V. RAIDNA

KIVI-KONSTRUKTSIOONID

A-23285

V. RAIDNA
tehn. tead. kand.

KIVI-KONSTRUKTSIOONID

EESTI RIIKLIK KIRJASTUS * TALLINN 1960

Käesolev teos annab ülevaate kivikonstruktsioonide materjalidest, omadustest ja arvutamisest. Käsitletud on ka müüritööde teostamist ja suurplokkehitusi.

Mõeldud kasutamiseks ehituste insener-tehnilisele personalile ja projekteerijaile, samuti õppeabinõuna ehituse eriala üliõpilastele ja tehnikumide õpilastele.

Teos ilmub prof. H. Laulu üldjuhendamisel koostatud ehituskonstruktsioone käsitlevate teoste sarjas.

2
Tartu Riikliku Ülikooli
Raamatukogu
50374

Retsenseerinud
ins. E. VAINO

EESSÕNA

Ehitustehnika arengus on kivikonstruktsioonidel tähelepanuväärne koht. Juba tuhandeid aastaid tagasi püstitati kiviehitisi. Looduslike kivide kasutamisele järgnes savist valmistatud ja päikese paistel kuivatatud telliste, hiljem aga põletatud savitelliste kasutamine. Alul laoti müürid mördita. Järgneval perioodil täideti müüritise horisontaal- ja vertikaalvuugid saviga, sellele järgnes lubja ja kipsi lisandiga mörtide kasutamine — seda kõik juba enne meie ajaarvamist.

Vaatamata mitme aastatuhande kogemustele puudusid kuni käesoleva sajandini kivikonstruktsioonide arvutuse alused ning nende püstitamine toimus kogemuslikul teel. Alles uute ehitusmaterjalide — terase ja raudbetooni — kasutusele võtmine põhjustas ehituskonstruktsioonide arvutuse aluste kiirendatud väljatöötamise. Uute ehitusmaterjalide kasutamise algperioodil näis, et nad tõrjuvad kiviehitised ehitustegevusest täielikult välja. See osutus aga ekslikuks, ning kivikonstruktsioone kasutatakse, eriti hoonete kandekonstruktsioonides, tänapäevani.

Kapitaalehituse tohutu maht NSV Liidus kohustub ehitajaid maksimaalselt kasutama kohalikke ehitusmaterjale, mille hulka kuuluvad eelkõige kivimüüritistes kasutatavad looduslikud ja tehiskivid ning kohalikud sideained. Neid materjale tuleb kasutada otstarbekalt ja teadlikult. See on võimalik ainult tundes kasutatavate materjalide omadusi ja arvutuse aluseid. Kivikonstruktsioonide arvutuse aluseid on NSV Liidus pidevalt edasi arendatud, mille tulemusena järjest vähendati projekteerimise normides ettenähtud varutegurit. Kuni 1939. a. kehtinud ühtseis projekteerimisnormides oli tellismüüritise varuteguri väärtuseks 5. 1939. a. kehtestatud kivikonstruktsioonide projekteerimise normides (ОСТ 90038-39) ja 1943. a. kehtestatud kivikonstruktsioonide projekteerimise juhendis (У 57-43) oli tellismüüritise varuteguriks 3. Seejärel kehtestati 1949. a. projekteerimisnormidega (Н 7-49) ja ajutise kivi- ja armeeritud kivikonstruktsioonide projekteerimise juhendiga (У 57-51) tellismüüritise varuteguriks juba 2,5. Alates 1955. a. kehtib NSV Liidus ühtne nn. piirolukorra meetod ehituskonstruktsioonide, sealhulgas ka kivi- ja armeeritud kivikonstruktsioonide arvutamiseks. Selle meetodi kohaselt määratakse kivikonstruktsioonide elementides tekkivad jõud ehitusmehaanika reeglite järgi, arvestades kivimüüritise iseärasusi. Ühtne varutegur on asendatud diferentseeritud varuteguriga — ülekoormuse, materjali ühtluse ja konstruktsiooni töötingimuste teguritega.

Üheaegselt projekteerimisnormide ja arvutuse aluste täpsustamisega on arenenud ka ehituspraktikas kasutatavad konstruktsioonid ja töömeetodid. Olulisemateks uuendusteks on järgmised:

1) kandvate elementide väiksemad ristlõiked, mis on saavutatud täpsemate arvutusmeetodite, efektiivsemate seinamaterjalide kasutamise ning ökonoomsemate konstruktsioonide (kergseinad, mitmekihilised seinad) rakendamise teel;

2) kivimüüritise armeerimine;

3) kivimüüritise kasutamine koos raudbetooniga (komplekskonstruktsioonid);

4) hoonete katmine õhukeste kahe kõverusega kivivõlvidega;

5) müüritööde teostamine talvel külmutusmeetodiga, mis võimaldab tööde teostamist läbi aasta;

6) suurplokkide kasutamine, mis võimaldab tööde teostamist industriaalmeetodil, vähendades seega tööde mahtu ehitusplatsil ning lühendades ehituse kestust.

Käesolev raamat annab lühikese ülevaate hoonete kivikonstruktsioonidest. Süstematiseeritult on esitatud müüritises kasutatavad materjalid, kivimüüritise omadused, arvutuse alused piirolukorra meetodi järgi, armeeritud kivimüüritis ja komplekskonstruktsioonid, kivikonstruktsioonide elemendid ja nende arvutus, tööde teostamine talvetingimustes ja ülevaade suurplokkehitusest.

Raamat on mõeldud kasutamiseks ehitusalal töötajatele — nii ehitusorganisatsioonide insener-tehnilisele personalile kui ka projekteerijatele, samuti on ta kasutatav abimaterjalina Tallinna Polütehnilise Instituudi ehitusteaduskonna üliõpilastele ja ehitustehnikumi õpilastele kursuse «Kivikonstruktsioonid» läbitöötamisel.

Autor avaldab tänu ins. E. Vainole väärtuslike nõuannete eest käsikirja retsenseerimisel.

1. KIVIMATERJALID

Müüritistes kasutatakse nii looduslikke kui ka tehiskive. Seejuures esitatakse kivimaterjalidele teatavaid nõudeid, milledest on allpool toodud olulisemad.

Tugevus. Kivimaterjalide kõige olulisemaks iseloomustajaks on nende tugevus, mida väljendatakse kivi margiga. Normidega [1]* on kehtestatud järgmised kivide margid:

4, 7, 10, 15, 25 — madala tugevusega kivid;
35, 50, 75, 100, 150, 200 — keskmise tugevusega kivid;
300, 400, 500, 600, 800, 1000 — kõrge tugevusega kivid.

Kivi mark tähendab tema brutoristlõike survetugevust kg/cm^2, mis määratakse vastavate standardide või tehniliste tingimustega kehtestatud korras.

Hariliku tellise margi määramiseks teostatakse nii surve- kui ka paindeproov. Partiist valitakse 10 tellist, neist viis proovitakse survele ja viis — paindele. Surveproovil saetakse tellis kaheks võrdseks pooleks, mis asetatakse üksteisele kuni 5 mm paksuse tsementtainast vuugiga. Proovikeha alus- ja pealispind, mis puutuvad kokku pressi plaatidega, tasandatakse kuni 3 mm paksuse tsementtaina kihiga. Telliste survetugevuseks loetakse viie proovikeha aritmeetiline keskmine; margiks loetakse esimene survetugevusest väiksem arv markide skaalal.

Paindetugevus määratakse paindeproovil purustava momendi ja tellise ristlõike vastupidavusmomendi järgi.

Looduskivide mark määratakse viie proovikeha brutoristlõike survetugevuse järgi, üle 500 mm kõrguste betoonkivide mark — betooni prismaatilise tugevuse järgi.

* Nurksulgudes [ ] toodud number viitab kirjanduse loetelule raamatu lõpus.

Külmakindlus. Kivimaterjalidele, mida kasutatakse välisseinte, soklite, keldriseinte ja vundamentide müüritises, esitatakse peale tugevuse nõudeid ka külmakindluse suhtes. Kivide külmakindlust hinnatakse külmutustsüklitega. Külmutustsükkel koosneb veega täisimbunud proovikeha külmutamisest —15°C juures ja ülessulatamisest vees, mille temperatuur on 10—20°C.

Külmutustsükli külmutusperioodi kestus peab olema (vastavalt ГОСТ 7025-54):

a) 4 tundi — kuubikutele serva pikkusega 50 mm, silindritele läbimõõdu ja kõrgusega 50 mm ning tühemikega kividele, mille seina paksus on vähem kui 50 mm;

b) 5 tundi — iga liiki tellistele;

c) 6 tundi — kuubikutele pikkusega 70,7 mm;

d) 8 tundi — kuubikutele pikkusega 100 mm.

Külmutustsükli sulatusperioodi kestus ei või olla vähem kui 4 tundi.

Proovikeha loetakse antud tsüklite arvu juures külmakindlaks, kui tal pärast katset ei ole näha märgatavaid purunemisi (praod, kihistumine). Samuti ei tohi materjali tugevus külmutuskatsel väheneda enam kui 25% võrra.

Normidega [1] on antud järgmised kivimaterjalide külmakindluse astmed (külmutustsüklite arv): Мрз 10, 15, 25, 35, 50.

Materjalide nõutavad külmakindlused on toodud tabelis 18.

1—2 külmutustsüklit annavad ligikaudu sama tulemuse kui aastane ilmastiku mõju.

Kivide purunemine külmumise mõjul algab tavaliselt nurkade purunemisega, millele järgneb kivi pragunemine ja kihtide mahakoorumine. Õõneskivide puhul kutsub see esile töötava ristlõike suhteliselt suurema nõrgenemise kui monoliitsete kivide puhul. Seetõttu on õõneskivide selline purunemine tunduvalt ohtlikum. Peale selle halvendab õõneskivide pragunemine järsult seina soojustehnilisi näitajaid.

Soojajuhtivus on otseses seoses kivi mahukaaluga ja temas olevate tühemikega, kuid oleneb ka viimaste paigutusest. Üldiselt on kivid seda soojapidavamad, mida väiksem on nende mahukaal. Kivi niiskumisega tema soojus-

tehnilised omadused halvenevad. Näiteks on veega küllastunud tellise soojajuhtivus umbes kaks korda suurem kui tellise soojajuhtivus absoluutselt kuivas olekus. Suurema poorsusega kivide soojustehnilised omadused langevad niiskumisel veelgi järsumalt.

Normidega [1] on kehtestatud kivimüüritiste, mörtide ja krohvide arvutuslikud soojustehnilised näitajad; need on toodud tabelis 1.

Niiskusekindlus sõltub suurel määral kivimaterjali poorsusest. Kivide veekindlust hinnatakse nn. pehmumisteguriga, milleks on vees immutatud ja kuiva kivi survetugevuste suhe. Niiskeis tingimusis (vundamendid, keldrikorruse seinad, soklid) tuleb kasutada tugevamaid kive.

TEHISKIVID

Tellis. Kasutatakse põletatud savitelliseid ja silikaattelliseid. Põletatud savitellised võivad olla kas kuivalt või plastiliselt pressitud. Harilik tellis valmistatakse mõõdetega 250×120×65 mm, silikaattelliseid toodetakse ka mõõdetega 250×120×88 mm.

Riiklike standarditega püstitatud olulisemad nõuded tellistele on toodud tabelis 2.

Harilik plastiliselt pressitud savitellis on üheks parimaks tehiskiviks. Hästi põletatud tellis on väga vastupidav materjal. Ta on kasutatav isegi maa-aluses müüritises. Niiskeis tingimusis ta ei ole nii püsiv. Seetõttu ei ole soovitav, mõningail juhtudel on aga koguni keelatud tema kasutamine väliskonstruktsioonid, mis intensiivselt niiskuvad.

Tuleb mainida Eesti NSV-s toodetavate silikaattelliste ühte iseärasust. Teatavasti on normidega [1] kehtestatud silikaattelliste keskmiseks mahukaaluks 1,9 t/m³, millega monoliitsete rasketel mörtidel silikaattellistest müüritiste soojajuhtivuse tegur $\lambda = 0{,}75$ kcal/mh°C. Eesti NSV-s toodetavate silikaattelliste mahukaal on aga suurem ning Eesti NSV Rahvamajanduse Nõukogu Ehitusmaterjalide Tööstuse Valitsuse andmeil keskmiselt $\gamma = 2{,}0$ t/m³, selle juures ulatub silikaattelliste mahukaal mõningail juhtudel kuni $\gamma = 2{,}15$ t/m³. Tingituna suuremast mahukaalust on ka

Tabel 1

Müüritiste, mörtide ja krohvide mahukaal ja soojajuhtivus

Jrk. nr.	Materjal	Mahukaal γ kg/m³	Soojajuhtivuse tegur λ kcal/mh°C
1	Looduslikest kividest müüritis raskel mördil:		
	a) korrapärase kujuga kividest müüritis, kivide mahukaalu korral:		
	2800 kg/m³	2680	2,75
	2000 kg/m³	1960	0,97
	1200 kg/m³	1260	0,44
	b) korrapäratu kujuga kividest müüritis, kivide mahukaalu korral:		
	2800 kg/m³	2420	2,21
	2000 kg/m³	1900	0,91
	1200 kg/m³	1380	0,52
2	Tellistest täismüüritis:		
	a) savitellistest, raskel mördil	1800	0,7
	kergel mördil ($\gamma \leq$ 1400 kg/m³)	1700	0,65
	b) silikaattellistest, raskel mördil	1900	0,75*
3	Õõnestellistest müüritis raskel mördil:		
	105 auguga tellistest	1300	0,45
	60 „ „	1300	0,50
	31 „ „	1360	0,55
4	Tsementmört või -krohv	1800	0,80
5	Segamört (lubi, tsement) või -krohv	1700	0,75
6	Lubimört	1600	0,70
7	Lubikrohv:		
	välispindadel	1600	0,75
	sisepindadel	1600	0,60
8	Kuivkrohv	1000	0,20

* Eesti NSV-s toodetavate silikaattelliste mahukaal on keskmiselt 2000 kg/m³ (üksikuil juhtudel kuni 2150 kg/m³) ja nendest raskel mördil laotud müüritise soojajuhtivuse tegur on keskmiselt 0,95 kcal/mh°C (vt. lk. 7).

Märkused. 1. Soojajuhtivuse teguri väärtused on toodud keskmise niiskusega materjalide kohta normaalse niiskusrežiimiga hoonete

piirdekonstruktsioonides. Kuiva või mõõdukalt niiske kliimaga rajoonidesse projekteeritavate kuiva või normaalse niiskusrežiimiga elu- ja tsiviilhoonete piirdekonstruktsioonide puhul vähendatakse tabelis toodud soojajuhtivuse teguri väärtusi 10—15% võrra. Aeglaselt kuivavatest materjalidest massiivkonstruktsioonide (näiteks silikaattellistest täismüüritise) puhul vähendatakse teguri väärtusi 10% võrra, efektiivsete konstruktsioonide — kiireltkuivavatest materjalidest (põletatud savitellis, tavaline betoon jne.) seinte, õhkvahedega kergseinte jne. puhul — 15% võrra.

Hoonete kütte arvutusel tabelis toodud soojajuhtivuse tegurit ei vähendata.

Niiske ja märja niiskusrežiimiga hoonetes, aga ka normaalse niiskusrežiimiga hoonetes, mis asuvad niiske kliimaga rajoonis, suurendatakse soojajuhtivuse teguri väärtusi kuni 10% võrra, aeglaselt kuivavatest materjalidest piirdekonstruktsioonide soojajuhtivuse teguri väärtusi — kuni 10% võrra.

2. Kui materjalide mahukaalud erinevad tabelis tooduist, siis määratakse soojajuhtivuse teguri väärtus interpoleerimise teel või katseliselt.

3. Korrapäratu kujuga looduslikest kividest müüritises on võetud mördi mahuks 35% müüritise mahust. Mördi ja müüritise teistsuguse vahekorra puhul tuleb müüritise soojajuhtivuse tegur määrata arvutusega.

Tabel 2

Põhilised nõuded telliste kohta

Tellise liik	Tellise mark	Tellise tugevus kg/cm²				Minimaalne külmakindlus (tsiklites)
		survel		paindel		
		5 proovikeha keskmine	minimaalne	5 proovikeha keskmine	minimaalne	
1. Põletatud savitellis						
a) plastiliselt pressitud (ГОСТ 530-54), veeimavusega vähemalt 8%	150	150	125	28	14	15
	125	125	100	25	12	
	100	100	75	22	11	
	75	75	50	18	9	
	50	50	35	16	8	
b) kuivalt pressitud (ГОСТ 530-54), veeimavusega vähemalt 8%	150	150	125	20	10	15
	125	125	100	18	9	
	100	100	75	16	8	
	75	75	50	14	7	
2. Silikaattellis (ГОСТ 379—53), veeimavusega 8—16%	200	200	150	34	17	15
	150	150	125	28	14	
	125	125	100	25	12	
	100	100	75	22	11	
	75	75	50	18	9	

Eesti NSV-s toodetud silikaattelliste soojajuhtivuse tegur suurem normides ettenähtust. Eesti NSV Teaduste Akadeemia Ehituse ja Ehitusmaterjalide Instituudi andmeil on Eesti NSV-s toodetud silikaattellistest monoliitse rasketel mörtidel müüritise soojajuhtivuse tegur $\lambda \approx$ $\approx 0{,}95$ kcal/mh°C.

Eeltoodust järeldub, et välisseinte projekteerimisel tuleb arvestada Eesti NSV-s toodetavate silikaattelliste omadusi, et tagada välisseintele püstitatud soojustehnilisi nõudeid.

Õõnes- ja kärgtellise soojustehnilised näitajad on paremad kui harilikul tellisel. Neid valmistatakse väga mitut tüüpi, mis teineteisest erinevad tühemike arvu, nende mõõdete ja paigutuse poolest. Tühemike valik sõltub peamiselt kasutatava savi kvaliteedist ja tehase tehnoloogiast. Soojustehnilistest kaalutlustest lähtudes on kõige otstarbekamad kärgtellised, milles on võimalikult rohkem tühemikke, jaotatuna ühtlaselt üle tellise pinna. Tühemikud peaksid olema võimalikult väiksemad, et vältida nende täitumist mördiga. Kui tühemike maht on vähem kui 15% kogu tellise mahust, ei erine tellis soojustehnilistelt omadustelt praktiliselt harilikust savi- või silikaattellisest.

Õõnestelliseid valmistatakse kõrgusega $1^1/_2$ või 2 tellist, s. o. 103 mm või 138 (142) mm, kuna tühemikud tagavad tellise ühtlase põletamise ka harilikust tellisest suurema kõrguse korral.

Kehtivad nõuded õõnes- ja kärgtelliste kohta on toodud tabelis 3.

Õõnes- ja kärgtellistel on harilike telliste ees mõningaid paremusi, milledest olulisemad on järgmised.

1. Paremad soojustehnilised näitajad võimaldavad vähendada välisseinte paksust (Eesti NSV oludes keskmiselt $^1/_2$ kivi võrra). Sellega väheneb müüritise maht ja ehituse maksumus ning lüheneb ehituse aeg.

