisel vööl	alumisel vööl	ülemisel vööl	alumisel vööl	
0,1	1,73	5,0	1,57	3,81	2,17
0,4	1,77	5,03	1,60	3,85	2,20
1	1,85	5,11	1,67	3,90	2,27
4	2,21	5,47	1,98	4,23	2,56
8	2,63	5,91	2,35	4,59	2,90
16	3,37	6,65	2,99	5,24	3,50
24	4,03	7,31	3,55	5,79	4,00
32	4,59	7,92	4,04	6,25	4,45
48	5,60	8,88	4,90	7,13	5,23
64	6,52	9,80	5,65	7,92	5,91
80	7,31	10,59	6,30	8,58	6,51
96	8,05	11,29	6,93	9,21	7,07
128	9,40	12,67	8,05	10,29	8,07
160	10,59	13,83	9,04	11,30	8,95
240	13,21	16,36	11,21	13,48	10,86
320	15,31	18,55	13,04	15,29	12,48
400	17,24	20,48	14,57	16,80	13,91

Märkused. 1. Kui tala surutud vöö on kinnitatud ühe sidemega ja koormus asub tala alumisel vööl, võetakse ψ väärtus tabeli kolmandast veerust.

2. Tabeli ψ väärtused tuleb korrutada teguritega vastavalt terase margile:

terase Ст. 5 kasutamisel 0,83;

teraste 14Г2, 10Г2С1 ja 15ХСНД kasutamisel 0,71;

terase 10ХСНД kasutamisel 0,6.

Tabel 4.53

Valtsitud I-talade väändeinertsmomendid $I_к$ (ГОСТ 8239-56 *)

I nr.	$I_к$ cm⁴	I nr.	$I_к$ cm⁴	I nr.	$I_к$ cm⁴
10	2,28	24	11,1	50	75,4
12	2,88	24a	12,8	55	100
14	3,59	27	13,6	60	135
16	4,46	27a	16,7	65	180
18	5,60	30	17,4	70	244
18a	6,54	30a	20,3	70a	352
20	6,92	33	23,8	70b	534
20a	7,94	36	31,4		
22	8,60	40	40,6		
22a	9,77	45	54,7		

Tabel 4.54

$\varphi'_б$ ja $\varphi'_{бн}$ terastele

$\varphi_б(\varphi_{бн})$	$\varphi'_б(\varphi'_{бн})$	$\varphi_б(\varphi_{бн})$	$\varphi'_б(\varphi'_{бн})$	$\varphi_б(\varphi_{бн})$	$\varphi'_б(\varphi'_{бн})$
0,85	0,85	1,1	0,927	1,35	0,973
0,90	0,871	1,15	0,938	1,40	0,980
0,95	0,89	1,20	0,948	1,45	0,987
1,00	0,904	1,25	0,957	1,50	0,994
1,05	0,916	1,30	0,964	1,55	1,00

Tabelis 4.52 on toodud teguri ψ väärtused terase Ст. 3 ja Ст. 4 puhul.

Juhul kui terastala üldstabiilsustegur $\psi_б > 0{,}85$, tuleb $\varphi_б$ asemel võtta tabelist 4.54 $\varphi'_б$ väärtus.

Tabelis 4.55 on toodud alumiiniumisulamist Д16-Т talade ψ väärtused. Teiste sulamite kasutamisel tuleb korrutada tabelist 4.55 leitud teguriit teguriga η, mille väärtused on toodud tabelis 4.56.

Kõikide alumiiniumisulamite puhul, välja arvatud АМг-П, АД35-Т1, АВ-Т1 ja В95-Т1, tuleb $\varphi_б > 0{,}667$ puhul võtta $\varphi_б$ asemel $\varphi'_б$ väärtus tabelist 4.57.

Tabel 4.55

Alumiiniumisulamist Д16Т talade tegurid ψ

α	Tala surutud vöö ei ole seotud sidemetega *				Tala surutud vöö on seotud sidemetega, koormuse asetus talal suvaline
	koondatud koormus		ühtlaselt jaotatud koormus		
	ülemisel vööl	alumisel vööl	ülemisel vööl	alumisel vööl	
0,1	0,45	1,29	0,41	0,98	0,56
0,4	0,46	1,3	0,42	0,99	0,57
1	0,48	1,32	0,43	1,01	0,59
4	0,57	1,41	0,51	1,09	0,66
8	0,68	1,52	0,61	1,18	0,75
16	0,87	1,72	0,77	1,35	0,89
24	1,04	1,89	0,91	1,49	1,03
32	1,18	2,04	1,04	1,62	1,25
48	1,45	2,3	1,26	1,84	1,36
64	1,68	2,53	1,46	2,05	1,53
80	1,89	2,74	1,52	2,22	1,68
96	2,08	2,92	1,79	2,38	1,82
128	2,43	3,27	2,07	2,66	2,08
160	2,74	3,57	2,33	2,92	2,31
240	3,42	4,22	2,89	3,49	2,8
320	3,96	4,8	3,36	3,95	3,22
400	4,45	5,3	3,75	4,35	3,6

* Kui surutud vöö on seotud sidemega ja koormus asub alumisel vööl, kasutada tabeli 3. veergu.

Tabel 4.56

Tegur η

Alumiiniumi mark	η	Alumiiniumi mark	η
АД1-М, АМц-М АМг-М, АД31-Т, АВ-М	5,2 3,8	АМг61-М, АД33-Т1, АВ-Т1, Д1-Т лист	1,57
АМг-5В-М, АД31-Т1, АВ-Т	2,2	В92-Т профиль, Д16-Т	1
АМг-П, АМг6-М	1,38	Д35-Т1, В92-Т лист, Д1-Т профиль	1,4
		В95-Т	0,82

Tabel 4.57

$\varphi'_б$ ja $\varphi'_{бн}$ alumiiniumisulamitele

$\varphi_б(\varphi_{бн})$	$\varphi'_б(\varphi'_{бн})$	$\varphi_б(\varphi_{бн})$	$\varphi'_б(\varphi'_{бн})$	$\varphi_б(\varphi_{бн})$	$\varphi'_б(\varphi'_{бн})$
0,667	0,667	1,1	0,85	1,6	0,949
0,7	0,698	1,2	0,876	1,7	0,965
0,8	0,747	1,3	0,887	1,8	0,975
0,9	0,786	1,4	0,917	1,9	0,986
1,0	0,82	1,5	0,934	2,0	1,000

Tabel 4.58

Tegurid ζ ebasümmeetrilistele I-taladele

Koormamise moodus	ζ
Puhas paine	1,0
Ühtlaselt jaotatud koormus	1,12
Koondatud koormus tala keskel	1,35
Moment tala otsas	1,75

9. Terastaladel, mille surutud vöö on tõmmatud vööst suurem,

$$\varphi_б = \frac{8{,}4\zeta E I_y h_1}{I_x l^2 R}\left[\sqrt{(0{,}5y_p+\beta_y)^2+C^2}+(0{,}5y_p+\beta_y)\right] \quad (4.19)$$

Analoogilistel alumiiniumisulamist taladel

$$\varphi_б = \frac{2{,}34\zeta E I_y h_1}{I_x l^2 R}\left[\sqrt{(0{,}5y_p+\beta_y)+C^2}+(0{,}5y_p+\beta_y)\right] \quad (4.20)$$

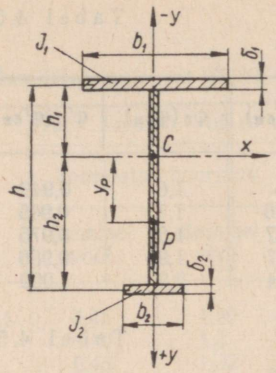
Siin ζ — tegur, mis oleneb tala koormamise viisist (vt. tabel 4.58);

l — tala surutud vöö vaba pikkus;

y_p — koormuse rakenduspunkti kaugus raskuskeskmest, arvestades märki (joonis 4.12);

$$\beta_y = \left[0{,}43 - 0{,}065\left(\frac{b_1}{h}\right)^2\right](2n-1)h \quad (4.21)$$

$$n = \frac{I_1}{I_1+I_2} \quad (4.22)$$



Joonis 4. 12. Ebasümmeetriline tala ristlõige

kus I_1, I_2 — surutud ja tõmmatud vöö ristlõike inertsmomendid ristlõike raskuskeset läbiva telje suhtes.

$$I_y = I_1 + I_2$$

$$C^2 = \frac{1}{I_y}\left(\frac{I_1 I_2}{I_y} h^2 + 0{,}04 I_k l^2 \right) \qquad (4.23)$$

väändeinertsmoment

$$I_k = \frac{\gamma}{3} \sum b_i \delta_i^3$$

kus b_i, δ_i — ristlõike ühe elemendi laius ja paksus;
γ — väärtused: I-ristlõigetele 1,3;
T-ristlõigetele 1,2.
(kui I-tala ristlõikel on üks sümmeetriatelg, võetakse $\gamma = 1{,}25$).

Juhul kui alumise vöö nõtketegur

$$\varphi_{б н} = \frac{h_2}{h_1} \varphi_б >$$

$> 0{,}85$ terastalade puhul või 0,667 alumiiniumtalade puhul, tuleb $\varphi_б$ asemel võtta

$$\varphi''_б = \varphi_б \left[n \frac{\varphi'_б}{\varphi_б} + (1 - n) \frac{\varphi'_{б н}}{\varphi_{б н}} \right]$$

kus $\varphi'_б$ ja $\varphi_{б н}$ väärtused on toodud tabelites 4. 54 ja 4. 57.

[-talade üldstabiilsust kontrollitakse samuti nagu I-ristlõikega keevitatud või needitud taladel, kuid seejuures võetakse $\varphi_б$ asemel:

a) kui koormus asub tala peapinnas, mis on paralleelne tala seinaga, siis

$$\varphi_{бt} = 0{,}5\varphi_б$$

b) kui koormus asub seina pinnas, siis

$$\varphi_{бt} = 0{,}7\varphi_б$$

10. Teguri ψ väärtused terasest Ст. 3 või Ст. 4 I-ristlõikega konsooltalale, mille vabas otsas on koondatud koormus, mis on rakendatud ristlõike raskuskeskmesse või sellest allapoole, on toodud tabelis 4. 59.

Tabel 4.59

Terastest Ст. 3 ja Ст. 4 I-ristlõikega konsooli ψ väärtused, kui koormus P on rakendatud konsooli otsristlõike raskuskeskmesse

α	ψ	α	ψ	α	ψ
0,1	3,06	6	4,64	16	5,90
1	3,44	8	4,96	24	6,63
2	3,76	10	5,25	32	7,27
3	4,06	12	5,46	40	7,79
4	4,26	14	5,69		

Märkus. Tabelis toodud ψ väärtused korrutada teguriga: terase Ст. 5 kasutamisel 0,83;
teraste 14Г2, 10Г2С1 ja 15ХСНД kasutamisel 0,71;
terase 10ХСНД kasutamisel 0,6.

4.8.3. SEINA KOHALIK STABIILSUS JA RIBID

11. Kehtivad normid ei luba tala seina kohaliku stabiilsuse kaotust ekspluatatsioonil. Paneeli kohaliku stabiilsuse kontrollimisel võetakse paneeli dimensioonideks:

a — paneeli arvutuspikkus: põikribide telgede vahekaugus;

h_0 — paneeli arvutuskõrgus: keevitatud taladel seina kõrgus, needitud taladel sisemiste vööneetide vahekaugus.

12. Paneelile mõjuvate pingete σ ja τ arvutamisel ei arvestata ristlõike nõrgestust ega üldstabiilsustegurit φ_6. Samuti ei arvestata plastseid deformatsioone.

Paneeli kontuurile mõjuvad pinged arvutatakse järgmiselt:

a) normaalpinged paindest

$$\sigma = \frac{My}{I_x} \tag{4.24}$$

kus y — plaadi serva kaugus ristlõike raskuskeskmest (positiivne);

M — paindemoment, mille väärtuseks võetakse:

1) kui plaadi pikkus a ei ületa plaadi arvutuskõrgust h_0, siis paindemomendi keskmine väärtus plaadi ulatuses;

2) kui plaadi pikkus ületab plaadi kõrguse h_0, siis suurima paindemomendi ja enamkoormatud servast vastava seina kõrguse võrra kaugemal mõjuva paindemomendi keskmine väärtus;

b) nihkepinged

$$\tau = \frac{Q}{h_s \delta} \tag{4.25}$$

kus Q — keskmine põikjõud paneeli ulatusel;

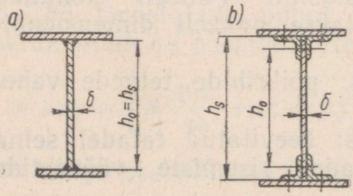
h_s — seina kõrgus;

c) muljumispinged

$$\sigma_M = \frac{n_1 P}{z\delta}$$

kus n_1 on kraanataladel 1,1 ja muudel taladel 1,0.

Paneeli kohaliku stabiilsuse kontrollimisel, kui koondatud koormus on rakendatud tala tõmmatud vööle, arvestatakse üheaegselt ainult kas σ ja τ või σ_M ja τ mõju.



Joonis 4. 13. Tala seina arvutuskõrguse määramine:
a — keevitatud tala; *b* — needitud tala

13. Terastala seina kohalikku stabiilsust ei tule kontrollida, kui

$$\begin{cases} \frac{h_0}{\delta} \leqslant 110 \sqrt{\frac{2100}{R}} \\ \sigma_M = 0 \end{cases} \qquad (4.26)$$

$$\begin{cases} \frac{h_0}{\delta} \leqslant 80 \sqrt{\frac{2100}{R}} \\ \sigma_M \neq 0 \end{cases} \qquad (4.27)$$

kus R — valtsitud terase arvutuslik paindetugevus kG/cm².

14. Alumiiniumisulamist tala seina kohalikku stabiilsust ei ole tarvis kontrollida, kui liikuv koormus ei asu otseselt tala ülemisel vööl ja kui h_0/δ väärtused ei ületa tabelis 4.60 toodud maksimaalselt. Juhul kui $60 > h_0/\delta < < \max h_0/\delta$, ei nõuta jäikusribide asetamist. Vastasel juhul tuleb võtta jäikusribide vahekaugus $\leqslant 2h_0$.

Tabel 4.60

Alumiiniumtalade $\max h_0/\delta$

Tala tüüp	Sulam						
	АД1-М, АДД-М, АМг-М, АВ-М, АД31-Т	АМг-П, АМг5-М, АМг6-М, АД31-Т1, АВ-Т	АМг61-М Д1-Т лист	АД33-Т1	АВ-Т1, АД35-Т1	Д1-Т профиль В92-Т лист	Д16-Т, В92-Т профиль В95-Т1
Keevitatud või pressitud	80	60	55	75	70	50	45
Needitud	—	80	70	80	75	60	55

15. Sümmeetrilise ristlõikega tala seina, mis on tugevdatud põikribidega ja millele kohalik muljumine puudub ($\sigma_M = 0$), kontrollitakse valemiga

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2}\leqslant m \qquad (4.28)$$

kus m — töötingimuste tegur; terastaladel ja alumiiniumisulamitest АМг-П, АВ-Т1, АД33-Т1, АД35-Т1 seinaga taladel $m=1$;
muude alumiiniumisulamite kasutamisel, kui

$$\frac{2}{3}\leqslant\frac{\sigma_1}{R}=\frac{1}{R}\sqrt{\left(\frac{2}{3}\sigma\right)^2+3\tau^2}\leqslant 1 \qquad (4.29)$$

tuleb võtta m väärtus tabelist 4.61.

Tabel 4.61

Alumiiniumtalade seina töötingimuste tegur m

$\frac{\sigma_i}{R}$	$\leqslant\frac{2}{3}$	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
m	1	0,974	0,922	0,86	0,788	0,703	0,607	0,5

Kõikide sulamite puhul, kaasa arvatud sulamid АМгП, АВ-Т1, АД33-Т1 ja АД35-Т1, peab $\sigma_i/R<1$.

Avaldises (4.28):

terastaladel

$$\sigma_0=k_0\left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 \text{ t/cm}^2 \qquad (4.30)$$

$$\tau_0=\left(1{,}25+\frac{0{,}95}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{d}\right)^2 \text{ t/cm}^2 \qquad (4.31)$$

alumiiniumtaladel

$$\sigma_0=2{,}1\left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 \text{ t/cm}^2 \qquad (4.32)$$

$$\tau_0=\left(0{,}42+\frac{0{,}32}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{d}\right)^2 \text{ t/cm}^2 \qquad (4.33)$$

kus d — plaadi lühema külje pikkus;
μ — plaadi suurema ja väiksema külje pikkuse suhe;
k_0 — tegur, mis iseloomustab tala vöö väändejäikust.

Tabelis 4.62 on toodud keevitatud tala teguri k_0 väärtused olenevalt tegurist γ

$$\gamma = c\frac{b_v}{h_0}\left(\frac{\delta_v}{\delta}\right)^3 \qquad (4.34)$$

kus b_v, δ_v — vöö laius ja paksus;
c — tegur, mille väärtused on toodud tabelis 4.63.

Needitud talade puhul $k_0 = 7$.

Tabel 4.62

Keevitatud talade tegur k_0

γ	0,8	1,0	2,0	4,0	6,0	10	30
k_0	6,30	6,62	7,0	7,27	7,32	7,37	7,46

Tabel 4.63

Tegur c avaldises (4.34)

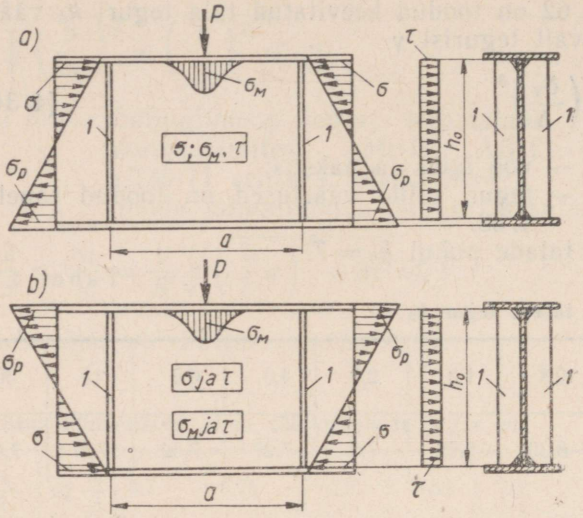
Tala tüüp	Surutud vöö töötingimused	c
Kraanatalad	Roobas ei ole vööga kokku keevitatud	2
	Roobas on vööga kokku keevitatud	∞
Muud talad	Kui surutud vööle toetatakse jäigad plaadid	∞
	Muud juhud	0,8

Märkus. Kraanatala paneelil, kus koondatud koormus on rakendatud tõmmatud vööle, võetakse $c = 0{,}8$.

16. Sümmeetrilise ristlõikega terastalal, mille seina on tugevdatud põikribidega (joonis 4.14) ja kui $\delta_M \neq 0$, kontrollitakse seina stabiilsust valemiga

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}+\frac{\sigma_M}{\sigma_{M0}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leqslant m \qquad (4.35)$$

kus kraanataladel $m = 0{,}9$ ja muudel taladel $m = 1{,}0$.



Joonis 4.14. Põikribidega jäigastatud tala seina kohaliku stabiilsuse kontroll.

σ, $\sigma_м$, τ ja τ_0 arvutatakse eeltoodud juhiste kohaselt; σ_0 ja $\sigma_{м0}$ arvutatakse seostest 4.36 ... 4.42.

Kui $\frac{a}{h_0} \leqslant 0{,}8$, siis

$$\sigma_0 = k_0 \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 \text{ t/cm}^2 \qquad (4.36)$$

$$\sigma_{м0} = k_1 \left(\frac{100\delta}{a}\right)^2 \text{ t/cm}^2 \qquad (4.37)$$

Keevitatud terastalade puhul võetakse tegur k_1 tabelist 4.64, olenevalt teguritest a/h_0 ja γ, mis tuleb arvutada valemi (4.34) järgi. Needitud talade puhul võetakse tegur k_1 tabelist 4.64 vastavalt $\gamma = 10$.

Kui $a/h_0 > 0{,}8$, vaadeldakse eraldi kahte juhtu olenevalt suhtest $\sigma_м/\sigma$.

1. juht: $\sigma_м/\sigma$ ületab tabelis 4.65 toodud piirväärtusi. Sel juhul arvutatakse $\sigma_{м0}$ ja σ_0 seostest

$$\sigma_{м0} = k_1 \left(\frac{100\delta}{a}\right)^2 \text{ t/cm}^2 \qquad (4.38)$$

Tabel 4.64

Keevitatud terastalade tegur k_1

γ	a/h_0								
	$\leqslant 0{,}5$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2
$\leqslant 0{,}8$	2,04	2,39	3,04	3,67	4,11	4,67	5,32	6,04	6,88
1	2,07	2,44	3,13	3,80	4,29	4,90	5,61	6,39	7,29
2	2,13	2,54	3,33	4,17	4,85	5,67	6,59	7,59	8,72
4	2,17	2,60	3,47	4,46	5,33	6,38	7,58	8,89	10,35
6	2,18	2,62	3,52	4,58	5,55	6,73	8,07	9,54	11,19
10	2,19	2,64	3,57	4,68	5,76	7,07	8,56	10,21	12,06
$\geqslant 30$	2,21	2,67	3,65	4,86	6,15	7,74	9,56	11,58	13,86

Tabel 4.65

Sümmeetrilise ristlõikega talade $\max \sigma_M/\sigma$

Tala tüüp	γ	a/h_0							
		0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geqslant 2$
Keevitatud	$\leqslant 0{,}8$	0	0,215	0,248	0,268	0,285	0,303	0,315	0,333
	1	0	0,167	0,209	0,243	0,273	0,295	0,312	0,331
	2	0	0,119	0,174	0,242	0,297	0,337	0,366	0,396
	4	0	0,081	0,147	0,245	0,327	0,396	0,450	0,501
	6	0	0,075	0,146	0,257	0,356	0,442	0,509	0,578
	10	0	0,069	0,142	0,267	0,386	0,492	0,581	0,674
	$\geqslant 30$	0	0,056	0,135	0,288	0,455	0,619	0,767	0,940
Needitud	—	0	0,138	0,215	0,329	0,447	0,552	0,640	0,734

Tabel 4.66

Talade tegur k_2

a/h_0	$\leqslant 0{,}8$	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geqslant 2$
k_2	vt. tabel 4.67	7,78	8,23	9,50	11,1	13,02	15,27	17,79

Juhul kui $\frac{a}{h_0} > 2$, võetakse σ_{M0} väärtuseks

$$\sigma_{M0} = k_1 \left(\frac{100\delta}{2h_0} \right)^2 \text{ t/cm}^2 \tag{4.39}$$

$$\sigma_0 = k_2 \left(\frac{100\delta}{h_0} \right)^2 \text{ t/cm}^2 \tag{4.40}$$

kus tegur k_2 võetakse tabelist 4.66.

2. juht: σ_M/σ ei ületa tabelis 4.65 toodud piirväärtusi. Sel juhul võetakse:

$$\sigma_0 = k_0 \left(\frac{100\delta}{h_0} \right)^2 \text{ t/cm}^2 \tag{4.41}$$

$$\sigma_{M0} = k_1 \left(\frac{200\delta}{a} \right)^2 \text{ t/cm}^2 \tag{4.42}$$

k_1 leidmisel tabelist 4.64 tuleb a asemel võtta $a/2$.

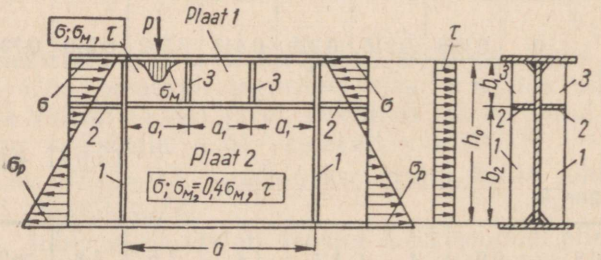
Sümmeetrilise ristlõikega terastaladel, mille sein on tugevdatud lisaks pikkadele põikribidele veel lühikeste põikribidega (joonis 4.15), kontrollitakse seina stabiilsust järgmiselt:

a) valemi (4.35) järgi, oletades, et lühikesed ribid puuduvad ja et $\sigma_M = 0$;

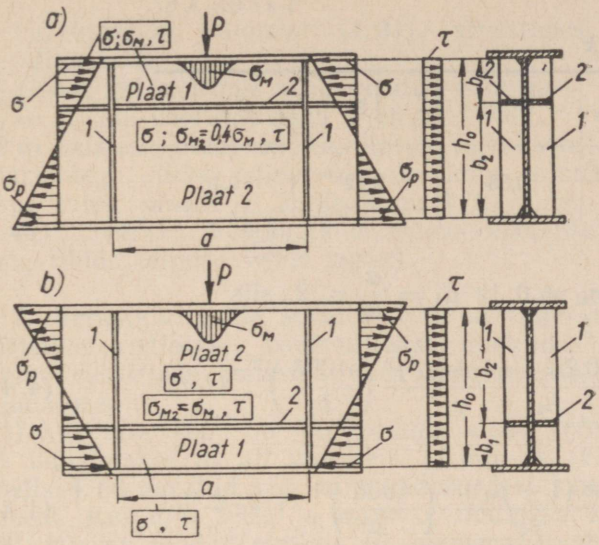
b) valemiga

$$1{,}5\sigma_M \left(\frac{a_1}{100\delta} \right)^2 \leqslant 1 \tag{4.43}$$

kus σ_M ühikuks on t/cm².



Joonis 4.15. Piki- ja põikribidega jäigastatud tala seina kohaliku stabiilsuse kontroll:
1 — põikribi; *2* — pikiribi; *3* — lühike põikribi



Joonis 4. 16. Koondatud koormusega tala seina kohaliku stabiilsuse kontroll:
1 — põikribi; *2* — pikiribi

Lühikeste ribide pikkus $b_1 \geqslant 0{,}3h_s$ ja $b_1 \geqslant 0{,}4a_1$, kus a_1 — lühikeste ribide telgede vahekaugus või lühikese ribi ja pearibi telgede vahekaugus.

Sümmeetrilise ristlõikega terastalal, mille sein on tugevdatud põikribidega ja ühe pikiribiga, mis on asetatud b_1 kaugusele surutud vöö sisepinnast (joon. 4. 16), kontrollitakse ribide vahel olevaid plaate eraldi.