2. Õõnes- ja kärgtelliste kasutamisel väheneb seinte kaal (kuni 35% võrra), mis võimaldab omakorda säästa materjali vundamendi arvel.

3. Väheneb horisontaalvuukide arv müüritises, koos sellega ka mördi kulu.

Arvestades eeltoodut on harilikku tellist otstarbekas kasutada ainult neis konstruktsiooni osades, kus nende

Tabel 3

Põhilised nõuded õõnes- ja kärgtelliste kohta

Tellise nimetus	Tellise mark	Tellise tugevus kg/cm²				Minimaalne külmakindlus (tsüklites)
		survel		paindel		
		5 proovikeha keskmine	minimaalne	5 proovikeha keskmine	minimaalne	
1. Plastiliselt pressitud kärgtellis (ГОСТ 6316-55) veeimavusega vähemalt 6%	150	150	125	20	10	15
	125	125	100	18	9	
	100	100	75	16	8	
	75	75	50	14	7	
	50	50	35	12	6	
2. Poolkuivalt pressitud õõnestellis (ГОСТ 6248-59) veeimavusega vähemalt 8%	150	125	75	16	8	15
	125	100	50	12	6	
	100	75	35	10	5	
	75	50				

tugevus täielikult ära kasutatakse (mitmekorruseliste hoonete alumiste korruste välisseinad, sambad jne.).

Käesoleval ajal toodetakse Eesti NSV-s järgmisi õõnes- ja kärgtelliseid:

— auktellis 13 auguga (joon. 1, *b*) — toodavad tellisetehased Loksal, Pärnus ja Ilmatsalus;

— piluõõneline tellis 18 õõnega (joon. 1, *c*) — toodavad Tallinna Ehituskeraamika Tehas, Joh. Jürna nim. tellisetehas Raplas ja Pärnu tellisetehas;

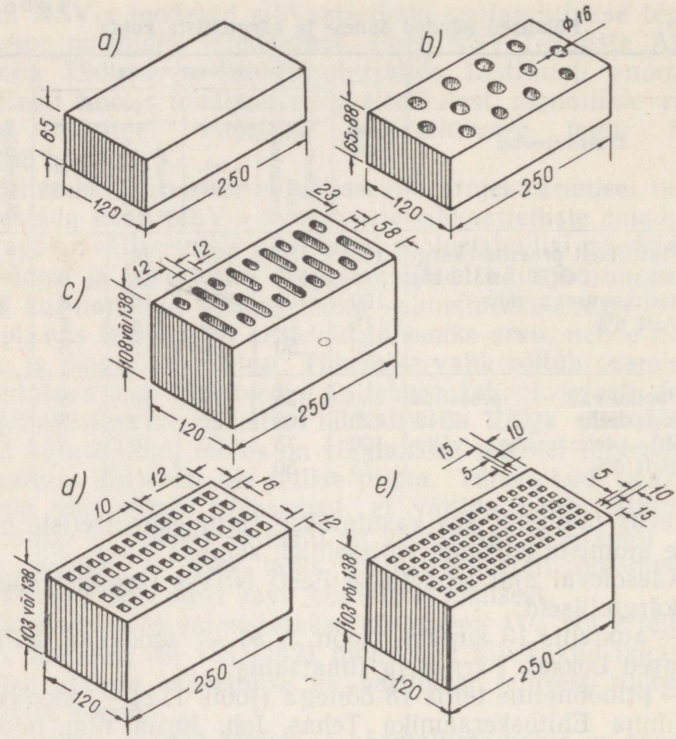
— õõnestellis 52 õõnega (joon. 1, *d*) — toodab Aseri tellisetehas;

— kärgtellis 105 auguga (joon. 1, *e*) — toodab Tallinna Ehituskeraamika Tehas.

Betoonkivid. Valmistatakse väga mitmesuguseid, nii massiivseid kui ka õõntega betoonkive, mis erinevad nii kasutatavate materjalide kui ka tühemike arvu, kuju ja paigutuse poolest. See on tingitud peamiselt püüdest leida kivi otstarbekaim konstruktsioon nii soojustehnilises kui ka mördi paigaldamise ja kivide seotise mõttes.

Käesoleval ajal on tavalistest betoonidest kivide mõõted normitud ja rahuldavad moodulisüsteemi nõudeid: 390×
×190×188 mm.

Betoonkividest on NSV Liidus levinum kolme läbiva



Joon. 1. Eesti NSV-s toodetavad tellised

a — harilik ja silikaattellis; *b* — auktellis 13 auguga; *c* — piluõõneline tellis 18 õõnega; *d* — õõnestellis 52 õõnega; *e* — kärgtellis 105 auguga

õõnega kivi (joon. 2, *a*). Nagu kogemused on näidanud, on neil kividel rida puudusi, seda eriti nende kasutamisel külmas kliimas. Et vältida mördi langemist õõntesse, töötati välja variant ülemise horisontaaldiafragmaga (joon. 2, *b*). Otstarbekamaks on osutunud piluõõntega betoonkivi (joonis 2, *c*).

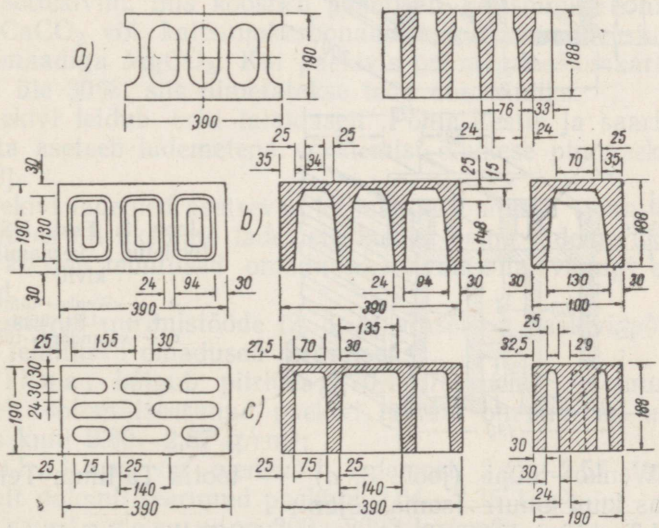
Nõuded betoonkivide kohta on toodud tabelis 4.

Vahelagedes kasutatavad keraamilised kivid. Ka neid valmistatakse väga mitut tüüpi. Nii on ainult Eesti NSV-s toodetud järgmisi kive:

Tabel 4

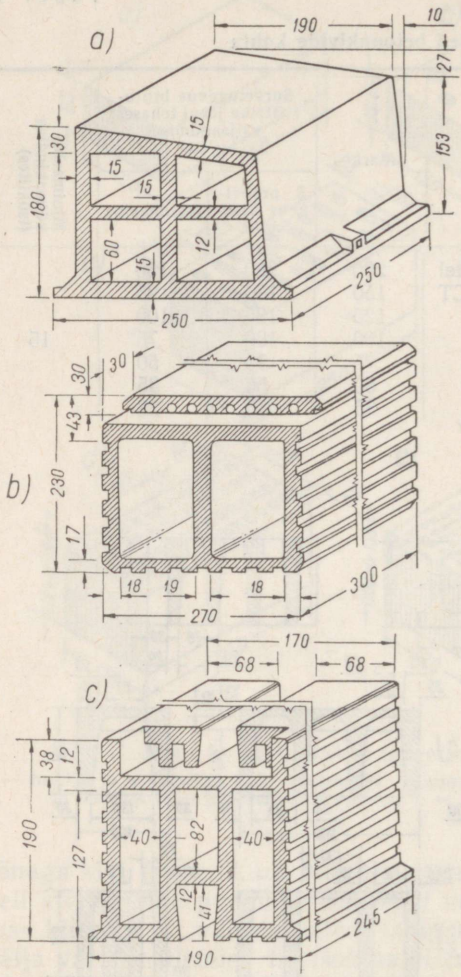
Nõuded betoonkivide kohta

Kivide liik	Mark	Survetugevus brutoristlõike järgi tehasest väljaandmisel kg/cm²		Miinimaalne külmakindlus (tsiiklites)
		5 proovikeha keskmine	minimaalne	
Hüdraulilistel sideainetel valmistatud kivid (ГОСТ 6928-54)	200	200	150	
	150	150	125	
	125	125	100	
	100	100	75	15
	75	75	50	
	50	50	35	
	35	35	28	



Joon. 2. Betoonkivid

a — kolme läbimineva õõnega kivi; *b* — horisontaalse diafragmaga kivi; *c* — «Krestjanin»-tüüpi kivi



Joon. 3. Eesti NSV-s toodetud keraamilised kivid

a — «Wenko»-tüüpi;
b — «LT»-tüüpi»;
c — «Standard»-tüüpi

«Wenko»-tüüpi (joon. 3, *a*) — tootis Tallinna Tellisetehas kuni Suure Isamaasõjani;

«LT»-tüüpi (joon. 3, *b*) — tootis Tallinna Tellisetehas kuni 1957. a.;

«Standard»-tüüpi (joonis 3, *c*) — toodab käesoleval ajal Aseri Tellisetehas.

Nõuded vahelagede keraamiliste kivide kohta on toodud tabelis 5.

Tabel 5

Vahelagedes kasutatavad keraamilised kivid

Kivi mark	Brutoristlõike survetugevus kg/cm²	
	5 proovikeha keskmine	minimaalne
150	150	100
100	100	75
75	75	50
50	50	35

LOODUSLIKUD KIVID

Eesti NSV-s kasutatakse peamiselt lubjakivi, mis on tuntud ehituspae või paekivi nimetuse all. Paekivi on kihiline settekivim, mis koosneb peamiselt kaltsiumkarbonaadist $CaCO_3$ või kaltsiumkarbonaadist koos magneesiumkarbonaadiga $MgCO_3$. Kui paekivis on magneesiumkarbonaati üle 30%, siis nimetatakse teda dolomiidiks.

Paekivi leidub eriti laialdaselt Põhja-Eestis ja saartel, kus ta asetseb lademetena võrdlemisi õhukese pinnasekihi all [2].

Paekivi lademed asetsevad kallakuga lõunasse (joon. 5), kusjuures nii üksikute lademete kui ka sama lademe üksikute kihtide tehnilised omadused võivad olla vägagi erinevad.

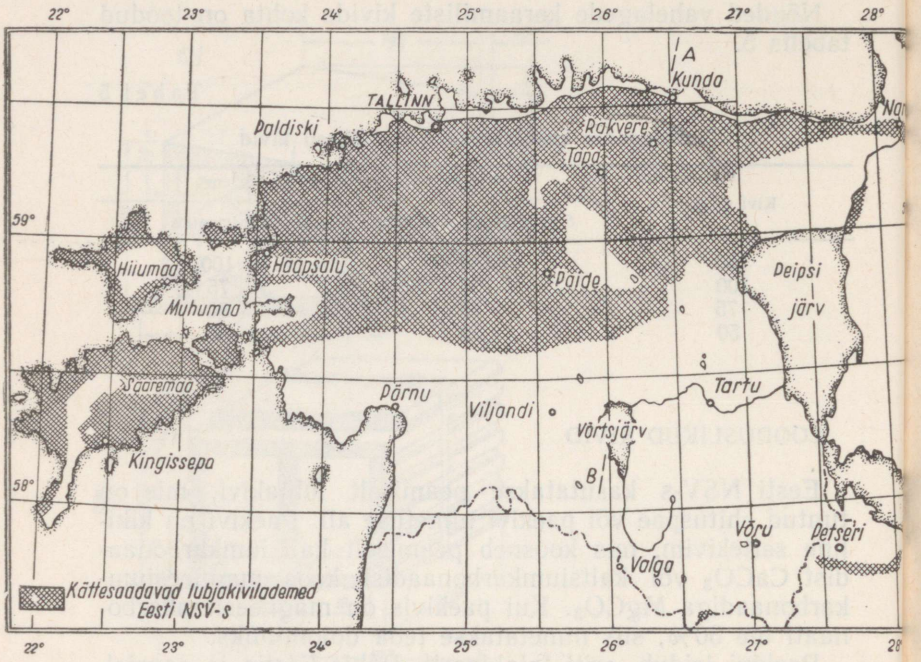
Teostatud uurimistööde [2, 3, 4] alusel on paekivi põhilised tehnilised omadused järgmised:

e r i k a a l kõigub piirides 2,70—2,75 g/cm³, kusjuures kergelt dolomitiseerunud paekivi erikaal on suurem, ulatudes kuni 2,80—2,87 g/cm³;

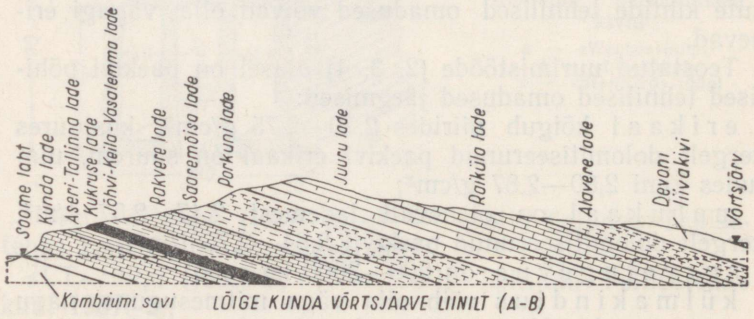
m a h u k a a l on olenevalt lademest 2,47—2,57 t/m³, kergelt dolomitiseerunud paekivil 2,64—2,75 t/m³;

s u r v e t u g e v u s on 200—2000 kg/cm²;

k ü l m a k i n d l u s võib olla väga mitmesugune, nagu survetugevuski. Nagu näitavad laboratoorsed katsed ja pikaajalised ehituskogemused, leidub Eesti NSV-s küllal-



Joon. 4. Kättesaadavad lubjakiviladamed Eesti NSV-s



Joon. 5. Lõige läbi lubjakiviladamete Kunda—Võrtsjärve liinilt (joon. 4, *A — B*)

daselt paekivi, mille külmakindlus lubab neid kasutada välisseinte müüritises (joon. 6);

soojajuhtivus on küllaltki suur, tingituna paekivi suurest mahukaalust, ja kõigub piirides $\lambda = 1{,}8—2{,}0$ kcal/mh°C (õhukuivas olekus, niiskusega 0,3—0,4%).

Müüritises kasutatakse korrapäratu kujuga paeplaate. Kivide paksuseks on tavaliselt 15—20 cm, külgmõõde kuni 50 cm. Üksiku paekivi kaal ei tohiks ületada 40 kg.

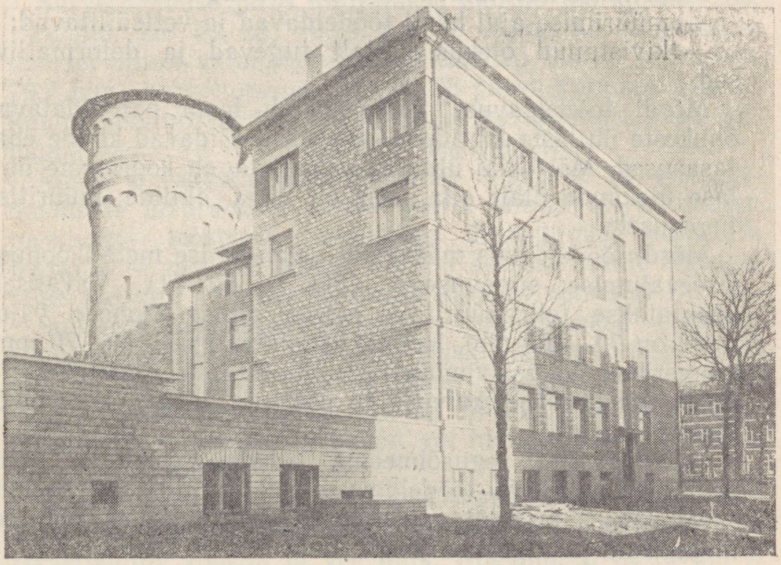
Loodusliku kivi töötamine müüritises sõltub sängituspinna tasasusest. Sellele vastavalt liigitatakse looduslikke kive:

a) lõhutud kivi (korrapäratu kujuga);

b) jämedalt tahutud kivi — kuni 2 cm sügavusega õnarused kuni 50 protsendil tahutud pinnast;

c) poolpuhtalt tahutud kivi — kuni 1 cm sügavusega õnarused kuni 50 protsendil tahutud pinnast;

d) puhtalt tahutud kivi — kuni 2 mm sügavusega õnarused kuni 50 protsendil tahutud pinnast.



Joon. 6. Paekivist välisvooderdusega hoone Tallinnas

2. MÖRDID

Müüritise teiseks koostisosaks on mört, millega täidetakse müüritise üksikute kivide vahelised horisontaal- ja vertikaalvuugid. Kivistunud müüritises mört:

a) seob üksikud kivid, moodustades tänu kivide pindade ja mördi vahelisele nakkele ja hõõrdumisele uue monoliitse materjali — müüritise;

b) annab koormused ühest müüritise reast üle teisele, jaotades need ühtlaselt kogu kivi pinnale;

c) täidab tihedalt kividevahelised vuugid, vähendades niiskuse läbitungivust ja müüritise läbipuhutavust.

Seega sõltuvad müüritise tugevus, pikaealisus ja soojustehnilised omadused suurel määral ka mördist.

Mördid valmistatakse sideaine, täitematerjali ja vee segamise teel. Tihti lisatakse juurde veel spetsiaalseid lisandeid, mis muudavad mördi paremini töödeldavaks, kiirendavad kivistumist madalatel temperatuuridel jne.

Müüritistes kasutatavad mördid peavad olema

— müürimise ajal hästi töödeldavad ja vettsäilitavad;

— kivistunud olekus küllalt tugevad ja deformatiivsed.

Mördi töödeldavust iseloomustab tema paigaldatavus õhukeste ühtlaste kihtidena, mis hästi täidavad kivide ebatasasused. Mördikihi ühtlane paksus tagab koormuste ühtlase ülekande ülalt alla, mis on väga oluline müüritise tugevusele.

Mördi töödeldavus määratakse standardse metallkoonuse sissevajumise sügavusega (ГОСТ 5802-51). Tavaliselt kasutatakse tellismüüritises mörte, milles koonuse vajumine on 70—100 mm, looduskivimüüritises — 40—70 mm, vibreeritud looduskivimüüritises 10—30 mm. Plastilisemaid mörte kasutatakse kuivade ja poorsete kivide korral või kuuma ilmaga.

Tsentraalseist segusõlmedest kohale toimetatud mört peab olema vajaliku töödeldavusega, kuid mitte üle 70 mm.

Müüritises kasutatavaid mörte liigitatakse sideainete, mahukaalu ja tugevuse järgi.

Sideainete järgi jagunevad mördid õhk- ja hüdraulilisteks mörtideks. Õhkmörtides on kasutatud õhksideaineid —

lupja, kipsi jne., hüdraulilistes mörtides — hüdraulilisi sideaineid. Hüdraulilistest sideainetest kasutatakse mörtides peamiselt portlandtsementi, puzzolaan-portlandtsementi, romaantsementi ja hüdraulilist lupja. Sideainete järgi liigitatakse mörte: tsement-, lubi-, kips- ja segamördid (tsement-lubi-, tsement-savimört jne.).

Mahukaalu järgi (kuivatatult püsiva kaaluni) liigitatakse mördid rasketeks ($\gamma > 1500$ kg/m³) ja kergeteks ($\gamma \leqslant 1500$ kg/m³). Kuna rasked mördid on suure soojajuhtivusega, nimetatakse neid ka külmadeks mörtideks, kergeid mörte — soojadeks.

Mördi mahukaalu määrab peamiselt täitematerjal. Rasketes mörtides kasutatakse täitematerjaliks kvarts- või lubjakiviliiva, kergetes mörtides — tuff-, pimss- jms. liiva. Kergete täitematerjalide puudumise tõttu kasutatakse Eesti NSV-s ainult raskeid mörte. Müürimörtides on liivaterade lubatav jämedus korrapärase kujuga kividest müüritise korral kuni 2,5 mm, looduskivimüüritise korral — kuni 5,0 mm.

Survetugevuse järgi liigitatakse mördid markideks: 200, 150, 100, 75, 50, 25, 10, 4, 2 ja 0. Margi all mõistetakse poorsel alusel valmistatud mördikuubiku (serva pikkusega 70,7 mm) survetugevust kg/cm² 28 päeva vanuses. Mördikuubiku valmistamine, hoidmine ja katsetamine peab toimuma vastavalt ГОСТ 5802-51 eeskirjadele.

Marki 0 rakendatakse müüritise tugevuse ja elastsusomaduste määramisel värske mördi korral või külmutusmeetodiga teostatud müüritises ülessulamise perioodil; marki 2 — mörtide korral, mis on saanud ainult algtugevuse (talvine müüritis, müüritis varases vanuses).

Suurema tugevusega mördid valmistatakse tsementsideainetest margiga 150—400. Keskmise tugevusega mördid valmistatakse segamörtidena väiksema tsemendikuluga. Väiksema tugevusega on mördid, mis on valmistatud lubjast, lubjast ja savist või muudest vähem aktiivsetest sideainetest.

Mördi tugevus sõltub mitmest tegurist, millest olulisemad on tema koostis, sideaine aktiivsus, täitematerjali terastikuline koostis ja vee hulk. Kogemused näitavad, et tsementmörtide juures on optimaalne kasutada sideainet,

Tabel 6

Tsement- ja segamörtide mahulised koostised I ja II klassi hoonete müüritisteks

Tsemendi mark	Mördi mark			
	100	50	25	10
I. Mörtide koostised kuivade (relatiivne niiskus kuni 60%) ruumidega hoonete maa-aluste osade müüritisele ning vundamendi müüritisele kuivas pinnases				
		Tsement-lubimört		
400	1 : 0,2 : 3	1 : 0,7 : 6	1 : 1,7 : 12	1 : 2,1 : 15
300	—	1 : 0,4 : 4,5	1 : 1,2 : 9	1 : 2,1 : 15
250	—	1 : 0,2 : 3	1 : 0,7 : 6	1 : 1,7 : 12
200	—	1 : 0,1 : 2,5	1 : 0,5 : 5	1 : 1,7 : 12
		Tsement-savimört		
400	1 : 0,2 : 3	1 : 0,7 : 6	1 : 1 : 9	1 : 1 : 11
300	—	1 : 0,4 : 4,5	1 : 1 : 9	1 : 1 : 11
250	—	1 : 0,2 : 3	1 : 0,7 : 6	1 : 1 : 9
200	—	1 : 0,1 : 2,5	1 : 0,5 : 5	1 : 1 : 9
II. Mörtide koostised niiskete (relatiivne niiskus 60—75%) ja märgade (relatiivne niiskus üle 75%) ruumidega hoonete maapealsete osade müüritisele ning vundamendi müüritisele niiskes pinnases				
		Tsement-lubimört		
400	1 : 0,2 : 3	1 : 0,7 : 6	1 : 0,7 : 8	—
300	—	1 : 0,4 : 5	1 : 0,7 : 8	—
250	—	1 : 0,2 : 3	1 : 0,7 : 6	1 : 0,7 : 8
200	—	1 : 0,1 : 2,5	1 : 0,5 : 5	1 : 0,7 : 8
		Tsement-savimört		
400	1 : 0,2 : 3	1 : 0,7 : 6	1 : 0,7 : 8	—
300	—	1 : 0,4 : 5	1 : 0,7 : 8	—
250	—	1 : 0,2 : 3	1 : 0,7 : 6	1 : 0,7 : 7
200	—	1 : 0,1 : 2,5	1 : 0,7 : 5	1 : 0,7 : 7
III. Tsementmörtide koostised vundamentide ja teiste konstruktsiooniosade müüritistele allpool põhjavee pinda				
400	1 : 3	1 : 6	—	—
300	—	1 : 4,5	—	—
250	—	1 : 3	1 : 6	—
200	—	1 : 2,5	1 : 5	—

mille mark on 3—5 korda kõrgem mördi vajalikust margist. Kui kasutatava tsemendi mark on rohkem kui 5 korda suurem mördi vajalikust margist, siis väheneb tsemendi hulk sedavõrd, et tsementtaigen ei täida liivaterade vahelisi poore, mille tulemusena saadakse jäik mört. See ei täida vuuke, teda on raske asetada kivide pinnale ja ta ei täida kivipindade ebatasasusi küllaldaselt. Jäiga mördi kasutamisel langeb nii müüritise tugevus kui ka müürsepa töövõime.

Mördi jäikuse vähendamiseks tuleb kasutada vastavaid lisandeid. Plastifitseerivate lisanditena kasutatakse lupja või savi. Kõrge tugevusega mörtides on plastifitseerivate lisandite hulk, sõltuvalt tsemendi aktiivsusest, 10—15% tsemendi mahust.

Lubimörtides, mis on isegi küllalt plastilised, kasutatakse lisandeid mördi kivistumise kiirendamiseks. Lisandiks võib olla tuhk või portlandtsement.

Sagedamini kasutatavate tsement-, sega- ja lubimörtide koostised on toodud tabelites 6 ja 7.

Tabel 7

Lubimörtide koostised

Mördi nimetus	Lisand	Mördi mahuline koostis		Mördi mark		
		lubi: lisand: liiv				
		peenendatud kustutamata lubi	lubjataigen	28 päeva vanuselt	3 kuu vanuselt	6 kuu vanuselt
Lubimört						
I sordi lubjast	lisandita	1 : 0 : 7	1 : 0 : 6	4	4	10
II „ „	„	1 : 0 : 6	1 : 0 : 5	4	4	10
III „ „	„	1 : 0 : 5	1 : 0 : 4	4	4	10
Lubi-savimört	savitaigen	1 : 0,3 : 5÷7	1 : 0,3 : 4÷5	4	4	—

Mördi tugevus oleneb peamiselt sideaine margist ja sideaine ning vee suhtest. Portlandtsemendi korral võib 28 päeva vanuste mörtide tugevust määrata prof. *N. A. Popovi* [5] valemi järgi:

$$R_{28} = 0{,}25 R_{\text{ц}} \left(\frac{Ts}{V} - 0{,}4 \right) \qquad (1.1)$$

kus $R_{ц}$ — tsemendi aktiivsus tampmeetodiga määramisel;
$\frac{Ts}{V}$ — tsemendi-vee suhe (kaaluliselt).

Valemit (1.1) saab kasutada ka segamörtide, näiteks tsement-lubi- ja Eesti NSV-s eriti olulise kukermiidilisandiga mördi 28-päevase tugevuse määramiseks. Sel juhul tuleb eelkõige määrata segasideaine aktiivsus, mida võib teha vastavalt avaldisele [5]:

$$R_{sega} = \frac{R_{ц}}{1 + K\frac{L}{Ts}} \qquad (1.2)$$

kus R_{sega} — segasideaine arvutuslik aktiivsus;
$R_{ц}$ — tsemendi mark;
$\frac{L}{Ts}$ — lisandite ja tsemendi kaaluline suhe (arvutatud kuivainele);
k — tegur, mis oleneb lisanditest:
savi korral $k = 1{,}3—1{,}5$;
lubja „ $k = 1{,}8—2{,}0$;
kukermiidil $k = 1{,}3—1{,}35$.

Segasideaine puhul tuleb valemis (1.1) lugeda sideaineks tsement koos lisandiga ning sideaine-vee suhe määrata segasideaine-vee suhtena, s. t. $\frac{Ts + L}{V}$. Sellega saab valem (1.1) segasideaine korral kuju:

$$R_{28} = 0{,}25 R_{sega}\left(\frac{Ts + L}{V} - 0{,}4\right) \qquad (1.1')$$

Tsement-, sega- ja lubimörtide kivistumise intensiivsused on erinevad. Kõige kiiremini saavutab oma tugevuse tsementmört, kõige aeglasemalt lubimört. Madal temperatuur aeglustab kivistumist ning mördi külmumine katkestab selle täielikult.

Tsement-, sega- ja lubimörtide tugevust kuni 90 päeva vanuseni, kivistumise temperatuuridel +15°C kuni +25°C, on võimalik arvutada tehn. tead. kand. *I. T. Kotovi* [6] valemi järgi:

$$R_z = R_{28}\frac{az}{28(a-1)+z} \qquad (1.3)$$

kus R_z — mördi survetugevus kg/cm² z päeva vanuses;
R_{28} — mördi survetugevus 28 päeva vanuses kg/cm²;
z — mördi kivistumise kestus päevades;
a — tegur, mis oleneb mördi liigist.

Kivikonstruktsioonide projekteerimise normidega [7] on kehtestatud teguri a väärtus tsement-, tsement-lubi ja tsement-savimörtidele $a = 1{,}5$.

Tabel 8

Kipsmörtide tugevuse kasv

Mördi nimetus	Mördi tugevus % Vanus			
	1 tund	1 päev	3 päeva	7 päeva
Kipsmört	50	70	85	100
Kips-savimört	50	60	80	100

Tabel 9

Tsement- ja segamörtide tugevuse kasv

Mördi nimetus	Mördi tugevus % Vanus päevades					
	3	7	14	28	60	90
Tsement-, tsement-lubi- ja tsement-savimört	0,25	0,50	0,75	1,00	1,20	1,30

Märkus. Mörtide kivistumisel madalamatel temperatuuridel on mördi tugevuse kasv väiksem tabelis toodust või valemi (1.3) abil leitust. Seda arvestatakse järgmiselt:

a) portlandtsemendist mörtide korral, kui kivistumine toimub temperatuuridel 1—4°C, vähendatakse arvutuslikku tugevust 40% võrra; temperatuuridel 5—9°C — 20% võrra; temperatuuridel 10—14°C — 10% võrra;

b) räbu- või puzzolaan-portlandtsemendist mörtide korral, kui kivistumine toimub temperatuuridel 1—4°C, vähendatakse arvutuslikku tugevust 80% võrra; temperatuuridel 5—9°C — 40% võrra; temperatuuridel 10—14°C — 20% võrra.

Rohkem kui 90 päeva vanuste tsementmörtide tugevuse määramiseks võib kasutada prof. *B. G. Skramtajevi* [5] valemit betooni tugevuse määramiseks:

$$R_z = R_{28} \frac{\lg z}{\lg 28} \qquad (1.4)$$

kus R_z — mördi survetugevus kg/cm² z päeva vanuses;
R_{28} — mördi survetugevus kg/cm² 28 päeva vanuses;
z — mördi vanus päevades.

Kipsmördid saavutavad oma tugevuse põhiliselt esimese 7 päeva kestel. Kipsmörtide tugevus varasematel aegadel on toodud tabelis 8.

Kivikonstruktsioonide projekteerimise normides on antud tsement- ja segamörtide suhtelised tugevused kivistumisel temperatuuridel 15—25° C (vt. tabel 9).

Mördi tugevust tuleb kontrollida mitte harvemini kui müüritise iga 250 m³ kohta ning mördi koostise ja margi igakordsel muutmisel [7].

Mördi koostise valik. Tsement- ja segamörtide tugevuse määrab peamiselt tsemendi hulk ja aktiivsus. Tsemendi vajaliku hulga mördis võib keskmise jämedusega liiva korral leida valemiga:

$$Q_ц = \frac{R_p}{kR_ц} \cdot 1000 \qquad (1.5)$$

kus $Q_ц$ — tsemendi hulk kg 1 m³ keskmise terasusega loomuliku niiskusega (ca 2%) liiva kohta;
R_p — mördi mark kg/cm²;
$R_ц$ — tsemendi aktiivsus kg/cm²;
k — tegur; $k=0{,}7$, kui $R_ц$ on määratud tampmördiga; $k=1{,}4$, kui $R_ц$ on määratud plastilise mördiga.

Tsemendi kulu mörtides on toodud tabelis 10.

Savi- või lubjataina hulk, mis lisatakse segamörtidele vajaliku plastilisuse saavutamiseks, määratakse valemiga:

$$D = 170\ (1 - 0{,}002\ Q_ц) \qquad (1.6)$$

kus D — taina hulk 1 m³ liiva kohta liitrites;
$Q_ц$ — tsemendi hulk 1 m³ liiva kohta kg.

Tabel 10

Orienteeriv tsemendikulu mörtides olenevalt tsemendi aktiivsusest (määratud tampmördiga)

Tsemendi mark	Tsemendi kulu kg 1 m³ liiva kohta mördi margi korral					
	100	75	50	25	10	4
600	240	180	—	—	—	—
500	280	220	140	—	—	—
400	360	270	180	90	—	—
300	—	360	240	120	—	—
250	—	—	290	145	—	—
200	—	—	360	180	75	—
150	—	—	—	240	100*	75
100	—	—	—	350	140	75

* Müüritises allpool põhjavee pinda on tsemendi kulu 1 m³ liiva kohta 150 kg.

Märkus. Kui tsemendi aktiivsus on määratud plastilise mördiga, siis tuleb tsemendi kulu suurendada tabelis tooduga võrreldes 2 korda.

Valem (1.6) on antud eeldusel, et kasutatakse kustutatud II sordi lubjatainast mahukaaluga 1400 kg/m³, või savitainast, milles standardkoonuse vajumine on 14—15 cm. Kui kasutatakse I sordi lubjatainast, siis vähendatakse selle hulka 10% võrra, III sordi taina puhul suurendatakse tema hulka 15% võrra.

Jahvatatud kustutamata pulberlubja kasutamisel vähendatakse tema mahtu avaldisega (1.6) võrreldes I sordi lubja puhul 0,65 korda, II sordi puhul — 0,75 korda, III sordi puhul — 0,85 korda.

Pulberlupja tuleb mörtides kasutada segatuna jahvatatud lisanditega (räbu, tuhk, savi jt.). Seejuures tuleb kinni pidada ohutustehnika ja töötervishoiu nõuetest [7].

Kui lisandina kasutatakse pulbrilist savi, siis tuleb vähendada selle mahtu 15—25% võrra, sõltuvalt savi rasvasusest.

Kuna mördi koostise valikul on oluliseks näitajaks tema ökonoomsus, siis püütakse mörtides (eriti madalamargilistes mörtides) tsementi võimalikult rohkem kokku hoida. Tsemendi kogus mörtides ei või aga langeda alla järgmiste, normides [1] toodud piirväärtuste:

a) normaalse niiskusega ruumide seinte müüritises I ja II klassi ehitustel tsement-lubimörtides — 75 kg, tsement-savimörtides — 100 kg;

b) kõrgendatud niiskusega ruumide seinte müüritises I ja II klassi ehitustel tsement-lubimörtides — 100 kg, tsement-savimörtides — 125 kg.

Tsement ja plastifikaatorid doseeritakse kaalu järgi, muud materjalid — mahu järgi. Doseerimine peab tagama täpsuse ± 2%. Mördi doseerimisel lisatakse vett 80—90% kogusest, mis oli määratud avaldisega (1.1). Edasi lisatakse vett 5% kaupa vajaliku plastilisuse saavutamiseni. Mördi segamine pärast kõigi koostisosade segistisse asetamist peab kestma raskete mörtide korral vähemalt 1 minut. Segamine peab tagama mördi täieliku ühtluse.

Viimasel ajal on hakatud NSV Liidus kasutama mörtides spetsiaalseid lisandeid — plastifikaatoreid. Plastifikaatorite lisamine muudab mördid paremini töödeldavaks ning annab mõnikord ka sideaine kokkuhoidu. Käesoleval ajal on levinumateks plastifikaatoriteks ЦНИПС-1 ja БС. Plastifikaatorite kasutamise kohta on antud erijuhendid.

Põlevkivituhk-sideainete kasutamisest mörtides. Eesti NSV-s on võimalik mörtides laialdaselt kasutada kohalikke põlevkivituhast sideaineid. Eesti NSV Teaduste Akadeemia Ehituse ja Ehitusmaterjalide Instituudi ja Tallinna Polütehnilise Instituudi poolt on koostatud juhised põlevkivituhk-sideainete kasutamiseks mörtides [8].

Juhiste kohaselt kasutatakse mörtide valmistamiseks järgmisi põlevkivituhk-sideaineid:

kukermiit, harilik — TT 60-55;

kukermiit, harilik vääristatud — ATT 47-55;

kukermiit, hüdrauliline — ENSV TT 508-55;

kukermiit, hüdrauliline vääristatud — ENSV TT 509-55.

Põlevkivituhk-sideainest mörte võib kasutada II ja III klassi hoonete püstitamiseks. Nimetatud klassidesse kuuluvad peaaegu kõik elu-, tsiviil- ja tööstushooned ning põllumajanduslikud ehitised.

Põlevkivituhk-sideainetest valmistatud mördid on üldi-

selt lubimörtidest vähem plastilised, kuid kivistuvad kiiremini. Nad on aga tunduvalt vähem külmakindlad kui tsementmördid ning kivistuvad neist aeglasemalt. Põlevkivituhk-sideainetest valmistatud mörte saab muuta plastilisemaks lubja- või savitaina lisandiga. Mördi veekindlus sõltub sideaine liigist. Vääristatud kukermiidid on veekindlamad. Vee- ja külmakindlust saab tõsta portlandtsemendi lisandiga.

Põlevkivituhk-sideainete kivistumine aeglustub temperatuuri langemisel tunduvalt ja on alla +10° C liiga aeglane. Lisandita põlevkivituhk-sideainetest valmistatud mörte ei või kasutada, kui välisõhu temperatuur langeb alla +5°C. Kivistumise kiirendamiseks tuleb kasutada mörte, milles on portlandtsementi 25—50% kogu sideaine hulgast. Müüritööde teostamisel külmutusmeetodil tuleb kasutada mördis vähemalt 50% portlandtsementi. Armeeritud müüritise puhul peab mört, olenemata margist, sisaldama vähemalt 50% portlandtsementi sideaine kogukaalust. Portlandtsemendi lisand on vajalik seetõttu, et põlevkivituhk-sideained ei kaitse armatuuri küllaldaselt korrosiooni eest.

Tuleb eriti rõhutada, et põlevkivituhk-sideainete tugevuse kasv on aeglasem kui portlandtsemendil. Ühtlasi on nad tundlikumad temperatuuri suhtes. Kui keskkonna temperatuur langeb alla normaalse kivistumistemperatuuri (15—20°C), siis aeglustub põlevkivituhk-sideainete tugevuse kasv suuremal määral kui portlandtsemendil, nagu see nähtub tabelist 11.