Esimest plaati, mis asub surutud vöö ja pikiribi vahel, kontrollitakse valemiga

$$\frac{\sigma}{\sigma_{01}} + \frac{\sigma_M}{\sigma_{M01}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{01}}\right)^2 \leqslant m \qquad (4.44)$$

kus kraanataladel $m = 0{,}9$ ja muudel taladel 1,0;
σ_1, σ_M ja τ arvutatakse eeltoodud juhiste järgi;
σ_{01} ja σ_{M01} arvutatakse järgmiselt:
a) kui $\sigma_M = 0$, siis

$$\sigma_{01} = \frac{1}{1 - \frac{b_1}{h_0}} \left(\frac{100\delta}{b_1}\right)^2 \text{ t/cm}^2 \qquad (4.45)$$

Tabel 4.67

Tegur k'

$\mu_1 = a/b_1$	1	1,5	≥ 2
k'	0,36	0,42	0,45

b) kui $\sigma_M \neq 0$ ja $\mu_1 = \frac{a}{b_1} \leqslant 2$, siis

$$\sigma_{01} = \frac{0{,}25}{1 - \frac{h_1}{h_0}} \cdot \frac{(1+\mu_1^2)^2}{\mu_1^2} \left(\frac{100\delta}{b_1}\right)^2 \text{ t/cm}^2 \qquad (4.46)$$

$$\sigma_{M01} = \frac{k'(1+\mu_1^2)^2}{\mu_1^2} \left(\frac{100\delta}{a}\right)^2 \text{ t/cm}^2 \qquad (4.47)$$

kus tegur k' tuleb võtta tabelist 4.67.

Kui $\frac{a}{b_1} > 2$, siis σ_{01} ja σ_{M01} arvutamisel võetakse $a = 2b_1$;

τ_{01} — arvutatakse eeltoodud valemi abil, arvestades plaadi *1* dimensioone.

Teist plaati, mis asub pikiribi ja tõmmatud vöö vahel, kontrollitakse valemiga

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma\left(1 - 2\frac{b_1}{h_0}\right)}{\sigma_{02}} + \frac{\sigma_{M2}}{\sigma_{M02}}\right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{02}}\right)^2} \leqslant 1 \qquad (4.48)$$

Siin

$$\sigma_{02} = \frac{1{,}14}{\left(0{,}5 - \frac{b_1}{h_0}\right)^2} \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 \text{ t/cm}^2 \qquad (4.49)$$

σ_{M02} tuleb arvutada valemi (4.37) ja tabeli (4.64) abil, võttes $\gamma = 0{,}8$ ja asendades $\frac{a}{h_0}$ suhtega $\frac{a}{h_0 - b_1}$;

τ_{02} arvutatakse valemist (4.31), arvestades plaadi *2* dimensioone;

$\sigma_{M2} = 0{,}4$, kui koormus asub surutud vööl, ja

$\sigma_{M2} = \sigma_M$, kui koormus asub tõmmatud vööl.

Kui esimene plaat on kinnitatud täiendavalt lühikeste põikribidega, tuleb viimased viia kuni pikiribini. Sel juhul tuleb plaadi *1* kontrollimisel kasutada valemeid (4.44) ... (4.47), kusjuures a asemel võetakse a_1 (lühikeste ribide telgede vahekaugus).

17. Terastala, mille surutud vöö on tugevam (asümmeetriline ristlõige), kontrollitakse punktides 15 ja 16 toodud eeskirjade kohaselt, viies arvutustesse järgmised muudatused:

1) kui tala sein on tugevdatud ainult põikribidega, siis mõistetakse h_0 all valemeis (4.30) ja (4.40) ning tabelis 4.66 surutud vöö ääre kahekordset kaugust nulljoonest. Kui $a/h_0 > 0{,}8$ ja $\sigma_M \neq 0$, nõutakse kaht kontrolli, mis on toodud punktis 16, olenemata suhtest σ_M/σ;

2) seina puhul, mis on tugevdatud põikribidega ja survetsooni asetatud pikiribiga, asendatakse

a) valemites (4.45), (4.46) ja (4.48) esinev suhe b_1/h_0 suhtega $\alpha b_1/2h_0$;

b) valemis (4.49) esinev tegur $(0{,}5 - b_1/h_0)$ asendatakse suhtega $\left(\frac{1}{\alpha} - \frac{b_1}{h_0}\right)$.

Siin

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_p}{\sigma}$$

kus σ_p — plaadi tõmmatud serva pinge, võetuna miinusmärgiga.

18. Alumiiniumisulamist sümmeetrilise ristlõikega tala puhul, mille ülemisel vööl ei ole koondatud koormust ja mille sein on tugevdatud põikribide ja ühe pikiribiga, mis asub b_1 kaugusel plaadi surutud servast, kontrollitakse ribide vahele jäänud plaate eraldi.

Esimest plaati, mis asub surutud vöö ja pikiribi vahel, kontrollitakse valemiga

$$\frac{\sigma}{\sigma_{01}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{01}}\right)^2 \leqslant m \qquad (4.50)$$

kus

$$\sigma_{01} = \frac{0{,}32}{1 - \frac{b_1}{h_0}} \left(\frac{100\delta}{b_1} \right)^2 \text{ t/cm}^2 \qquad (4.51)$$

τ_{01} määratakse valemiga (4.33), asetades sinna kontrollitava plaadi dimensioonid.

Teguri m väärtused on toodud valemi (4.28) juures ja tabelis 4.61, kuid sel juhul tuleb võtta

$$\frac{\sigma_i}{R} = \frac{1}{R} \sqrt{\left(1 - \frac{b_1}{h_0}\right)^2 \sigma^2 + 3(0{,}9\tau)^2} \qquad (4.52)$$

Teist plaati, mis asub pikiribi ja tõmmatud vöö vahel, kontrollitakse valemiga

$$\sqrt{\frac{\sigma^2 \left(1 - 2\frac{b_1}{h_0}\right)^2}{\sigma_{02}^2} + \left(\frac{\tau}{\tau_{02}}\right)^2} \leqslant 1 \qquad (4.53)$$

kus

$$\sigma_{02} = \frac{0{,}38}{\left(0{,}5 - \frac{b_1}{h_0}\right)^2} \left(\frac{100\delta}{h_0} \right)^2 \text{ t/cm}^2 \qquad (4.54)$$

τ_{02} tuleb määrata valemiga (4.33), asetades viimasesse kontrollitava plaadi dimensioonid.

4.8.4. TALA SEINA TUGEVDAMINE

19. Terastala seina tuleb tugevdada põikribidega, kui

$$\frac{h_0}{\delta} > 70 \sqrt{\frac{2100}{R}} \qquad (4.55)$$

Põikribi kõrgus

$$b_r \geqslant \frac{h_s}{30} + 40 \text{ mm} \qquad (4.56)$$

põikribi paksus

$$\delta_r \geqslant \frac{1}{15} b_r \qquad (4.57)$$

Põikribide telgede vahekaugus

kui $\frac{h_0}{\delta} > 100$, siis $a \leqslant 2h_0$

kui $\frac{h_0}{\delta} \leqslant 100$, siis $a \leqslant 2{,}5h_0$

Kui tala ülemisele vööle on rakendatud suur liikumatu koondatud koormus, tuleb selle kohale asetada põikribi.

Lühikese põikribi külje kõrgus $b'_r \geqslant \frac{2}{3} b_r$.

Kui tala seina tugevdamiseks asetatakse survetsooni pikiribi, on põikribi ristlõikepinna vajalik inertsmoment

$$I_r \geqslant 3h_0\delta^3 \qquad (4.58)$$

Pikiribi ristlõikepinna vajalik inertsmoment, olenevalt suhtest b_1/h_0, on toodud tabelis 4.68.

Kui ribi asetatakse ühele poole tala seina, võetakse ribi ristlõikepinna inertsmoment telje suhtes, mis asub ribi ja tala seina kokkupuutekohal.

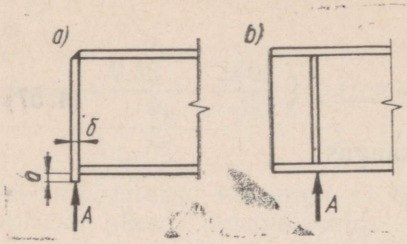
Liittala toele tuleb ette näha põikribi, mida arvutatakse kui varrast tsentrilisele survele, mille nõtkepikkuseks on seina kõrgus. Seejuures arvestatakse, et tala seinast töötab ribiga kaasa mõlemal pool ribi 15 seina paksust.

Tabel 4.68

Pikiribi ristlõikepinna vajalik inertsmoment

$\frac{b_1}{h_0}$	Inertsmoment		
	vajalik	min	max
0,2	$\left(2{,}5 - 0{,}5\frac{a}{h_0}\right)\frac{a^2}{h_0}\delta^3$	$1{,}5h_0\delta^3$	$7h_0\delta^3$
0,25	$\left(1{,}5 - 0{,}4\frac{a}{h_0}\right)\frac{a^2}{h_0}\delta^3$	$1{,}5h_0\delta^3$	$3{,}5h_0\delta^3$
0,3	$1{,}5h_0\delta^3$	—	—

Märkus. b_1/h_0 vahepealsete väärtuste juures lubatakse lineaarset interpoleerimist.



Joonis 4. 17. Toeribi kuju: *a* — otsribi; *b* — külgribid

Alumise ribi ots kas töödeldakse ja viiakse väljapoole alumist vööd (joonis 4. 17, *a*) või sobitatakse tihedalt vöö vastu (joonis 4. 17, *b*). Esimese juhu puhul kontrollitakse:

a) kui $a \leqslant 1{,}5\ \delta$, siis muljumispinge ribi otsas

$$\sigma_{\text{M}} = \frac{A}{F_{\text{r}}} \leqslant R_{\text{CM}} \tag{4.59}$$

b) kui $a > 1{,}5\ \delta$, siis pinged ribis

$$\sigma = \frac{A}{F_{\text{r}}} \leqslant R \tag{4.60}$$

kus F_{r} — toeribi otsa ristlõikepindala.

Teisel juhul (joonis 4. 17, *b*) ei tohi muljumispinged ribi otsal ületada ribi materjali arvutuslikku muljumistugevust.

Juhul kui ribi ots keevitatakse alumise vöö külge (ei ole sobitatud), kontrollitakse keevisõmblust toereaktsioonile.

20. Alumiiniumisulamist tala, mille sein on tugevdatud kahele poole asetatud põikribidega, ribi laius

$$b_{\text{r}} \geqslant \frac{h}{30} + 40 \text{ mm} \tag{4.61}$$

ja ribi paksus

$$\delta_{\text{r}} \geqslant \frac{b_{\text{r}}}{12} \text{ mm} \tag{4.62}$$

põikribide telgede vahekaugus $a \leqslant 2h_0$.

Juhul kui tala survetsoonis on pikiribi, on põikribi ristlõikepinna vajalik inertsmoment

$$I_r \geqslant 3h_0\delta^3 \qquad (4.63)$$

Pikiribi ristlõikepinna vajalik inertsmoment, olenevalt suhtest b_1/h_0, võetakse tabelist 4.68.

4.8.5. TALA SURUTUD VÖÖ KOHALIK STABIILSUS

21. Terastala surutud vöölehe kohalik stabiilsus on tagatud, kui

$$b' \leqslant 15\delta\sqrt{\frac{2100}{R}} \qquad (4.64)$$

kus b' — vöölehe vaba ääre laius;
δ — vöölehe paksus.

Juhul, kui pinged tala vöös on väikesed, võib vöö vaba ääre laiust suurendada teguriga $\sqrt{R/\sigma}$, kuid mitte enam kui 25%.

22. Alumiiniumisulamist keevitatud, pressitud või needitud tala vöölehe vaba ääre laius

$$b' \leqslant \frac{15\delta}{\sqrt{R}} \qquad (4.65)$$

kus R ühikuks on t/cm².

Juhul kui surutud vöö pinged on väikesed, võib b' suurendada teguriga $\sqrt{R/\sigma}$, kuid mitte enam kui 50%.

Siin on

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_\sigma W}$$

või

$$\sigma = \frac{M_x y}{I_{x\,\text{neto}}} \pm \frac{M_y x}{I_{y\,\text{neto}}} \qquad (4.66)$$

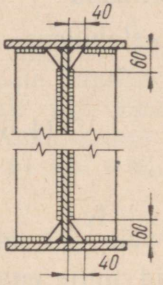
(kasutatakse suuremat väärtust).

4.8.6. TÄISSEINALISTE TALADE PROJEKTEERIMINE

Keevitatud täisseinalise tala vöö tuleks moodustada ühest vöölehest. Juhul kui tala vöö koosneb kahest lehest, peab nende laiuse erinevus ületama 40 mm.

Keevitatud tala vööõmblused ja jäikusribide keevisõmblused tehakse pidevad. On soovitav, et kraanatala ülemise vöö õmblus oleks kogu seina paksuselt läbi keevitatud.

Keevitatud tala jäikusribi, mis asetseb paralleelselt seina jätkuga, peab olema vähemalt 10 δ kaugusel jätkust (δ — seina paksus). Kohal, kus jätkõmblus ristub jäikus-



Joonis 4. 18. Jäikusribi kuju

ribiga, tuleb jäikusribi õmblus lõpetada 40...50 mm kaugusel jätkust.

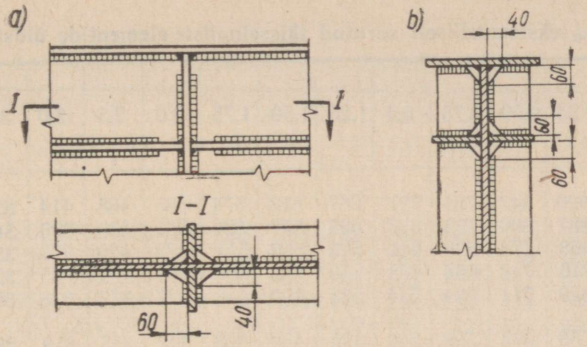
Jäikusribi otsad tuleb lõigata kaldu joonise 4. 18 kohaselt. Horisontaalribi otsad tuleb samuti lõigata ja keevitada kas vertikaalribide külge või vastupidi (joonisel 4. 19 toodud näite kohaselt).

Lühikesi jäikusribisid kasutatakse ainult siis, kui on ette nähtud pikiribi, mille külge nende otsad saab keevitada. Keevitatud taladel, mis kannavad dünaamilisi või vibreerivaid koormusi, peab vööd ja seina jätkama põkkühendusega (ilma lappideta), keevitades selle kahelt poolt. Ühepoolset õmblust lubatakse kasutada ainult tingimusel, et vastasküljel tekkiv kraater keevitatakse täiendavalt läbi.

Vöö põkkõmbluste pinnad peab puhastama kuni põhimetallini. Põkkõmbluse otsad tuleb lõpetada väljaspool ühendust.

Tõmmatud elemendis peab põkkõmbluste arv olema minimaalne.

Horisontaalsidemete kinnitamiseks vajalikke sõlmlehti võib otseselt kinnitada kraanatala vöö külge, kas ülekattega või põkkõmblusega. Viimasel juhul peab õmblus olema kogu lapi paksuselt läbi keevitatud.



Joonis 4. 19. Piki- ja põikribi ühendamine:
a — katkestatud pikiribi; *b* — katkestatud põikribi

Needitud täisseinalise tala vöös võib olla kolm vöölehte. Seejuures on soovitav, et vöönurkraudade ristlõikepindala oleks vähemalt 30% kogu vöö ristlõikepindalast.

4. 9. EKSTSENTRILINE TÕMME VÕI SURVE

Täisseinaliste ekstsentriliselt tõmmatud või surutud elementide tugevust arvutatakse valemiga

$$\frac{N}{F_{\text{neto}}} \pm \frac{M_x y}{I_{x\,\text{neto}}} \pm \frac{M_y x}{I_{y\,\text{neto}}} \leqslant R$$

kus x ja y — ristlõike äärmiste kiudude koordinaadid peatelgede suhtes;
N — pikijõud;
M_x, M_y — paindemomendid peatelgede suhtes.

Teraskonstruktsioonide ekstsentriliselt tõmmatud või surutud täisseinalisi elemente, mis pole koormatud dünaamiliste koormustega, võib kontrollida valemiga

$$\left(\frac{N}{F_{\text{neto}} R}\right)^{3/2} + \frac{M_x}{W^{\text{pl}}_{x\,\text{neto}} R} + \frac{M_y}{W^{\text{pl}}_{y\,\text{neto}} R} \leqslant 1$$

kus $W^{\text{pl}}_{x\,\text{neto}}$ ja $W^{\text{n}}_{y\,\text{neto}}$ — ristlõike plastsed vastupanumomendid x- ja y-telje suhtes.

Tegurid $\varphi_{вн}$ ekstsentriliselt surutud täisseinaliste elementide üldsta-

λ \ m_1	0,1	0,25	0,50	0,75	0,1	1,25	1,50	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5
10	0,967	920	847	781	721	667	618	574	535	468	414	370
20	959	887	800	729	673	623	577	536	501	439	390	349
30	942	868	773	699	641	592	550	511	478	420	373	335
40	920	846	743	668	608	560	520	484	453	399	355	320
50	890	820	711	634	574	528	490	456	427	377	338	304
60	860	788	674	598	540	495	459	428	402	355	319	289
70	810	749	634	560	505	463	429	401	377	334	301	273
80	750	701	591	521	471	432	400	374	353	314	283	258
90	690	648	546	483	436	401	372	348	329	294	266	243
100	600	590	500	444	403	371	345	324	305	275	250	229
110	520	520	456	407	371	342	320	301	284	257	234	216
120	450	450	413	372	341	316	296	279	264	239	221	203
130	400	400	374	339	312	291	273	258	245	224	206	191
140	360	360	338	309	287	268	253	240	228	209	193	180
150	320	320	306	282	263	248	234	222	212	195	182	169
160	290	290	277	257	241	228	216	206	197	182	170	159
170	260	260	252	237	222	211	200	192	184	170	159	150
180	230	230	229	216	204	194	185	178	171	159	149	141
190	210	210	210	199	188	180	172	166	160	149	141	133
200	190	190	190	182	174	167	160	154	149	140	132	125

Märkused. 1. Teistsuguse arvutustugevusega materjalide jaoks tuleb tegur $\varphi_{вн}$ määrata tingliku saleduse $\lambda \sqrt{\frac{R}{2100}}$ järgi.

Plastse vastupanumomendi W^{pl} väärtuseks võetakse poole ristlõike kahekordne staatiline moment vastava raskuskeset läbiva telje suhtes. Arvestatav W^{pl} ei tohi ületada $1{,}2W$, kus W on elastne vastupanumoment vastava telje suhtes. Valtsitud I- ja [-profiilide puhul võetakse $W^{pl} = 1{,}12W$ paindumisel seina tasandis ja $W^{pl} = 1{,}2W$ paindumisel vöödega paralleelses tasandis.

Kui $\frac{N}{F_{neto}R} < 0{,}1$, võib plastseid deformatsioone arvestada ainult juhul, kui on täidetud nõuded, mis kehtivad

Tabel 4.69

biilsuse kontrollimiseks paindemomendi tasandis ($R = 2100$ kG/cm²)

4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0
333	303	285	256	235	220	205	182	162	147	123	106	089	075
315	288	263	243	225	210	196	174	157	141	120	102	085	072
303	277	254	234	218	203	191	169	152	138	117	100	084	071
290	265	243	226	210	196	184	164	148	135	114	098	083	070
277	253	234	216	201	189	177	159	143	130	111	096	081	069
263	241	224	207	193	182	171	153	138	126	107	094	079	068
249	230	213	198	185	174	164	147	134	122	104	091	077	066
236	218	203	189	177	167	157	142	129	118	101	089	075	065
224	207	192	180	169	160	151	136	124	114	098	087	073	063
211	197	183	172	161	153	144	131	120	110	095	084	071	062
200	186	173	163	154	146	138	126	115	106	092	081	069	060
189	176	165	155	147	138	132	120	110	102	089	079	067	059
178	166	156	147	139	132	126	115	106	098	086	076	065	057
168	158	149	140	133	126	121	110	102	095	084	074	063	055
158	149	141	133	126	120	115	106	099	091	080	071	062	054
149	141	134	127	120	115	110	101	094	087	077	069	060	053
141	134	127	120	114	110	105	097	090	084	074	067	059	052
133	126	120	114	109	104	100	093	086	080	072	065	057	051
126	120	114	109	104	099	096	090	083	078	070	063	055	049
119	113	107	103	099	095	092	086	079	075	067	061	053	048

2. Arvutuses kasutatav tegur φ_{BH} ei tohi ületada tabelis 4.34 toodud väärtust.

3. Tabelis on näidatud kolm kümnendkohta pärast koma.

paindeelementide plastse töötamise arvestamisel (vt. p. 4.8).

Ekstsentriliselt tõmmatud või surutud liitvarraste tugevusarvutusel tuleb kontrollida iga haru tugevust omaette. Kui paindemoment mõjub ainult ühendusvõrguga paralleelses sümmeetriatasandis, kontrollitakse diagonaalvõrgu puhul varda iga haru tsentrilise tõmbe või tsentrilise surve valemitega, võttes arvesse täiendava normaaljõu paindest $N' = M/h$, kus h on harude raskuskeskmete vahekaugus. Nõtkelappidega liitvarda puhul tuleb arvesse võtta põikjõu mõjul varda harudes tekkivaid painde-

Tegurid $\varphi_{вн}$ ekstsentriliselt surutud liitvarraste üldstabiilsuse kont-

λ \ m_1	0,1	0,25	0,5	0,75	0,1	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	3,50
20	0,906	794	660	565	495	440	395	360	330	283	248	220
30	901	786	651	557	478	433	390	355	326	280	245	218
40	893	774	638	545	477	424	383	348	320	275	241	215
50	882	757	621	530	464	413	373	340	313	269	237	212
60	860	735	600	512	448	400	361	330	304	263	231	207
70	810	706	574	490	430	385	348	319	294	255	225	202
80	750	669	544	466	410	368	334	306	283	246	218	196
90	690	624	510	439	389	350	319	293	272	237	211	190
100	600	573	474	411	366	331	302	279	259	227	203	184
110	520	520	437	382	342	311	286	264	247	218	195	177
120	450	450	400	354	319	291	269	250	234	207	187	170
130	400	400	364	326	296	272	252	235	221	197	178	163
140	360	360	331	299	274	253	236	221	208	187	170	160
150	320	320	301	275	253	236	221	208	196	177	162	149
160	290	290	274	252	234	219	206	195	185	168	154	142
170	260	260	249	231	216	203	192	182	173	158	146	135
180	230	230	227	213	200	189	179	171	163	149	138	129
190	210	210	208	196	185	176	167	160	153	141	131	122
200	190	190	190	180	171	163	156	149	143	133	124	116

Märkused. 1. Teistsuguse arvutustugevusega materjalide jaoks tuleb tegur $\varphi_{вн}$ määrata tingliku saleduse $\lambda_{red}\sqrt{\frac{R}{2100}}$ järgi.

momente ning kontrollida iga haru vastavalt ekstsentrilisele tõmbele või survele.

Kui paindemoment mõjub mõlemas peatasandis, tuleb varda iga haru kontrollida ekstsentrilisele tõmbele või survele. Seejuures võib paindemomendi M_y (ühendusvõrgu risttasandis) jaotada võrdeliselt varda harude jäikustega (kui M_y mõjub ühe haru tasandis, võib ta lugeda rakendatuks ainult sellele harule).

Ekstsentriliselt surutud liitvarraste ühenduselemente (diagonaale või nõtkelappe) kontrollitakse põikjõule, mille väärtuseks võetakse suurem kahest suurusest: tegelikult mõjuvast või tinglikust põikjõust tabeli 4.38 järgi.

Tabel 4.70

rollimiseks paindemomendi tasandis ($R = 2100$ kG/cm²)

4,00	4,50	5,00	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0
199	180	165	153	142	133	124	110	099	091	077	067	055	048
197	179	164	152	141	132	123	110	099	090	076	066	055	047
194	177	162	150	140	131	122	109	098	090	076	066	055	047
191	174	160	148	138	129	121	108	097	089	075	065	055	047
187	171	157	146	136	127	120	107	096	088	075	065	054	047
183	167	154	143	133	125	118	105	095	087	074	064	054	046
178	163	151	140	131	123	115	103	094	086	073	064	053	046
173	159	147	137	128	120	113	102	092	084	072	063	053	046
168	154	143	133	125	117	111	100	090	083	071	062	052	045
162	149	139	129	121	114	108	097	089	081	070	061	052	045
156	144	134	126	118	111	105	095	087	080	069	060	051	044
150	139	130	122	114	108	102	093	085	078	067	059	050	044
144	134	125	118	111	105	100	090	083	076	066	058	050	043
138	129	121	113	107	102	097	088	081	075	065	057	049	043
132	123	116	109	103	098	094	085	078	073	063	056	048	042
126	118	111	105	100	095	091	083	076	071	062	055	047	041
120	113	107	101	098	092	087	080	074	069	060	054	046	041
115	108	102	097	093	088	084	078	072	067	059	053	045	040
110	104	098	093	089	085	082	075	070	065	058	052	045	039

2. Arvutuses kasutatav tegur $\varphi_{вн}$ ei tohi ületada tabelis 4. 34 toodud väärtust.
3. Tabelis on näidatud kolm kümnendkohta pärast koma.

Kui tegelik põikjõud on tinglikust suurem, ei soovitata nõtkelappe kasutada.

Ekstsentriliselt surutud vardaid tuleb kontrollida stabiilsusele nii paindemomendi tasandis kui ka sellest välja (stabiilsuse kaotuse painde-väändevorm).

Konstantse ristlõikega ekstsentriliselt surutud vardaid, millele paindemoment mõjub varda sümmeetriatasandis, kontrollitakse stabiilsusele selles tasandis valemiga

$$\frac{N}{F} \leqslant \varphi_{вн} R$$

kus N — pikijõud, mis on rakendatud ekstsentrilisusega $e = M/N$;

F — varda ristlõike brutopindala;

Tabel 4.71

Tegurid $\varphi_{вн}$ alumiiniumist I-profiilidele juhul, kui ekstsentrilisus on seina tasandis

m \ $\bar{\lambda}$	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
0	1,043	0,919	798	687	589	504	391	309	25	207	174	148	128	111
0,05	0,981	0,859	742	634	534	441	360	293	241	201	170	146	126	110
0,1	942	823	708	600	502	415	343	282	234	196	167	144	125	109
0,2	881	764	653	522	460	382	318	265	222	187	161	139	121	107
0,3	842	718	613	515	432	359	30	251	212	181	156	136	119	104
0,4	784	678	578	487	408	340	285	241	204	175	151	133	117	103
0,5	745	644	547	462	389	326	274	232	198	170	148	190	114	100
0,6	710	613	521	441	371	312	264	224	192	165	144	127	112	099
0,7	680	585	495	422	357	301	255	218	186	161	141	124	110	098
0,8	651	558	478	405	344	292	247	212	182	157	138	122	108	097
1,0	599	518	443	377	320	273	234	201	174	151	133	118	105	094
1,2	556	478	410	356	300	257	222	191	166	145	127	114	102	091
1,5	502	434	375	322	277	239	208	180	157	138	122	109	098	089
2,0	434	376	327	283	246	214	187	164	144	127	112	101	092	083
3,0	342	297	261	229	202	178	158	141	126	113	101	091	081	074
4,0	278	244	218	194	173	153	138	124	112	101	091	082	074	066
5,0	232	206	187	168	152	136	122	110	099	090	082	074	066	060

Märkus. Tabelis on näidatud kolm kümnendkohta pärast koma.

Tegurid φ_{BB} alumiiniumist liitvarrastele juhul, kui $F_1 = F_2$

m \ $\bar{\lambda}$	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,2	2,4	2,6	2,8	3
0	1,043	0,919	798	687	589	504	391	309	250	207	174	148	128	111
0,05	0,960	840	727	624	528	437	356	288	239	200	170	146	126	110
0,1	910	796	687	586	492	408	336	276	231	194	167	144	125	109
0,2	833	726	624	531	445	372	310	260	218	185	161	139	121	107
0,3	796	671	578	490	414	347	291	245	208	178	155	136	119	104
0,4	717	626	540	460	389	326	276	235	200	172	150	133	117	103
0,5	672	588	506	432	368	311	264	225	193	166	146	130	113	100
0,6	633	554	478	410	350	297	253	217	186	161	142	127	112	099
0,7	598	520	454	390	334	284	243	209	180	156	138	124	110	098
0,8	570	492	432	371	320	275	235	203	175	152	135	120	108	097
1	514	455	397	343	296	256	222	192	167	146	129	116	104	094
1,2	472	412	365	316	274	240	210	182	158	139	123	112	101	091
1,5	418	373	330	289	253	222	195	170	149	132	118	107	097	088
2	354	319	285	252	222	197	174	155	137	121	108	098	090	082
3	272	248	224	202	181	162	146	132	119	107	096	087	079	073
4	220	202	186	170	154	138	126	115	104	095	086	079	072	065
5	180	168	158	146	135	123	111	100	092	085	078	071	064	058

Märkus. Tabelis on näidatud kolm kümnendkohta pärast koma.

$\varphi_{вн}$ — tegur, mis määratakse tabelitest 4.69 ... 4.72, olenevalt suhtelisest ekstsentrilisusest ja varda saledusest.

Täisseinaliste terasvarraste $\varphi_{вн}$ määratakse tabelitest 4.69 ja 4.70 olenevalt varda saledusest λ ja redutseeritud ekstsentrilisusest $m_1 = \eta e F/W$. Vastupanumoment W määratakse ristlõike enamsurutud kiu kohta. Ristlõike kujutegur η määratakse tabelist 4.73.

Täisseinaliste alumiiniumvarraste $\varphi_{вн}$ määratakse tabelist 4.71 või 4.72 (teiste ristlõigete korral СНиП II-B. 5-64 järgi) olenevalt varda suhtelisest saledusest $\bar{\lambda} = 0{,}00041\sqrt{R}\lambda$ (R — sulami arvutustugevus t/cm^2) ja suhtelisest ekstsentrilisusest $m = eF/W$. Vastupanumoment W määratakse ristlõike enamsurutud kiu kohta.

Nõtkelappide või diagonaalvõrguga liitvarraste $\varphi_{вн}$ määratakse olenevalt suhtelisest ekstsentrilisusest (terasvarraste puhul kujutegurit η arvestades)

$$m_x = e_x \frac{F_{y1}}{I_x} \quad \text{või} \quad m_y = e_y \frac{F_{x1}}{I_y}$$

(x ja y — vahekaugus ristlõike raskuskeskme teljest y või x kuni enamsurutud haru raskuskeskmeni, kuid mitte vähem kui selle haru serva teljeni) ning redutseeritud saledusest λ_{red} vastavalt tabelile 4.36 (alumiiniumvarraste puhul olenevalt suhtelisest saledusest $\bar{\lambda} = 0{,}00041\sqrt{R}\lambda_{red}$).

Ekstsentrilisuse $e = M/N$ arvutamiseks vajaliku paindemomendi väärtuseks võetakse:

a) konstantse ristlõikega raamipostides — maksimaalne moment posti pikkuse ulatuses;

b) astmeliste postide puhul — maksimaalne moment konstantse ristlõikega postiosa ulatuses;

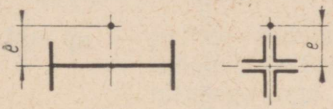
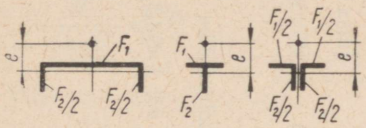
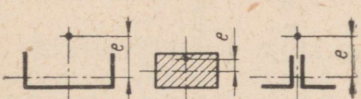
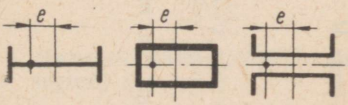
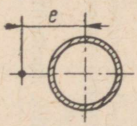
c) konsoolides — kinnitusmoment;

d) otstes liigendiga kinnitatud postides — tabelist 4.74 saadav moment.

Ekstsentriliselt surutud konstantse ristlõikega varda stabiilsust paindemomendi tasandist välja, kui selleks tasandiks on varda maksimaalse jäikuse tasand ($I_x > I_y$), kontrollitakse:

Tabel 4.73

Ekstsentriliselt surutud terasvarraste ristlõike kujutegurid η

Ristlõike skeem	Saledus	
	$20 \leqslant \lambda \leqslant 150$	$\lambda > 150$
	$0{,}775 + 0{,}0015\lambda$	1,0
	$1{,}3 + 0{,}5\sqrt{m}$	$1{,}3 + 0{,}5\sqrt{m}$
	1,0	1,0
	$1{,}45 - 0{,}003\lambda$	1,0
	$1{,}3 - 0{,}002\lambda$	1,0

Märkus. Tabeli teine rida kehtib, kui $F_1/F_2 \leqslant 1$.

a) juhul, kui suhteline ekstsentrilisus $m_x \leqslant 10$, valemiga

$$\frac{N}{c\varphi_y F} \leqslant R$$

Tabel 4.74

Arvutuslikud paindemomendid liigendkinnitusega postide stabiilsuse kontrollimiseks

Terasvardad			Alumiiniumvardad		
Suhteline ekstsentrilisus	Saledus		Suhteline ekstsentrilisus	Saledus	
	$\lambda < 120$	$\lambda \geqslant 120$		$\overline{\lambda} < 1{,}5$	$\overline{\lambda} \geqslant 1{,}5$
$m \leqslant 3$	$M = M_2 = \max M - \frac{\lambda}{120}(\max M - M_1)$	$M = M_1$	$m \leqslant 3$	$M = M_2 = \max M - \frac{\overline{\lambda}}{1{,}6}(\max M - M_1)$	$M = M_1$
$3 < m \leqslant 20$	$M = M_2 + \frac{m-3}{17} \cdot (\max M - M_2)$	$M = M_1 + \frac{m-3}{17} \cdot (\max M - M_2)$	$3 < m < 15$	$M = M_2 + \frac{m-3}{12} \cdot (\max M - M_2)$	$M = M_1 + \frac{m-3}{12} \cdot (\max M - M_1)$
			$m \geqslant 15$	$M = \max M$	$M = \max M$

kus $\max M$ — maksimaalne moment varda pikkusel;
M_1 — maksimaalne moment varda pikkuse keskmise kolmandiku ulatuses, kuid mitte vähem kui $0{,}5 \max M$;
M_2 — arvutuslik moment juhul kui $m \leqslant 3$ ja $\lambda < 120$ või $\overline{\lambda} < 1{,}5$.

kus c — ekstsentrilisuse mõju arvestav tegur;
φ_y — nõtketegur, mis määratakse vastavalt tsentrilise surve skeemile tabelist 4.34;

b) juhul, kui suhteline ekstsentrilisus $m_x \geqslant 15$, ristlõike serva maksimaalse survepinge järgi valemiga

$$\frac{M}{\varphi_б W_x}\left(1+\frac{1}{m_x}\right) \leqslant R$$

kus $\varphi_б$ — painde üldstabiilsuse tegur, mis määratakse tabelist vastavalt surutud vöö vahepealse kinnitusega tala skeemile;

c) juhul, kui $10 < m_x < 15$, valemiga

$$\frac{N}{c'\varphi_y F} \leqslant R$$

kus

$$c' = (3 - 0{,}2m_x)c + (0{,}1m_x - 1)\frac{\varphi_б}{8\varphi_y}$$

Ekstsentrilisuse mõju arvestav tegur c määratakse valemist (välja arvatud alumiiniumisulamitest АМг-П, АД33-Т1, АД35-Т1, АВ-Т1 ja В95-Т1 varrastele) lk. 364:

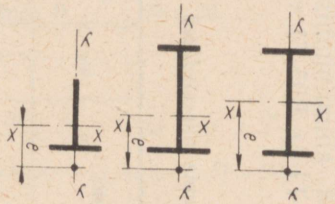
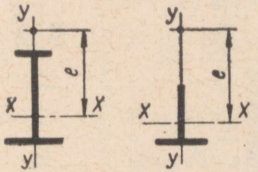
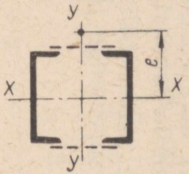
Tabel 4.75

Materjali elastse tööpiirkonna piirsaledused λ_c ja vastavad nõtketegurid φ_c

Terase mark	λ_c	Alumiiniumi mark	λ_c	φ_c	Alumiiniumi mark	λ_c	φ_c
ВСт. 3, ВСт. 4	100	АД1-М, АМц-М	132	0,33	АМг61-М, Д1-Т лист	73	0,44
ВСт. 5	90	АМг-М,			В92-Т лист,		
14Г2,		АД31-Т,	114	0,36	Д1-Т профиль	69	0,454
10Г2С1,		АВ-М АМг5-М,			В92-Т профиль,		
15ХСНД	85	АД31-Т1, АВ-Т	87	0,477	Д16Т	58	0,477
10ХСНД	80	АМг6-М	81	0,453	В95-Т1	53	0,47

Tabel 4.76

Tegurid α ja β

Ristlõike tüüp ja normaaljõu ekstsentrilisuse suund	Lahtised I- ja T-profiilid		Täisseinalised või ühendusvõrguga (nõtkelappidega) kinnitatud profiilid
			
α terasvarrastele	0,7	$1 - 0{,}3\frac{I_2}{I_1}$	0,6
α alumiiniumvarrastele	0,8	$1 - 0{,}2\frac{I_2}{I_1}$	0,6
β, kui $\lambda_y \leqslant \lambda_c$	1	1	1

β, kui $\lambda_y > \lambda_c$	$\frac{0{,}6}{\varphi_y}$	$1-\left(1-\frac{0{,}6}{\varphi_y}\right)\left(2\frac{I_2}{I_1}-1\right)$; kui $\frac{I_2}{I_1} < 0{,}5$, võetakse $\beta = 1$	$\frac{0{,}6}{\varphi_y}$

kus I_1 ja I_2 — vastavalt suurema ja väiksema vöö inertsmomendid sümmeetriatelje y suhtes;
λ_c — tabelist 4.75 määratav piirsaledus;
φ_c — piirsaledusele λ_c vastav nõtketegur; terasvarrastele $\varphi_c = 0{,}6$; alumiiniumvarraste φ_c määratakse tabelist 4.75.

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}$$

kus α ja β — tegurid, mis määratakse tabelist 4.76.

Suhtelise ekstsentrilisuse m määramisel võetakse paindemomendi väärtuseks:

a) varrastele, mille otsad on kinnitatud paigutise vastu paindemomendi tasandi ristsuunas — maksimaalne moment varda pikkuse keskmise kolmandiku ulatuses (kuid mitte vähem kui pool varda tervel pikkusel mõjuvast maksimaalsest momendist);

b) konsoolidele — moment kinnituskohas.

Kui varda saledus λ_y on suurem materjali elastse tööpiirkonna piirsaledusest λ_c tabeli 4.75 järgi, ei tohi tegur c ületada tabelis 4.77 toodud väärtusi lahtiste profiilide ning väärtust 1,0 kinniste profiilide puhul.

Alumiiniumisulamitest АМг-П, АД33-Т1, АД35-Т1 ja АВ-Т1 varraste puhul määratakse tegur c tabelist 4.77, olenemata saledusest λ_y.

Kui paindemoment mõjub vähima jäikuse tasandis ($I_y < I_x$) ning saledus $\lambda_x > \lambda_y$, tuleb ekstsentriliselt surutud varda stabiilsust paindemomendi tasandist välja kontrollida valemiga

$$\frac{N}{\varphi_x F} \leqslant R$$

kus φ_x — nõtketegur vastavalt tsentrilise surve skeemile.

Kui $\lambda_x \leqslant \lambda_y$, pole nimetatud kontroll vajalik.

Diagonaalvõrguga liitvarraste puhul, kui paindemoment mõjub võrguga paralleelses tasandis, tuleb peale varda kui terviku stabiilsuse kontrollimise kontrollida ka tema iga haru stabiilsust tsentrilise surve skeemi järgi. Seejuures tuleb arvesse võtta täiendavat normaaljõudu paindest. Varda haru nõtkepikkuseks on seejuures võrgu sõlmede vahekaugus.

Nõtkelappidega liitvarda iga haru stabiilsuse kontrollimisel tuleb lisaks eeltoodule arvestada veel varda harudes põikjõu toimel tekkivat paindemomenti; seega tuleb varda iga haru stabiilsust kontrollida ekstsentrilise surve skeemi järgi.

Kui ekstsentriliselt surutud vardale mõjub paindemoment mõlemas peapinnas ning maksimaalse jäikuse

Tabel 4.77

Teguri c maksimaalväärtused juhul, kui $\lambda_y > \lambda_c$

$\frac{M}{Nh}$ \ $\frac{l\delta_1}{bh}$	0,1	0,5	0,8	1,0	1,5	2,0	$\geqslant 2{,}5$
0	1	1	1	1	1	1	1
0,2	0,88	0,89	0,91	0,93	0,95	0,97	0,99
0,4	0,69	0,73	0,77	0,80	0,85	0,90	0,92
0,6	0,56	0,59	0,64	0,67	0,74	0,80	0,85
0,8	0,46	0,50	0,54	0,58	0,66	0,73	0,78
1,0	0,39	0,42	0,47	0,50	0,58	0,66	0,72
1,2	0,34	0,37	0,41	0,44	0,52	0,60	0,66
1,4	0,30	0,32	0,36	0,39	0,47	0,54	0,61
1,6	0,27	0,30	0,33	0,35	0,43	0,50	0,56
1,8	0,24	0,27	0,30	0,32	0,39	0,45	0,52
2,0	0,22	0,24	0,27	0,30	0,37	0,42	0,49
2,5	0,18	0,20	0,23	0,26	0,30	0,36	0,41
3,0	0,15	0,17	0,19	0,21	0,26	0,31	0,36
4,0	0,12	0,13	0,15	0,16	0,20	0,24	0,28
5,0	0,10	0,11	0,12	0,13	0,18	0,22	0,24
10	0,049	0,054	0,062	0,068	0,086	0,105	0,126

kus h — ristlõike kõrgus;
b ja δ_1 — enamsurutud vöö laius ja paksus.

Märkus. Kinnise profiili tegureid α ja β võib kasutada ainult sel juhul, kui varda pikkusel on vähemalt kaks vahepealset diafragmat. Vastasel korral tuleb kasutada lahtise I-profiili jaoks antud tegureid.

tasand ($I_x > I_y$) on varda sümmeetriatasandiks, kontrollitakse täisseinalise varda üldstabiilsust valemiga

$$\frac{N}{\varphi_{\text{вн}}^{xy} F} \leqslant R$$

kus

$$\varphi_{\text{вн}}^{xy} = \varphi_{\text{вн}}^{y} \sqrt{c}$$

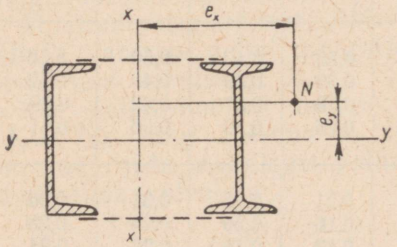
kus $\varphi_{вн}^{y}$ ja c määratakse ühes peapinnas painutatud varda skeemi kohaselt.

Kui $m_y < 0{,}8m_x$ terasvarrastel ning $m_y < 2m_x$ alumiiniumvarrastel, tuleb täiendavalt kontrollida varda stabiilsust eeldusel, et $e_y = 0$.

Kui $\lambda_x > \lambda_y$, tuleb samuti täiendavalt kontrollida varda stabiilsust eeldusel, et $e_y = 0$.

Kui varda maksimaalse jäikuse tasand ($I_x > I_y$) ei ole sümmeetriatasandiks, tuleb mõlemas peapinnas painutatud varda stabiilsuse kontrollimisel suurendada arvutuslikku ekstsentrilisust m_x 25% võrra.

Kahe täisseinalise haruga ekstsentriliselt surutud varda puhul, mille ühendusvõrk on kahes paralleelses tasandis ning paine mõjub mõlemas peapinnas (joonis 4. 20) on vajalik:



Joon. 4.20. Surutud ja kahes pinnas painutatud varda arvutusskeem

1) varda kui terviku stabiilsuse kontroll võrguga paralleelses tasandis eeldusel, et $e_y = 0$;

2) varda üksikute harude kui ekstsentriliselt surutud elementide stabiilsuse kontroll, võttes arvesse täiendavat normaaljõudu paindemomendist M_x; paindemomendi M_y võib jaotada varda harude vahel proportsionaalselt nende jäikusega; kui M_y mõjub varda ühe haru tasandis, võib lugeda ka täielikult üleantuks sellele vardale. Posti haru stabiilsuse kontrollimisel tema paindemomendi tasandist välja määratakse selle haru saledus ühendusvõrgu sõlmede vahekauguse järgi.

Ekstsentriliselt surutud täisseinalise varda seina arvutuskõrguse ja paksuse maksimaalselt lubatav suhe määratakse olenevalt suurustest

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma} \quad \text{ja} \quad \frac{\tau}{\sigma}$$

Tegur k_3

Varda materjal	$\frac{\tau}{\sigma}$	α						
		0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Teras	0	1,88	2,22	2,67	3,26	4,20	5,25	6,30
	0,20	1,88	2,18	2,51	2,90	3,40	3,82	4,11
	0,40	1,59	1,76	1,93	2,07	2,25	2,43	2,56
	0,60	1,31	1,38	1,48	1,60	1,71	1,80	1,86
Alumiinium	—	0,63	0,74	0,89	1,09	1,40	1,75	2,10

kus σ — maksimaalne survepinge seina arvutusliku ääre joonel, mis arvutatakse ilma tegureid $\varphi_{вн}$, $\varphi_{вн}^{xy}$ ja $c\varphi$ arvestamata;

σ' — pinge seina vastaspoolse ääre joonel.

Kui $\alpha \leqslant 0{,}4$, määratakse maksimaalselt lubatav suhe h_0/δ tsentrilise surve skeemi kohaselt;
kui $\alpha \geqslant 0{,}8$, määratakse see valemiga

$$\frac{h_0}{\delta} = 100\sqrt{\frac{k_3}{\sigma}}$$

kus tegur k_3 võetakse tabelist 4.78 olenevalt suurusest α (terasvarraste puhul veel olenevalt nihkepingest $\tau = \frac{Q}{h_s\delta}$ vaadeldavas lõikes).

Teguri α väärtuste puhul $0{,}4 < \alpha < 0{,}8$ määratakse piirsuhe h_0/δ lineaarse interpoleerimise teel väärtuste vahel, mis saadakse juhtudel $\alpha = 0{,}4$ ja $\alpha = 0{,}8$.

Kui varda sein on tugevdatud pikiribiga, mis asetseb seina keskjoonel, vaadeldakse seina enamkoormatud osa vöö ja pikiribi vahel omaette plaadina.

Sümmeetriliselt asetatud paarisribi väljaulatuva osa laius peab terasvarda puhul olema vähemalt 10δ ning paksus vähemalt $0{,}75\delta$ (δ — varda seina paksus).

Alumiiniumvarda pikiribi vajalik inertsmoment määratakse valemist

$$I = 6\,h_0\,\delta^3$$

Mõlemal juhul soovitatakse võtta pikiribi arvesse ristlõike koostisosana.

Kui varda seina stabiilsus pole tagatud, võetakse varda arvutuslikus ristlõikes arvesse ainult seina osa laiusega 15δ terasvarda ning 12δ alumiiniumvarda puhul, alates seina arvutusliku ääre joonelt.

Täisseinalise varda sein tuleb juhul, kui terasvarda $h_0/\delta \geqslant 70$ ning alumiiniumvardal $h_0/\delta \geqslant 55$, tugevdada põikribidega vahekaugusel $2 \ldots 2{,}5h$ (kuid mitte alla kahe igal montaažiühikul). Põikribi väljaulatuva osa laius b_r peab olema vähemalt $\frac{h_0}{30} + 40$ mm ning paksus mitte alla $\frac{b_r}{15}$ terasvarrastel ning $\frac{b_r}{10}$ alumiiniumvarrastel.

Ekstsentriliselt surutud varda vaba servaga vöö maksimaalne arvutuslik laius määratakse nagu tsentrilise surve korral tabelist 4.43.

Kui elemendi kandevõime pole täielikult ära kasutatud, võib nende tabelite piirsuhteid b/δ suurendada teguriga $\sqrt{\frac{R\varphi^*}{\sigma}}$ (φ^* on vähim suurustest $\varphi_{вн}$, $\varphi_{вн}^{xy}$ või $c\varphi$, mida on arvestatud varda üldstabiilsuse kontrollimisel; $\sigma = \frac{N}{F}$ — keskmine survepinge ristlõikes).

4.10. VÄSIMUS

Teraskonstruktsioonid, mis on koormatud korduvalt mõjuvate, liikuvate või vibreerivate koormustega, võivad puruneda väsimuse tagajärjel. Siia kuuluvad raske töörežiimiga hoonete kraanatalad, töölavade talastikud, punkrite ja mahalaadimisestakaadide kandeelemendid jne. Selliselt koormatud kandekonstruktsioonid tuleb projekteerida nii, et pingete kontsentratsioonid oleksid võimalikult väikesed.

Tabelis 4.79 on toodud soovitatavad terase margid eelnimetatud konstruktsioonide valmistamiseks.

Teraskonstruktsioonide arvutamisel väsimusele vähendatakse põhimaterjali ja ühenduste arvutustugevusi, korrutades viimaseid teguriga

$$\gamma = \frac{1}{(a\beta \pm b) - (a\beta \mp b)\varrho} \qquad (4.67)$$

kus β — efektiivne pingekontsentratsioonitegur tabelist 4.81;
a, b — tegurid tabelist 4.80.

Tabel 4.79

Soovitatavad terase margid väsimusele töötamiseks

Raske töörežiimi grupp	Keevitatud konstruktsioonides	Keevituseta konstruktsioonides
A	ВМСт. 3сп 14Г2 10Г2С1	ВМСт. 3пс ВКСт. 3сп 14Г2 10Г2С1
Б	ВМСт. 3сп 10Г2С1 15ХСНД 10ХСНД	ВМСт. 3пс ВКСт. 3сп 14Г2 10Г2С1

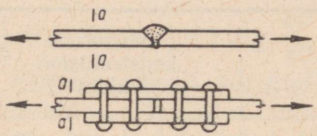
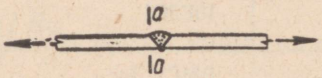
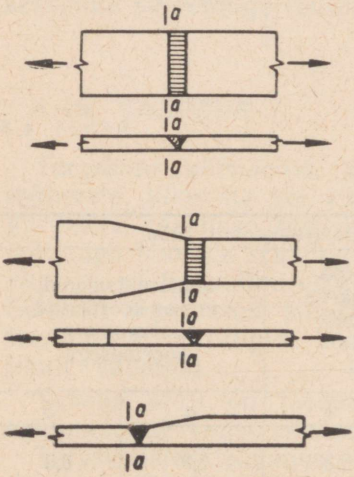
Tabel 4.80

Tegurid a ja b avaldises (4.67)

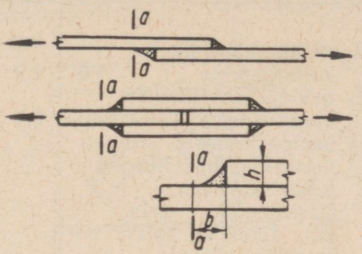
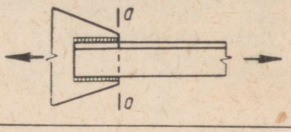
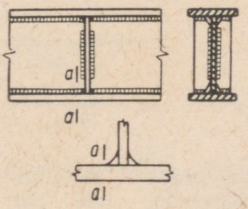
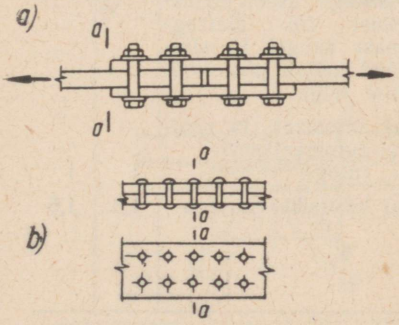
Konstruktsiooni materjal	Konstruktsiooni tüüp			
	kraanatalad, töölavatalad, punkrite ja mahalaadimisestakaadide elemendid		konstruktsioonid, mis on koormatud muutuva normkoormusega	
	a	b	a	b
Süsinikterased	0,75	0,3	0,9	0,3
Vähelegeeritud terased	0,8	0,3	0,95	0,3

Tabel 4.8E

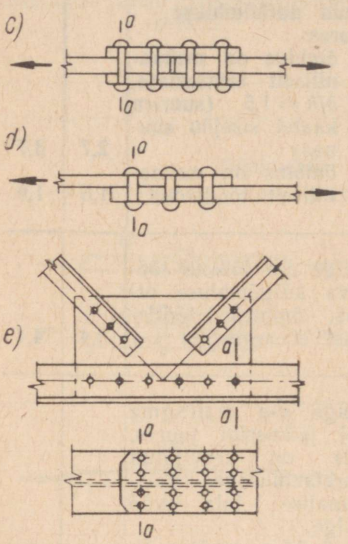
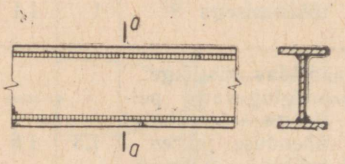
Efektiivne pingekontsentratsioonitegur β

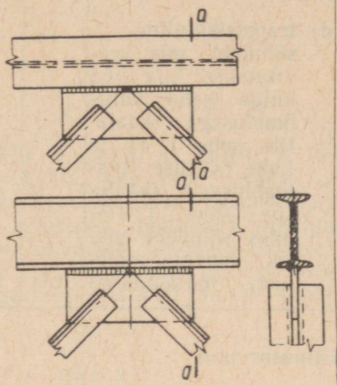
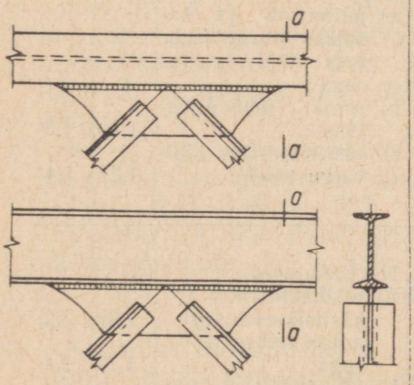
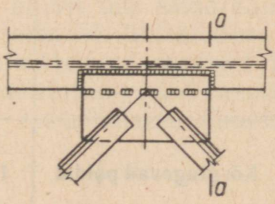
Ühenduse skeem ja ristlõike asetus skeemil	Ristlõike karakteristika	Süsinikterased	Vähelegeeritud terased
1	2	3	4
	Põhimetalli väsimusarvutus		
	Põhimetalli servad on mehaaniliselt valtsitud või lõigatud	1	1
	Põhimetalli servad on lõigatud gaasiga:		
	a) masinaga	1,1	1,2
	b) käsitsi	1,4	1,8
	Põhimetall on põkkõmbluse juures töötlemata, õmblust on tugevdatud sujuva üleminekuga	1,4	1,8
	Põhimetall põkkõmbluse juures ja õmblus on töödeldud spetsiaalse freesiga:		
	a) lehed võrdse paksuse ja laiusega	1	1
	b) lehed erineva laiusega	1,2	1,4
	c) lehed erineva paksusega	1,3	1,6