Tabel 11

Mördi ligikaudne suhteline survetugevus olenevalt ajast, temperatuurist ja sideaine liigist kivistumisel niiskes õhus

Keskmine kivistumise temperatuur °C	Mördi suhteline survetugevus % olenevalt kivistumise kestusest				
	7 päeva	14 päeva	21 päeva	28 päeva	56 päeva
Sideaine — harilik kukermiit					
1— 5	10	11	25	30	45
5—10	15	22	30	45	70
10—15	20	30	45	70	115
15—20	25	45	70	100	160

Tabeli 11 järg

Keskmine kivistumise temperatuur °C	Mördi suhteline survetugevus % olenevalt kivistumise kestusest				
	7 päeva	14 päeva	21 päeva	28 päeva	56 päeva
Sideaine — vääristatud harilik kukermiit					
1— 5	5	8	15	25	—
5—10	7	15	30	45	—
10—15	15	30	50	70	—
15—20	25	60	80	100	—
Sideaine — hüdrauliline kukermiit					
1— 5	4	5	8	15	35
5—10	5	9	15	30	70
10—15	6	15	30	65	115
15—20	9	40	65	100	140
Sideaine — vääristatud hüdrauliline kukermiit					
1— 5	6	15	20	40	—
5—10	9	30	40	60	—
10—15	15	50	65	80	—
15—20	25	70	85	100	—
Sideaine — portlandtsement					
1— 5	30	45	55	60	70
5—10	40	60	70	80	95
10—15	45	65	80	90	110
15—20	50	75	90	100	120

Juhul, kui mört sisaldab peale põlevkivituhk-sideaine ka portlandtsementi, võib mördi suhtelise survetugevuse leida tabelis toodud andmete interpoleerimise teel.

Põlevkivituhk-sideainetest valmistatud mörtide koostised on toodud tabelites 12, 13, 14 ja 15.

Seega on juhistega [8] antud põlevkivituhk-sideainetel valmistatud mörtide omadused ning soovitava margi saamiseks vajalikud koostised. Hilisemad kukermiitmörtidel laotud müüritiste uurimised [15] on näidanud, et müüritise tegelik tugevus erineb tunduvalt tugevusest, mis on leitud normide [7] kohaselt vastavalt kivi ja mördi margile. Samuti erinevad ka müüritise elastsusomadused. Kukermiitmörtidel laotud müüritiste arvutuslikke tugevusi ja elastsusomadusi on käsitletud vastavalt IV ja III peatükis.

Tabel 12

Mörtide koostised seinte ladumiseks hoonetes, kus ruumid on normaalse niiskusega, ja kuivas pinnases asuvate vundamentide ladumiseks

Põlevkivituhk-sideaine liik ja mark	Lisand	Mahuline vahekord (põlevkivituhk-sideaine: lisand: liiv, mördi saamiseks margiga			
		2 ja 4	10	25	50
Harilik kukermiit					
mark 25	—	1 : 0 : 3	1 : 0 : 2	—	—
„ 50	—	1 : 0 : 3	1 : 0 : 3	—	—
„ 25	lubja- või savitaigen	1 : 0,3 : 4	—	—	—
„ 50		1 : 1 : 6	1 : 0,3 : 4	—	—
„ 25 või 50	portlandtsement mark				
	300	—	—	1 : 0,2 : 3,5	1 : 0,2 : 2,5
„	400	—	—	1 : 0,2 : 3,5	1 : 0,2 : 2,5
„	500	—	—	1 : 0,1 : 3,5	1 : 0,2 : 3
Hüdrauliline kukermiit mark 100	lubja- või savitaigen	—	1 : 0,6:5,5	1 : 0 : 3	1 : 0 : 2
„ 150		—	1 : 1,2 : 8	1 : 0,5 : 5	1 : 0 : 2,5

Tabel 13

Mörtide koostised seinte ladumiseks niiskete ruumidega hoonetes ja niiskes pinnases asuvate vundamentide ladumiseks

Põlevkivituhk-sideaine liik ja mark	Lisand	Mahuline vahekord (põlevkivituhk-sideaine: lisand: liiv) mördi saamiseks margiga		
		10	25	50
Harilik kukermiit	portlandtsement			
mark 25 või 50	mark 300	1 : 0,3 : 4	1 : 0,3 : 4	1 : 1 : 6
„	„ 400	1 : 0,2 : 3,5	1 : 0,2 : 3,5	1 : 0,8 : 5,5
„	„ 500	1 : 0,2 : 3,5	1 : 0,2 : 3,5	1 : 0,5 : 4,5
Vääristatud harilik kukermiit	lubja- või savitaigen	1 : 0 : 3	1 : 0 : 2	—
mark 75				
„ 100	„	1 : 0,2 : 4	1 : 0 : 2,5	1 : 0 : 2

Tabeli 13 järg

Põlevkivituhk-sideaine liik ja mark	Lisand	Mahuline vahekord (põlevkivituhk-sideaine : lisand : liiv) mördi saamiseks margiga		
		10	25	50
Vääristatud harilik kukermiit mark 75 või 100	portlandtsement mark 300	—	1 : 0,2 : 3,5	1 : 0,8 : 5,5
	„ 400	—	1 : 0,1 : 3,5	1 : 0,5 : 4,5
	„ 500	—	1 : 0,1 : 3,5	1 : 0,3 : 4
Hüdrauliline kukermiit mark 100	lubja- või savitaigen	1 : 0,4 : 5	1 : 0 : 3	1 : 0 : 2
„ 150	„	1 : 0,7 : 6	1 : 0,3 : 4	1 : 0 : 2,5
Vääristatud hüdrauliline kukermiit mark 100	„	1 : 0,3 : 5	1 : 0 : 3	1 : 0 : 2
„ 150	„	1 : 0,6 : 6	1 : 0,2 : 4	1 : 0 : 2,5
„ 200	„	1 : 0,6 : 7	1 : 0,4 : 4,5	1 : 0,3

Tabel 14

Mörtide koostised karniiside, soklite ja lahtiselt ilmastiku mõju all olevate konstruktsioonide, märjas pinnases asuvate vundamentide ja muude ehitusosade, mis töötavad veega täisimbunud olekus, ladumiseks

Põlevkivituhk-sideaine liik ja mark	Lisand	Mahuline vahekord (põlevkivituhk-sideaine : lisand : liiv) mördi saamiseks margiga	
		25	50
Harilik kukermiit mark 25 või 50	portlandtsement mark 300	1 : 0,5 : 4	1 : 1 : 5,5
	„ 400	1 : 0,4 : 4	1 : 0,8 : 5
	„ 500	1 : 0,4 : 4	1 : 0,5 : 4
Vääristatud harilik kukermiit mark 75 või 100	portlandtsement mark 300	1 : 0,4 : 4,5	1 : 0,8 : 5
	„ 400	1 : 0,3 : 4,5	1 : 0,5 : 4
	„ 500	1 : 0,3 : 5	1 : 0,4 : 4
Hüdrauliline kukermiit mark 100	portlandtsement mark 300	1 : 0,3 : 4	1 : 0,5 : 2
	„ 400	1 : 0,2 : 3,5	1 : 0,4 : 4
	„ 500	1 : 0,3 : 5	1 : 0,4 : 4

Tabeli 14 järg

Põlevkivituhk-sideaine liik ja mark	Lisand	Mahuline vahekord (põlevkivituhk-sideaine: lisand: liiv) mördi saamiseks margiga	
		25	50
Hüdrauliline kukermiit mark 150	mark 300	1 : 0,3 : 4	1 : 0,7 : 5,5
	„ 400	1 : 0,2 : 4	1 : 0,4 : 4,5
	„ 500	1 : 0,2 : 4,5	1 : 0,3 : 4,5
Vääristatud hüdrauliline kukermiit mark 100	portlandtsement mark 300	1 : 0,3 : 4,5	1 : 0,8 : 5,5
	„ 400	1 : 0,2 : 4	1 : 0,4 : 4,5
	„ 500	1 : 0,2 : 4	1 : 0,3 : 4,5
mark 150	mark 300	1 : 0,3 : 5	1 : 0,6 : 5
	„ 400	1 : 0,2 : 4	1 : 0,3 : 4
	„ 500	1 : 0,2 : 4,5	1 : 0,2 : 4
mark 200	mark 300	1 : 0,2 : 4,5	1 : 0,3 : 4,5
	„ 400	1 : 0,2 : 5	1 : 0,2 : 4
	„ 500	1 : 0,2 : 5,5	1 : 0,2 : 4

Märkus. Juhul, kui müüritis peab asuma vees, tuleb mörte lasta eelnevalt kivistuda õhu käes 10 päeva jooksul.

Tabel 15

Müürimörtide koostised margiga 100, mis on kõlblikud kasutamiseks kõigis tingimustes

Põlevkivituhk-sideaine liik ja mark	Mördi mark 100 mahuline vahekord (portlandtsement: põlevkivituhk-sideaine: liiv)		
	Portlandtsemendi mark		
	300	400	500
Harilik kukermiit mark 25 või 50	1 : 0,7 : 3,5	1 : 0,8 : 4	1 : 1 : 5
Vääristatud harilik kukermiit mark 75 või 100	1 : 1 : 4	1 : 1,2 : 4,5	1 : 1,4 : 5
Hüdrauliline kukermiit mark 100	1 : 2 : 5	1 : 2,5 : 6	1 : 3 : 7
„ 150	1 : 3,3 : 8	1 : 4 : 10	1 : 5 : 12,5

Tabeli 15 järg

Põlevkivituhk-sideaine liik ja mark	Mördi mark 100 mahuline vahekord (portlandtsement: põlevkivituhk-sideaine: liiv)		
	Portlandtsemendi mark		
	300	400	500
Vääristatud hüdrauliline kukermiit			
mark 100	1 : 2 : 5	1 : 2,5 : 6	1 : 3 : 7
„ 150	1 : 3,3 : 8	1 : 4 : 10	1 : 5 : 12,5
„ 200	1 : 4 : 11	1 : 5 : 12,5	1 : 6 : 15

3. NÕUDED KASUTATAVATE MATERJALIDE KOHTA

Nõuded kividele ja mörtidele, olenevalt nende kasutamise kohast, on toodud tabelites 16, 17 ja 18.

Tabel 16

Kivid ja mördid hoonete välisseinteks ja nende minimaalsed margid

Hoone piirdeosa	Materjali nimetus	Materjali nõutav minimaalne mark hoone kestvuse astme korral		
		I	II	III
Kuivade või normaalniiskusega ruumidega hoonete välisseinad	Iga liiki betoonkivid:			
	monoliitsed . . .	75	50	35
	õõnsad	50	35	35
	Tavaline savitellis			
	plastiliselt pressitud	75	50	50
	poolkuivalt pressitud	100	75	75
	Silikaattellis . . .	75	75	75
	Õõnestellis			
	poolkuivalt pressitud	75*	50*—75	35*—50
	plastiliselt pressitud	50	50	50
	Looduslikud kivid			
	$\gamma > 1600$ kg/m^3	100	50	35
	Mördid:			
	tsement-lubimört .	10	10	4
	tsement-savimört .	25	10	4
	lubimört	—	4	4
Niiskete ruumidega hoonete välisseinad	Raskest betoonist kivid $\gamma > 1800$ kg/m^3:			
	monoliitsed . . .	100	75	50
	õõnsad	75	50	35

Tabeli 16 järg

Hoone piirdeosa	Materjali nimetus	Materjali nõutav minimaalne mark hoone kestvuse astme korral		
		I	II	III
Niiskete ruumidega hoonete välisseinad	Tavaline savitellis, plastiliselt pressitud	150	100	75
	Silikaattellis . . .	—	200	100
	Oõnestellis, plastiliselt pressitud	—	—	75
	Looduslikud kivid, $\gamma > 1600$ kg/m³	200	150	100
	Mördid:			
	tsement-lubimört .	25	25	10
	tsement-savimört .	25	25	25
	lubimört	—	—	4
Märgade ruumidega hoonete välisseinad	Raskest betoonist $\gamma > 1800$ kg/m³ kivid, monoliitsed . .	150	100	75
	Tavaline savitellis, plastiliselt pressitud	200	150	100
	Looduslikud kivid	300	200	100
	Mördid:			
	tsement-lubimört .	50	25	10
	tsement-savimört .	50	50	25

Märkused. 1. Tärniga * tähistatud marke lubatakse kasutada ainult seintes, mis on vooderdatud väljast hariliku tellisega vähemalt 12 cm paksuselt.

2. Niiskete ja märgade ruumide seinte kaitsmise korral siseküljelt auru- või hüdroisolatsiooni kihiga, samuti kuivade ja normaalse niiskusega ruumide välisvooderduse korral ning soklite kaitsmisel vähemalt 35 mm paksuste plaatidega võib materjalide minimaalseid marke ühe astme võrra vähendada.

3. Konstruktsiooni piirdeosade kestvuse aste on määratud järgmiselt:

I aste — kõrgendatud kestvusega (orienteeruvalt üle 100 a.);
II aste — keskmise kestvusega (orienteeruvalt 50—100 a.);
III aste — väikese kestvusega (orienteeruvalt 20—50 a.).

4. Tabelis toodud ruumide niiskusrežiimid on antud külma aastaaja kohta järgmiselt:

kuiv — relatiivne niiskus vähem kui 50%;
normaalne — „ „ 50—60%;
niiske — „ „ 61—75%;
märg — „ „ üle 75%.

Tabel 17

Kivid ja mördid maa-alusteks müüritisteks ja sokliteks allpool hüdroisolatsiooni kihti

Pinnase niiskus	Materjali nimetus	Materjali nõutav minimaalne mark hoone kestvuse astme korral		
		I	II	III
Vähe niiske pinnas	Betoonkivid $\gamma > 1800$ kg/m³ . .	100	75	50
	Tavaline plastiliselt pressitud savitellis .	150	100	75
	Silikaattellis	—	150	100
	Looduslikud kivid, $\gamma > 1600$ kg/m³ . .	150	100	50
	Mördid:			
	tsement-lubimört . .	25	10	10
	tsement-savimört . .	—	—	4
	lubimört	—	—	4
Väga niiske pinnas	Betoonkivid $\gamma > 1800$ kg/m³ . .	100	75	50
	Tavaline plastiliselt pressitud savitellis .	150	100	75
	Looduslikud kivid, $\gamma > 1600$ kg/m³ . .	200	150	100
	Mördid:			
	tsement-lubimört . .	50	25	10
	tsement-savimört . .	50	25	10
Veega küllastunud pinnas	Betoonkivid $\gamma > 1800$ kg/m³ . .	150	100	75
	Tavaline plastiliselt pressitud savitellis .	200	150	100
	Looduslikud kivid, $\gamma > 1600$ kg/m³ . .	300	200	150
	Mördid:			
	tsementmört	50	50	25
	tsement-lubimört . .	—	—	25
	tsement-savimört . .	—	—	25

Märkus. Vundamentide kaitsmisel niiskuse eest hüdroisolatsiooni kihiga ja soklite vooderdamisel vähemalt 35 mm paksuste plaatidega võib materjalide minimaalseid marke vähendada ühe astme võrra.

Tabel 18

Kivide nõutav külmakindlus välisseinte ja vundamentide müüritistes

Konstruktsiooni nimetus	Külmutustsüklite arv		
	Hoone kestvuse aste		
	I	II	III
1. Välisseinad või välisvooderdus sõltuvalt ruumide niiskusrežiimist:			
kuivades ja normaalniiskusega ruumides . .	25	15	10
niisketes ruumides	35	25	15
märgades ruumides	50	35	25
2. Kivikonstruktsioonide ja välisviimistluse väljaulatuvad horisontaalsed ja kaldelemendid, mis ei ole kaetud vett mitteimavate materjalidega	35	25	15
3. Vundamendid ja seinte maa-alused osad:			
tehiskividest ja betoonist	35	25	15
looduslikest kividest	25	15	15

Märkused. 1. Toodud nõuded kehtivad NSVL keskmiste kliimaatiliste tingimuste kohta.

2. Nõutavat külmakindluse astet võib vähendada ühe astme võrra, kuid mitte alla 10 tsükli, järgmistel juhtudel:

a) kuivade ja normaalniiskusega ruumide välisseinte kaitsmise korral külmakindlate materjalidega vähemalt 35 mm paksuselt (kaitsekrohv ei vähenda külmakindluse nõudeid);

b) niiskete ja märgade ruumide välisseinte kaitsmise korral siseküljest auru- või hüdroisolatsiooni kihiga;

c) kuivade või normaalniiskusega ruumide silikaattellistest välisseintes;

d) kivikonstruktsioonide elementides, mis asuvad kõrgendatud niiskumise tingimustes või vundamentides (2 ja 3), nende kaitsmise korral niiskuse eest hüdroisolatsiooniga;

e) vundamentides ja seinte maa-alustes osades väheniisketes pinnastes põhjavee seisu juures allpool planeeritud maapinda, kõnniteede ja veeäravoolu olemasolul.

3. Õhukeste (vähem kui 35 mm) vooderduste külmakindlus peab vastama üks aste kõrgematele nõuetele, kui see on toodud tabelis punktides 1 ja 2, kuid peab olema mitte rohkem kui 50 tsüklit.

4. Põhjavee seisu korral vähem kui 1 m allpool planeeritud maapinda kõrgendatakse külmakindluse nõudeid vundamentide ja soklite maa-aluste osade kohta ühe astme võrra.

1. MÜÜRITISE LIIGID JA SEOTISED

Kivimüüritis koosneb mördile laotud kividest, mille mõõted ja kuju võivad olla väga mitmesugused. Tehniliste tingimustega [7] on mördikihi paksused määratud järgmiselt:

a) tellismüüritises: horisontaalvuukide keskmine paksus korruse kõrguse ulatuses peab olema 12 mm, vertikaalvuukide keskmine paksus — 10 mm; seejuures ei tohi üksikute vuukide paksus olla alla 6 mm ja üle 15 mm;

b) suurplokkmüüritises: vuukide keskmine paksus peab olema 12 mm; üksikute vuukide paksus ei tohi olla üle 20 mm ja alla 10 mm; vundamendi vuukide keskmine paksus võib olla 15 mm;

c) kergmüüritises: horisontaalvuukide paksus ühe korruse piirides peab olema keskmiselt 12 mm. Horisontaalvuugi paksus armeeritud mörtdiafragma kohal ei tohi ületada 15 mm, mineraalpuiste kohal 20 mm. Vertikaalvuukide keskmine paksus peab olema 10 mm, välja arvatud akendevahelistes seinaosades, kus see võib olla 15 mm.

Kivimüüritisi võib liigitada kahte suurde gruppi: täismüüritis ja kergmüüritis, kusjuures mõlemais võib kasutada paljusid seotisi.

Täismüüritist võib liigitada järgmiselt:

a) harilikest kividest müüritis, rea kõrgusega 50—150 mm (tellis, keraamilised kivid);

b) keskmise suurusega kividest müüritis, rea kõrgusega 180—350 mm;

c) suurplokkidest müüritis, rea kõrgusega 500 mm ja rohkem.