Tabel 4.81 (järg)

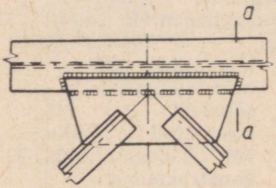
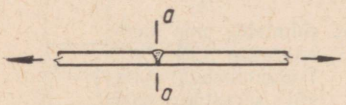
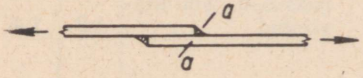
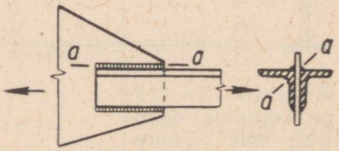
1	2	3	4
	Lõige *a-a* põiki asetatud nurkõmbluse juures: a) õmblus on mehaaniliselt töötlemata, $b/h = 1{,}5$ (suurem kaatet sisejõu suunas) b) õmblus on mehaaniliselt töödeldud	2,7 1,5	3,7 1,9
	Lõige *a-a* lõikele töötava külgõmbluse otsas; õmbluse töötlemist ei arvestata	3,4	4,4
	Lõige *a-a* diafragma või jäikusribi juures, mis on keevitatud nurkõmblusega täisseinalise tala vöö külge: a) õmblus mehaaniliselt töötlemata, üleminek õmbluselt metallile on sujuv: käsitsikeevitusega poolautomaatkeevitusega b) sama, kuid õmbluse mehaanilise töötlemisega	1,6 1,3 1	2,2 1,5 1,1
	Vaadeldav ristlõige: a) kõrgtugevate poltidega kinnitatud ühenduse juures b) mööda ühendusneetide või vabade aukude joont	1,3 1,3	1,6 1,5

Tabel 4.81 (järg)

1	2	3	4
	c) mööda kahelõikelisi kinnitusneete	1,6	1,9
	d) mööda ühelõikelisi kinnitusneete	2,0	2,4
	e) mööda esimest needirida, mis kinnitab sõlmlehe täisseinalise tala või sõrestiku elementide külge; mööda täisseinalise tala vöölehe otsa kinnitusneetide joont	1,6	1,9
	Vaadeldav ristlõige elemendis, mis on moodustatud üksikutest lehtedest ja on kokku keevitatud pideva keevisõmblusega; ristlõige asub jäikusribist või -diafragmast kaugel ja sisejõud mõjub piki õmbluse telge:		
	a) automaat- ja poolautomaatkeevitusega	1	1
	b) käsitsikeevitusega	1,3	1,6

1	2	3	4
	Vaadeldav ristlõige järgmiste konstruktsioonielementide juures: a) täisnurkne või trapetsikujuline sõlmleht, mis on keevitatud jätk- või T-ühendusega konstruktsioonielementide külge ilma kinnitusõmblust mehaaniliselt töötlemata	2,5	3,5
	b) sõlmleht, mis keevitatakse jätk- või T-ühendusega tala või sõrestiku vöö külge; sujuv üleminek sõlmlehelt elemendile tagatakse sõlmlehe kujuga ja õmbluse otsa töötlemisega; ühendus sõlmlehe paksuselt läbi keevitatud	1,2	1,4
	c) täisnurkne või trapetsikujuline sõlmleht, mis keevitatakse tala vöö külge kogu pikkusel ilma õmblust töötlemata	2,5	3,5

Tabel 4.81 (järg)

1	2	3	4
	d) trapetsikujuline sõlmleht, mis keevitatakse tala vöö külge kahe külgõmblusega (kaatetite suhe 1 : 1) ja kahe viltuse otsõmblusega (kaatetite suhe 1 : 1,5) ühes sõlmlehe otstes asuvate õmbluste töötlemisega	1,6	2,2
	Ühenduste väsimusarvutus		
	Põkkõmblused, mis on täielikult läbi keevitatud		
	a) automaat- ja käsitsikeevitus, õmbluse läbivalgustusega	1	1
	b) sama, läbivalgustuseta	1,1	1,2
	c) käsitsikeevitus läbivalgustuseta	1,2	1,4
	Nurkõmblused:		
	a) otsõmblused:		
	käsitsikeevitusega	2,3	3,2
	automaatkeevitusega	1,7	2,4
	b) külgõmblused (lõikele töötavad)	3,4	4,4
—	Kõrgtugevad poldid	1	1

Tabel 4.81 (järg)

1	2	3	4
—	Needid (arvutusel lõikele ja muljumisele)		
	a) kahelõikelised	1,6	1,9
	b) ühelõikelised	2	2,4

Märkused. 1. Teguri β väärtused on kehtivad konstruktsioonide kohta, mis valmistatakse СНиП III-B.5-62 eeskirjade kohaselt.
2. Keevisõmbluse mehaanilise töötlemise all mõistetakse õmbluse välispinna töötlemist freesiga või muul viisil, mitte jättes õmblusse tühimikke või muid defekte.
3. Poltühenduste põhimetallile toodud β väärtused kehtivad nõrgestatud ristlõikepindala kohta.

$$\varrho = \frac{\min \sigma}{\max \sigma}$$

kus $\min \sigma$ ja $\max \sigma$ on kontrollitava ristlõike vähima ja suurima pinge absoluutväärtus (kumbki oma märgiga) normatiivkoormusest ilma dünaamilisuse tegurit, nõtketegureid φ, $\varphi_{вн}$ ja tala üldstabiilsustegurit $\varphi_б$ arvestamata.

Ka ei arvestata raske töörežiimiga hoonetes töötavate kraanatalade väsimuse kontrollimisel külgtõuketegurit (СНиП II-B. 3-62, p. 9. 2, tabel 47).

Valemi (4. 67) nimetajas esinevad ülemised märgid vastavad juhule, kui suurim pinge (absoluutselt võetuna) ristlõikes on positiivne, alumised märgid — vastupidisele juhule.

Konstruktsioonide arvutamisel väsimusele rakendatakse ainult normkoormusi ilma dünaamilisuse tegurit arvestamata.

Kraanatalade arvutamisel väsimusele eeldatakse, et töötab ainult üks sildkraana.

Täisseinalisi lihttaladena töötavaid kraanatalasid, mis on projekteeritud terasest ВСт. 3сп ja ВСт. 3пс, ei arvutata väsimusele, kui nende projekteerimisel on silmas peetud spetsiaalseid konstruktiivseid nõudeid.

5. PUITKONSTRUKTSIOONID

Puitkonstruktsioonide soovitatavad tüübid on: monoliitsed ja laudadest liimitud talad; prussidest sõrestikud lauptappidel; puit-metallkonstruktsioonid — kaared, sõrestikud, sprenglid jne. Ajutistes ehitistes soovitatakse kasutada mitmekihilisi naelutatud laudkonstruktsioone — ristuvatest laudadest seinaga talasid ja segmentsõrestikke.

Puitkonstruktsioonide projekteerimisel tuleks kasutada võimalikult väikest saematerjali sortimenti (ГОСТ 8486-57). Konstruktsiooni sõlmedes ja ühendustes ei tohiks kasutada erineva jäikusega sidemeid. Tõmmatud elementide jätkud on soovitav konstrueerida terasnaaglitega ja puidust kattelaudadega. Konstruktsiooni elemendid, eriti aga sõlmed ja jätkud, tuleb kokku tõmmata poltidega. Viimaste läbimõõt valitakse olenevalt paketi paksusest, kuid mitte vähem kui $d = 12$ mm. Poldi seibi külje mõõt peab olema $3{,}5\,d$ ja paksus $0{,}5\,d$.

Puitkonstruktsiooni põhiliste elementide neto-ristlõikepindala peab olema vähemalt 50 cm² ja sümmeetrilise nõrgestuse puhul $\geqslant 0{,}5\,F_{\text{bruto}}$ ning ebasümmeetrilise nõrgestuse puhul $\geqslant 0{,}6\,F_{\text{bruto}}$.

Tasapinnaliste kandekonstruktsioonide ülemised surutud vööd tuleb ühendada katusekonstruktsiooniga ja vajaduse korral ruumiliste sidemetega.

5.1. ARVUTUSE ALUSED

Puitkonstruktsioonid arvutatakse kahe arvutusliku piirolukorra järgi:

a) kandevõimele (tugevuse ja stabiilsuse järgi) arvutuskoormuste mõjumisel;

b) deformatsioonidele normkoormuste mõjumisel.

Tabel 5.1

Kandekonstruktsiooni elementide kategooriad

Tüüp	Elemendi nimetus	Kategooria
Mitteliimitud	Konstruktsioonide (sealhulgas ka liittalade) tõmmatud elemendid, kui puidu arvutustugevusest on kasutatud >70%; III klassi hüdrotehniliste ehitiste painutatud elemendid	I
	Konstruktsioonide tõmmatud elemendid, kui puidu arvutustugevusest on kasutatud ≤70%	II
	Konstruktsioonide surutud ja painutatud elemendid, välja arvatud III klassi hüdrotehniliste ehitiste painutatud elemendid	II
	Laudised, roovitis- ja mittevastutusrikkad elemendid, mille purunemine ei riku kandekonstruktsiooni terviklikkust	III
Liimitud	Tõmmatud elemendid ja enam kui 50 cm kõrguste mitmekihiliste talade tõmmatud tsoonid (mitte vähem kui 0,1 ristlõike kõrgust tõmmatud servast), kui puidu arvutustugevusest on kasutatud >70%	I
	Sama, kui puidu arvutustugevusest on kasutatud ≤ 70%	II
	Kaarte, sõrestike surutud vööde ja võrguelementide, tugede, kuni 50 cm kõrguste mitmekihiliste talade, enam kui 50 cm kõrguste mitmekihiliste talade surutud tsoonide, servitilaudadest seinaga I-talade vööde jne. surutud, surutud ja painutatud ning tõmmatud tsoonid (mitte vähem kui 0,1 ristlõike kõrgust vastavast servast), kui puidu arvutustugevusest on kasutatud >70%	II
	Sama, kui puidu arvutustugevusest on kasutatud ≤ 70%	IIa
	Painutatud, surutud ning surutud ja painutatud mitmekihiliste elementide ristlõike keskmised tsoonid kõrguse suunas, välja arvatud I-talade servitilaudadest seinad	III
	I-talade servitilaudadest seinad	IIIa

Konstruktsioonipuidu maksimaalne niiskus on:

maapealsetes lahtistes konstruktsioonides 25%
maapealsetes kinnistes konstruktsioonides 20%
liimitud konstruktsioonides 15%
väikestes vastutusrikastes elementides (naaglid, tüüblid jne.) 15%
pidevalt niiskes keskkonnas olevates konstruktsioonides — ei piirata.

Puitkonstruktsioonides kasutatakse peamiselt okaspuitu (mänd ja kuusk); tugevasti koormatud väikestes detailides ka kõva lehtpuitu. Naelutatud konstruktsioonides lehtpuitu kasutada ei tohi.

Alalistes konstruktsioonides nõutav puidu kvaliteet olenevalt konstruktsioonielemendi kategooriast (tabel 5. 1) on toodud teose [20] lisa I tabelites 4, 5, 6 ja 7.

Tabel 5.2

Puidu mahukaal kG/m³

Puidu liik	Konstruktsiooni liik	
	niiskuse eest kaitstud	niiskuse eest kaitsmata
Okaspuit:		
lehtmänd	650	800
mänd, kuusk	500	600
Kõva lehtpuit — tamm, kask, saar, vaher	700	800
Pehme lehtpuit — haab, pappel, lepp, pärn	500	600

Märkus. Värskelt raiutud okaspuidu ja pehme lehtpuidu mahukaaluks võetakse 850 kG/m³ ja kõva lehtpuidu mahukaaluks 1000 kG/m³.

Puidu arvutuslik muljumistugevus ristikiudu pikkuse osal, mis on väiksem koormamata osa pikkusest ja elemendi paksusest, määratakse valemist

$$R_{\text{см }90} = R_{\text{с }90}\left(1 + \frac{8}{l_{\text{см}} + 1{,}2}\right) \qquad (5.1)$$

kus $R_{\text{с }90}$ — puidu surve- ja muljumistugevus ristikiudu kogu pinnal;

$l_{\text{см}}$ — muljumispinna pikkus kiudude suunas cm.

Puidu arvutuslik muljumistugevus jõu mõjumisel kiudude suhtes nurga α all määratakse alljärgnevast valemist või jooniselt 5. 1:

$$R_{\text{см}\alpha} = \frac{R_{\text{см}}}{1 + \left(\frac{R_{\text{см}}}{R_{\text{см }90}} - 1\right)\sin^3\alpha} \qquad (5.2)$$

Puidu arvutuslik nihketugevus jõu mõjumisel kiudude suhtes nurga α all määratakse valemist

Tabel 5.3

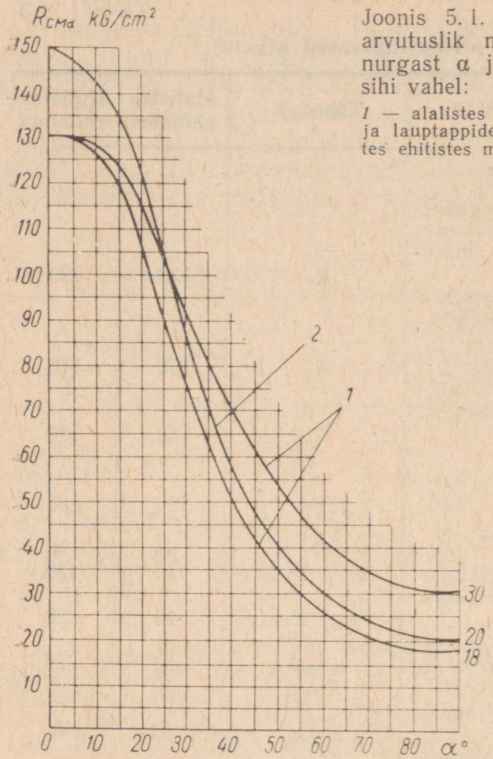
Männi- ja kuusepuidu arvutustugevused kG/cm²

Pingeolukord ja elemendi liik	Tähistus	Alalistes ehitistes	Ajutistes ehitistes
Paine:			
a) elemendid ristlõike kõrgusega kuni 50 cm, välja arvatud punktides b ja c märgitud	$R_{и}$	130	150
b) ristkülikristlõikega massiivsed elemendid ristlõike külje mõõtmega $\geqslant 14$ cm ja kõrgusega kuni 50 cm	$R_{и}$	150	170
c) ümarpalgid, mille arvutuslikus ristlõikes pole nõrgestusi	$R_{и}$	160	180
Tõmme pikikiudu:			
a) elemendid nõrgestamata arvutusliku ristlõikega	$R_{р}$	100	85
b) elemendid nõrgestusega arvutuslikus ristlõikes	$R_{р}$	80	70
Surve ja muljumine pikikiudu	$R_{с}$; $R_{см}$	130	150
Surve ja muljumine ristikiudu kogu pinnal	$R_{с90}$; $R_{см90}$	18	20
Kohalik muljumine ristikiudu:			
a) konstruktsiooni toetuspinnal	$R_{см90}$	24	28
b) lauptappides ja tüüblites	$R_{см90}$	30	35
c) seibide all, kui muljumisnurk on 90...60°	$R_{см90}$	40	45
Nihe pikikiudu paindel ja ühendustes (maksimaalne pinge)	$R_{ск}$	24	24
Nihe ristikiudu (maksimaalne pinge)	$R_{ск90}$	12	12

$$R_{ск\alpha} = \frac{R_{ск}}{1 + \left(\frac{R_{ск}}{R_{ск\,90}} - 1\right) \sin^3 \alpha} \qquad (5.3)$$

Puidu arvutuslik keskmine nihketugevus $R_{ск}^{ср}$ ühenduse lõikepinnal määratakse valemist 5.24. Puidu arvutuslikuks keskmiseks nihketugevuseks lubatakse võtta:

a) männil ja kuusel lauptappides ja tüübeldatud liittalades, arvestades nihkepinna pikkuseks mitte enam kui kahekordne elemendi brutopaksus ja 10-kordne sisselõike sügavus, $R_{ск}^{ср} = 12$ kG/cm²;



Joonis 5. 1. Männi- ja kuusepuidu arvutuslik muljumistugevus sõltuvalt nurgast α jõu sihi ja puidukiudude sihi vahel:

1 — alalistes ehitistes muljumine pikikiudu ja lauptappides ning tüüblites; *2* — ajutistes ehitistes muljumine pikikiudu

b) tammel pikitüüblites pikkuse ja kõrguse suhtega 2,5 on $R_{см}^{ср} = 20$ kG/cm² ja samasugustes põiktüüblites $R_{см}^{ср} = 10$ kG/cm².

Teiste puiduliikide, samuti eritingimustes töötavate konstruktsioonide puidu arvutustugevuste määramiseks tuleb tabelis 5. 3 toodud suurusi korrutada tabelites 5. 4 . . . 5. 7 toodud teguritega.

Konstruktsioonide deformatsioonide arvutamisel võetakse kõigi puiduliikide elastsusmooduliks pikikiudu $E = 100\,000$ kG/cm² (vajaduse korral kasutades tabelis 5. 5 toodud tegureid). Puitkonstruktsioonide elementides ja ühendustes mõjuvate sisejõudude ja konstruktsioonide deformatsioonide arvutamisel eeldatakse materjali elastset tööd, arvestades liitelementide ühenduste järeleandmist.

Tabel 5.4

Üleminekutegurid mitmesuguste puiduliikide arvutustugevusele

Puidu liik	Tegur		
	tõmme, paine, surve ja muljumine pikikiudu	surve ja muljumine ristikiudu	nihe
Okaspuit — lehtmänd	1,2	1,2	1,0
Kõva lehtpuit:			
tamm	1,3	2,0	1,3
kask	1,1	1,6	1,3
saar, vaher	1,3	2,0	1,6
Pehme lehtpuit:			
haab, pappel	0,8	1,0	0,8
lepp, pärn	0,8	1,3	1,1

Tabel 5.5

Niiskes või kuumas keskkonnas asuvate või ainult alalise koormuse järgi arvutatavate konstruktsioonide puidu arvutustugevuse vähendustegurid

Konstruktsiooni ekspluatatsioonitingimused	Tegur
Puidu lühiajaline niiskumine ja sellejärgne kuivamine (sademete eest kaitsmata ehitised, konstruktsioonide lühiajaline niiskumine tootmisruumides jne.)	0,85
Puidu kestev niiskumine (vees, pinnases, konstruktsioonide pikaajaline niiskumine tootmisruumides jne.)	0,75
Püsiv õhutemperatuur 35 ... 50° (tootmisruumides)	0,80
Alalise koormuse mõju	0,80

Märkus. Alalise koormuse mõju tegurit 0,80 kasutatakse siis, kui puitkonstruktsiooni elemendi (või ühenduse) sisejõud arvutuslikust alalisest koormusest on enam kui 80% kogu arvutuskoormusest põhjustatud sisejõust.

Alalisteks koormusteks on ehitise omakaal ja koormused, mis mõjuvad konstruktsioonile pikemat aega, näiteks ladude ja raamatukogude kasulik koormus, veerõhk mahutites ja hoidlates, puistematerjalide rõhk hoidla seintele jne.

Arvutuslik lume- ja tuulekoormus loetakse ajutiselt mõjuvaks.

Tabel 5.6

Puidu arvutustugevuse suurendustegurid lühiajalisel koormamisel

Koormus	Kõigile tugevustele peale muljumistugevuse	Muljumistugevusele
Tuulekoormus	1,2	1,4
Montaažikoormus	1,2	1,4
Seismiline koormus	1,4	1,6

Tabel 5.7

Painutatud elementide puidu arvutustugevuse vähendustegurid

Pingeolukord	r/a				
	125	150	200	250	500 ja enam
Surve ja paine	0,7	0,8	0,8	1,0	1,0
Tõmme	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0

r — painutatud elemendi kõverusraadius;
a — ühe painutatud laua või lati ristlõike mõõde kõverusraadiuse suunas.

Tabel 5.8

Paindeelementide piirläbipainded

Element	max f/l
Korrusevahelaed	1 : 250
Pööninguvahelaed	1 : 200
Katused:	
a) roovtalad, sarikad, puitplaadid	1 : 200
b) roovlatid ja laudised	1 : 150
c) veevoolurennide alused laudised ja talad	1 : 400
Ajutiste ehitiste elemendid:	
a) laudised	1 : 100
b) talad	1 : 200
c) varjatud pindade raketised	1 : 250
d) nähtavate pindade raketised	1 : 400

Märkus. Krohvitud lagede puhul ei tohi läbipaine ainult ajutisest koormusest olla suurem kui 1/350 sildest.

Tabel 5.9

Ühenduste deformatsioonid mm nende kandevõime täielikul ärakasutamisel

Ühendus	Alalistes ehitistes	Ajutistes ehitistes
Tapid ja põkkjätkud	1,5	2,0
Naagelühendused	2,0	3,0
Tüüblid ja ühendused, milles esineb puidu muljumine põikikiudu	3,0	5,0

Märkus. Ühenduse kandevõime mittetäielikul ärakasutamisel arvestatakse deformatsioone proportsionaalselt mõjuvate jõududega.

Staatikaga määramata puitkonstruktsioonide arvutamisel vähendatakse elastsusmooduli väärtust kaks korda. Ehitusvineeri arvutustugevused ja elastsusmoodulid on toodud tabelis 5. 10.

Puitkonstruktsioonides kasutatavate teraste arvutustugevused võetakse teraskonstruktsioonide projekteerimise normidest (СНиП II-B.3-62). Tõmbele töötavate keermega nõrgestatud ristlõigete arvutustugevust vähendatakse teguriga 0,8. Kahest või kolmest vardast koosnevate tõmmitsate arvutustugevust vähendatakse täiendavalt teguriga 0,85.

Puitkonstruktsioonidele mõjuvad ekspluatatsioonikoormused, omakaal ja atmosfäärikoormused. Ajutised koormused tuleb asetada selliselt, et konstruktsioonielementides saadakse maksimaalsed sisejõud.

Sisejõudude määramisel arvestatakse hõõrdejõudude mõju ainult siis, kui need põhjustavad sisejõudude suurenemist (hõõrdetegur $m = 0{,}6$). Hõõrdejõududega arvestatakse ka siis, kui konstruktsiooni tasakaal tagatakse ainult hõõrdejõududega, eeldades, et hõõrdele töötavad elemendid on pidevalt üksteise vastu surutud ja puuduvad vibreerivad koormused. Sel puhul võetakse hõõrdeteguri väärtused: kui kontaktis on elementide külgpinnad, siis 0,2, ja kui kontaktis on ühe elemendi otspind teise elemendi külgpinnaga, siis 0,3.

Tabel 5.10

Ehitusvineeri arvutustugevused R_Φ kG/cm² ja elastsusmoodulid E_Φ 1000 kG/cm²

Pingeolukord	R_Φ sõltuvalt vineeri kihtide arvust ja sordist						E_Φ sõltuvalt vineeri kihtide arvust ja sordist					
	3		5		⩾7		3		5		⩾7	
	AB	B	AB	B	AB	B	AB	B	AB	B	AB	B
Surve pikikiudu	100	100	100	90	100	70	100	100	90	85	85	80
Surve ristikiudu	50	20	70	26	75	30	50	40	60	50	65	50
Tõmme pikikiudu	100	100	100	90	100	70	100	100	90	85	85	80
Tõmme ristikiudu	50	20	70	26	75	30	50	40	60	50	65	50
Paine pikikiudu	140	140	140	140	140	110	145	145	120	120	105	105
Paine ristikiudu	7	0	40	15	50	20	6	5	30	25	45	35
Nihe pikikiudu	60	50	55	45	60	45	7	7	7	6	7	5,5
Nihe ristikiudu	75	60	70	55	60	45	—	—	—	—	—	—

Märkused. 1. Arvutuslik nihketugevus on antud keskmise veekindlusega vineerile. Veekindla vineeri arvutuslik nihketugevus on 20% võrra suurem.

2. Vineerisordi BB arvutustugevuste saamiseks korrutatakse lahtri B väärtused teguriga 0,8; elastsusmooduli saamiseks — teguriga 0,9.

3. Painet iseloomustavad suurused on toodud vineerilehe paindel tema tasandist välja.

4. Lepa- ja männipuidust vineeri arvutuslikud suurused saadakse tabeli väärtuste korrutamise teel teguriga 0,65.

5. Vineeri kiudude suunaks loetakse välise spooni kiudude suund.

5.2. PUITELEMENTIDE ARVUTUS

5.2.1. PAINE

Painutatud elemendid arvutatakse tugevusele valemitega

$$\frac{M}{W_{arv}} \leqslant R_{и} \tag{5.4}$$

$$\frac{QS_{bruto}}{I_{bruto}b_{arv}} \leqslant R_{ск} \tag{5.5}$$

kus W_{arv} — ristlõike arvutuslik vastupanumoment, mis monoliitsete elementide puhul määratakse netoristlõike järgi ja liitelementide puhul korrutatakse teguriga k_w (tabel 5.11);

b_{arv} — ristlõike arvutuslik (tegelik) laius; liimvuugi nihkekontrollil 0,5 liimvuugi laiust.

Nõrgestused, mis asuvad 20 cm ulatuses, loetakse W_{neto} arvutamisel ühes ristlõikes olevateks.

Painutatud elementide läbipainded arvutatakse tavaliste tugevusõpetuste valemite abil, kasutades ristlõike brutoinertsmomenti, mis liitvarraste puhul korrutatakse teguriga $k_{ж}$ (tabel 5.11).

Ühtlaselt jaotatud koormusega või silde keskmise kolmandiku ulatuses koondatud jõududega koormatud liittalade sidemete hulk n_c liittala igas vuugis, alates nullmomendi kohast kuni maksimaalse momendi M kohani, peab rahuldama tingimust

$$n_c T \geqslant \frac{1{,}5MS_{bruto}}{I_{bruto}} \tag{5.6}$$

kus T — ühe sideme arvutustugevus liittala ühes vuugis.

Vildakpaindele töötavate elementide tugevusarvutusel kasutatakse valemit

$$\frac{1}{W_x}(M_x + kM_y) \leqslant R_{и} \tag{5.7}$$

kus $k = \frac{W_x}{W_y}$, mis täisnurkristlõigete puhul võrdub kõrguse ja laiuse suhtega ($k = h/b$) ja on ettevalitav.

Vildakpaindele arvutatakse tala läbipaine valemiga

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \tag{5.8}$$

Tabel 5.11

Liittalade arvutustegurid

Ühenduse tüüp	Tegur	Elementide arv	Sille m			
			2	4	6	⩾ 9
Naaglid	k_w	2	0,7	0,85	0,9	0,9
		3	0,6	0,8	0,85	0,9
		10	0,4	0,7	0,8	0,85
	$k_ж$	2	0,45	0,65	0,75	0,8
		3	0,25	0,5	0,6	0,7
		10	0,07	0,2	0,3	0,4
Tüüblid	k_w	2	0,55	0,75	0,85	0,9
		3	0,4	0,7	0,8	0,85
	$k_ж$	2	0,3	0,5	0,65	0,75
		3	0,15	0,35	0,5	0,65

Märkus. Vahepealsete sillete ja elementide arvu puhul määratakse tegurid k_w ja $k_ж$ interpoleerimise teel.

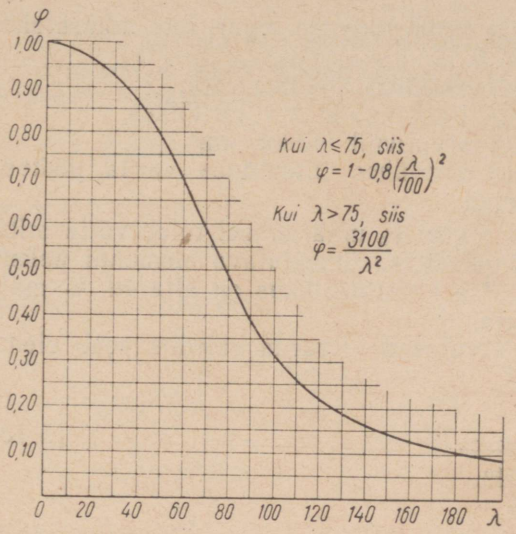
5.2.2. TSENTRILINE JA EKSTSENTRILINE SURVE

Tsentriliselt surutud elemendid arvutatakse tugevusele ja üldstabiilsusele valemitega

$$\frac{N}{F_{\text{neto}}} \leqslant R_c \tag{5.9}$$

$$\frac{N}{\varphi F_{\text{arv}}} \leqslant R_c \tag{5.10}$$

kus φ — nõtketegur (vt. joonis 5.2);
F_{arv} — arvutuslik ristlõikepindala;
$F_{\text{arv}} = F_{\text{bruto}}$, kui puuduvad ristlõike nõrgestused või kui sisemine nõrgestus ei ületa $0{,}25\,F_{\text{bruto}}$;
$F_{\text{arv}} = \frac{4}{3} F_{\text{neto}}$, kui sisemine nõrgestus ületab $0{,}25\,F_{\text{bruto}}$, ja
$F_{\text{arv}} = F_{\text{neto}}$, kui sümmeetriline nõrgestus asub elemendi servadel.



Joonis 5.2. Nõtketeguri φ sõltuvus saledusest λ

Monoliitse elemendi saledus määratakse valemiga

$$\lambda = \frac{l_0}{r} \tag{5.11}$$

kus l_0 — varda arvutuspikkus;

$r = \sqrt{\frac{I_{\text{bruto}}}{F_{\text{bruto}}}}$ — elemendi ristlõike inertsraadius.

Liitvarda redutseeritud saledus määratakse valemiga

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{(\mu_y \lambda_y)^2 + \lambda_1^2} \tag{5.12}$$

kus λ_y — varda kui terviku saledus;

λ_1 — varda üksikelemendi saledus sidemetevahelisel pikkusel; kui $l_1 < 7\,\delta$, siis võetakse $\lambda_1 = 0$ (δ — üksikelemendi paksus);

μ_y — saleduse redutseerimise tegur, mis arvutatakse valemiga

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \frac{bhn_1}{l_0^2 n_c}}$$

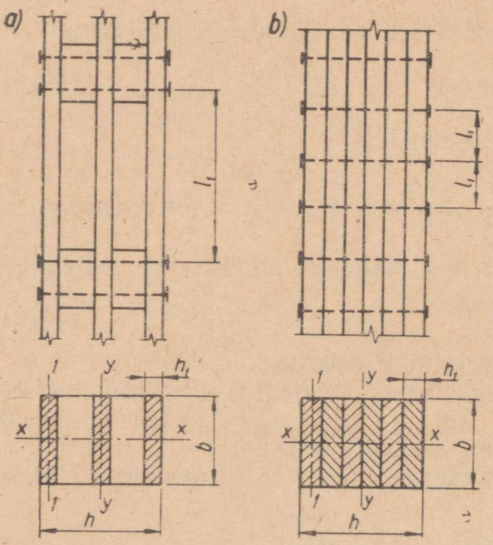
kus k_c — ühenduse järeleandvuse tegur, mis määratakse tabelist 5. 12;
b ja h — elemendi ristlõike mõõtmed cm;
n_1 — töötavate liitepindade arv ristlõikes;
l_0 — elemendi arvutuslik pikkus m;
n_c — sidemete arv ühes liitepinnas varda pikkuse 1 m kohta.

Naagli läbimõõt teguri k_c määramisel tuleb võtta mitte suurem kui $^1/_4$ kõige õhema ühendatava elemendi paksusest. Naelu, mille otsa kinnituspikkus on alla $4d$, k_c määramisel ei arvestata.

Valemiga 5. 12 arvutatud liitvarda saledus peab olema väiksem suurusest

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{\sum I_{1\,\text{bruto}}}{F_{\text{bruto}}}}} \qquad (5.13)$$

kus $\Sigma I_{1\text{bruto}}$ — liitvarda üksikute elementide inertsmomentide summa (joon. 5. 3).



Joonis. 5. 3. Liitvardad:
a — vaheklotsidega; *b* — pideva vahetäitega

Tabel 5.12

Sidemete järeleandvuse tegurid k_c surveelementide saleduse redutseerimise teguri määramiseks

Sideme tüüp	Surve	
	tsentriline	ekstsentriline
Naelad	$\frac{1}{10\,d^2}$	$\frac{1}{5\,d^2}$
Silindrilised terasnaaglid:		
a) $d \leqslant \frac{1}{7}a$	$\frac{1}{5d^2}$	$\frac{1}{2{,}5d^2}$
b) $d > \frac{1}{7}a$	$\frac{1{,}5}{ad}$	$\frac{3}{ad}$
Silindrilised tammenaaglid	$\frac{1}{d^2}$	$\frac{1{,}5}{d^2}$
Puidust pikitüüblid	$\frac{0{,}6}{bh_s}$	$\frac{1{,}2}{bh_s}$
Liim	0	0

d — sideme läbimõõt cm;
a ja b — ühendatava elemendi paksus ja laius cm;
h_s — sisselõike sügavus cm.

Mitmesuguste sidemetüüpide (või mõõtmete) kasutamisel määratakse sidemete arvutuslik hulk valemiga

$$n_c = n'_c + n''_c \frac{k'_c}{k''_c} + \ldots \qquad (5.14)$$

Ekstsentriliselt surutud elemente arvutatakse tugevusele valemiga

$$\frac{N}{F_{\text{neto}}} + \frac{M}{\xi W_{\text{arv}}} \cdot \frac{R_c}{R_{\text{u}}} \leqslant R_c \qquad (5.15)$$

kus ξ — tegur (kehtivuspiirkonnaga 0 ... 1), mis arvestab momendi normaaljõust tingitud suurenemist elemendi deformeerumisel ja mille väärtus arvutatakse valemiga

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100 R_c F_{\text{bruto}}} \qquad (5.16)$$

Elemendi saledus ja ristlõike karakteristika eeltoodud valemites arvutatakse varemkirjeldatud viisil.

Ekstsentriliselt surutud liitvardail, mille sidemete vahekaugus on suurem 7-kordsest üksikelemendi paksusest δ, kontrollitakse elemendi kohalikku stabiilsust valemiga

$$\frac{N}{F_{\text{bruto}}} + \frac{M}{\xi W_{\text{bruto}}} \leqslant \varphi_1 R_c \qquad (5.17)$$

kus φ_1 — liitvarda äärmise elemendi nõtketegur, mis määratakse vastavalt tema arvutuspikkusele l_1;

F_{bruto}, W_{bruto} — varda ristlõikepindala ja vastupanumoment.

Sidemete hulk n_c ekstsentriliselt surutud liitvarda poole arvutuspikkuse ulatuses peab rahuldama tingimust

$$n_c T \geqslant \frac{1{,}5MS_{\text{bruto}}}{\xi I_{\text{bruto}}} \qquad (5.18)$$

Tsentriliselt või ekstsentriliselt surutud liitvardad, mille osa elemente pole otstes toetatud või sõlmedes kinnitatud, arvutatakse üldiste eeskirjade kohaselt, arvestades veel järgmist:

a) ristlõike arvutusliku inerts- ja vastupanumomendi määramisel y-telje suhtes arvestatakse kõiki ristlõike elemente;

b) ristlõike arvutuslik inertsmoment x-telje suhtes määratakse seosest

$$I = I_o + 0{,}5I_{\text{HO}}$$

kus I_o — toetatud elementide inertsmoment;

I_{HO} — toetamata elementide inertsmoment;

c) tsentrilisel survel arvestatakse arvutusliku ristlõikepindala määramisel ainult toetatud elemente ja ekstsentrilisel survel ainult toetatud elemente, kui kontrollitakse neid elemente, ning kõiki elemente, kui kontrollitakse toetamata elemente.

Elemendi arvutuspikkus l_0 saadakse, korrutades tegelikku pikkust teguriga:

kui varda mõlemad otsad on kinnitatud liigendiga, siis 1,0;

kui varda üks ots on jäigalt kinnitatud ja teine ots vaba, siis 2,0;

kui varda üks ots on jäigalt ja teine liigendiga kinnitatud, siis 0,8;

kui mõlemad otsad on jäigalt kinnitatud, siis 0,65.

Omavahel kinnitatud ristuvate elementide arvutuspikkus võetakse järgmiselt:

üldstabiilsuse kontrollimisel elementide tasandis — kaugus sõlmest kuni elementide ristumiskohani;

üldstabiilsuse kontrollimisel elementide tasandist välja:

a) kui mõlemad elemendid on surutud, siis elemendi üldpikkus;

b) kui surutud element ristub mittetöötava elemendiga, siis

$$l_0 = \frac{l_1}{\sqrt{1 + \frac{l_1 \lambda_1^2 F_2}{l_2 \lambda_2^2 F_1}}} \qquad (5.19)$$

kus indeks *1* kehtib surutud elemendi ja *2* mittetöötava elemendi kohta; igal juhul tuleb võtta $l_0 \geqslant 0{,}5\, l_1$;

c) kui surutud element ristub tõmmatud elemendiga ja mõlema elemendi sisejõud on võrdsed, siis surutud elemendi arvutuspikkuseks võetakse kaugus sõlmest kuni elementide ristumiskohani. Kui tõmmatud elemendi sisejõud on surutud elemendi sisejõust väiksem, tuleb surveelemendi arvutuspikkus määrata interpoleerimise teel punktide *b* ja *c* järgi määratud l_0 väärtuste vahel.

Kui ristuvatest elementidest üks või mõlemad on liitvardad, siis kasutatakse valemis (5.19) elemendi taandatud saledust.

Tabel 5.13

Surutud elementide piirsaledus

Konstruktsioonielement	Piirsaledus
Vöövardad, sõrestikkude toepostid ja toediagonaalid, postid	120
Muud võrguvardad	150
Sidemed	200

Ruumiliste sidemetega kinnitatud kaarte, raamide jms. surutud vöö üldstabiilsuse kontrollimisel võetakse vöö arvutuspikkuseks ruumiliste sidemete vahekaugus 25% võrra suurendatult.

5.2.3. TSENTRILINE JA EKSTSENTRILINE TÕMME

Tsentriliselt tõmmatud elemente arvutatakse valemiga

$$\frac{N}{F_{\text{neto}}} \leqslant R_{\text{p}} \tag{5.20}$$

Nõrgestused, mis asuvad 20 cm ulatuses, loetakse F_{neto} arvutamisel ühes ristlõikes olevateks.

Ekstsentriliselt tõmmatud elementide tugevust kontrollitakse valemiga

$$\frac{N}{F_{\text{neto}}} + \frac{M}{W_{\text{arv}}} \cdot \frac{R_{\text{p}}}{R_{\text{и}}} \leqslant R_{\text{p}} \tag{5.21}$$

kus W_{arv} määratakse nagu painutatud elementide puhul.

5.3. ÜHENDUSED

Ühenduse arvutuslik kandevõime T puidu muljumis- ja nihketugevusest arvutatakse valemitega

$$T = R_{\text{см}} \alpha F_{\text{см}} \tag{5.22}$$

$$T = R_{\text{ск}}^{\text{ср}} F_{\text{ск}} \tag{5.23}$$

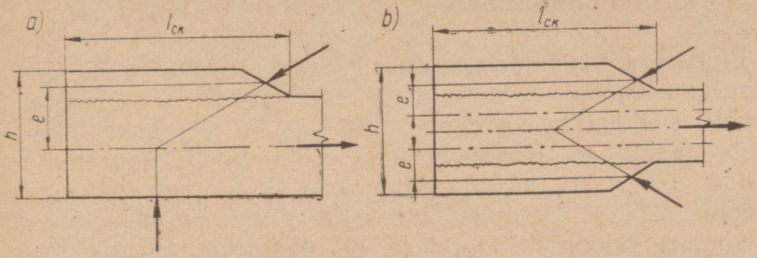
kus $F_{\text{см}}$ ja $F_{\text{ск}}$ — puidu arvutuslik muljumis- ja nihkepindala.

Puidu keskmine arvutuslik nihketugevus $R_{\text{ск}}$ määratakse valemiga

$$R_{\text{ск}}^{\text{ср}} = \frac{R_{\text{ск}}}{1 + \beta \frac{l_{\text{ск}}}{e}} \tag{5.24}$$

kus $l_{\text{ск}}$ — nihkepinna arvutuslik pikkus, kuid mitte enam kui 10 sisselõike sügavust;

e — nihkejõudude õlg; ühepoolse sisselõike puhul (joonis 5.4, *a*) $e = 0{,}5\,h$; kahepoolse sisselõikega sümmeetriliselt kujundatud ühendustes (joonis 5.4, *b*) $e = 0{,}25\,h$;



Joonis 5.4. Tappühenduse lõikepinnad:
a — ühelõikeline; *b* — kahelõikeline

h — elemendi ristlõike kõrgus (sisselõike suunas);
β — tegur, mis surutud nihkepinna puhul võetakse:
tapp- ja tüübelühenduste tõmmatud elementide arvutamisel, kui nihkepinnad on ühepoolsed (nihkejõu rakenduspunkti suhtes), 0,25;
vahepealsete (nihkejõu rakenduspunkti suhtes) nihkeühenduste surutud elementide, samuti puittüüblite arvutamisel 0,125.

Kehtib nõue, et $l_{ск}/e \geqslant 3$.

Puidu keskmise arvutusliku nihketugevuse võib arvutada ka seosest

$$R_{ск}^{ср} = k_{ск} R_{ск} \qquad (5.25)$$

Puidu keskmise arvutusliku nihketugevuse võib määrata ka lk. 379 ja 380 järgi.

Tabel 5.14

Tegur $k_{ск}$

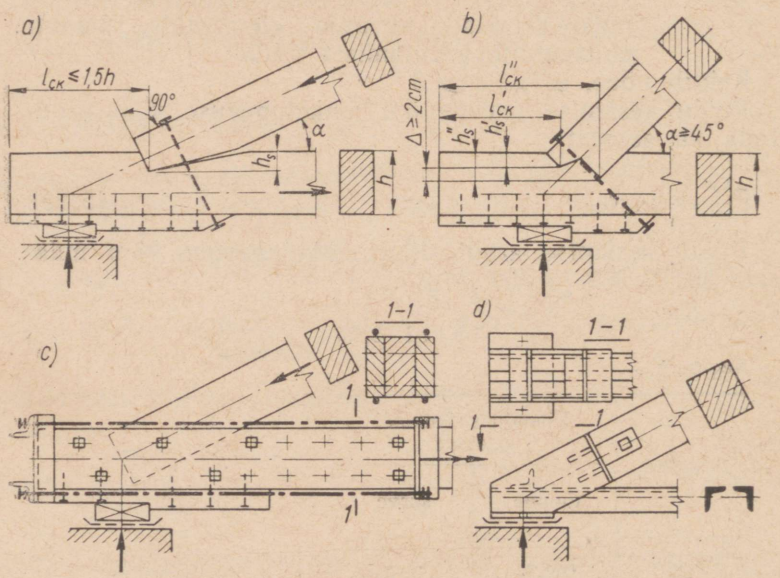
$l_{ск}/e$	Ühenduse elemendi sisejõud	
	tõmme	surve
3	0,57	0,73
4	0,50	0,67
5	0,44	0,62
6	0,40	0,57
8	0,33	0,50
10	0,29	0,44

5. 3. 1. TAPPÜHENDUSED

Ehituspraktikas kasutatakse peamiselt ühe hambaga lauptappe (joonis 5. 5, *a*) ja vähemal määral, kui ühendatavate elementide vaheline nurk $\alpha > 45°$, ka kahe hambaga lauptappe (joonis 5. 5, *b*). Tunduvalt suuremaid jõude võib vastu võtta tugipadjaga lauptappühendusega (joonis 5. 5, *c*). Tänapäeval tehakse sageli puidust sõrestikkonstruktsioonide alumine vöö metallist, milline toesõlm on kujutatud joonisel 5. 5, *d*.

Lauptappühendused arvutatakse muljumisele, lõikele ja ühenduse tõmmatud elemendid nõrgestatud ristlõikes tõmbele.

Kahe hambaga lauptappühenduse arvutamisel nihkele tuleb juhinduda järgmisest:



Joonis 5. 5. Tappühendused:
a — ühehambaline (toesõlmedes $h_s \leq 1/3\ h$; vahesõlmedes $h_s \leq 1/4\ h$; prussidel ja laudadel $h_s \geq 2$ cm, palkidel $h_s \geq 3$ cm); *b* — kahehambaline; *c* — põskpuudega; *d* — metallvöö puhul

1) ülemine nihkepind arvutatakse jõule

$$T'_{\text{ск}} = T_{\text{ск}} \frac{F'_{\text{см}}}{F'_{\text{см}} + F''_{\text{см}}}$$

kus $T_{\text{ск}}$ — ühenduses mõjuv kogu nihkejõud;
$F'_{\text{см}}$; $F''_{\text{см}}$ — esimese ja teise hamba muljumispindala;

2) alumine nihkepind arvutatakse ühenduses mõjuvale kogu jõule $T_{\text{ск}}$;

3) valemiga (5.23) arvutatud ühenduse kandevõimet T korrutatakse teguriga:
ülemise nihkepinna tugevuskontrollil 0,8;
alumise nihkepinna tugevuskontrollil 1,15.

5.3.2. NAAGELÜHENDUSED

Naagli (ümarterasest pulga, poldi, naela, tammepulga või puidukruvi) ühe lõike arvutuslik kandevõime puidu kiudude suunas niiskumise ja kuivamise eest kaitstud okaspuidust elementide ühendustes on toodud tabelis 5.15.

Kui teras- või tammepulkadega ühenduses mõjuvad jõud puidukiudude suhtes nurga all, tuleb sideme kandevõime määramisel kasutada tegurit k_α. Parandustegurid, mis arvestavad puiduliigi, niiskuse, temperatuuri ja koormuse iseloomu mõju, võetakse tabelitest 5.4 ... 5.6. Kõik loetletud parandustegurid võetakse naagli paindetugevuse määramisel ruutjuurega.

Puidu nihketugevus ühenduses tagatakse naaglite nõutava minimaalse vahekaugusega (vt. joonis 5.6 ja tabelid 5.17 ning 5.18). Pulgad asetatakse tavaliselt kahte, erandjuhul nelja ritta.

Naelte vahekaugus pikikiudu võetakse:

1) kui $c \geqslant 10\,d$, siis $s_1 \geqslant 15\,d$;

2) kui $c = 4\,d$, siis $s_1 \geqslant 25\,d$ (vahepealsete c väärtuste puhul määratakse $\min s_1$ lineaarse interpoleerimise teel vahemikus $15\,d \leqslant \min s_1 \leqslant 25\,d$);

3) kui naelad ei läbi elementi, siis $s_1 \geqslant 15\,d$; siin c — naelaga läbistatava elemendi paksus.

Eeskiri naela arvutuspikkuse a_{arv} (see on aluseks naela kandevõime määramisel äärmises elemendis) määramiseks on toodud joonisel 5.6, *c*.

Tabel 5.15

Silindrilise naagli ühe lõike arvutuslik kandevõime kG

Ühenduse töötamisskeem	Pingeolukord	Ühenduselement		
		nael	terasnaagel	tammenaagel
Sümmeetriline ühendus	Keskmise elemendi puidu muljumine	$50\,cd$	$50\,cd$	$30\,cd$
	Äärmise elemendi puidu muljumine	$80\,ad$	$80\,ad$	$50\,ad$
Ebasümmeetriline ühendus	Kõikide ühepaksuste elementide ja ühelõikeliste ühenduste paksema elemendi puidu muljumine	$35\,cd$	$35\,cd$	$20\,cd$
	Kõige õhema äärmise elemendi puidu muljumine	$80\,ad$	$80\,ad$	$5\,ad$
Sümmeetriline ja ebasümmeetriline ühendus	Naagli paine	$250\,d^2+ a^2;$ $\leqslant 400\,d^2$	$180\,d^2+ 2a^2;$ $\leqslant 250\,d^2$	$45\,d^2+ 2a^2;$ $\leqslant 65\,d^2$

Märkused. 1. Eripaksuste elementidega ebasümmeetrilistes kahelõikelistes ühendustes määratakse naagli arvutuslik kandevõime tabeli 5.15 järgi, arvestades täiendavalt:

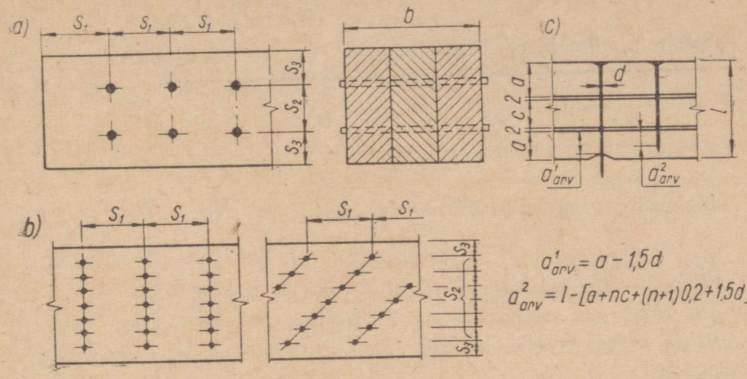
a) kui $a \leqslant 0{,}5\,c$, siis naagli arvutuslik kandevõime määratakse keskmise elemendi puidu muljumistingimusest tabeli 3. rea kohaselt, kasutades täiendavalt tegurit 0,7; kui $0{,}5\,c \leqslant a \leqslant c$, siis interpoleeritakse nimetatud tegur väärtuste 0,7 ja 1,0 vahel;

b) kui $a > c$, siis naagli arvutuslik kandevõime määratakse elemendi puidu muljumistingimusest tabeli 3. rea kohaselt, asendades c valemites a väärtusega;

c) naagli arvutusliku kandevõime määramisel äärmises elemendis painde tingimusest tabeli 5, rea järgi võetakse $a \leqslant 0{,}6\,c$.

2. Naagli ühe lõike kandevõimeks puidu muljumise tingimusest võetakse vaadeldava vuugiga külgnevate elementide suhtes arvutatud väiksem suurus.

3. Tabelis: c — keskmise elemendi ja ühelõikelise ühenduse võrdse või paksema elemendi paksus; a — äärmise elemendi ja ühelõikelise ühenduse õhema elemendi paksus; d — naagli läbimõõt. Suuruste a, c ja d ühikuks on cm.



Joonis 5. 6. Naagelühendused:
a — naaglite vahekaugus; *b* — naelte vahekaugus; *c* — naelte arvutuspikkus

Tabel 5. 16

Teras- ja tammenaaglite arvutusliku kandevõime parandustegurid k_α

Nurk α	Terasnaaglid läbimõõduga cm				Tammenaaglid
	1,2	1,6	2,0	2,4	
30°	0,95	0,9	0,9	0,9	1,0
60°	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
90°	0,7	0,6	0,55	0,5	0,7

Tabel 5. 17

Teras- ja tammenaaglite minimaalsed vahekaugused

Naagli tüüp	$b > 10\,d$			$b \leqslant 10\,d$		
	s_1	s_2	s_3	s_1	s_2	s_3
Teraspulgad	7 *d*	3,5 *d*	3 *d*	6 *d*	3 *d*	2,5 *d*
Tammepulgad	5 *d*	3 *d*	2,5 *d*	4 *d*	2,5 *d*	2,5 *d*

Tabel 5.18

Naelte minimaalsed vahekaugused

Naelte asetus	s_2	s_3
Korrapärane	$4d$	$4d$
Malekorras, kui $\alpha \leqslant 45°$	$3d$	$4d$

Lõikele töötavaid puidukruvisid lubatakse kasutada ühelõikelistes metallist kattelehega ühendustes. Puidukruvide arvutuslik kandevõime määratakse nagu terasnaaglitel.

Tõmbele töötavaid naelu ja puidukruvisid arvutatakse valemiga

$$T = R_{вд}\pi d l_1$$

kus $R_{вд}$ — puidu arvutuslik vastupanu naela väljarebimisele; õhukuiva puitu löödud naelte puhul $R_{вд} = 3$ kG/cm², toore puidu puhul, mis kuivab konstruktsiooni ekspluateerimisel, $R_{вд} = 1$ kG/cm²; puidukruvide puhul $R_{вд} = 10$ kG/cm²; sidemete arvutusliku kandevõime määramisel kasutada ka tabelites 5.5 ja 5.6 toodud tegureid;

d — naela või puidukruvi väline läbimõõt (naelte $d > 5$ mm puhul võetakse $d = 0{,}5$ cm);

l_1 — naela või puidukruvi arvutuslik kinnituspikkus; naela kinnituspikkus arvutatakse ja naelte vahekaugused määratakse nagu nihkele töötavates ühendustes, arvutuslik kinnituspikkus ei tohi olla väiksem kui kahekordne kinnitatava elemendi paksus ja $10d$; puidukruvidele puuritakse augud ette; puidukruvide vahekaugused $s_1 \geqslant 10d$ ja $s_2 = s_3 \geqslant 5d$.

Tõmbele töötavate naelte tööd ei arvestata:

1) kui naelad on taotud ettepuuritud auku,
2) kui naelad on kiudude suunas ja
3) kui konstruktsioonile mõjuvad dünaamilised koormused.