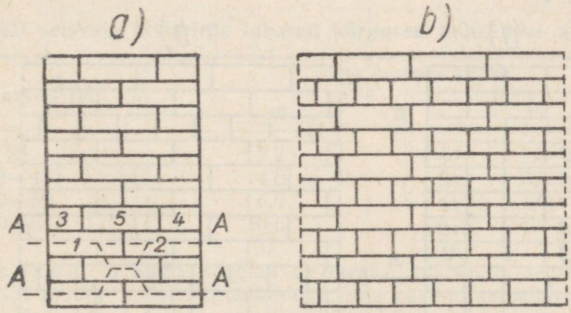
Tehis- või looduslikest kividest täismüüritise ladumisel peab olema tagatud kivide ülekate piki- ja põiksuunas. Pikikivide ülekate $^1/_2$ või $^1/_4$ kivi ulatuses väldib müüritise

ebaühtlase vajumise. Põikikivid tagavad müüritise välimiste ja sisemiste kihtide koostöö ning takistavad seinte põikdeformatsioonide arenemist. Kõikide müüriseotiste juures on nõutav põikridade olemasolu. Tellismüüritises peab põikrida esinema mitte hiljem kui iga viienda pikikivide rea järel. Keskmise suurusega kividest müüritises peab põikikivide rida esinema mitte hiljem kui iga kolmanda pikikivide rea järel. Kui müüritises on põikikiviridu kuni 1,5 korda vähem, siis vähendatakse müüritise arvutuslikku tugevust 10% võrra; kui 2 korda vähem, siis 25% võrra.

Müüritise välimiste ja sisemiste kihtide omavaheline ühendus on saavutatav ka kivide põikridadeta, kasutades metallsidemeid. Sel juhul tuleb seina vertikaalse pinna iga 0,5 m² kohta paigutada vähemalt üks metallside ristlõikega vähemalt 0,2 cm². Kuid metallsidemete kasutamisel ei ole tagatud vertikaalkoormuse ühtlane jagunemine müüritises ning iga osa töötab ainult vahetult temale rakendatud koormustele.

Käesoleval ajal on täismüüritises rohkem kasutatavad [9] plokkseotis, mitmerealine seotis ja prof. *Oništšiki* seotis. Plokkseotis on kujutatud joonisel 7. Selles on ühes reas ainult põikikivid, teises reas — põiki- ja pikikivid, nii et kahe kivi paksuses seinas on 75% põikikive ja 25% pikikive.

See süsteem töötab survele väga hästi, kuid temas on palju väliskive (nr. 1, 2, 3 ja 4), mis moodustavad 75% müüritisest. Kuna need kivid tuleb paigaldada nööri järgi,



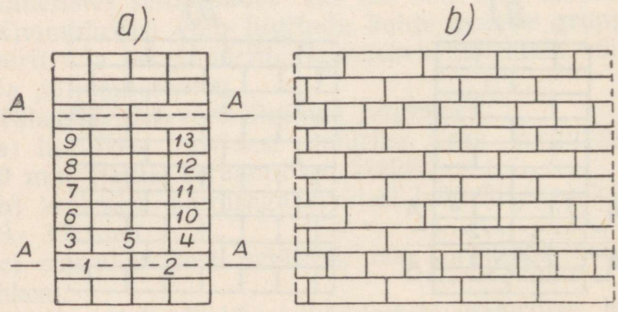
Joon. 7. Plokkseotis (2 kivi paksune sein)
a — lõige; *b* — vaade

mille asendit tuleb muuta iga rea järel, ning üksikute kivide seotis fassaadis on $^1/_4$ kivi, siis nõuab sellise müüritise ladumine väga hoolikat tööd.

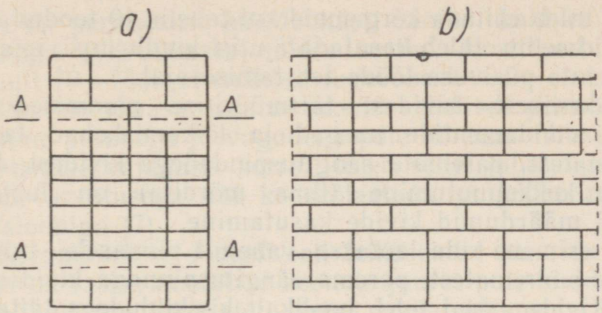
Mitmerealises seotises kordub kivide asetus kuue rea tagant (joon. 8). Esimene rida koosneb ainult põikikividest, teises reas on 50% põiki- ja 50% pikikive, ülejäänud neli rida on moodustatud pikikividest. Üldine põikikivide hulk on ainult 25%. Üldine väliste kivide arv, mis tuleb laduda nööri järgi, moodustab 58%.

Fassaadil on kivide ülekate $^1/_2$ kivi, seega on mitmerealise seotise ladumine kergem kui plokkseotise ladumine. Selle müüritise survetugevus on ca 2—5% väiksem plokkseotisega müüritise tugevusest. Tugevuse vähenemine on nii tühine, et toodud seotist võib tugevuse mõttes lugeda võrdseks plokkseotisega. Tõmbele ja lõikele töötab aga mitmerealine seotis paremini, sest pikisuunas on enamikus ridades kivide ülekate $^1/_2$ kivi (plokkseotise $^1/_4$ kivi vastu). Mitmerealine seotis on plokkseotisest soojapidavam, kuna soojuse kandumine ühest kivikihist teisele on takistatud mördikihiga. Mitmerealises seotises on ainult üks külmasild kuue rea kohta (*A* — *A* joon. 7, 8 ja 9).

Prof. *Oništšiki* seotises(joon. 9) on, võrreldes mitmerealise seotisega, ristikivide rida *A* — *A* nihutatud fassaadis $^1/_4$ kivi võrra, millega kolme rea vertikaalsed vuugid 25 cm ulatuses ühte langevad. See halvendab müüritise seotist kogu seina ulatuses, kuid vähendab kolmveerandkivide



Joon. 8. Mitmerealine seotis (2 kivi paksune sein)
a — lõige; *b* — vaade



Joon. 9. Prof. Oništšiki seotis (2 kivi paksune sein)
a — lõige, *b* — vaade

vajadust seina nurkadel ja otstel. Seega hõlbustab Oništšiki seotis müüri ladumist, eriti kui selles tuleb moodustada kitsaid avasid, sambaid või pilastreid.

Seinte ladumisel silikaattellistest, mille valmistamisest on möödunud vähem kui üks kuu, tuleb müüritisse asetada horisontaalne terasarmatuur ristlõikega vähemalt 0,02% müüritise vööndi ristlõike pinnast. Armatuur paigaldatakse iga korruse seintesse mööda hoone perimeetrit akna aluslaudade ja silluste kõrgusele.

Tehnilised tingimused [7] lubavad vahelagedega sidumata seinu laduda tabelis 19 toodud kõrgusteni.

Tabel 19

Vabalt seisvate kiviseinte lubatud kõrgused müürimise ajal

Seina paksus cm	Tuule koormus kg/m²	
	40	70
25	2,25	1,3
38—40	4,0	3,6
50—52	6,5	4,0
60—64	10,5	6,0

Märkused. 1. Seina kõrgust ei piirata, kui ta on seotud põikseintega või muude konstruktsioonidega, mis asuvad teineteisele lähemal kui kahekordsed tabelis toodud seina kõrgused.

2. Vabalt seisvate seinte maksimaalset kõrgust lubatakse suurendada seinte ladumisel kuni 10 m kõrguseni maapinnast — 30% võrra, seinte ladumisel tuule eest kaitstud kohtades — 60% võrra.

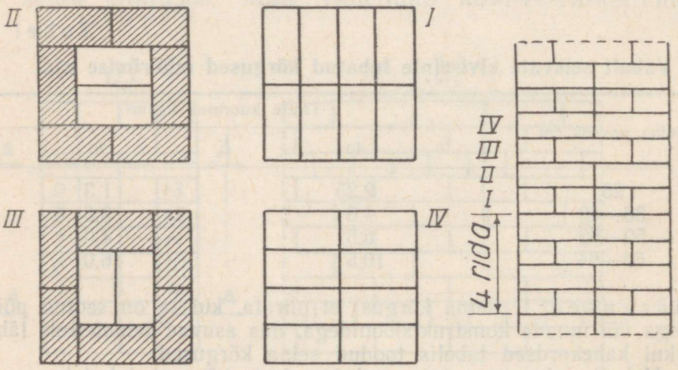
Kui tuleb ehitada kõrgemaid kui tabelis 19 toodud vabalt seisvaid seinu, tuleb kasutada ajutisi kindlustusi, mis tagavad seinte püsivuse tööde teostamise ajal.

Looduslikest kividest täismüüritise pindmised read, samuti vundamentide nurgad ja lõikumiskohad laotakse suurematest, paremate sängituspindadega kividest. Kivide vahetu kokkupuutumine (ilma mördita) on lubamatu, samuti määrdunud kivide kasutamine.

Kui esimene rida laotakse vahetult pinnasele, tuleb see laduda suurematest, parema sängituspinnaga kividest kuivalt. Kivide vahed tuleb hoolikalt kivikildudega täita ning pärast kinnitampimist valada üle vedela mördiga nii, et kõik tühemikud oleksid täidetud.

Poste tuleb laduda väga hoolikalt, kuna nende ristlõiked on suhteliselt väikesed, samal ajal kui koormused neile võivad olla küllaltki suured. Et moodustada plokksüsteemis seotist, tuleks äärtel kasutada palju $^3/_4$ kive. Kuna aga raiumise juures tekivad kividesse praod, siis sellise seotisega postide kvaliteet ei ole kõige parem.

Prof. *Oništšik* pani ette laduda poste neljarealise seotisega, mille juures välised ja sisemised tellised oleksid hästi seotud, tarvitamata $^1/_2$ või $^3/_4$ kive. Lubamatu on kasutada seotist, milles esineb ainult II ja III rida (joon. 10). Sel juhul tekib nagu «korv», kus äärmine (viirutatud) post



Joon. 10. Prof. Oništšiki seotis posti ladumisel (ristlõige 2×2 kivi)

osa on perimeetrit mööda hästi seotud, kuid ei ole südamikuga (viirutamata) üldse seotud. Postil on sel juhul ainult 70—75% ettenähtud tugevusest.

Postide (kaasa arvatud akendevahelised postid) nõrgestamine pesadega ja vagudega pole lubatud. Niisuguse nõrgestamise vajaduse korral tuleb selle lubatavus põhjendada arvutusega või kooskõlastada projekteerimisorganisatsiooniga [7].

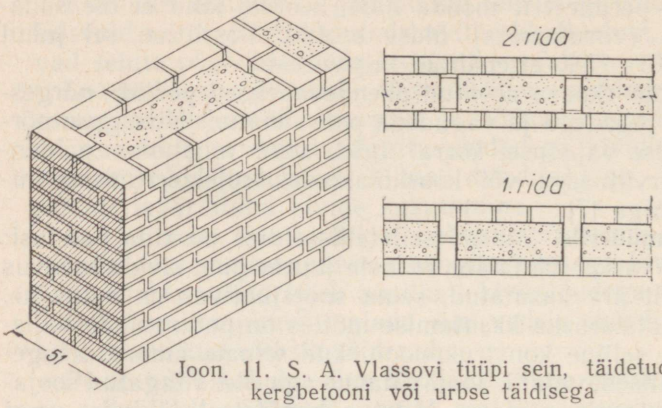
Kergmüüritis. Massiivseil tellisseintel on rida puudusi: sein on raske, madalate hoonete juures pole kivide tugevus täielikult ära kasutatud, seina soojajuhtivus on suur jne. Tellise otstarbeka kasutamise mõttes on parem anda välisseintele selline konstruktsioon, kus seinale annavad tugevuse tellised, vajalik soojapidavus aga oleks tagatud soojapidavate materjalidega. Neist põhimõtetest lähtudes ongi välja töötatud nn. kergseina tüübid. Juba 1829. a. pani vene insener *A. I. Gerard* ette kergseina tüübi, mis koosneb kahest $^1/_2$ telliskivi paksusest kihist, mille vahe on täidetud soojapidava täitematerjaliga. Telliskivid olid ühendatud omavahel metallsidemetega. Gerardi sein on olnud aluseks uute kergseina tüüpide väljatöötamisel.

S. A. Semjontsov [10] klassifitseerib tellistest kergseinu järgmiselt:

Tabel 20

Tellistest kergseinte klassifikatsioon

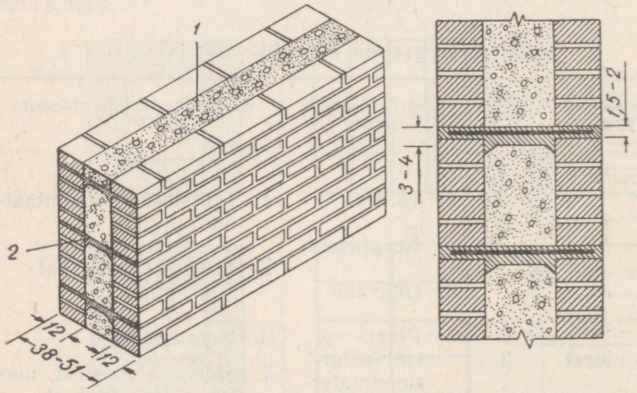
Seina moodustavate kihtide järgi	Kihtide arvu järgi	Soojaisolatsiooni järgi	Kihte ühendavate sidemete järgi
1. Lapiti kividest	1		
	2	1. Täidis	1. Tellistest horisontaaldiafragmad
	3	2. Kergbetoon	2. Tellistest vertikaaldiafragmad
		3. Õhkvahe	
	2	4. Plaat- või rull-isolatsioonmaterjal	3. Metallsidemed
2. Serviti kividest	3		4. Sidemed teistest materjalidest (asbesttsement, kergbetoonplaadid jne.)
3. Lapiti ja serviti kividest	2		
	3		



Joon. 11. S. A. Vlassovi tüüpi sein, täidetud kergbetooni või urbse täidisega

Tabelis 20 toodud tunnustest lähtudes võib moodustada väga palju kergseinte variante. Kergseinte konstruktsioonide tüpiseerimiseks võib neid liigitada järgmiselt:

I tüüp. Sein on moodustatud kahest $^1/_2$ tellise paksusest kihist, mis on ühendatud vertikaalsete põiktellistest diafragmadega. $^1/_2$ tellise paksuste pikikivikihtide vahe on täidetud kergbetooniga või täidisega. Siia kuulub näiteks *S. A. Vlassovi* tüüpi sein (joon. 11).

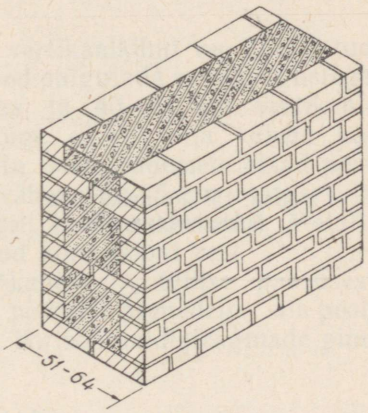


Joon. 12. N. S. Popovi, N. M. Orljankini ja R. M. Popova tüüpi sein armeeritud horisontaalsete mörtdiafragmadega

1 — täidis; *2* — mörtdiafragma

II tüüp. Sein on moodustatud kahest $^1/_2$ tellise paksusest kihist, mis on omavahel ühendatud armeeritud horisontaalsete mörtdiafragmadega. $^1/_2$ tellise paksuste pikikivikihtide vahe on täidetud soojapidava täidisega. Siia kuulub näiteks *N. S. Popovi, N. M. Orljankini* ja *R. M. Popova* tüüpi sein (joon. 12).

III tüüp. Sein on moodustatud kahest $^1/_2$ tellise paksusest kihist, mis on ühendatud põikikividest horisontaaldiafragmadega. $^1/_2$ tellise paksuste pikikivikihtide vahe on täidetud kergbetooniga või soojapidavate täitekehadega. Siia kuulub näiteks *N. S. Popovi, N. M. Orljankini* ja *R. M. Popova* tüüpi sein (joon. 13).

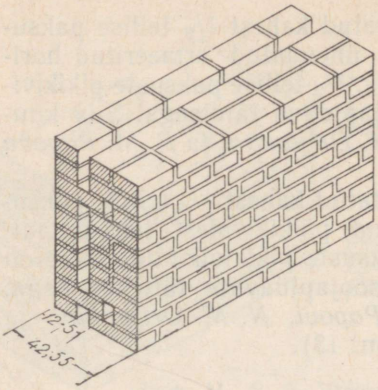


Joon. 13. N. S. Popovi, N. M. Orljankini ja R. M. Popova tüüpi sein põikikividest horisontaalsete diafragmadega, täidetud kergbetooni või soojaisolatsiooni-täitekehadega.

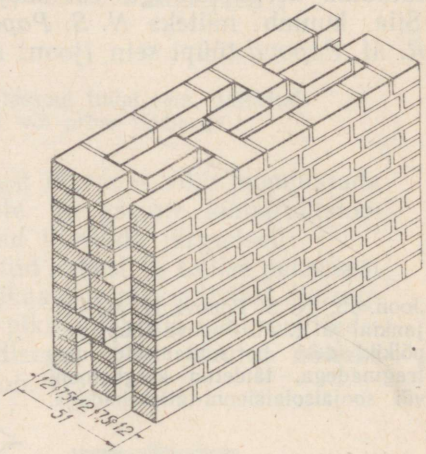
IV tüüp. Kahekihiline õhkvahega sein. Väliskiht pikikividest, paksusega $^1/_2$ tellist, sisemine kiht paksusega 1 või $^1/_2$ tellist. Kihid on ühendatud põiktellistega või metallsidemetega (joon. 14).

V tüüp. Kolmekihiline õhkvahedega sein. $^1/_2$ tellise paksused kihid on moodustatud pikikividest ning ühendatud põikikividega. Siia kuulub näiteks *P. S. Orlovi* tüüpi sein (joon. 15).

VI tüüp. Kahe- ja kolmekihilised seinad serviti kividest. Kihid on ühendatud vertikaalsete serviti tellistest diafragmadega. Kahekihilise seina korral on sisemise ja välimise kihi vahe täidetud kergbetooniga või täidisega. Kolmekihi-



Joon. 14. Kahekihiline õhkvahega sein



Joon. 15. Kolmekihiline õhkvahedega sein

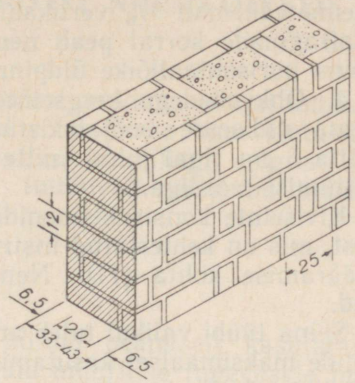
lise seina korral võib väliskihtide vahe jätta õhkvaheks; sisemine vahe tuleb täita. Siia kuulub näit. *E. R. Vainsteini* tüüpi sein (joon. 16).