5.4. LIIMITUD KONSTRUKTSIOONID

Liimitud sirgetes elementides kasutatakse kuni 5 cm paksusi laudu (soovitav 3...4 cm); kõverates (painutatud) elementides paksusega mitte enam kui $^1/_{300}$ kõverusraadiust või 4 cm. Lauad, mis liimitakse vineeri külge või omavahel 90° nurga all, ei tohi olla laiemad kui 10 cm; 45° nurga all liimitud lauad mitte laiemad kui 15 cm.

Liimitud vineerkonstruktsioonides tuleb kasutada veekindlaid vineere mark ФСФ ning keskmise veekindlusega vineere ФК või ФБА, kuid mitte madalamat kui sort BB.

Elementide ühendamiseks kasutatav liim peab olema tugevam puidu nihketugevusest pikikiudu ja puidu tõmbetugevusest ristikiudu.

Liimitud talade ristlõiked projekteeritakse ristkülikulistena ja I-kujulistena ja sõrestike ning kaarte ristlõiked ristkülikulistena. Laudadest liimitud pakettristlõigete puhul jäikusribisid ei kasutata. Konstruktsiooni stabiilsuse tagamiseks olgu:

a) laudadest liimitud I-ristlõikega elementide seina paksus vähemalt pool väiksemast vöö laiusest, kuid mitte vähem kui 8 cm;

b) täisnurksete ja I-ristlõigete kõrguse ja laiuse suhe taladel $h/b \leqslant 6$, surutud sirgetel elementidel $h/b \leqslant 5$ ja kõveratel elementidel $h/b \leqslant 4$.

Sirgete elementide laudade ja lattide jätkud tehakse tõmmatud elementides, painutatud elementide tõmmatud tsoonides ($^1/_{10}$ ristlõike kõrguse ulatuses) ja surutud elementide äärmises kihis kaldvuugiga (normaalselt kaldega 1 : 10).

Kõverate (painutatud) elementide laudade ja lattide jätkud tehakse, kui $r/a \geqslant 300$, ristlõike äärmistes tsoonides vähemalt $^1/_{10}$ kõrguse ulatuses, ja kui $r/a < 300$, siis kogu ristlõike kõrguse ulatuses kaldvuugiga.

Ülejäänud juhtudel võib kasutada põkkjätku, kusjuures enamkoormatud surutud laudade ja lattide otsad tuleb sobitada ja liimida.

Elemendi ühes ristlõikes lubatakse jätkata mitte üle 25% laudadest või lattidest, sealhulgas maksimaalselt koormatud tsoonis mitte üle ühe laua või lati. Jätkude telgede vahekaugus peab olema vähemalt 20-kordne

paksema laua või lati paksus. Jätkude asetus elemendis ei tohi moodustada ühele poole suunatud astmeid.

Laudadest liimitud talade dimensioonimisel paindele, ekstsentrilisele survele ja tõmbele kasutatakse varemtoodud valemeid. Ristlõike arvutuslik vastupanumoment W_{arv} määratakse netoristlõike järgi, korrutades seda täiendavalt:

a) kui täisnurkristlõike kõrgus $h \leqslant 50$ cm ja laius $b < 14$ cm, siis teguriga 1;

b) täisnurkristlõike kõrguse ja laiuse teistsuguse suhte puhul teguriga tabelist 5. 19;

c) kui ristlõige on *I*-, *T*- või roopakujuline (arvestades gabariitmõõtmeid h ja b), siis tabelites 5. 19 ja 5. 20 toodud teguritega.

Tabel 5. 19

Ristlõike kujutegurid

Tala laius	Täisnurkristlõikega tala kõrgus cm						
	< 14	14 . . . 50	60	70	80	90	$\geqslant 100$
$b < 14$ cm	1,00	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75
$b \geqslant 14$ cm	1,00	1,15	1,05	0,95	0,90	0,85	0,80

Tabel 5. 20

b_1/b	1/2	1/3	1/4
Tegur	0,90	0,80	0,75

Tabelites 5. 19 ja 5. 20 toodud tegurite väärtused vahepealse h ja b_1/b puhul määratakse interpoleerimise teel.

Liimitud vineerkonstruktsioonide arvutamisel kasutatakse redutseeritud ristlõikepindala F_0 ja redutseeritud inertsmomenti I_0, mis arvutatakse valemitega

$$F_0 = F_1 + F_2 \frac{E_2}{E_1} \tag{5.26}$$

$$I_0 = I_1 + I_2 \frac{E_2}{E_1} \tag{5.27}$$

kus indeksiga *1* tähistatakse enampingestatud materjali (paneelide puhul vineer ja talade puhul puit).

Paindele ja ekstsentrilisele survele töötavate paneelide juures, arvestades normaalpingete ebaühtlast jaotust vöös (vineerlehes), määratakse paneeli ristlõike arvutuslik laius b_0 järgmiselt: kui $l/b \leqslant 6$, siis $b_0 = 0{,}15\,l$, ja kui $l/b > 6$, siis $b_0 = 0{,}9\,b$.

Paneeli surutud vineervööd kontrollitakse kohalikule stabiilsusele valemiga

$$\left(\frac{\sigma_k b_0}{b}\right)^2 \frac{1}{\beta}\left(\frac{c}{\delta}\right)^2 \leqslant R_c \qquad (5.28)$$

kus σ_k — keskmine normaalpinge surutud vöös (survele töötava paneeli puhul $\sigma_k = N/F$ ja paindele töötava paneeli puhul $\sigma_k = M/W$), mis arvutatakse paneeli redutseeritud laiuse järgi;

c — surutud plaadi (vineeritahvli) väiksem mõõde (piki- või põikribide vahekaugus) cm;

δ — plaadi paksus cm;

β — tegur, mis võetakse kolmekihilise kasevineeri puhul 85 000 kG/cm² ja viie- või seitsmekihilise kasevineeri puhul 140 000 kG/cm² (männi- ja lepavineeri korral vähendatakse teguri β väärtust 35% võrra).

Talade vineertahvli seina stabiilsust kontrollitakse valemiga

$$\varphi R_{ck}\delta \leqslant \frac{Q}{h_0} \qquad (5.29)$$

kus φ — vineertahvli stabiilsustegur, mis arvutatakse valemiga

$$\varphi = \left(\frac{65\delta}{a}\right) \qquad (5.30)$$

R_{ck} — vineeri arvutuslik nihketugevus (tabel 5.10);

h_0 — ülemise ja alumise vöö telgede vahe cm;

Q — põikjõud kG;

δ — vineerseina paksus cm;

a — jäikusribide puhas vahe.

Kui $a < 65\delta$, siis võetakse $\varphi = 1$. Diagonaalsete jäikusribide kasutamisel paneelis vähendatakse a väärtust teguriga 2/3.

Tabel 5.21

Vineeri spoonidevahelise liimvuugi arvutustugevus

Nurk välise vineerikihi kiudude suuna ja tema külge liimitud puitelemendi poolt arendatava jõu suuna vahel	Arvutuslik nihketugevus kG/cm²	
	veekindlad vineerid	keskmise veekindlusega vineerid
90°	10	5
0°	7	3

Märkus. Spoonidevahelise liimvuugi arvutuslaiuseks võetakse vineeri külge liimitud puitelemendi laius.

Tabel 5.22

Vineerist kattelehe arvutuslik tõmbetugevus

$l_н/\delta_ф$	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0 ja rohkem
$R_p^{ст}$ kG/cm²	24	58	80	86	90	92

$l_н \leqslant 15\delta_ф$ — jätku vineerist kattelehe pool pikkust;
$\delta_ф$ — vineeri paksus.

Liimitud karp-, T- ja I-ristlõikega talade läbipainded arvutatakse valemiga

$$f = f_M \left(1 + \alpha \frac{h^2}{l^2}\right) \qquad (5.31)$$

kus f_M — tala läbipaine paindemomendist;
h — tala kogu kõrgus;
l — tala arvutuslik sille;
α — tegur, mille väärtused on toodud tabelis 5.23.

Ristkülikuliste ja surutud vööga T-ristlõikega talade puhul nihkepingetest tingitud täiendavat läbipainet ei arvestata.

Tabel 5.23

Nihkepingete mõjutegur α

Tala tüüp	b_1/b			
	1/2	1/3	1/4	1/8
Laudadest I-ristlõige	38	50	64	—
Laudadest roobasristlõige	35	46	59	—
Laudadest tõmmatud vööga T-ristlõige	31	35	39	—
Vineerseinaga tala	—	38	48	90

Muutuva kõrgusega sümmeetrilistel taladel, millel $0{,}75 \geqslant \frac{h_{on}}{h_{cp}} \geqslant 0{,}25$, määratakse läbipaine valemiga

$$f = f_{cp}/k \tag{5.32}$$

kus f_{cp} — konstantse kõrgusega (milleks võetakse tala kõrgus silde keskel) tala läbipaine;

k — tegur, mis arvestab tala muutuvat kõrgust ja arvutatakse ristkülikristlõike puhul valemiga

$$k = 0{,}15 + 0{,}85\frac{h_{on}}{h_{cp}} \tag{5.33}$$

ja I-ristlõike puhul valemiga

$$k = 0{,}4 + 0{,}60\frac{h_{on}}{h_{cp}} \tag{5.34}$$

Valemites (5.33) ja (5.34) on h_{on} ja h_{cp} I-ristlõike puhul vööde raskuskeskmete vahekaugus ja ristkülikristlõike puhul — kogu kõrgus vastavalt tala toel ja silde keskel.

6. PLASTMASSKONSTRUKTSIOONID

Plastmass on liitmaterjal, mis koosneb sideainest (polümeerist ehk vaigust), täiteainest (see on sageli sarruseks), värvainest jne. Polümeeri omadused olenevad tema keemilisest koostisest ning molekulide ja molekulikimpude struktuurist. Polümeeri molekulid on tavaliste looduslike materjalide molekulidest tunduvalt suuremad, mistõttu neid nimetatakse makromolekulideks. Makromolekulid on kas niidi (joone) või ruumilise võrgu kujulised. Joonstruktuuriga polümeerid on kuumutamisel mitmekordselt ülessulatatavad (vormitavad), ilma et nende omadused muutuksid. Niisuguseid plastmasse nimetatakse termoplastideks. Ruumilise struktuuriga polümeeridest plastmassid kuumutamisel ei sula ja neid nimetatakse termoreaktiivplastideks.

Järgnevalt on esitatud põhilised plastmasskonstruktsioonide projekteerimiseks vajalikud andmed. Tabelite lahtrites a on antud normatiivsed tugevused väikeste katsekehade lühiajalisel, lahtrites b — kestval koormamisel. Kuumuse ja niiskuse eest kaitstud materjalide arvutustugevus saadakse normatiivse tugevuse korrutamisel vastava materjali ühtlusteguriga.

Elastsus- ja nihkemoodulid tabelite lahtrites a kehtivad lühiajalisel koormamisel ja lahtrites b kestval koormamisel.

Kestvalt kõrgel temperatuuril või niiskuses töötava materjali arvutustugevused saadakse põhilise arvutustugevuse korrutamisel vastavate teguritega. Materjali tugevust vähendava mitme tingimuse üheaegsel esinemisel tuleb arvutustugevus korrutada kõikide vastavate teguritega. Sama kehtib ka elastsus- ja nihkemooduli kohta.

6. 1. MATERJALID

6. 1. 1. KLAASPLASTID

Vastavalt klaaskiud-täitematerjalile jagatakse ehituskonstruktsioonides kasutatavad klaasplastid kolme gruppi:

I grupp: [СВАМ (СТУ 30 12 249-61) ja АГ-4С ГОСТ 10 087-62] sarruseks on kas pikad leelisvabast klaasist kiud läbimõõduga 13 ... 16 μm, või siis 5 ... 7 μm läbimõõduga kiududest roving (korrutamata niidid) või korrutatud niidid; klaaskiudude hulga suhe piki ja põiki materjali võib olla 1 : 1 kuni 10 : 1; klaaskiudude üldine maht on 45 ... 65% plasti mahust;

II grupp: sarruseks on leelisvabast klaaskiust matid 20 ... 55% plasti mahust;

III grupp: sarruseks on suhteliselt jämedatest leelisklaasi kiududest kootud matid ja sideaineks kipsilisandiga fenoolformaldehüüdvaigud.

Peale nende kasutatakse klaasplastides klaastekstoliite, näiteks marke КАСТ-В (ТУУХП176-60) ja КАСТ (ТУМХПМ-682-56).

Projekteerimiseks vajalikud andmed on toodud tabelites 6. 1 ... 6. 5.

Ehituskonstruktsioonides kasutatakse klaasplaste järgmisel kujul:

a) valgust läbilaskvad (värvilised või värvuseta) lehtklaasplastid paksusega 1 ... 2,5 mm, laiusega kuni 1500 mm ja pikkusega kuni 6000 mm;

b) valgust läbilaskvad (värvilised või värvuseta) lainelised klaasplastid paksusega 1 ... 2,5 mm, laiusega kuni 1500 mm ja pikkusega kuni 6000 mm.

c) leht- ja lainelised klaasplastid paksusega 1 ... 5 mm, laiusega kuni 1500 mm ja pikkusega kuni 6000 mm;

d) klaasplast-karpprofiilid seina paksusega 2 ... 10 mm, kõrgusega kuni 150 mm ja pikkusega kuni 9000 mm;

e) klaasplast-nurkprofiilid seina paksusega 2 ... 10 mm, kõrgusega kuni 150 mm ja pikkusega kuni 9000 mm;

f) klaasplasttorud seina paksusega 2 ... 20 mm, läbimõõduga kuni 150 mm ja pikkusega kuni 6000 mm;

Tabel 6.1

Klaasplastide norm- ja arvutustugevused kG/cm² **ja mahukaal** kG/m³

Pinge-olukord	Tähistus	Klaasplast								Klaastekstoliit			
		I grupp				II grupp		III grupp		KACT-B ja KACT $\delta \leqslant 1{,}5$ mm		KACT-B $5 \geqslant \delta \geqslant 2$ mm	
		CBAM		АГ-4С									
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
Tõmme	$R_{р}^{н}$	4500	2700	2000	1200	600	250	450	230	2700	1700	2350	1500
Paine	$R_{и}^{н}$	7000	4200	2000	1200	1300	250	450	230	1400	900	1200	750
Surve	$R_{с}^{н}$	4000	2400	1300	800	900	250	450	230	1100	700	950	600
Nihe	$R_{ск}^{н}$	1500	950	750	400	450	150	300	150	800	500	700	450
Tõmme	$R_{р}$	—	1600	—	900	—	150	—	140	—	1300	—	1100
Paine	$R_{и}$	—	2500	—	900	—	150	—	140	—	700	—	550
Surve	$R_{с}$	—	1400	—	600	—	150	—	140	—	550	—	450
Nihe	$R_{ск}$	—	550	—	300	—	90	—	90	—	350	—	300
Mahu-kaal	γ	1900				1400		1400		1850			

Märkused. 1. Klaasplastide arvutus- ja normtugevus vastab materjali eelkirjeldatud koostisele. Siin on klaasi hulk II grupi klaasplastides 20% ja CBAM-il 65%.

2. Arvutustugevused vastavad:

a) I grupi klaasplastidel — piki- ja põiksuunaliste kiudude suhtele 1 : 1 (jõu mõjumisel kiudude suunas);

b) III grupi klaasplastidel — jõu mõjumisele kiudude enamuse suunas; klaastekstoliitidel — jõu mõjumisele lõime suunas.

3. Leelisklaasi kasutamisel vähendatakse arvutustugevusi teguriga 0,8.

Tabel 6.2

Klaasplastide füüsikalised omadused

Füüsikaline suurus	Klaasplastid							Klaastekstoliit	
	I grupp			II grupp		III grupp			
	—	a	b	a	b	a	b	a	b
Elastsusmoodul E 10^{-5} kG/cm²	CBAM АГ-4С	2,85 1,8	2,4 1,5	0,6	0,3	0,7	0,35	2,4	1,9
Poissoni tegur μ	0,13			0,40		0,40		0,15	
Joonpaisumistegur $10^{-6} \cdot 1/\text{deg}$	5			15		15		6	

Tabel 6.3

Klaasplasti arvutustugevuse ja elastsusmooduli suurendustegurid

II grupi klaasplast	Klaaskiudude mahu %					
	20	30	40	45	50	55
Tegur	1	1,6	2	2,3	2,5	2,6

Tabel 6.4

Kuumas asuva klaasplasti arvutustugevuse ja elastsusmooduli vähendustegurid

Ekspluateerimistingimused	Sideaine	Tõmme			Paine, surve, nihe		
		Temperatuur °C					
		25	40	80	25	40	80
Kestvalt mõjuv temperatuur	Polüester	1	0,6	—	1	0,4	—
	Fenoolformaldehüüd	1	0,9	0,7	1	0,8	0,6

Tabel 6.5

Niiskes asuva klaasplasti tugevuse ja elastsusmooduli vähendustegurid

Ekspluateerimistingimused	Sideaine	Tõmme, paine		Surve, nihe	
		I grupp; klaastekstoliit	II ja III grupp	I grupp; klaastekstoliit	II ja III grupp
Lühiajaline märgumine ja loomulik kuivamine	Polüester	0,8	0,8	0,7	0,7
	Fenoolformaldehüüd	0,9	0,8	0,9	0,7
Kestev märgumine	Samad	0,6 0,7	0,6 0,6	0,5 0,6	0,5 0,5

Märkus. Klaasplastkonstruktsioon välitingimustes loetakse lühiajaliselt märguvaks.

g) spetsiaalprofiilid akna- ja ukseplokkide jaoks paksusega 1...10 mm, kõrgusega kuni 150 mm ja pikkusega kuni 3000 mm;

h) klaasplastist ümmargused perioodilise profiiliga pingvardad; läbimõõduga 6 mm kerades ja läbimõõduga 6...22 mm kuni 24 m pikkuste varrastena;

i) sama, lindikujulised perioodilise profiiliga, ristlõike laius 10...12 mm ja paksus 2...4 mm.

6.1.2. ORGAANILINE KLAAS

Orgaaniline klaas (polümetüülmetakrülaat, pleksiklaas, lennukiklaas) on suure löögitugevusega ja läbipaistev (läbitavus spektri nähtavas osas on 91% ja ultraviolettkiirte osas 73,5%). Orgaanilist klaasi vormitakse temperatuuril 105...170° C ja keevitatakse temperatuuril 140...185° C 20...30-minutise hoidmisega 5...10 kG/cm² surve all. Ta on töödeldav kõigi mehaaniliste moodustega.

Mitmesugused orgaanilise klaasi sordid erinevad tugevuselt üksteisest vähe. Orgaanilise klaasi mahukaal on 1200 kG/m³. Projekteerimiseks vajalikud andmed on toodud tabelites 6.6...6.8.

Tabel 6.6

Orgaanilise klaasi tugevused kG/cm²

Pinge-olukord	Normtugevus			Arvutustugevus	
	tähistus	a	b	tähistus	suurus
Tõmme	$R_p^н$	550	200	R_p	150
Paine	$R_и^н$	1000	330	$R_и$	250
Surve	$R_c^н$	800	250	R_c	200
Nihe	$R_{cp}^н$	600	200	R_{cp}	140

Tabel 6.7

Kuumas asuva orgaanilise klaasi arvutustugevuse ja elastsusmooduli vähendustegurid

Temperatuur °C	Arvutustugevusele			Elastsus-moodulile
	tõmbel	paindel, nihkel	survel	
—60	1,45	1,65	2,6	1,8
—40	1,35	1,55	2,2	1,6
—30				1,5
—20	1,3	1,4	1,8	1,4
—10				1,3
0	1,2	1,2	1,4	1,2
+10				1,15
+20	1,0	1,0	1,0	1,0
+30				0,85
+40	0,7	0,85	0,7	0,75
+50				0,7
+60	0,4	0,55	0,4	

Tabel 6.8

Niiskes asuva orgaanilise klaasi arvutustugevuse vähendustegurid

Pingeolukord	Tegur
Tõmme	0,8
Paine	0,9
Surve	0,75
Nihe	0,75

Lühiajalisel koormamisel väikeste katsekehadega on orgaanilise klaasi $E = 28\,000$ kG/cm² ja normaalse temperatuuri ning niiskuse korral kestval koormamisel $E = 14000$ kG/cm².

Orgaanilist lennukiklaasi (ТУ МХП 1783-53 ja ТУ МХП БУ-11-57) turustatakse sortides: spetsiaalne, А ja Б paksusega 0,8 ... 24 mm, plaadi mõõtmetega 500 × 400 kuni 1600 × 1400 mm ja sordid ПА, ПБ ja ПВ (ТУ МХП 26-54) paksusega 0,8 ... 40 mm, plaadi mõõtmetega 100 × 100 kuni 1350 × 1250 mm.

6.1.3. KIHILISED PUITPLASTID

Kihilised puitplastid (ДСП) valmistatakse kase- või pöögispoonide kuumal kokkuliimimisel ($t = 145 \ldots 155°$ C ja $p = 150 \ldots 200$ kG/cm²). Ehituskonstruktsioonides kasutatakse marke ДСП-Б ja ДСП-В (ГОСТ 8697-58).

Puitplastis ДСП-Б on iga viies kuni kahekümnes kiht ülejäänutega risti; puitplastis ДСП-В on kiud igas järgmises kihis eelmisega risti. Puitplaste töödeldakse puidutööriistadega.

Projekteerimiseks vajalikud andmed on esitatud tabelites 6.9 ... 6.11.

Kihiliste puitplastide mahukaal on markidel ДСП-Б ja ДСП-В plaadi paksuse korral 15 ... 60 mm 1300 kG/m³ ja margil ДСП-В plaadi paksuse korral 3 ... 12 mm 1250 kG/m³.

Lühiajalisel koormamisel väikeste katsekehadega määratud elastsusmoodul on margil ДСП-Б 300 000 kG/cm²

Tabel 6.9

Kihiliste puitplastide normtugevused kG/cm²

Pingeolukord	Tähistus	Mark ja paksus					
		ДСП-Б 15 ... 60 mm		ДСП-В 15 ... 60 mm		ДСП-В 3 ... 12 mm	
		a	b	a	b	a	b
Tõmme pikikiudu	$R_{p}^{н}$	2200	1460	1100	600	1400	750
Paine	$R_{и}^{н}$	2600	1750	1500	800	1900	1020
Surve pikikiudu	$R_{c}^{н}$	1550	1070	1200	630	1500	800
Nihe pikikiudu	$R_{ср}^{н}$	140	95	130	90	165	110

Tabel 6.10

Kihiliste puitplastide arvutustugevused kG/cm²

Pingeolukord	Tähistus	Mark ja paksus		
		ДСП-Б	ДСП-В	ДСП-В
		15...60 mm		3... 12 mm
Tõmme pikikiudu	R_p	1090	450	560
Paine	$R_и$	1300	600	760
Surve pikikiudu	R_c	800	470	600
Nihe pikikiudu	R_{cp}	70	70	80

Tabel 6.11

Kuumas asuva kihilise puitplasti arvutustugevuse ja elastsusmooduli vähendustegurid

Temperatuur °C	Arvutustugevusele tõmbel, paindel, survel		Elastsusmoodulile	
	ДСП-Б	ДСП-В	ДСП-Б	ДСП-В
+20	1	1	1	1
+50	0,74	0,94	0,67	0,65
+100	0,66	0,88	0,48	0,42

ja margil ДСП-В 180 000 kG/cm². Elastsusmooduli väärtused kestval koormamisel normaalse temperatuuri ja niiskuse korral on margil ДСП-Б 150 000 kG/cm² ja margil ДСП-В 70 000 kG/cm².

Kihilisi puitplaste ДСП-Б turustatakse plaatidena, mille paksus on 15...60 mm, laius 800...1200 mm ja pikkus 700...5600 mm. ДСП-В plaatide mõõtmed on samad ja paksus 3...60 mm.

6. 1. 4. PUITKIUDPLAADID

Ehituskonstruktsioonides kasutatakse ülikõvu ja kõvu puitkiudplaate (ДВП).

ГОСТ 4598-60 kohaselt valmistatakse ülikõvad plaadid veekindlate vaikude või kuivavate õlidega immutatud puidukiududest. Plaate töödeldakse termiliselt. Selliste plaatide mahukaal peab olema vähemalt 950 kG/m³. Plaatide paksus on 3...4 mm, laius 1000...1800 mm ja pikkus 1200...3600 mm.

Kõvu plaate valmistatakse puidukiududest ja spetsiaalsest lisandist ГОСТ 4598-60 järgi. Mahukaal peab ületama 850 kG/m³. Plaatide paksus on 3, 4, 5 ja 6 mm, laius 1000...1800 mm ning pikkus 1200...3600 mm. Plaadid antiseptitakse.

Plaadi füüsikalisi omadusi parandab katmine õhukese klaasplastikuga (see vähendab veeimavust ja suurendab tugevust). Projekteerimiseks vajalikud andmed on toodud tabelites 6. 12 ja 6. 13.

Tabel 6. 12

Puitkiudplaatide tugevused kG/cm²

Pinge-olukord	Tähistus	Plaadi tüüp				Tähistus	Plaadi tüüp	
		ülikõva		kõva			ülikõva	kõva
		a	b	a	b			
Tõmme	$R_p^н$	250	100	200	80	R_p	60	50
Paine	$R_и^н$	500	175	400	160	$R_и$	100	100
Surve	$R_c^н$	250	100	200	80	R_c	60	50
Nihe	$R_{ср}^н$	200	80	150	60	$R_{ср}$	50	35

Tabel 6. 13

Puitkiudplaatide deformatsioonimoodulid kG/cm²

Nimetus	Tähistus	Plaadi mark			
		ülikõva		kõva	
		a	b	a	b
Elastsusmoodul	E	50 000	12 500	30 000	7500
Nihkemoodul	G	20 000	5000	14 000	3500

Pidevalt niiskes ($\geqslant 90\%$) õhus asuvate puitkiudplaatide arvutustugevust ja elastsus- ning nihkemoodulit vähendatakse teguriga: ülikõvadel plaatidel 0,5 ja kõvadel 0,4.

6. 1. 5. VAHTPLASTID

Gaastäitega kergeid plastmasse valmistatakse survemeetodil polüstüroolist mark ПС-1 (ТУ МХП 3202-54) ja ПС-4 (ТУ МХП 509-54), polüvinüülkloriidist ПХВ-1 (ТУ МХП 4332-54) ja teistest vaikudest, kusjuures plaatide mõõtmed on: paksus 40 ... 60 mm, pikkus ja laius mitte vähem kui 500 mm. Kasutatakse ka surveta valmistatud vahtpolüstürooli mark ПС-Б (ТУ 50-62; plaadi mõõtmed $600 \times 900 \times 50 \ldots 100$ mm).

Vahtplastide mark ПС-1 ja ПХВ-1 veeimavus 24 h vanuselt ei tohi ületada 0,3 kG/m² ja markidel ПС-4 ning ПС-Б 2 kG/m².

Kolmekihiliste seinapaneelide sisekihiks kasutatakse vahtplasti mahukaaluga 40 ... 60 kG/m³ ja katusepaneelideks 70 ... 100 kG/m³.

Projekteerimiseks vajalikud andmed on toodud tabelites 6. 14 ... 6. 16.

Tabel 6.14

Vahtplastide (margid ПС-1, ПС-4 ja ПХВ-1) tugevused kG/cm²

Pingeolukord	Normtugevus							Arvutustugevus			
	tähistus	mahukaal γ kG/m³						tähistus	mahukaal γ kG/m³		
		40		60		100			40	60	100
		a	b	a	b	a	b				
Surve	$R_c^н$	2	0,7	5	1,5	9	2,5	R_c	0,5	1	1,7
Nihe	$R_{cp}^н$	2	0,7	4	1,3	7	2	R_{cp}	0,5	0,9	1,4
Tõmme	$R_p^н$	4	1,2	10	3	15	4,5	R_p	0,8	2	2,2

Märkus. Surveta valmistatud vahtpolüstürooli puhul vähendatakse arvutustugevust teguriga 0,3.

Tabel 6.15

Vahtplastide (margid ПС-1, ПС-4 ja ПХВ-1) deformatsioonimoodulid kG/cm²

Pinge-olukord	Tähistus	Mahukaal kG/m³					
		40		60...80		100	
		a	b	a	b	a	b
Surve, tõmme	*G*	120	40	300	100	600	200
Nihe	*E*	80	40	150	75	220	110

Märkus. Surveta valmistatud vahtpolüstürooli puhul vähendatakse elastsus- ja nihkemoodulit teguriga 0,6.

Tabel 6.16

Kuumas asuva vahtplasti arvutustugevuste ja deformatsioonimoodulite vähendustegurid

Temperatuur °C	Surve, nihe, tõmme	Elastsus- ja nihkemoodul
+20	1	1
+40	0,75	0,8
+60	0,5	0,6

6.1.6. KÄRGPLASTID

Kolmekihiliste plaatide jaoks valmistatakse kärgplaste puuvillriidest ja jõupaberist, mida immutatakse fenoolformaldehüüd- või melamiinvaikudega ja tuletõrjevahenditega. Kärgplaste valmistatakse plaatide ja plokkidena, mille paksus on kuni 350 mm. Kärje tüüpmõõtmeks (kuustahuka paralleelsete külgede vahekaugus) on 12 mm.

Kolmekihiliste plaatide keskmistes kihtides kasutatakse ka ristuvaid puitkiudplaatidest ribisid, mida tinglikult nimetatakse samuti kärgplastiks.

Projekteerimiseks vajalikud andmed on toodud tabelites 6.17...6.19. Puitkiudplaatidest kärgplastpaneelide arvutamisel kohalikule koormusele vähendatakse tabelis 6.12 toodud arvutuslikke survetugevusi tabelis 6.17 toodud teguritega.

Kestvalt niiskes ($\geqslant 90\%$) õhus asuva jõu- või isoleerpaberist kärgplasti arvutustugevusi vähendatakse teguriga 0,5 ja deformatsioonimooduleid (lahter b) teguriga 0,6.

Tabel 6.17

Puitkiudplaatidest kärgplasti arvutusliku survetugevuse vähendustegurid

Kärje kõrgus mm	Kärjeava läbimõõt mm										
	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
100	0,500	0,385	0,320	0,265	0,245	0,235	0,230	0,22	0,215	0,212	0,210
150	0,355	0,290	0,245	0,215	0,200	0,190	0,185	0,175	0,172	0,170	0,165
200	0,250	0,215	0,195	0,170	0,155	0,145	0,140	0,135	0,130	0,125	0,115
250	0,205	0,155	0,130	0,117	0,110	0,107	0,105	—	—	—	—
300	0,160	0,125	0,106	0,080	0,075	0,072	0,070	—	—	—	—
350	0,120	0,105	0,095	0,078	0,072	0,070	0,067	—	—	—	—

Tabel 6.18

Kärgplastide tugevused kG/cm²

Pinge-olukord	Normtugevus							Arvutustugevus			
	tähistus	kärgplasti materjal						tähistus	kärgplasti materjal		
		puuvillriie		jõupaber		isoleer-paber			puuvillriie	jõupaber	isoleer-paber
		a	b	a	b	a	b				
Surve kärjeavade suunas	$R_c^н$	40	10	10	2,5	3	0,7	R_c	7	1,7	0,15
Nihe kärjeavadega risti	$R_{cp}^н$	18	4,5	6	1,5	0,7	0,57	R_{cp}	3,1	1	0,12

Tabel 6.19

Kärgplasti deformatsioonimoodulid kG/cm²

Pingeolukord	Tähistus	Kärgplasti materjal					
		puuvillriie		jõupaber		isoleerpaber	
		a	b	a	b	a	b
Surve kärjeavade suunas	E	1000	800	450	360	160	130
Nihe kärjeavadega risti	G	450	360	140	110	110	90

Märkus. Tabelis toodud suurused kehtivad juhul, kui kärgplasti mahukaal ei ole väiksem järgmisest:
1) puuvillriidest kärgplastidel 14 kG/m³;
2) jõupaberist kärgplastidel 90 kG/m³;
3) isoleerpaberist kärgplastidel 30 kG/m³.

6.1.7. ASBESTTSEMENT

Ehituskonstruktsioonides kasutatakse pressimata tihedast (mahukaal 1700 kG/m³ ja enam, veeimavus mitte üle 20,5% ja löögisitkus mitte alla 3 kG/cm²) asbesttsemendist lehti, mille paksus on 6 ... 10 mm, laius 1500 mm ja pikkus 5000 mm.

Asbesttsemendi arvutuslik elastsusmoodul $E = 100\,000$ kG/cm², nihkemoodul $G = 40\,000$ kG/cm², *Poissoni* tegur $\mu = 0{,}24$.

Tabel 6.20

Asbesttsemendi arvutustugevused kG/cm²

Pingeolukord	Tähistus	Arvutustugevus
Tõmme piki lehte	R_p	32
Paine piki lehte	$R_и$	75
Surve	R_c	80
Nihe piki kihte	R_{cp}	20
Nihe kihtidega risti	R_{cp}	60

Märkus. Asbesttsemendi arvutuslik tõmbe- ja paindetugevus lehega risti saadakse tabelist vastavate suuruste korrutamisel teguriga 0,8.

6.1.8. ALUMIINIUM

Kolmekihilistes konstruktsioonides soovitatakse kasutada alumiiniumi marke АМц, АМг, АД31-Т ja АВ-Т, mida turustatakse lehtedena, mille paksus on 0,3... 10 mm, pikkus 7000 mm ja laius 2000 mm. Liimitud konstruktsioonides kasutatav alumiinium peab olema oksüdeeritud.

Alumiiniumist konstruktsioonielemente arvutatakse ja konstrueeritakse kooskõlas normidega СНиП II-В. 5-64 (vt. 4. ptk.).

6.1.9. ÕHUTIHEDAD KANGAD

Pneumaatilised konstruktsioonid ja telkkatted valmistatakse sünteetilistest (kaproon, lavsaan) või naturaalsetest (lina, puuvill) kangastest, mis on kaetud õhukese kautšuki- või plastmassikihiga.

Pnumaatilistes konstruktsioonides soovitatakse kasutada tabelis 6.21 loetletud kangaid.

Pikemat aega niiskes ($\geqslant 90\%$) keskkonnas asuvate kaproonkangaste arvutustugevused korrutatakse teguriga 0,9. Pikemat aega kuumas (40... 60° C) asuvate kaproonkangaste arvutustugevused ja elastsusmoodul korrutatakse teguriga 0,7 ning linase ja puuvillriide puhul teguriga 0,8.

Tabel 6.21

Konstruktsioonikangad

Nimetus	Standard	Paksus mm	Laius cm	Kaal kG/m²
Kaproon, ühekihiline nr. 24	ВТУ ЯН130-59	0,9	90	1,2
Linane, ühekihiline nr. 533		1,2	85	1,5
Puuvill, kahekihiline nr. 500	ТУ 1205-54	0,47	85	0,38
Sama, nr. 565		—	85	0,48

Tabel 6.22

Kangaste tugevused ning elastsusmoodulid kG/m

Kanga mark	Tõmbe suund	Normtugevus		Arvutus-tugevus	Elastsusmoodul	
		a	b		a	b
nr. 24	lõim	3600	1800	1440	8000	6000
	kude	2600	1300			
nr. 593	lõim	1500	750	600	6000	3000
	kude	1300	500	350		
nr. 500	lõim	530	265	210	5000	2500
	kude	500	250	175		
nr. 565	lõim	800	400	320	5000	2500
	kude	750	375	260		

6.2. ÜHENDUSED

Plastmasskonstruktsioonide elemendid ühendatakse omavahel harilikult liimi, harvemini keevituse abil. Montaaži- ja konstruktiivsete sidemetena kasutatakse polte, kruvisid, neete, klambreid jne. Konstruktsioonide alumiinumdetailide omavaheliseks ühendamiseks kasutatakse ka liim-keevis- ja liim-neetühendusi. Kangasmaterjalide puhul kasutatakse koos liimimisega veel õmblemist. Kuna järgnevalt on käsitletud eeskätt kolmekihilisi paneele, siis esitatakse andmed ainult liim- ja mehaaniliste ühenduste kohta.

6.2.1. LIIMÜHENDUSED

Mitmesuguste materjalide ühendamiseks soovitatavad liimid ja liimühenduste tugevused on toodud tabelis 6.23.

Tabel 6.23

Liimühenduse lõiketugevused kG/cm²

Liimi nimetus	Liimitavad materjalid	Normtugevus		Arvutustugevus
		a	b	
Kuumalt või külmalt kõvastuv epoksüliim mark ЭПЦ	Asbesttsement asbesttsemendiga	40	20	10
	Alumiinium alumiiniumiga	60	30	12*
Kuumalt kõvastuv fenoolformaldehüüdliim mark Б	Asbesttsement asbesttsemendiga	32	16	8
	Klaasplast klaasplastiga	32	16	8
Sama, külmalt kõvastuv, mark КБ-3	Klaasplast kaasplastiga	32	16	8
Kuumalt kõvastuv fenool-epoksüliim mark ФЭ-10	Alumiinium alumiiniumiga	20	10	4*
Külmalt kõvastuv polüesterliim mark ПН-1	Klaasplast kaasplastiga	80	40	20
Kautšukliim mark 88-Н või КС-1	Alumiinium puitkiudplaadiga	50	25	10

Märkused. 1. Asbesttsemendi või klaasplastiku liimimisel puitkiudplaatidega korrutatakse arvutustugevust teguriga 1,5. Tegurit 1,5 kasutatakse ka liim-keevisühenduse puhul, mida saab teha tärniga märgitud juhtudel.

2. Asbesttsemendi, alumiiniumi või klaasplasti liimimisel vahtplastiga määrab viimane liimühenduse tugevuse.

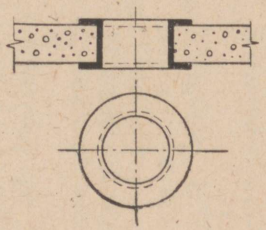
6.2.2. MEHAANILISED ÜHENDUSED

Kolmekihilistes paneelides kasutatavate mehaaniliste ühenduste orienteeriv iseloomustus on toodud tabelis 6.24. Klaasplastide ühenduste arvutamisel võib kasutada alumiiniumi kohta antud andmeid.

Tabel 6.24

Liimitud kolmekihilistes paneelides kasutatavad mehaanilised ja kombineeritud ühendused

Ühenduse tüüp	Skeem	Läbimõõt mm	Paneeli materjal	Sidemete orienteeriv vahekaugus mm	
				tuleohutuse põhjal	vajaliku surve põhjal liimvuugis
1	2	3	4	5	6
Liim-neetühendus		4	Alumiinium ja plastmass	100	40 . . . 50
Liim-kruviühendus		4		100	50 . . . 60
Liim-keevisühendus		5; 6,5 ja 7,5*		100	50 . . . 100

Metallpuksid		15 . . . 20	Asbesttsement ja plastmass	300 . . . 400
Kruvid		5 . . . 6		200 . . . 250

* Kontaktkeevituse pinna suurus valitakse vastavalt paketi paksusele.

Tabel 6.25

Liimitud kolmekihilistes paneelides kasutatavate ühenduste tugevused

Paneeli materjalid	Ühenduse tüüp	Ühenduse lõiketugevus kG/cm²					
		normatiivne*			arvutuslik		
		lehtede paksus mm					
		1+1	1,5 + 1,5	2+2	1+1	1,5 + 1,5	2+2
Alumiinium ja plastmass	Liimneet	40	52	60	20	26	30
	Liimkruvi	46	52	70	23	26	35
	Liimkeevis	50	68	84	25	34	42
		Asbesttsementplaadi paksus mm					
		8		10	8		10
Asbesttsement ja plastmass	Metallpuks	400		450	200		225
	Kruvi	180		200	90		100

* Saadud alumiiniumist vaheliti asetatud lehtedega ja 25 × × 25 mm suuruse liimvuugi pinnaga katsekehade tõmbekatsetel.

6.3. KONSTRUKTSIOONID

Plastmasskonstruktsioonidest on eriti perspektiivsed kolmekihilised paneelid, mida kasutatakse katusteks ja seinteks. Valgust läbilaskvaid paneele ja plaate kasutatakse seintes ja katustes akende asemel. Katuselaternad kujundatakse orgaanilisest klaasist terviklike kuplitena.

Suure sildega hoonete katmiseks on perspektiivsed kolmekihilistest plokkidest võlvid, koorikud ja tahkkandurid. Unikaalsete suure sildega ehitiste katteks sobivad kerged rippkonstruktsioonid terasest või klaasplastist trossidel kolmekihilistest paneelidest kattega.

Telgid, aerokarkass- ja pneumaatilised konstruktsioonid sobivad ajutistele lahtivõetavatele ehitistele. Perspektiivne on ka klaaspingbetoon, kus pingsarrus on klaasplastist.

Liimitud kolmekihilised paneelid moodustatakse kahest välimisest voodrilehest ja nende vahel olevast kergest, kuid jäigast sisekihist.

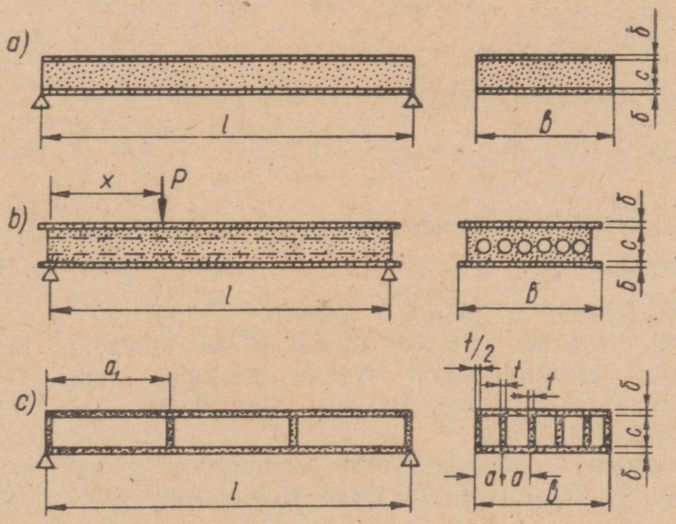
Paneeli voodrilehtedeks kasutatakse praktikas peamiselt asbesttsementi või alumiiniumi ning erandjuhtudel klaasplaste (valgust läbilaskvates ja agressiivses keskkonnas olevates paneelides), vineeri, puitkiudplaate (ДВП) ja kihilisi puitplaste (ДСП). Kolmekihilise paneeli sisekiht valmistatakse vaht- või kärgplastist. Pideva sisekihi kõrval kasutatakse ka ribilisi; ribid asetatakse kas tihedalt või ainult paneeli servadele.

Arvutusskeemi järgi jagatakse kolmekihilised paneelid kahte rühma:

1) nihkejõud võetakse vastu paneeli pideva vaht- või kärgplastist sisekihiga (joonis 6. 1, *a*) ja

2) nihkejõud võetakse vastu pikiribidega; see skeem jaguneb veel kaheks:

a) ribidena töötavad paneeli kaks pikiäärist; suhe $a/l \geqslant 0{,}05$; sisekihi ülesandeks on hoida vaid õhukest



Joonis 6. 1. Kolmekihilised paneelid:
a — pideva sisekihiga; *b* — õõntega; *c* — tihedalt asetatud ribidega

surutud voodrilehte nõtkumast ja töötada kohalikule paindele;

b) pikiribid on asetatud tihedalt (joonis 6.1, *c*); $a/l < 0{,}05$; see esineb puitkiudplaatidest kärgplasti puhul.

Kolmekihilisi paneele arvutatakse üld- ja kohalikule paindele ja stabiilsusele. Katusepaneelidele lubatakse maksimaalset läbipainet f/l:

a) alumiiniumist ja klaasplastist voodrilehtedega paneelidele 1 : 350;

b) asbesttsemendist voodrilehtedega paneelidele 1 : 800 (seinapaneelidele 1 : 350).

Kolmekihiliste paneelide elementide pingete ja ribipaneelide läbipainete ligikaudsel määramisel võib kasutada tugevusõpetuse valemeid. Ristlõike geomeetriliste karakteristikute määramisel eeldatakse, et paindemomendi võtavad vastu voodrilehed ja põikjõu sisekiht või ribid. Sisekihi või ribi kõrguseks võetakse voodrilehtede raskuskeskmete vahekaugus. Kui voodrilehed on ühesugusest materjalist ja ühepaksused, siis on paneeli ristlõike inerts- ja vastupanumoment

$$I = \frac{b\delta(c+\delta)^2}{2} \tag{6.1}$$

$$W = b\delta(c+\delta) \tag{6.2}$$

pikiribi ristlõikepindala

$$F_p = \frac{b}{a}t(c+\delta) \tag{6.3}$$

pideva sisekihi ristlõikepindala

$$F = b(c+\delta) \tag{6.4}$$

kus tähistused vt. jooniselt 6.1.

Järgnevalt on esitatud kolmekihiliste paneelide täpsustatud arvutusvalemid. Nende juhtude jaoks, mis käesolevas käsitlemist ei leia, kasutatakse valemeid käsiraamatust [21].

Voodrilehe tugevuskontrollil arvutatakse painde normaalpinge keskmised väärtused valemiga

$$\sigma^* = \frac{M}{W} = \frac{M}{b\delta(c+\delta)} \tag{6.5}$$

Pideva sisekihiga paneelides jaotuvad normaalpinged voodrilehe laiusel ühtlaselt. Pikiribidega paneelides suurendavad voodrilehe ja ribi kontaktjoonel esinevad nihkepinged seal voodrilehe normaalpingeid, millest tingitult normaalpingete jaotus voodrilehe laiusel on ebaühtlane ($\max \sigma^* > \sigma^*$).

Õhukese surutud voodrilehe stabiilsuse kontrollil, kui ta on kinnitatud ainult ribidega, arvutatakse kriitiline pinge valemiga

$$\sigma^*_{kr} = k_k E^*_{np} \left(\frac{\delta}{a} \right)^2 \qquad (6.6)$$

kus k_k väärtused on toodud tabelis 6.26.

$$E^*_{np} = \frac{E^*}{1 - \mu^2}$$

Tabel 6.26

Tegur k_k

a_1/a	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
k_k	22,2	10,86	6,91	5,14	4,22	3,72	3,46	3,32
a_1/a	1	1,2	1,4	1,6	1,8	1,9 ... ∞		
k_k	3,29	3,40	3,68	3,46	3,33	3,29		

Pärast voodrilehe väljamõlkumist ($\sigma^* \geqslant \sigma^*_{kr}$) jaotuvad normaalpinged voodrilehe laiusel ümber. Ribide vahel keskel on pinge σ^*_{kr} ja see suureneb ribide suunas. Surutud voodrilehe maksimaalne pinge ribi kohal on

$$\max \sigma^*_1 = \max \sigma^* \frac{\sigma^*}{\sigma^*_{kr}} \qquad (6.7)$$

Pideva sisekihiga paneelil, kui puuduvad ribid või ribide vahekaugus

$$a \geqslant 10\delta \sqrt{\frac{E^*_{np}}{E}}$$

on surutud voodrilehe kriitiline pinge

$$\sigma_{kr}^{*} = 0{,}72\sqrt{E_{пр}^{*}E^{2}} \qquad (6.8)$$

Kui kasutatakse aukudega sisekihti, siis on surutud voodrileht tühimiku ulatuses kinnitatud ainult õhukese vahtplastiga ($d/\delta \leqslant 30$) ja kriitiline pinge määratakse valemiga

$$\sigma_{kr}^{*} = \frac{E_{пр}^{*}\alpha^{2}\delta^{2}}{12} + \frac{E}{\delta}\cdot\frac{a_1 e^{2\alpha d} + a_2 e^{-2\alpha d}}{\alpha b_1 e^{2\alpha d} - \alpha b_2 e^{-2\alpha d} + c_2} \qquad (6.9)$$

kus

$$a_{1,2} = \frac{E}{E_{пр}^{*}\delta} - \alpha^{2}\delta \pm 2\alpha\left(1 \pm \frac{\alpha\delta}{2}\right)^{2}$$

$$b_{1,2} = 2\frac{E}{E_{пр}^{*}\delta} \pm 3\alpha$$

$$c_1 = -2\left(\frac{E}{E_{пр}^{*}\delta} + \alpha^{2}\delta\right) - 2\alpha^{2}d(4 - \alpha^{2}\delta^{2}) -$$

$$- 4\alpha^{2}d^{2}\left(\frac{E}{E_{пр}^{*}\delta} - \alpha^{2}\delta\right)$$

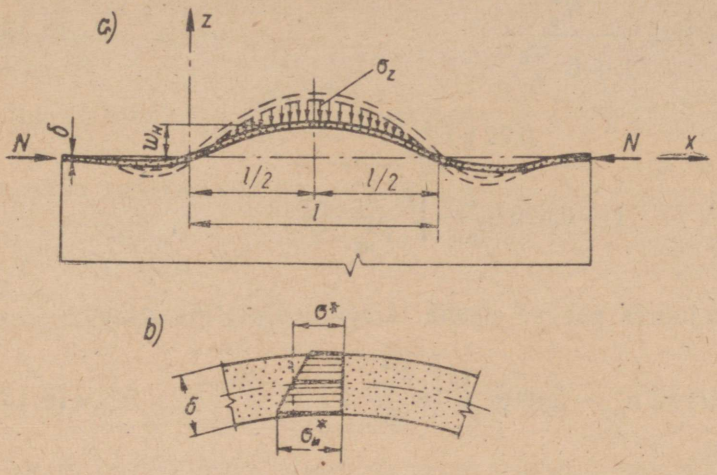
$$c_2 = 10\alpha^{2} + 8\frac{Ed}{E_{пр}^{*}\delta} - 4\alpha^{2}d^{2}$$

$\alpha = \frac{\pi n}{b} = \frac{\pi}{b}$ — (kui kahekihiline paneel kaotab tasakaalu ühe poollaine kujul);

d — vahtplasti paksus tühimiku kohal.

E, R ja τ tärniga suurused kehtivad voodrilehe kohta, tärnita suurused — sisekihi kohta.

Esialgse kõverusega (läbipaine $w_н$) õhuke surutud voodrileht kaotab stabiilsuse pinge juures, mis on kriitilisest väiksem. Sellise stabiilsuse kaotusega kaasneb voodrilehega ühendatud vahtplasti deformatsioonide (joonis 6.2), voodrilehe paindepingete $\sigma_и^{*}$ ja vahtplastis ning liimvuugis tõmbe- või survepingete σ_z arenemine. Nende



Joonis 6.2. Paneeli surutud voodrilehe deformatsioon algkõveruse olemasolu:
a — deformatsioon ja sisejõud; *b* — pinged

pingete väärtused olenevad algkõveruse parameetritest $w_н$ ja *l*. Juhul kui on teada ainult maksimaalne $w_н$, on suurimad pinged

$$\sigma_и^* = 6\frac{w_н}{\delta}\sigma^* \tag{6.10}$$

$$\sigma_z = \frac{0{,}695E\sqrt{\dfrac{E}{E_{пр}^*}}\dfrac{w_н}{\delta}}{\sigma_{кг}^* - \sigma^*}\sigma^* \tag{6.11}$$

kus σ_{kr}^* arvutatakse valemiga (6.8);

σ_z — sisekihis või liimvuugis mõjuv tõmbe- või survepinge.

Pideva vahetäitega paneeli surutud voodrilehe tugevustingimuseks saame, kasutades seoseid $\sigma^* + \sigma_и^* \leqslant R_c^*$ ja $\sigma_z \leqslant R_{p.c}$,

$$\sigma^* \leqslant \frac{R_c^*}{1 + 6\frac{w_н}{\delta}} \tag{6.12}$$

$$\sigma^* \leqslant \frac{0{,}72\sqrt[3]{E_{пр}^* E^2}}{1 + 0{,}695\frac{E}{R_{р.с}}\sqrt[3]{\frac{E}{E_{пр}^*}}\frac{w_н}{\delta}}$$

kusjuures peavad olema täidetud veel tingimused:

$$\sigma^* \leqslant \sigma_{пц}^* - 2{,}09\,\sigma_z\sqrt[3]{\left(\frac{E_{пр}^*}{E}\right)^2} \tag{6.13}$$

või

$$\sigma^* \leqslant R_c^* - 2{,}1 R_{р.с}\sqrt[3]{\left(\frac{E_{пр}^*}{E}\right)^2}$$

kus indeks пц tähistab proportsionaalsuspiiri.

Kahel serval toetatud paneelide paindearvutuse käik on järgmine.

1. Kolmekihilised pideva sisekihiga paneelid.

Ühtlaselt jaotatud koormuse puhul:
voodrilehe tugevuskontroll:

$$\max\sigma^* = \sigma^* = \frac{ql^2}{8\delta(c + \delta^2)} \tag{6.14}$$

kus q on ühtlaselt jaotatud koormus kG/cm².
Sisekihi tugevuskontroll:

$$\tau = \frac{ql}{2(c + \delta)} \tag{6.15}$$

deformatsioonide kontroll:

$$f = 0{,}026\frac{q^н l^4}{E_{пр}^*\delta(c + \delta)^2}\left(1 + 4{,}94\frac{E_{пр}^* c\delta}{Gl^2}\right) \tag{6.16}$$

Koondatud koormuse puhul:
voodrilehe tugevuskontroll:

$$\max \sigma^* = \sigma^* = \frac{1{,}04 k_p P l}{b\delta(c+\delta)}\left[1 + 4{,}94\frac{E^*_{пр}}{G}\left(\frac{\delta}{l}\right)^2\right] \quad (6.17)$$

sisekihi tugevuskontroll:

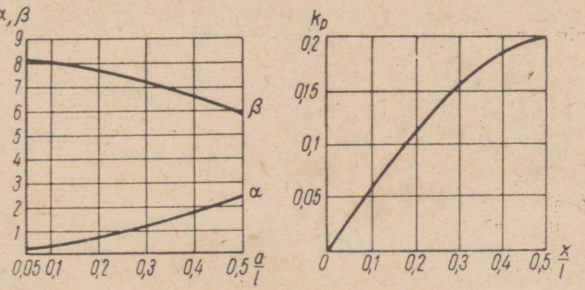
$$\tau = \frac{3{,}25 k_p P}{b(c+\delta)} \quad (6.18)$$

deformatsioonide kontroll:

$$f = 0{,}204\frac{k_p P^н l^3}{E^* b\delta(c+\delta)^2}\left(1 + 4{,}94\frac{E^*_{пр} c\delta}{Gl^2}\right) \quad (6.19)$$

kus P on ühtlaselt plaadi laiusele jaotatud koondatud jõud kG.