VII tüüp. Seinad paksusega 1 tellis. Soojapidavuse tõstmiseks kasutatakse plaat- või rull-soojaisolatsioonmaterjale (joon. 17).

Kergseinte projekteerimisel soovitab *S. A. Semjontsov* [10] lähtuda järgmistest põhinõuetest.

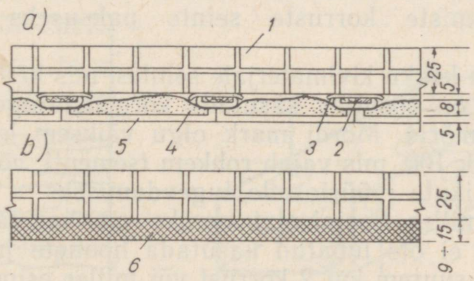
1. Kui kergseintes kasutatakse täidist, siis tuleks see jaotada vertikaalsuunas üksikuteks osadeks, et vältida täidise ülemäärast vajumist. Üksikute osade maksimaalseks kõrguseks võiks olla kuni 50 cm, kasutades horisontaalseid diafragmasid tellistest või mördist.

Joon. 16. E. R. Vainsteini tüüpi sein



2. Kui tellisseina üksikud vertikaalkihid on ühendatud metallsidemetega, tuleb viimased paigutada vahekaugustega 75—100 cm horisontaalsuunas ja 40—50 cm vertikaalsuunas. Metallsidemete ristlõige ei või olla vähem kui 0,5 cm² seina pinna 1 m² kohta. Metallsidemete otsad peavad olema kinnitatud mitte vähem kui 5 cm ulatuses ja olema vähemalt 3 cm pikkuselt konksu keeratud. Metallsidemed peavad olema kaitstud korrosiooni eest.

3. Kui kergsein koosneb kahest $^1/_2$ tellise paksusest kihist, mis on seotud tellistest põikdiafragmadega, siis peab iga meelevaldse vertikaallõike horisontaaldiafragmade pind



Joon. 17. Ühe tellise paksune sein

a — mineraalvildiga; *b* — isolatsioonplaatidega; *1* — tellis; *2* — laud, *3* — kaks kihti tõrvapappi, *4* — kilbi külge kinnitatud mineraalvilt, *5* — kilp, *6* — isolatsiooniplaat

olema vähemalt $^1/_6$ vertikaalseina pinnast. Vertikaalsete diafragmade korral peab nende pind olema vähemalt $^1/_8$ seina horisontaallõike üldpinnast.

4. Õhkvahedega kergseintes, kus õhkvahe arvestatakse seina üldisesse soojatakistusse, tuleb õhkvahe laiuseks võtta 5 cm (igal juhul mitte alla 3 cm), et vältida tema täitumist mördiga.

Kiviseinte konstruktsioonide valikul tuleb lähtuda nõuetest, mis on kehtestatud instruktsiooniga kiviseinte tüüpide määramise kohta [11]. Nendest olulisemad on järgmised.

Seina tüübi valikul tuleb arvestada kohalike ehitusmaterjalide maksimaalset kasutamist ning müüritise kandevõime täielikku ärakasutamist.

Elu- ja tsiviilhoonetes on massiiv-tellissein lubatud ainult juhul, kui seina tugevus täielikult ära kasutatakse.

1—2-korruseliste hoonete juures on massiivsete tellisseinte kasutamine keelatud. Samuti ei lubata massiivseid tellisseinu mitmekorruseliste hoonete kahel ülemisel korrusel.

Mitmekorruseliste hoonete nende korruste juures, kus kergseintega pole vajalik kandevõime saavutatav, tuleb kasutada tavalistest tellistest täismüüritist. Seina paksus tuleb sel juhul määrata, lähtudes soojustehnilistest nõuetest.

Sisemised kandeseinad tehakse täismüüritisena, kus juures ülemiste korruste seinte paksuseks tuleb võtta 25 cm.

Et hoida kokku kivimaterjale seintes, mis kannavad suuri koormusi, on soovitav kasutada kõrgema tugevusega telliseid ja mörte. Mördi mark olgu väiksem kivi margist. Mörti mark 100, mis vajab rohkem tsementi, võib kasutada ainult üksikute müüriosade tugevdamiseks.

Seinu, milles soojaisolatsiooniks on kasutatud puistematerjale, ei ole lubatud kasutada hoonete juures, mille kõrgus on suurem kui 2 korrust või milles esinevad suured dünaamilised koormused, mis võivad põhjustada täitematerjali vajumist.

2. ARMEERIMATA MÜÜRITISE NORMATIIVSED TUGEVUSED

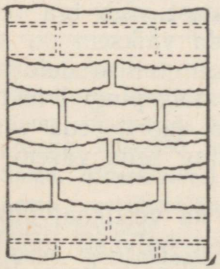
Kivikonstruktsioonide arvutust on viimasel ajal tunduvalt täpsustatud. See on saanud võimalikuks tänu ulatuslikele eksperimentaalsetele uurimistöödele, millega selgitati kivimüüritiste omadusi, mis tunduvalt erinevad elastsete materjalide omadustest.

SURVETUGEVUS

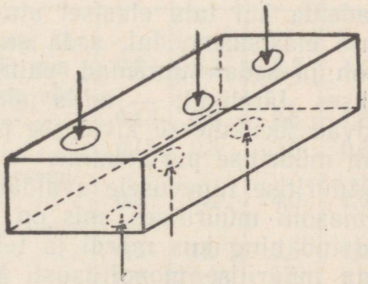
Müüritise survetugevus sõltub peamiselt kasutatavate kivide ja mördi margist. Kuid müüritise tugevusele mõjuvad ka rida teisi tegureid, mille tõttu müüritise tugevuse väljendamine kivide ja mördi tugevuse põhjal nõuab keerukaid empiirilisi avaldisi. Pikaajaliste uurimistega on selgitatud tegurid, mis mõjutavad müüritise survetugevust. Allpool on käsitletud neist olulisemaid.

Kivide kuju pole täisnurkne risttahukas, vaid alati veidi ebakorrapärane (joon. 18). Seetõttu on ebaühtlane ka vuugi paksus. Kivide ja mördi erineva elastsuse ja plastilisuse tõttu algab müüritise purunemine kivide purunemisega paindele ja lõikele.

Surve mõjul deformeeruvad kivid ja mört nii piki- kui ka põiksuunas. Seejuures deformeerub mört rohkem kui kivid, mis toob erinevate põikdeformatsioonide tõttu kaasa



Joon. 18. Kivide müüritises töötamise põhimõtet selgitav skeem



Joon. 19. Kivile müüritises mõjuvate jõudude skeem

tõmbepingete tekkimise kivides. *S. A. Semjontsovi* [10] andmetel tekivad nõrgal mördil laotud müüritises tellistes tõmbepinged, mis ulatuvad 25—50 protsendini tellise tõmbetugevusest.

Kivid müüritises ei toetu mördile mitte kogu pinnaga, vaid üksikutes kohtades; ülejäänud osades on mördi ja kivide vahel õhkvahe. Müüritises asuv kivi on koormatud joon. 19 kujutatud skeemi kohaselt. Selline olukord kutsub kivis esile peale survepingete ka painde- ja lõikepinged. Nagu näitavad *I. T. Kotovi* [10] uurimused, mõjutab tellismüüritise tugevust nii tellise surve- kui ka paindetugevus. Ilmneb, et telliste madalat survetugevust saab kompenseerida kõrge paindetugevusega, ning et telliste kõrge survetugevus on kasutu, kui sellega ei kaasne kõrge paindetugevus (vt. tabel 21).

Tabel 21

Tellismüüritise survetugevuse sõltuvus telliste surve- ja paindetugevusest

Telliste tugevus kg/cm²		Mördi tugevus kg/cm²	Müüritise tugevus kg/cm²
survel	paindel		
209	19	124	25
174	32	113	36
143	31	108	33

Kuid painde- ja lõikepinged tellises ei sõltu mitte üksi horisontaalvuugi paksusest ja mördiga täitumise tihedusest. Lähtudes varemtoodud kaalutlustest võib iga tellist vaadelda kui tala elastsel alusel. Mida väiksem on selle aluse elastsusmoodul, seda suurem on tellise deformatsioon ja seda suuremad painde- ja lõikepinged tekivad tellises. Järelikult — mida nõrgem on mört, seda varem tekivad üksikutesse kividesse praod ning seda varem toimub müüritise purunemine.

Müüritise tugevusele avaldab mõju ka vertikaalvuukide olemasolu müüritises, mis on tavaliselt halvasti mördiga täidetud ning kus mördi ja tellise vaheline nake ei kindlusta müüritise monoliitsust. Vertikaalvuukide kohal olevates tellistes tekivad tõmbe- ja lõikepingete kontsentratsioonid, mille tõttu müüritis puruneb varem.

Müüritise tugevusele avaldab mõju ka kasutatavate kivide kuju.

Üldistades laiaulatuslikke katseandmeid, andis prof. *L. I. Onišťšik* [12] empiirilise valemi müüritise survetugevuse määramiseks:

$$R^{\text{M}} = AR_1\left(1 - \frac{a}{b + \frac{R_2}{2R_1}}\right), \qquad (2.1)$$

kus R^{M} — müüritise normatiivne tugevus;
R_1 — kivi mark;
R_2 — mördi mark;
a, b — tegurid, mis olenevad kivide kujust ja mõõdetest ning müüritööde kvaliteedist;
A — tegur, mis iseloomustab kivi tugevuse maksimaalset kasutamist müüritistes ja väljendatakse valemiga:

$$A = \frac{100 + R_1}{100 + nR_1}k \qquad (2.2)$$

Tegurite A, a ja b väärtused olenevad müüritises kasutatavatest kividest ja mörtidest. Igal juhul $a < b$ ja $A < 1$.

Tegurite a, b, n ja k väärtused on toodud tabelis 22.

Tabel 22

Tegurite *a*, *b*, *n* ja *k* väärtused

Müüritise iseloom	*a*	*b*	*n*	*k*
1. Monoliitne müüritis tühemiketa kividest rea kõrgusega 50—150 mm	0,2	0,3	3,3	1,0
2. Sama, tühemiketa kividest rea kõrgusega 180—390 mm.	0,15	0,3	2,5	1,0
3. Sama, õõneskividest	0,15	0,3	2,5	0,85
4. Sama, vertikaalõõntega keraamilistest kividest	0,3	0,4	4,0	1,0
5. Sama, horisontaalõõntega keraamilistest kividest	0,6	1,0	2,5	1,0
6. Puttmüüritis, murtud kividest	0,2	0,25	6,0	1,0
7. Sängpinnalistest looduskividest müüritis	0,2	0,25	6,0	1,4

Kivikonstruktsioonide projekteerimise normides [7] on antud müüritise normatiivsed survetugevused otseselt (vt. tabelid 23, 24, 25, 26 ja 27).

Müüritise normitugevuseks loetakse müüritise tugevust 28 päeva vanuselt.

Tabel 23

Iga liiki tellistest ja teistest kividest (sealhulgas ka kuni 12 mm laiuste vertikaalsete piluõõntega keraamilistest kividest) rasketel mörtidel laotud müüritise normatiivne survetugevus R^H kg/cm² müüritise rea kõrguse korral 50—150 mm

Tellise või kivi mark	Mördi mark							
	100	75	50	25	10	4	2	0
300	65	60	55	50	45	35	33	30
200	55	50	45	35	30	27	25	20
150	45	40	35	30	25	23	20	16
100	35	33	30	25	20	18	15	12
75	30	28	25	22	18	15	13	10
50	—	22	20	18	14	11	10	7
35	—	18	16	14	11	9	8	5

Märkus. Jäikadel tsementmörtidel (ilma savi- või lubjalisandita), kergetel mörtidel või lubimörtidel laotud müüritiste, vanusega kuni 3 kuud, normi-survetugevusi vähendatakse 15% võrra, ilma lubjata tsementmörtidel orgaaniliste plastifikaatoritega — 10% võrra.

Tabel 24

Puhtalt tahutud looduslikest kividest ja monoliitsetest betoonkividest müüritiste normatiivsed survetugevused R^H kg/cm² rea kõrguse korral 180 mm või rohkem

Kivi mark	Müüritise rea kõrguse korral 180—350 mm										Müüritise rea kõrguse korral 500 mm või rohkem		
	Mördi mark												
	200	150	100	75	50	25	10	4	2	0	25 või rohkem	10	0
1000	260	250	240	230	220	210	190	170	165	160	420	400	300
800	220	210	200	190	185	175	155	145	135	130	350	320	250
600	180	170	160	150	145	140	120	110	105	100	280	260	200
400	130	125	115	110	105	100	90	80	75	70	210	190	140
200	80	75	70	70	65	60	55	50	45	40	120	110	80
100	50	50	45	43	40	35	33	30	25	20	65	60	40
50	—	—	30	28	25	23	20	18	17	12	35	30	20
25	—	—	—	—	16	15	13	11	10	7	18	15	10

Märkused. 1. Kivide kõrguse korral 350—500 mm leitakse müüritise tugevus interpoleerimise teel.

2. Kivide vahepealsete markide: 500, 300, 150, 75 ja 35 korral leitakse müüritise tugevus interpoleerimise teel.

3. Räbubetoonist kivide mark ei või olla alla 35.

4. Suurtest betoon-õõneskividest müüritise (rea kõrguse korral 500 mm ja rohkem) normatiivne tugevus leitakse kolme viimase veeru järgi.

5. Monoliitsetest betoonplokkidest, mille $\gamma > 1800$ kg/m³, samuti rasketest looduslikest kividest müüritise normitugevus võetakse kolme viimase veeru järgi, teguriga 1,1.

6. Suurtest õõnesplokkidest müüritise normitugevus võetakse järgmiste teguritega:

õõntega kuni 20% — 1,0;
õõntega 21—30% — 0,9;
õõntega üle 30% — 0,8.

7. Tabeli kolm viimast veergu on rakendatavad ka silikaatplokkide kohta.

Tabel 25

Õõnsatest betoonkividest müüritise normatiivne survetugevus R^H kg/cm² rea kõrguse korral 180—350 mm

Kivi mark	Mördi mark							
	100	75	50	25	10	4	2	0
100	40	37	35	32	27	25	23	18
75	32	30	28	25	22	20	18	14
50	25	23	22	20	17	15	14	10
35	—	20	18	16	14	12	11	8
25	—	—	14	13	11	10	9	6

Märkus. Räbubetoonist kivide mark ei või olla alla 35.

Tabel 26

3 kuu vanuse murtud looduskividest müüritise normatiivne survetugevus R^H kg/cm²

Kivi mark	Mördi mark (28 päeva vanuselt)									
	200	150	100	75	50	25	10	4	2	0
1000	60	55	50	45	35	25	15	10	8,5	7
800	55	50	45	40	33	20	14	9	7,5	5,5
600	50	45	40	35	28	18	13	8	6,5	4
400	40	35	30	25	23	16	11	6,5	5	3
200	—	25	22	20	17	13	9	5,5	3,7	1,5
100	—	—	15	14	12	10	7	4,5	3,2	1
50	—	—	—	—	9	7,5	5,5	4	2,8	0,6
25	—	—	—	—	6	5,5	4,5	3	2,3	0,4

TRÜ Raamatukogu

Märkused. 1. Kivi markide vahepealsetel väärtustel — 500, 300, 150, 75 ja 35 — võetakse normatiivsed tugevused interpoleerimise teel.

2. Paralleelsete pindadega kividest müüritise normatiivset tugevust suurendatakse 50% võrra. Valitud paralleelsete pindadega kividest eriti hoolikalt laotud müüritise normatiivset tugevust suurendatakse 100% võrra.

3. 28 päeva vanuse müüritise normatiivset tugevust vähendatakse 20% võrra.

4. Kõikidest külgedest täitepinnasega piiratud vundamentide paekivimüüritise normatiivset tugevust suurendatakse:

a) müüritise ladumisel koos vundamenditaguse pinnasega täitmisega — 1 kg/cm² võrra;

b) müüritise ladumisel vahetult kaeviku puutumatu pinna vastu, samuti pärast täidetud pinnase pikaajalist tihenemist (juurdeehituse korral jne.) — 2 kg/cm² võrra.

Tabel 27

Puttbetooni normatiivne survetugevus R^H kg/cm²

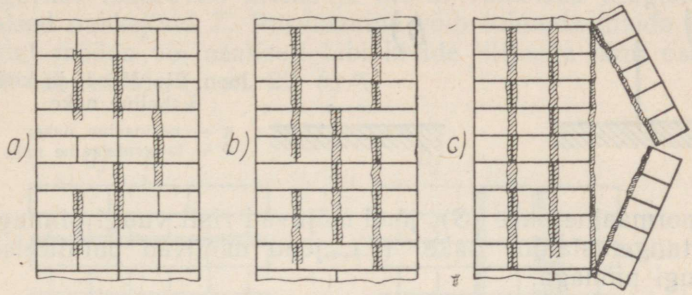
Jäme täitematerjal	Betooni mark			
	100	75	50	35
Murtud kivid mark 200 ja rohkem	60	50	40	35
Sama, mark 100	—	45	37	30
Sama, mark 50, samuti telliskillustik . . .	—	—	35	27

Märkus. Puttbetooni vibreerimisel suurendatakse normatiivset survetugevust 15% võrra.

Korrapärase kujuga looduslikest kividest müüritise normatiivne survetugevus võetakse tabelite 23 ja 24 järgi, teguriga vastavalt sängituspinna tasasusele:

müüritis saetud ja puhtalt tahutud kividest — 1,0;
poolpuhtalt tahutud kividest — 0,8;
jämedalt tahutud kividest — 0,7;
murtud kividest — 0,6.

Müüritise ülekoormamisel tekivad temasse praod. Survest tekivad müüritises praod alati pikisuunas. Koormuste suurus, mille juures tekivad esimesed praod, sõltub esmajärjekorras kasutatud mördi tugevusest. Esimesed väikesed praod ühe kuni kolme kivirea kõrguses (joon. 20, *a*), ilmuvad juba koormustel, mis moodustavad tsementmördil



Joon. 20. Müüritise purunemine survel

laotud müüritise korral 60—80% müüritise normatiivsest tugevusest, segamördi korral — 50—70%, lubimördi korral — 40—60%.

Koormuse suurenedes ühinevad üksikud praod, kuni nad läbivad mitut kivirida (joon. 20, *b*). Tegelik koormus sel momendil moodustab umbes 80—90% müüritise normatiivsest tugevusest. See on juba avariiolukord ning nõuab müüritise tugevdamist. Selliste pragude olemasolul võib koormuse tühine suurenemine põhjustada avarii. Avarii võib tekkida isegi koormuse suurenemiseta, kui ta mõjub pikemat aega. Purunemine on põhjustatud sellest, et tugevalt koormatud müüritises tekivad üksikult seisvad tulbakesed, milles arenevad plastilised deformatsioonid, ning üksikud $^1/_2$ kivi paksused tulbakesed koatavad oma püsivuse (joon. 20, *c*).

TÕMBE-, LÕIKE- JA PAINDETUGEVUS

Kivimüüritis töötab survele tunduvalt paremini kui tõmbele, lõikele või paindele. Seetõttu tuleb eelistada surutud kivikonstruktsioone. Siiski esineb ehituspraktikas juhuseid, kus kivikonstruktsioonidel tuleb töötada ka tõmbele või lõikele.