Teguri k_p väärtused on esitatud joonisel 6.3.



Joonis 6.3. Tegurid α, β ja k_p

2. Kolmekihilised harvade pikiribidega paneelid $(a/l \geqslant 0{,}05)$.

Ühtlaselt jaotatud koormuse puhul:
voodrilehe tugevuskontroll:

$$\max \sigma^* = \frac{ql^2}{8\delta(c+\delta)}\left(1 + \frac{\alpha - \dfrac{E_p(c+\delta)t}{E^* a\delta}}{\beta + \dfrac{E_p(c+\delta)t}{E^* a\delta}}\right) \quad (6.20)$$

sisekihi tugevuskontroll:

$$\max\tau = \frac{0{,}407\,qla}{t(c+\delta)} \cdot \left(1 - \frac{0{,}617\beta \dfrac{(c+\delta)^2 t}{l^2\delta} - \dfrac{E_p(c+\delta)t}{E^* a\delta}}{\beta + \dfrac{E_p(c+\delta)t}{E^* a\delta}} \right) \tag{6.21}$$

deformatsioonide kontroll:

$$f = 0{,}026 \frac{q^н l^4}{E^*\delta(c+\delta)^2} \cdot \frac{8{,}02 + 9{,}87\beta \dfrac{E^* a\delta(c+\delta)}{E_p l^2 t}}{\beta + \dfrac{E_p(c+\delta)t}{E^* a\delta}} \tag{6.22}$$

Tegurite α ja β väärtused on toodud joonisel 6.3.

Koondatud koormuse puhul:

voodrilehe tugevuskontroll:

$$\max\sigma^* = \frac{k_p P l}{b\delta(c+\delta)} \left(1 + \frac{\alpha - \dfrac{E_p(c+\delta)t}{E^* a\delta}}{\beta + \dfrac{E_p(c+\delta)t}{E^* a\delta}} \right) \tag{6.23}$$

sisekihi tugevuskontroll:

$$\max\tau = \frac{3{,}25 k_p P a}{bt(c+\delta)} \tag{6.24}$$

deformatsioonide kontroll:

$$f = \frac{k_p P^н l^3}{E^* b\delta(c+\delta)^2} \cdot \frac{8{,}02 + 9{,}87\beta \dfrac{E^* a\delta(c+\delta)}{E_p l^2 t}}{\beta + \dfrac{E_p(c+\delta)t}{E^* a\delta}} \tag{6.25}$$

3. Kolmekihilised tihedalt asetatud pikiribidega paneelid ($a/l < 0{,}05$).

Ühtlaselt jaotatud koormuse puhul:

voodrilehe tugevuskontroll:

$$\max\sigma^* = \sigma^* = \frac{ql^2}{8\delta(c+\delta)} \tag{6.14}$$

sisekihi tugevuskontroll:

$$\max\tau = \frac{0{,}407 qla}{t(c+\delta)} \tag{6.26}$$

deformatsioonide kontroll:

$$f = 0{,}026 \frac{q^{н} l^4}{E^* \delta (c+\delta)^2} \left[1 + 0{,}987 \frac{E^* a \delta (c+\delta)}{E_p l^2 t} \right] \quad (6.27)$$

Koondatud koormuse puhul:
voodrilehe tugevuskontroll:

$$\max \sigma^* = \frac{1{,}04 k_p P l}{b \delta (c+\delta)} \quad (6.28)$$

siselehe tugevuskontroll:

$$\max \tau = \frac{3{,}25 k_p P a}{b t (c+\delta)} \quad (6.24)$$

(nihkepinged äärmistes ribides korrutatakse teguriga 0,5); deformatsioonide kontroll:

$$f = 0{,}208 k_p \frac{p_{н} l^3}{E^* b \delta (c+\delta)^2} \left[1 + 9{,}87 \frac{E^* a \delta (c+\delta)}{E_p l^2 t} \right] \quad (6.29)$$

Ribide mõju pingejaotusele voodrilehes võib ligikaudselt hinnata ka teguri $k = \sigma^* / \max \sigma^*$ järgi ($\max \sigma^* = \sigma^*/k$). Isotroopse voodrilehe puhul

$$k = \frac{1}{\pi a} \cdot \frac{\operatorname{sh} \frac{\pi a}{l} + \frac{\pi a}{l}}{2 \operatorname{ch}^2 \frac{\pi a}{2l}} \approx \frac{1 + 0{,}82 \left(\frac{a}{l} \right)^2}{1 + 1{,}23 \left(\frac{a}{l} \right)^2} \quad (6.30)$$

ja ortotroopse materjali puhul

$$k = \frac{4l}{\pi a} \cdot \frac{\operatorname{th} \frac{\pi a}{4l} \sqrt{\frac{E^*}{G^*}}}{\sqrt{\frac{E^*}{G^*}}} \approx \frac{1 + 0{,}009 \left[\frac{E^*}{G^*} \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right]^3}{1 + 0{,}206 \frac{E^*}{G^*} \left(\frac{a}{l} \right)^2} \quad (6.31)$$

Paneelidel, mille voodrilehtede ja ribide elastsusmoodulid on lähedased, võib läbipainet arvutada tugevusõpetuse valemitega, kasutades paneeli taandatud laiust $b_{пр} = kb$. Siin on k arvutatav valemitega (6.30) ja (6.31).

Kolmekihiliste paneelide käitumist temperatuuri ja niiskuse muutumisel mõjutab ühelt poolt materjalide

füüsikaliste omaduste muutumine ja teiselt poolt täiendavate sisejõudude ja läbipainete arenemine. Liimitud konstruktsioonidele on eriti ohtlikud madalad temperatuurid, mispuhul järsult väheneb liimi deformatiivsus (suureneb liimi elastsusmoodul).

Vaatleme pideva sisekihiga kolmekihilisi paneele, mida ligikaudsete arvutusvalemite tuletamisel käsitletakse liitvardana. Eeldatakse, et temperatuur jaotub elemendi paksuse ulatuses ühtlaselt.

Praktikas sagedamini esinevatel juhtudel, kus voodrilehed on ühesuguse paksusega ja samast materjalist ning $c/\delta \geqslant 10$ ja $\lambda L \geqslant 14$,

$$\max \tau = \pm \frac{\varepsilon \Delta}{\lambda}$$

$$\max \sigma_{1,2}^{*} = \pm \frac{\Delta E^{*} \delta}{2c_0} \qquad (6.32)$$

$$\max y = \frac{\Delta l^2}{8c_0}$$

kus

$$\varepsilon = \frac{G}{c\left(1 + \frac{2}{c}\frac{c_к G}{G_к}\right)}; \quad \text{kui} \quad G/G_к \leqslant \frac{1}{2}, \quad \text{siis} \quad \varepsilon = \frac{G}{c};$$

c, $c_к$ G, $G_к$ — vastavalt sisekihi ja liimvuugi paksused ja nihkemoodulid;

Δ — voodrilehe suhteliste temperatuurideformatsioonide vahe
$\Delta = \alpha_1 T_1 - \alpha_2 T_2$
või voodrilehe niiskuse muutusest tingitud suhteline deformatsioon
$\Delta = \beta_1 - \beta_2$

α_1, α_2; T_1, T_2 — vastavalt voodrilehe materjali temperatuuri-joonpaisumistegurid ja temperatuurid;

β_1, β_2 — voodrilehe materjali niiskuse muutusest tingitud suhtelised joondeformatsioonid;

L — paneeli pikkus;

$c_0 = c + \delta$

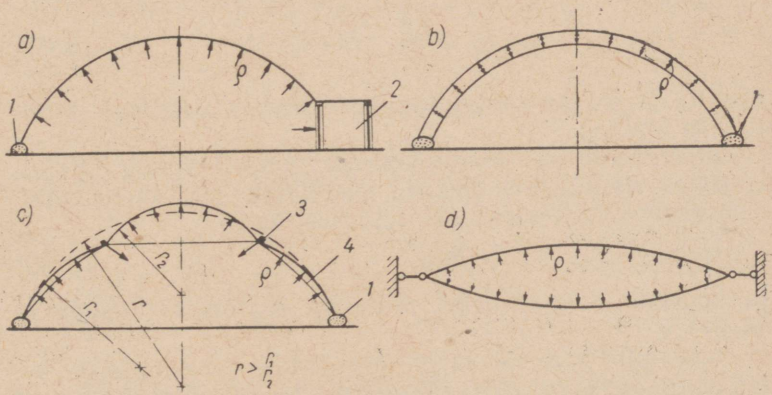
6.3.2. PNEUMAATILISED KONSTRUKTSIOONID

Pneumaatilised konstruktsioonid jagatakse kahte rühma. Esimese (joonis 6.4, *a* ja *c*) moodustavad konstruktsioonid, kus koorikut koos väliskoormusega kannab ruumi sees oleva õhu ülerõhk (20...40 mm veesammast). Teise rühma konstruktsioonide kandev element on 0,5...6 atü siserõhuga voolik — pneumokarkass. Enamlevinud on pneumokaared, mis asetatakse kas vahetult üksteise kõrvale või harvade vahedega (joonis 6.4, *b*).

Esimese rühma konstruktsioonides, mida allpool on nimetatud pneumaatilisteks konstruktsioonideks, on kooriku alumisel serval vee või liivaga täidetud toru. Viimase ülesandeks on moodustada koorikule jäik kontuur ning ühendada koorik võimalikult õhutihedalt maapinnaga. Toru koos täitega ja kooriku omakaaluga peab tasakaalustama ruumi sisemise ülerõhu.

Pneumaatiliste konstruktsioonide staatilist tööd kergendavad maapinnasse ankurdatud või rõngakujulistest trossidest toed (joonis 6.4, *c*).

Omaette rühma moodustavad sisemise ülerõhu all olevad pneumoplaadid (joonis 6.4, *d*).



Joonis 6.4. Pneumaatilised konstruktsioonid:
a — sfäärkoorik: *1* — tugitoru, *2* — lüüs; *b* — pneumokaar; *c* — tugitrossidega konstruktsioon: *3* — rõngasuunaline tross, *4* — meridiaanisuunaline tross; *d* — pneumoplaat

Pneumaatilised konstruktsioonid on eelpingestatud pinnaga konstruktsioonid, milles eelpinge oleneb sisemise ülerõhu suurusest. Neid arvutatakse kandevõime ja deformatsioonide piirolukorra järgi.

Pneumaatiliste konstruktsioonide tugevusarvutusel võib loobuda materjali venivuse ja kooriku kuju muutuse arvestamisest.

Pneumaatilise konstruktsiooni minimaalne sisemine ülerõhk ϱ (kG/cm²) määratakse kooriku pinna kõveruse säilitamise tingimusest maksimaalsel tuulerõhul $q_в$:

$$\varrho \geqslant q_в \tag{6.33}$$

Samast tingimusest määratakse maksimaalne lubatav lumekoormus

$$q_c \leqslant \varrho \tag{6.33, a}$$

Sfäärkupli (raadiusega r) rõngasristlõike tugevuskontroll tehakse siserõhule ϱ ja maksimaalsele tuule imevkoormusele $q_в$ valemiga

$$\sigma = (\varrho + q_в)\frac{r}{2} \leqslant R_o \text{ või } R_y \tag{6.34}$$

ja meridiaanristlõike tugevuskontroll siserõhule ϱ, tuule imevkoormusele $q_в$ ja sümmeetrilisele lumekoormusele q_c valemiga

$$\sigma = (\varrho + q_в + q_c)\frac{r}{2} \leqslant R_o \text{ või } R_y \tag{6.35}$$

kus R_o ja R_y on kanga tugevus (kG/m) vastavalt lõime ja koe suunas.

Tugevuskontroll silinderkooriku moodustajatega paralleelsetes ristlõigetes tehakse siserõhule ϱ ja maksimaalsele tuule imevkoormusele $q_в$ valemiga

$$\sigma = (\varrho + q_в)r \leqslant R_o(R_y) \tag{6.36}$$

ja kooriku moodustajaga ristuvais ristlõigetes valemiga (6.34).

Teise piirolukorra järgi arvutamise eesmärgiks on määrata maksimaalne läbipaine kõige ebasoodsamast normkoormuste kombinatsioonist, mis ei tohi takistada ruumi ekspluateerimist. Pneumaatilise konstruktsiooni paigutiste väärtused ei ole normeeritud. Lähtudes ette valitud maksimaalsest lubatavast paigutisest f võib väga

ligikaudselt arvutada nõutava siserõhu ϱ sfäärilistes koorikutes:

$$\varrho \geqslant \frac{3}{5}\frac{P}{fr} \tag{6.37}$$

ja silindrilistes koorikutes:

$$\varrho \geqslant \frac{q}{2f} \tag{6.38}$$

kus P — kupli harjas rakendatud koondatud jõud P kG;
q — silindri harjas rakendatud joonkoormus kG/m.

Pneumokarkassi elementide tugevusarvutusel arvestatakse ristlõike (raadius r) suurenemist siserõhust ϱ.

Tsentriliselt tõmmatud pneumovarraste tugevuskontrollil moodustajaga paralleelseis ristlõigetes arvestatakse ainult siserõhku ϱ:

$$\sigma = \varrho r \geqslant R_0 \text{ või } R_y \tag{6.39}$$

ja ristlõigetes, mis on risti varda moodustajaga, veel täiendavalt tõmbejõudu N:

$$\sigma = \frac{\varrho r}{2} + \frac{N}{2\pi r} \leqslant R_0 \text{ või } R_y \tag{6.40}$$

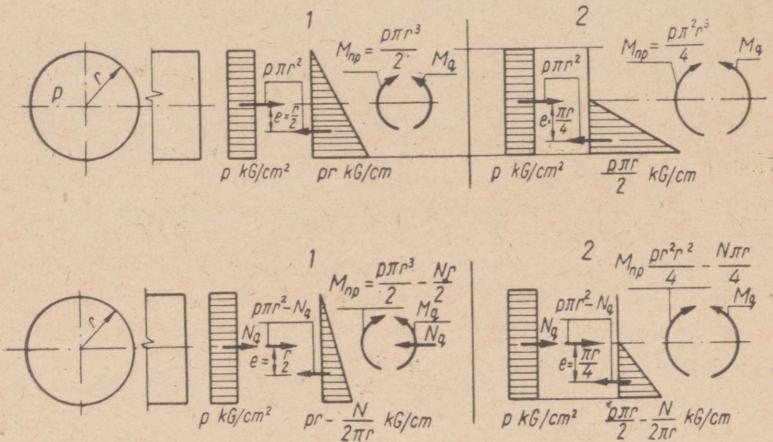
Tsentriliselt surutud varraste tugevuskontroll moodustajatega paralleelseis ristlõigetes tehakse nagu tõmbel (valem 6.39) ja moodustajatega risti olevais ristlõigetes samuti ainult siserõhule ϱ:

$$\sigma = \frac{\varrho r}{2} \leqslant R_0 \text{ või } R_y \tag{6.41}$$

Painutatud pneumotalad arvutatakse tugevusele ja stabiilsusele. Neid vaadeldakse koosnevana kahest elemendist: tõmbele töötavast koorikust ja selle sees survele töötavast õhust. Katsed näitavad, et arvutusvalemite koostamisel võib kasutada ristlõigete tasapinnalisuse hüpoteesi ja piirtasakaalu tingimusi.

Sisejõudude moment M_p on arvutatav kahe piirolukorra järgi. Esimene piirolukord esineb siis, kui algab kooriku pinna voltimine (kui paindemoment hävitab siserõhust põhjustatud eelpinge ristlõike äärmises punktis). Selline nähe ei põhjusta veel konstruktsiooni kandevõime kadu — see toimub alles siis, kui siserõhust põhjustatud eelpinge muutub nulliks ristlõike poole kõrguse ulatuses, mis-

puhul konstruktsioon kaotab stabiilsuse (teine piirolukord). Mõlema piirolukorra puhul eeldatakse, et tõmbepingete projektsioon kooriku vertikaalses diametraaltasandis muutub kolmnurgakujuliselt (joonis 6.5).



Joonis 6.5. Pneumokarkassi elementide piirolukorrad

Esimese piirolukorra puhul on koorikus mõjuvate tõmbejõudude ja rõhu all oleva õhu resultantjõudude õlg $e = \frac{r}{2}$ ja sellega sisejõudude piirmoment (joonis 6.5, *1*)

$$M_p = \frac{1}{2}\varrho\pi r^3 \tag{6.42}$$

mis, kui voltimine ei ole lubatud, peab olema suurem välisjõudude momendist M_q.

Teise piirolukorra saabumisel (joonis 6.5, *2*) on $e = \frac{1}{4}\pi r$ ja

$$M_p = \frac{1}{4}\varrho\pi^2 r^3 \geqslant M_q \tag{6.43}$$

Tala tugevuskontroll kooriku moodustajatega paralleelseis ristlõigetes tehakse väliskoormust arvestamata valemiga (6.39). Kooriku rõngasristlõigete tugevuskontrol-

lil arvestatakse normaalpingeid paindest. Kui kontrollitakse kooriku pinna voltimist, siis kasutatakse valemit (6.42), kui arvutatakse stabiilsust, siis valemit

$$\max \sigma = \frac{1}{2} \varrho \pi r \leqslant R_0(R_y) \tag{6.44}$$

Surutud ja painutatud pneumoelementide arvutusvalemite tuletamisel lähtutakse samadest põhimõtetest. Seega (joonis 6.5, *1* ja 6.5, *2*) on kooriku pinna voltimise tingimusest

$$M_q = \frac{1}{2} N_q r \leqslant \frac{1}{2} \varrho \pi r^3 \tag{6.45}$$

ja stabiilsuse tingimusest

$$M_q + \frac{1}{4} N_q \pi r \leqslant \frac{1}{4} \varrho \pi^2 r^3 \tag{6.46}$$

Kooriku tugevuskontroll moodustajatega paralleelsetes ristlõigetes tehakse valemiga (6.39) ja rõngasristlõikes valemiga (6.44).

Esitatud valemites (6.39) ... (6.46) kasutatakse deformeerunud ristlõike raadiust r, milleks on vaja teada konstruktsiooni materjali venivust kaheteljelisel tõmbel.

Pneumaatiliste konstruktsioonide dimensioonimisel tuleb arvestada temperatuuri mõju siserõhule.

Pneumaatiliste konstruktsioonide tugiosad saavad siserõhust ja tuule imevkoormusest tõmbe, mis võetakse vastu kas spetsiaalsete ankrutega või tugiosade omakaaluga.

KIRJANDUSE LOETELU

1. СНиП II-А.10-62. Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования. Москва, 1962.
2. СНиП II-А.11-62. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. Москва, 1962.
3. ТП 101-65. Технические правила по экономному расходованию металла, леса и цемента и по рациональному применению сборных железобетонных и металлических конструкций в строительстве. Москва, 1966.
4. СНиП II-В.1-62. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. Москва, 1962.
5. СНиП I-В.4-62. Арматура для железобетонных конструкций. Москва, 1963.
6. Инструкция по проектированию железобетонных конструкций. Москва, 1968.
7. Б. Ф. Васильев, И. Л. Богаткин, А. С. Залесов, Л. Л. Паньшин. Расчет железобетонных конструкций по прочности, деформациям, образованию и раскрытию трещин. Москва, 1965.
8. Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций. (Материалы по обоснованию и разъяснению новых положений норм пректирования бетонных и железобетонных конструкций СНиП II-В.1-62). Москва, 1964.
9. Исследование прочности элементов железобетонных конструкций. НИИЖБ, Труды Института, вып. 5. Москва, 1959.
10. H. Laul. Raudbetoon I. Tallinn, 1960.
11. СНиП II-В.2-62. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. Москва, 1962.
12. V. Raidna. Kivikonstruktsioonid. Tallinn, 1960.
13. СНиП II-В.3-62. Стальные конструкции. Нормы проектирования. Москва, 1963.
14. СНиП II-В.5-64. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования. Москва, 1965.
15. Справочник конструктора по стальным конструкциям. Проектстальконструкция. Москва, 1965.
16. J. Aare, V. Kulbach. Metallkonstruktsioonid I. Tallinn, 1961.
17. СНиП II-В.4-62. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. Москва, 1962.
18. СН 11-57. Инструкция по проектированию и изготовлению клееных деревянных конструкций и строительных деталей. Москва, 1958.
19. У-108-55. Указания по проектированию деревянных конструкций временных зданий и сооружений. Москва, 1955.
20. L. Allikas, V. Kulbach. Puitkonstruktsioonid. Tallinn, 1962.
21. Указания по проектированию и расчету строительных конструкций с применением пластмасс. Москва, 1963.
22. Прочность и деформативность конструкций с применением пластмасс (под ред. А. Б. Губенко). Москва, 1966.
23. L. Allikas. Plastmasskonstruktsioonid. TPI rotaprint, Tallinn, 1965.

SISUKORD

Eessõna 3
1. Ehituskonstruktsioonide projekteerimise põhialused 5
1. 1. Konstruktsiooni tüübi valik 5
1. 2. Piirolukordade meetod 10
1. 3. Koormused 11
1. 3. 1. Koormuskombinatsioonid 11
1. 3. 2. Norm- ja arvutuskoormused 14
1. 3. 3. Ekspluatatsioonikoormused vahelagedele ja käsipuudele 16
1. 3. 4. Koormused sildkraanadelt 22
1. 3. 5. Lumekoormus 30
1. 3. 6. Tuulekoormus 32
1. 3. 7. Temperatuurimõjud 59
2. Raudbetoonkonstruktsioonid 60
2. 1. Arvutuse alused 60
2. 1. 1. Betooni ja sarruse normtugevused ja ühtlustegurid 60
2. 1. 2. Töötingimuste tegurid ja arvutustugevused . . 67
2. 2. Raudbetoonkonstruktsioonide arvutus kandevõime järgi 76
2. 2. 1. Paine 76
2. 2. 2. Tsentriline surve 110
2. 2. 3. Tsentriline tõmme 117
2. 2. 4. Ekstsentriline surve 117
2. 2. 5. Ekstsentriline tõmme 129
2. 2. 6. Vääne koos paindega 133
2. 3. Deformatsioonide arvutus 143
2. 3. 1. Painutatud elementide kõverus ja jäikus . . . 144
2. 3. 2. Ekstsentriliselt surutud või tõmmatud elementide kõverus 152
2. 3. 3. Deformatsioonid 154
2. 4. Pragude arvutus 159
2. 4. 1. Pragude vältimine 160
2. 4. 2. Vertikaalpragude laius 162
2. 4. 3. Kaldpragude laius 166
2. 5. Pingbetoonkonstruktsioonid 172
2. 5. 1. Tugevusarvutus 186
2. 5. 2. Deformatsioonid 195
2. 5. 3. Pragude arvutus 200
3. Kivikonstruktsioonid 213
3. 1. Arvutuse alused 213
3. 2. Tugevusarvutus 223
3. 2. 1. Sarrustamata müüritis 223
3. 2. 2. Sarrustatud müüritis 240
3. 2. 3. Komplekskonstruktsioonid 249
3. 2. 4. Kestadega tugevdatud konstruktsioonid . . . 252
3. 3. Deformatsioonide ja pragude arvutus 253
3. 3. 1. Deformatsioonid 253
3. 3. 2. Pragude avanemine 258
3. 4. Konstruktsioonielemendid 262
4. Metallkonstruktsioonid 266
4. 1. Arvutuse alused 266
4. 2. Konstruktsiooniterased 269

4. 3. Konstruktsioonialumiiniumid 279
4. 4. Metallide omadused 281
4. 5. Keevisühendused 288
4. 6. Neet- ja poltühendused 297
4. 7. Tsentriline tõmme või surve 306
4. 8. Paine 321
4. 8. 1. Tugevuskontroll 321
4. 8. 2. Üldstabiilsus 326
4. 8. 3. Seina kohalik stabiilsus ja ribid 335
4. 8. 4. Tala seina tugevdamine 346
4. 8. 5. Tala surutud vöö kohalik stabiilsus 349
4. 8. 6. Täisseinaliste talade projekteerimine 349
4. 9. Ekstsentriline tõmme või surve 351
4. 10. Väsimus 368
5. Puitkonstruktsioonid 376
5. 1. Arvutuse alused 376
5. 2 Puitelementide arvutus 385
5. 2. 1. Paine 385
5. 2. 2. Tsentriline ja ekstsentriline surve 386
5. 2. 3. Tsentriline ja ekstsentriline tõmme 392
5. 3. Ühendused 392
5. 3. 1. Tappühendused 394
5. 3. 2. Naagelühendused 395
5. 4. Liimitud konstruktsioonid 399
6. Plastmasskonstruktsioonid 404
6. 1. Materjalid 405
6. 1. 1. Klaasplastid 405
6. 1. 2. Orgaaniline klaas 408
6. 1. 3. Kihilised puitplastid 410
6. 1. 4. Puitkiudplaadid 412
6. 1. 5. Vahtplastid 413
6. 1. 6. Kärgplastid 414
6. 1. 7. Asbesttsement 416
6. 1. 8. Alumiinium 417
6. 1. 9. Õhutihedad kangad 417
6. 2. Ühendused 418
6. 2. 1. Liimühendused 418
6. 2. 2. Mehaanilised ühendused 419
6. 3. Konstruktsioonid 422
6. 3. 1. Kolmekihilised paneelid 423
6. 3. 2. Pneumaatilised konstruktsioonid 433
Kirjanduse loetelu 438

Лаульь Хейнрих Хендрикович, Аарe Йоханнес Йоосэпович, Аллыкас Леонид Аугустович, Кулбах Валдек Рудольфович, Райдна Вальтер Карлович. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. На эстонском языке. Издательство «Валгус». Таллин, Пярнуское шоссе, 10. Toimetaja T. Masso. Kunstiline toimetaja R. Kelu. Tehniline toimetaja L. Krikmann. Korrektorid E. Bitter ja S. Türn.

I aduda antud 8. V. 1968. Trükkida antud 23. IX 1969. Kohila Paberivabriku trükipaber nr. 2, 54×84/16. Trükipoognaid 27,5. Tingtrükipoognaid 23,1, Arvestuspoognaid 21,82. Trükiarv 3000. Tellimise nr. 3049. MB-08118. Hans Heidemanni nim. trükikoda, Tartu, Ülikooli 17/19. II
Hind rbl. 1.29