Müüritise tõmbe- ja lõiketugevus sõltub müüritise vuukide tugevusest. Vuugi tugevust määratakse mördi ja kivide vahelise nakke järgi. Esineb kahte liiki naket, sõltuvalt mõjuvate jõudude suunast (joon. 21):

Joon. 21. Mördi ja kivide vaheline nake
a — normaalne nake;
b — tangentsiaalne nake

normaalne nake (S), jõud mõjuvad risti vuugi pinnaga; tangentsiaalne nake (T), jõud mõjuvad paralleelselt vuugi pinnaga.

Normaalsete ja tangentsiaalsete nakkejõudude suurus on põhiliseks teguriks, mis määrab müüritise tõmbe-, painde- ja lõiketugevuse. *S. A. Semjontsov* [13] andis avaldised nakkejõudude määramiseks tellismüüritistes:

$$\left.\begin{aligned} S &= \frac{3}{1+\frac{40}{R_2}}\ \text{kg/cm}^2; \\ T &= \frac{6}{1+\frac{40}{R_2}}\ \text{kg/cm}^2; \end{aligned}\right\} \quad (2.3)$$

kus R_2 — mördi mark.

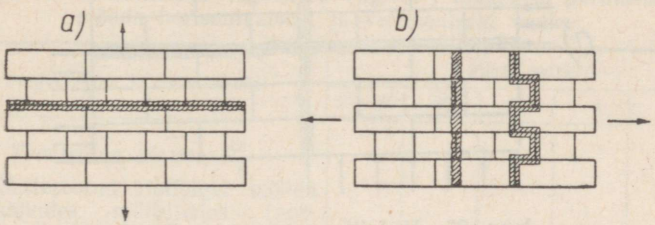
Mördi nake kividega müüritise horisontaalseis ja vertikaalseis vuukides ei ole ühesugune. Vertikaalvuugid on halvasti mördiga täidetud, seetõttu on kivide ja mördi nake väike. Nake väheneb veelgi mördi mahukahanemise tõttu kivistumisel. Seetõttu vertikaalvuukide tõmbe- ja lõiketugevust ei arvestata. Horisontaalvuugid on korralikult mördiga täidetud, nakke kadu mahukahanemisest on tühine, kuna mördi mahukahanemine toimub koos müüritise vajumisega kõrgemal asuva müüritise omakaalu mõjul.

Müüritise tsentrilisel tõmbel esineb kaks juhtu, olenevalt jõudude suunast müüritise vuukide suhtes:

1. Jõud mõjuvad horisontaalvuukidega risti. Purunemine toimub kivide mitteseotud ristlõikes ning müüritise tugevuse määravad kivide ja mördi vahelised normaalnakkejõud S (joon. 22, *a*);

2. Jõud mõjuvad paralleelselt horisontaalsete vuukidega. Purunemine toimub kivide seotud ristlõikes ning

tugevuse määravad kivide ja mördi vahelised tangentsiaalsed nakkejõud T. Purunemine võib toimuda kivide liitjoont mööda või osaliselt läbi kivide liitjoone ning osaliselt läbi kivide (joon. 22, *b*).



Joon. 22. Müüritise purunemine tõmbel

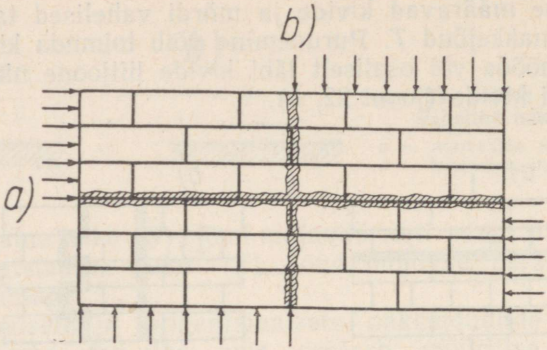
a — mitteseotud ristlõikes; *b* — seotud ristlõikes; paremal kivide liitjoont mööda; vasakul — osaliselt mööda kivide liitjoont ja osaliselt läbi kivide

Tugevatest kividest ja nõrga mördiga müüritised purunevad liitjoont mööda; vastava koormuse määravad tangentsiaalsed nakkejõud. Vertikaalsete vuukide vastupanu sel juhul ei arvestata ning müüritise tugevuse määramiseks tuleb horisontaalvuukide pind korrutada tangentsiaalsete nakkejõudude väärtusega T. Kui arvutus teostatakse ristlõike kaudu, siis tuleb sisse viia ülekatte koefitsient, milleks on müüritise liitjoone sügavuse suhe rea kõrgusesse.

Nõrkadest kividest müüritised purunevad mitte liitjoont mööda, vaid osaliselt mööda liitjoont ja osaliselt läbi kivi. Sel juhul määrab müüritise tõmbetugevuse kivi tõmbetugevus. Müüritise töötav pind, arvestades maha vertikaalsed vuugid, moodustab poole kogu ristlõikest. Arvutusvalemeis võetakse töötavaks pinnaks tavaliselt tingimuslikult kogu ristlõike pind, mille tõttu kivide tõmbetugevust sel juhul vähendatakse kaks korda.

Seotud ristlõike korral tuleb kontrollida tugevust mõlemal juhul, s. t. mööda liitjoont ning osaliselt mööda liitjoont ja osaliselt läbi kivi.

Müüritise lõiketugevuse määramisel esineb samuti kaks juhtu:



Joon. 23. Müüritise purunemine lõikel
a — mitteseotud lõikes; *b* — seotud lõikes

1. Lõige toimub paralleelselt horisontaalsete vuukidega, s. t. mitteseotud lõikes (joon. 23, *a*). Sel juhul tuleb arvestada tangentsiaalseid nakkejõudusid kivide ja mördi vahel. Arvestada tuleb ka mördi ja kivide vahelisi hõõrdejõudusid, mille suurus oleneb horisontaalvuugiga risti mõjuva normaaljõu suurusest.

2. Lõige toimub risti horisontaalsete vuukidega, s. t. seotud lõikes (joon. 23, *b*). Sel juhul tuleb arvutusel lähtuda kivi lõiketugevusest.

Müüritise paindetugevus sõltub eelkõige tõmbetsooni tugevusest, s. t. müüritise tõmbetugevusest paindel. Nagu näitavad eksperimentaalsed uurimised, on müüritise kandevõime paindele umbes 1,5 kuni 2,0 korda suurem kui seda annavad teoreetilised arvutused avaldise $M = WR^{н}$ järgi, kus W — ristlõike vastupidavusmoment ja $R^{н}$ — müüritise normatiivne tugevus teljelisel tõmbel.

See nähe on põhjustatud peamiselt sellest, et pingete epüürid ristlõikes on mitte kolmnurksed, vaid kõverjoonelised, sest pingete ja deformatsioonide seos pole lineaarne. Selle tõttu on normides [7] lubatud tõmbepingetele paindel suuremad väärtused kui tsentrilisel tõmbel.

Müüritise purunemine tõmbepeapingetest paindel toimub kaldsuunas liitjoont mööda. Tõmbepeapinged paindel loetakse võrdseks tõmbepingetega paindel. Müüritiste nor-

matiivsed tõmbe-, lõike- ja paindetugevused on toodud tabelites 28, 29 ja 30.

Tabel 28

Tsement-lubi-, tsement-savi- ja lubimörtidel täiskividest müüritiste normatiivsed tugevused (kg/cm²) müüritise purunemisel mööda horisontaalseid ja vertikaalseid vuuke

Pingeolukord ja ristlõike liik	Mördi mark				
	100—50	25	10	4	2
Tsentriline tõmme $R_p^н$					
1. Mitteseotud ristlõiget mööda kõikides müüritistes (normaalnake)	1,8	1,2	0,6	0,3	0,15
2. Seotud ristlõiget mööda:					
a) korrapärase kujuga kividest müüritises	3,5	2,5	1,2	0,6	0,3
b) looduskivimüüritises	2,5	1,8	0,9	0,4	0,2
Tõmme paindel $R_{pи}^н$					
3. Mitteseotud ristlõiget mööda kõikides müüritistes	2,5	1,8	0,9	0,4	0,2
4. Seotud ristlõiget mööda:					
a) korrapärase kujuga kividest müüritises	5,5	3,5	1,8	0,8	0,4
b) looduskivimüüritises	4	3	1,5	0,5	0,3
Lõige $R_{ср}^н$					
5. Mitteseotud ristlõiget mööda kõikides müüritistes (tangentsiaalne nake)	3,5	2,5	1,2	0,6	0,3
6. Seotud ristlõiget mööda looduskivimüüritises	5,5	3,5	1,8	0,8	0,4
Tõmbepeapinged paindel $R_{тл}^н$					
7. Kaldsuunalist liitjoont mööda	2,5	1,8	0,9	0,4	0,2

Märkused. 1. Tsementmörtidel müüritiste normatiivsed tugevused võetakse 25% võrra väiksemad.

2. Kärg- ja pilutellistest ning õõnsatest betoonkividest müüritiste normitugevused võetakse 25% võrra suuremad.

3. Normatiivne tugevus on võetud müüritise kogu purunemis- või lõikepinna kohta.

4. Kui müüritise seotise ülekatte suhe rea kõrgusesse on väiksem kui 1, siis müüritise tabelist leitud normitugevus tsentrilisel tõmbel ja tõmbel paindest seotud ristlõiget mööda korrutatakse kiviülekatte ja rea kõrguse suhtega.

Tabel 29

Tellistest ja korrapärase kujuga kividest müüritiste normatiivsed tugevused (kg/cm²) seotud ristlõiget mööda, müüritise purunemisel läbi kivide ja vertikaalvuukide

Pingeolukord	Kivi mark								
	200	150	100	75	50	35	25	15	10
1. Tsentriline tõmme $R^{н}_{р}$	6	5	4	3	2,5	1,8	1,4	1	0,7
2. Tõmme paindel $R^{н}_{ри}$	9	7	5,5	4,5	3,5	2,5	2	1,5	1
3. Lõige $R^{н}_{ср}$	22	18	14	12	9	6,5	5	3	2
4. Tõmbepeapinged paindel $R^{н}_{гл}$	9	7	5,5	4,5	3,5	2,5	2	1,5	1

Märkused. 1. Normatiivsed tugevused tsentrilisele tõmbele, tõmbele paindel ja tõmbepeapingetele on võetud müüritise kogu purunemispinna kohta.

2. Normatiivsed lõiketugevused seotud ristlõiget mööda on võetud ainult telliste või kivide lõikepinna suhtes (neto-lõikepind), maha arvates vertikaalsed vuugid.

Tabel 30

Puttbetooni normatiivsed tugevused (kg/cm²)

Pingeolukord	Betooni mark			
	100	75	50	35
1. Tsentriline tõmme $R^{н}_{ср}$ . . . . . ja tõmbepeapinged $R^{н}_{гл}$	3,5	3	2,7	2,2
2. Tõmme paindel $R^{н}_{ри}$	5	4,5	4	3,5
3. Lõige $R^{н}_{ср}$	5,5	5	4,5	3,5

TUGEVUS MULJUMISEL

Kui koormus mõjub ainult osale müüritisest, siis selle osa tugevus on suurem. Müüritise koormamata osa moodustab nagu kesta koormatud osa ümber, mis takistab põikdeformatsioonide arenemist. Müüritise koormatud osas tekib ruumiline pingeolukord, mille tulemuseks on survetugevuse tõus.

Normidega [7] on määratud müüritiste normatiivne muljumistugevus järgmiselt:

$$R^{н}_{см} = R^{н}\sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} \leqslant 2R^{н} \qquad (2.4)$$

kus $F_{см}$ — muljumispind;
F — kogu ristlõike pind.

Kivistumata müüritises (mördi tugevus 2 kg/cm² ja vähem) loetakse müüritise normitugevus muljumisele $R^{н}_{см} = R^{н}$

TUGEVUS EKSTSENTRILISEL SURVEL

Ekstsentrilisel survel esineb kaks juhtu — suur ja väike ekstsentrilisus, mida on käsitletud V peatükis. Suure ekstsentrilisuse puhul ($e_0 > 0{,}45y$) tekivad ristlõike tõmbetsoonis praod, millega müüritise survetsoon töötab analoogiliselt muljumisega kõrgendatud tugevusega. Normidega [7] on määratud müüritise normatiivne tugevus ekstsentrilisel survel suure ekstsentrilisuse korral järgmiselt:

$$R^{н}_{и} = R^{н}\sqrt[3]{\frac{F}{F_{c}}} \qquad (2.5)$$

kus F_{c} = survetsooni pind täisnurkse pingeepüüri korral;
F — kogu ristlõike pind.

Kivikonstruktsioonides kasutatava terase normatiivsed tugevused on järgmised [7]:

kuumaltvaltsitud teras mark Ст. 0 $R^{н}_{a}$ = 1900 kg/cm²;
kuumaltvaltsitud teras mark Ст. 3 $R^{н}_{a}$ = 2400 kg/cm²;
külmalttõmmatud terastraat . . . $R^{н}_{a}$ = 4500 kg/cm².

3. ARMEERIMATA MÜÜRITISE DEFORMATSIOONIOMADUSED

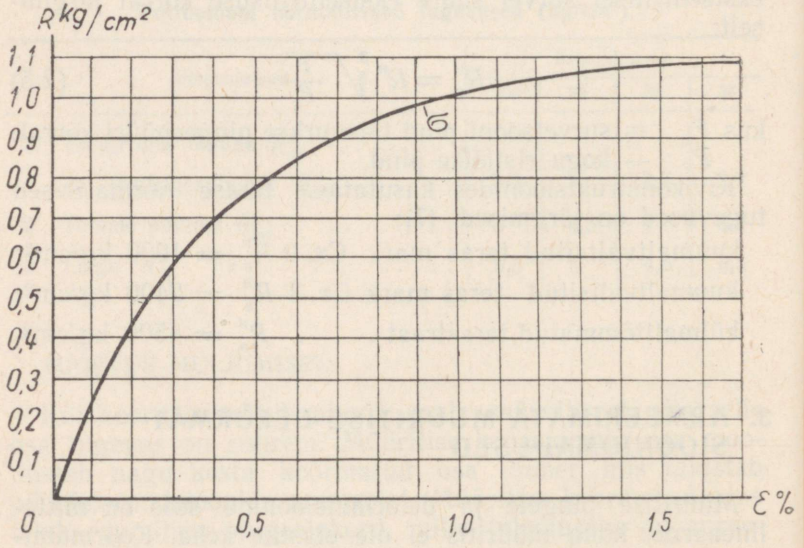
Müüritise pingete ja deformatsioonide seos on mittelineaarne, kuna müüritis ei ole elastne keha. Koormamisel toimub müüritise deformatsioon peamiselt mördi defor-

meerumise arvel. Kivide deformatsioon moodustab müüritise üldisest deformatsioonist vaid tühise osa.

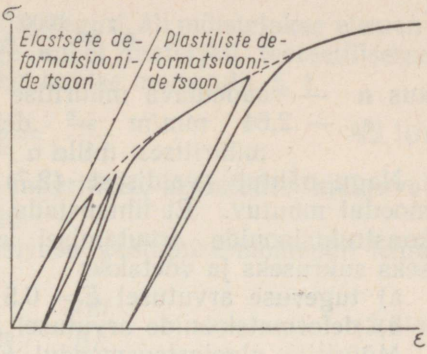
Betoonide, mörtide ja müüritiste deformatsioonide sõltuvus pingetest on analoogilised — deformatsioonid kasvavad pingetest kiiremini (joon. 24). See on tingitud asjaolust, et müüritise koormamisel tekivad peale elastsete deformatsioonide ka plastilised deformatsioonid. Viimaste mõju avaldub deformatsioonide kõveras korduval koormamisel (joon. 25).

Arvukad uurimised müüritise elastsusomaduste kohta on viinud järeldusele, et deformatsioonide kõver sõltub mitte ainult koormusest, vaid teatud mõttes ka koormuse mõjumise ajast. Pikaajalistel koormamistel deformatsioonid kasvavad kiiremini, seda eriti kõrgetel koormamise astmetel.

Kui deformatsioonide kõvera vaatlusel tuua sisse elastsusmoodulil, s. t. kõvera puutuja kaldenurga tangensi $E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ mõiste, siis näeme, et see pingete kasvamisega



Joon. 24. Müüritise survepingete ja deformatsioonide kõver



Joon. 25. Deformatsioonide kõver korduval koormamisel

väheneb ning on müüritise purunemise momendil vaid 9—10% algväärtusest.

Prof. *L. I. Oništšik* [12] selgitas pikaajaliste uurimistega, et müüritiste survedeformatsioonid on määratud avaldisega:

$$\varepsilon = -\frac{1{,}1}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{1{,}1 R^{\text{H}}}\right) \qquad (2.6)$$

ja elastsusmoodul survel avaldisega:

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_0\left(1 - \frac{\sigma}{1{,}1 R^{\text{H}}}\right) \qquad (2.7)$$

kus σ — pingete väärtus, mille juures määratakse deformatsioon või elastsusmoodul;

R^{H} — müüritise normitugevus;

α — müüritise elastsust iseloomustav tegur;

E_0 — algelastsusmoodul, s. t. deformatsioonide kõvera puutuja kaldenurga tangens nullile lähedaste pingete puhul;

$1{,}1\ R^{\text{H}}$ — pingete väärtus, millele deformatsioonidekõver asümptootiliselt läheneb.

Kasutades valemit (2.6) saab määrata deformatsioonide piirväärtuse ε_0, mille juures toimub müüritise purunemine. Müüritistes, kus elastsustegur $\alpha = 1000$, on deformatsioonide piirväärtus $\varepsilon_0 = 2{,}64$ mm/m [13].

Teistsuguste elastsusomadustega müüritiste deformatsioonide piirväärtused muutuvad pöördvõrdeliselt α väärtusega:

$$\varepsilon_0' = \frac{1000}{\alpha}\varepsilon_0 \qquad (2.8)$$

kus α — vaadeldava müüritise elastsustegur;
ε_0 — 2,64 mm/m — deformatsiooni piirväärtus müüritises, mille $\alpha = 1000$.

Nagu nähtub avaldisest (2.7), on müüritise elastsusmoodul muutuv. Et lihtsustada arvutusi, loetakse kivikonstruktsioonide arvutamisel elastsusmoodul konstantseks suuruseks ja võetakse:

a) tugevuse arvutusel $E = 0{,}5\ E_0$;
b) deformatsioonide arvutusel $E = 0{,}8\ E_0$.

Müüritise algelastsusmoodul E_0 on võrdeline müüritise normitugevusega $R^н$ ja elastsusteguriga α, ning avaldub:

$$E_0 = \alpha R^н \qquad (2.9)$$

Müüritise elastsusteguri α väärtused on toodud tabelis 31.

Tabel 31

Müüritise elastsustegur α

Müüritise liik	Elastsustegur α mördi margi korral				
	200—50	25—10	4	2	0
1. Raskeist looduslikest ja betoonkividest ning puttmüüritis, rasketel mörtidel	2000	1000	750	500	350
2. Tellistest, kergbetoonkividest ja kergetest looduslikest kividest müüritis rasketel mörtidel	1000	750	500	350	200
3. Sama, kergetel mörtidel	750	500	350	200	100

Märkused. 1. Puttbetooni elastsustegur võetakse $\alpha = 2000$ betooni margi korral 100÷50 ja $\alpha = 1500$ betooni margi korral 35.
2. Suurtest plokkidest müüritise elastsustegur võetakse kergest betoonist ja kergeist looduslikest kividest plokkide korral $\alpha = 750$; raskest betoonist ja raskeist looduslikest kividet plokkide korral $\alpha = 1500$.

Nõtketegur. Kivikonstruktsioonides ei saa rakendada tavalist kriitilise jõu määramise meetodit, kuna müüritises ei valitse lineaarne seos pingete ja deformatsioonide vahel. Kriitilist jõudu mõjutab deformatsioonide tunduv suurenemine pingete kasvamisel ja sellest tingituna elastsusmooduli muutumine, mille tulemuseks on kriitilise jõu vähenemine.

Kivikonstruktsioonide nõtketeguri all mõistetakse elemendis esineva kriitilise pinge suhet materjali teoreetilisesse survetugevusse püsivuse kaotamise momendil, s. t.

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{1{,}1\,R^{н}} \tag{2.10}$$

kus $\sigma_{кр}$ — kriitiline pinge müüritises, arvestades muutuvat elastsusmoodulit.

Kriitilise pinge võib püsivuse kaotamise momendil leida *Euleri* valemiga

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2 F} \tag{2.11}$$

kus E — müüritise elastsusmoodul;
I — ristlõike inertsmoment;
l_0 — elemendi arvutuslik kõrgus;
F — elemendi ristlõike pind.

Siia asetame prof. *L. I. Oništšiki* poolt antud elastsusmooduli väärtuse $E = E_0\left(1 - \frac{\sigma}{1{,}1\,R^{н}}\right)$. Arvestades, et elastsusmoodul määratakse vastavalt kriitilisele pingele, saame

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 E_0 I\left(1 - \frac{\sigma_{кр}}{1{,}1R^{н}}\right)}{l_0^2 F} = \sigma^0_{кр}\left(1 - \frac{\sigma_{кр}}{1{,}1R^{н}}\right),$$

kus $\sigma^0_{кр} = \frac{\pi^2 E_0 I}{l_0^2 F}$.

Teisendades saame

$$\sigma_{кр} = \frac{\sigma^0_{кр}}{1 + \frac{\sigma^0_{кр}}{1{,}1R^{н}}}$$

Jagame võrrandi mõlemad pooled müüritise teoreetilise survetugevusega. Saame:

$$\frac{\sigma_{кр}}{1{,}1R^{н}} = \frac{\frac{\sigma^0_{кр}}{1{,}1R^{н}}}{1 + \frac{\sigma^0_{кр}}{1{,}1R^{н}}}$$

ehk

$$\varphi = \frac{\varphi_0}{1+\varphi_0} \tag{2.12}$$

kus φ_0 — nõtketegur, mis on leitud Euleri valemiga, kasutades konstantset algelastsusmoodulit $E_0 = \alpha R^{\text{H}}$.

$$\varphi_0 = \frac{\sigma^0_{\text{kp}}}{1{,}1R^{\text{H}}} = \frac{\pi^2 E_0 I}{l_0^2 F \cdot 1{,}1R^{\text{H}}} = \frac{\pi^2 \alpha R^{\text{H}} r^2 F}{l_0^2 F \cdot 1{,}1R^{\text{H}}} = \frac{\pi^2 \alpha}{1{,}1}\left(\frac{r}{l_0}\right)^2. \tag{2.13}$$

Kivikonstruktsioonide alal teostatud uurimised lubavad väita, et ekstsentrilisuse mõju nõtkel on võrreldes tsentrilise survega tühine ning seega võime kasutada nii tsentrilisel kui ka ekstsentrilisel survel ühesugust nõtketegurit.

Valemi (2.12) järgi arvutatud nõtketegurid müüritisele, mille elastsustegur $\alpha = 1000$, on toodud tabelis 32.

Tabel 32

Nõtketeguri φ väärtused

Redutseeritud saledus		φ	Redutseeritud saledus		φ	Redutseeritud saledus		φ
β_{red}	λ_{red}		β_{red}	λ_{red}		β_{red}	λ_{red}	
4	14	0,99	15	52,5	0,77	34	118	0,39
5	17,5	0,98	16	56	0,74	36	125	0,36
6	21	0,96	17	59,5	0,72	38	132	0,34
7	24,5	0,94	18	68	0,70	40	139	0,32
8	28	0,92	20	70	0,65	42	146	0,30
9	31,5	0,90	22	76	0,61	44	153	0,28
10	35	0,88	24	83	0,56	46	160	0,26
11	38,5	0,86	26	90	0,53	48	166	0,24
12	42	0,84	28	97	0,49	50	173	0,23
13	45,5	0,81	30	104	0,45	52	180	0,22
14	49	0,79	32	111	0,42	54	187	0,21

Teiste elastsusomadustega müüritiste nõtketegurid määratakse samuti tabeli 32 järgi, kasutades redutseeritud saledusi β_{red} või λ_{red}, mis määratakse avaldistega

$$\beta_{red} = \frac{l_0}{a}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}}$$

$$\lambda_{red} = \frac{l_0}{r}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} \tag{2.14}$$

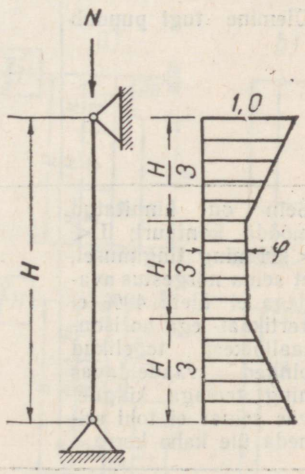
kus l_0 — konstruktsiooni arvutuslik kõrgus;
a — täisnurkse ristlõike lühem külg;
r — ristlõike inertsraadius;
α — müüritise elastsustegur.

Uurimused [15] kukermiitmörtidel laotud tellismüüritise kohta on näidanud, et jäigal kukermiitmördil laotud tellismüüritis deformeerub viis korda rohkem kui tsement-lubimörtidel laotud tellismüüritis. Plastifitseeritud kukermiitmördil (lubja või savi lisandiga) laotud müüritise deformeeritavus on umbes 2 korda väiksem kui jäigal kukermiitmördil laotud tellismüüritisel. Selle alusel soovitab *H. Eesorg* võtta tellismüüritise elastsusteguriks mördi margi puhul 25—50:

jäiga kukermiitmördi korral $\alpha = 200$;
plastifitseeritud kukermiitmördi korral $\alpha = 500$.

Konstruktsioonide arvutuslik kõrgus l_0 võetakse nõtketeguri φ määramiseks olenevalt ülemise toe jäikusest ja on toodud tabelis 33.

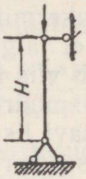
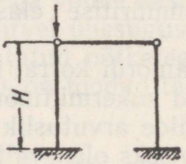
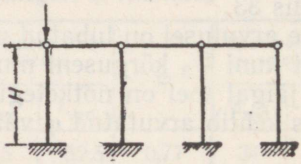
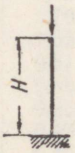
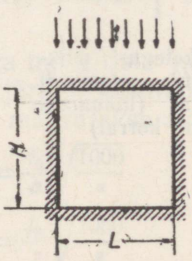
Ristlõigete arvutusel on lubatud võtta nõtketegur φ alates jäigast toest kuni $^1/_3$ kõrguseni muutuvana lineaarse seaduse järgi; jäigal toel on nõtketeguri väärtus 1, keskmises kolmandikus kehtib arvutatud φ väärtus (vt. joon. 26).



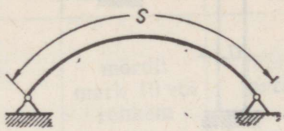
Joon. 26. Nõtketeguri muutumise graafik elemendi kõrguse suunas (liikumatu ülemise toe korral)

Tabel 33

Konstruktsiooni arvutuslik kõrgus l_0 nõtketeguri φ määramiseks

Ülemine tugi	Konstruktsiooni skeem	l_0
1. Ülemine tugi liikumatu		$l_0 = H$
2. Ülemine tugi elastse kinnitusega: a) üheavaline hoone,		$l_0 = 1{,}5H$
b) mitmeavaline hoone		$l_0 = 1{,}25H$
3. Ülemine tugi puudub		$l_0 = 2H$
4. Sein on kinnitatud mööda kontuuri; $L < 2H$ ning tingimusel, et seina nõrgestus avadega ei ületa 40% ei vertikaal- ega horisontaallõikes; tegelikud pinged vaadeldavas ning temaga külgnevas seinas ei tohi erineda üle kahe korra		$l_0 = \dfrac{H}{1+\dfrac{H}{L}}$

Tabeli 33 järg

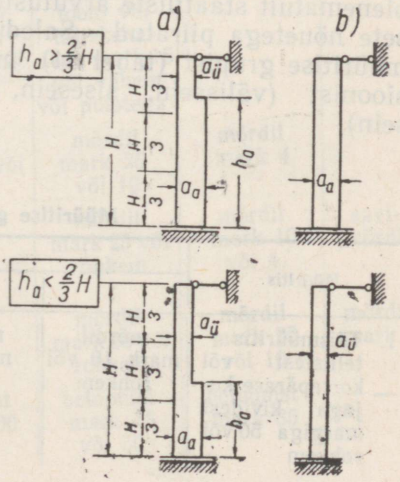
Ülemine tugi	Konstruktsiooni skeem	l_0
5. Liigenditele toetuvad kaared või võlvid		$l_0 = 0{,}5S$

H — vahelagede (või muude horisontaaltugede) vahekaugus;
L — põikseinte (või muude vertikaaltugede) vahekaugus;
S — võlvi telje pikkus.

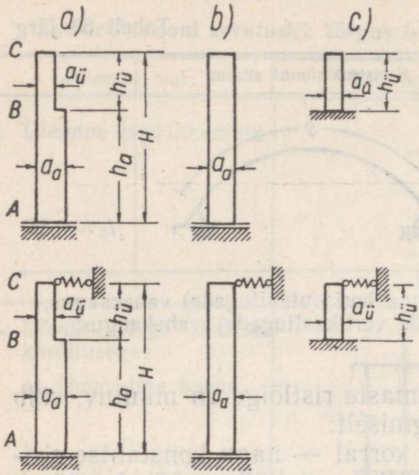
Juhul, kui seinte või sammaste ristlõige on muutuv, võib nõtketeguri φ arvutada järgmiselt:

a) liikumatu ülemise toe korral — nagu konstantse ristlõikega elemendi korral, kusjuures ristlõike mõõted määrab elemendi ristlõige keskmises kolmandikus. Arvutuslik skeem on toodud joonisel 27;

b) vabalt seisvate konstruktsioonide või ülemise elastse toe korral arvutatakse elemendi alumine piirkond AB nagu kogu kõrguse H ulatuses ühtlase ristlõikega elemendi puhul.



Joon. 27. Muutuva ristlõikega, liikumatu ülemise toega elemendi arvutusskeem nõtketeguri määramiseks
a — elemendi skeem; *b* — ligikaudne arvutusskeem nõtketeguri määramiseks



Joon. 28. Muutuva ristlõikega, vabalt seisva või ülemise elastse toega elemendi arvutusskeem nõtketeguri φ määramiseks

a — elemendi skeem; *b* — elemendi alumise piirkonna *AB* arvutusskeem; *c* — elemendi ülemise piirkonna *BC* arvutusskeem

Arvutuslik ristlõige võetakse elemendi alumise osa ristlõike järgi. Elemendi ülemine piirkond *BC* arvutatakse nagu ühtlase ristlõikega element kõrgusega $h_{ü}$. Arvutuslik ristlõige võetakse elemendi ülemise osa ristlõike järgi. Arvutuslikud skeemid on toodud joonisel 28.

Saleduste piirväärtused on kivikonstruktsioonides, olenematult staatiliste arvutuste tulemustest, konstruktiivsete nõuetega piiratud. Saleduse piirväärtused olenevad müüritise grupist (tabel 34), mõrdi margist ja konstruktsioonist (välissein, sisesein, kandev sein, mittekandev sein).

Tabel 34

Müüritise grupid

Müüritis	Müüritise grupp			
	I	II	III	IV
1. Täismüüritis tellistest või korrapärase kujuga kividest margiga 50 või rohkem	mõrdil mark 10 või rohkem	mõrdil mark 4	—	—

Tabeli 34 järg

Müüritis	Müüritise grupp			
	I	II	III	IV
2. Sama, margiga 35 või 25	—	mördil mark 10 või rohkem	mördil mark 4	—
3. Sama, margiga 15, 10 või 7	—	—	igasugusel mördil	—
4. Sama, mark 4	—	—	—	igasugusel mördil
5. Müüritis pinnasmaterjalidest	—	—	lubimördil	savimördil
6. Kergmüüritis tellistest või betoonkividest, horisontaalsete sidemetega (põikkivid või metallsidemed)	mördil mark 25 või rohkem; betooni või täitekehadega mark 25 või rohkem	mördil mark 10 või rohkem; betooni või täitekehadega mark 10 või 15	betooniga mark 4 või 7 või puistega	—
7. Kergmüüritis vertikaalsete sidemetega (seintega)	mördil mark 25 või rohkem; betooni või täitekehadega mark 25 või rohkem	mördil mark 10 või rohkem; betooni või täitekehadega mark 15 või vähem või puistega	—	—
8. Pae- või puttkivist müüritis kellu alla	mördil mark 50 või rohkem	mördil mark 25 või 10	mördil mark 4	
9. Looduskivimüüritis sängpinnalistest kividest	—	mördil mark 25 või rohkem	mördil mark 10 või 4	savimördil
10. Looduskivimüüritis, murtud kividest	—	mördil mark 50 või rohkem	mördil mark 25 või 10	mördil mark 4
11. Puttbetoon	betoonist mark 100	betoonist mark 75 või 50	betoonist mark 35	—

Kivikonstruktsioonide praktikas on rohkem levinud täisnurkne ristlõige, mille saleduse iseloomustajaks võetakse suurus

$$\beta = \frac{H}{a}$$

kus H — seina või samba kõrgus;

a — seina paksus või posti ristlõike väiksema külje pikkus.

Pilastritega seinte või keerulise kujuga postide juures loetakse tingimuslikult $a = 3{,}5\ r$, kus $r = \sqrt{\frac{I}{F}}$.

Ümmarguse või hulknurkse ristlõikega postide $a = 0{,}85\ d$, kus d on ristlõike läbimõõt.

Normidega [7] on β väärtus määratud järgmiselt:

Tabel 35

β piirväärtused avadeta kandevseinte korral paksusega üle 30 cm, kui seina vaba pikkus l on vähem kui 2,5 H (I—IV grupi müüritistele korrapärase kujuga kividest)

Mördi mark	β piirväärtus olenevalt müüritise grupist			
	I	II	III	IV
50 või rohkem	25	22	—	—
25	22	20	17	—
10	20	17	15	14
4 või vähem	—	15	14	13

Tabel 36

β piirväärtused avadeta mittekandvate seinte korral paksusega kuni 30 cm, kui seinte vaba pikkus l on vähem kui 2,5 H (I—II grupi müüritistele korrapärase kujuga kividest)

Seina paksus cm	β piirväärtus olenevalt mördi margist			
	50 või rohkem	25	10	4 või vähem
30	27	22	20	17
25	30	25	22	18
20	35	30	25	20
15	40	35	30	22
10	45	40	35	25
5	50	45	40	—

Märkused. 1. Vahepealsete seina paksuste korral võetakse β piirväärtus interpoleerimise teel.
2. III grupi müüritistele alandatakse β piirväärtused 10% võrra ja IV grupi müüritistele — 20% võrra.

Tabelites 35 ja 36 toodud β piirväärtusi tuleb vähendada teguri k võrra olenevalt seina konstruktsioonist, avade olemasolust ja muudest tingimustest. Vähendusteguri k väärtused on toodud tabelis 37.

Üldjuhul peavad seina paksus a ja kõrgus H (horisontaalsete tugede vahekaugus) rahuldama järgmist tingimust:

$$H \leqslant k\beta a \qquad (2.15)$$

kus k — üldine vähendustegur (üksikute vähendustegurite korrutis, kuid mitte väiksem kui postide juures);
β — saleduse piirväärtus (tabelist 35 või 36).

Tabel 37

β piirväärtuse vähendustegur k

Seina liik	Vähendustegur k
1. Kandvad seinad paksusega kuni 30 cm . .	0,8
2. Seinad avadega	$\sqrt{\frac{F_{нт}}{F_{бр}}}$
3. Vaheseinad avadega	0,9
4. Seinad, mille vaba pikkus põikvaheseinte või sammaste vahel on suurem kui 2,5 H	0,9
5. Sama, üle 3,5 H, või toetamata seinte korral	0,8
6. Seinad looduskivimüüritisest ja puttbetoonist	0,8

Märkused. 1. Lõplik β piirväärtus, mis on saadud vähendusteguritega korrutamise teel, ei või olla väiksem tabelis 38 toodust.
2. Väärtused $F_{нт}$ ja $F_{бр}$ võetakse seina horisontaallõike järgi.

Seinte saleduse piirväärtusi β, mis on toodud tabelites 35 ja 36, koos vähendusteguriga k, suurendatakse:

a) armeerimisel konstruktiivse pikiarmatuuriga (p = = 0,05%) ühes suunas — 20% võrra, kahes suunas — 30% võrra;

b) kui jäikade põikkonstruktsioonide vahekaugus ei ületa väärtust $k\beta a$; sel juhul seina kõrgust H ei piirata ning määratakse tugevusarvutusega;

c) seina vaba pikkuse korral $l < 2H$; sel juhul peavad seina pikkus ja kõrgus rahuldama tingimust $H + l \leqslant 3k\beta a$.

β piirväärtus postidele leitakse tabelist 35 ja korrutatakse tabelis 38 toodud vähendusteguritega.

Tabel 38

β piirväärtuse vähendustegurid postide jaoks k_c

Posti paksus cm	Korrapärase kujuga kividest postid	Looduskivist ja puttbetoonist postid
90 ja rohkem	0,75	0,60
70—89	0,70	0,55
50—69	0,65	0,50
alla 50	0,60	0,45

Märkus. β piirväärtust avadevaheliste kitsaste seinte puhul, mille laius on väiksem kui seina paksus, tuleb kontrollida seinte pinnas nagu postidele ava kõrgusega. Kui β väärtus on suurem, kui see on lubatud postidele, tuleb kitsaid seinu vaadelda mittekandvatena.

Eeltoodud saleduste piirväärtused olid antud konstruktsioonide kohta, mille ülemine ristlõige on kinnitatud kahes suunas vahelagede või talade külge.

Vabalt seisvate seinte või postide korral vähendatakse eeltoodud saleduste piirväärtusi 30% võrra.

ARVUTUSE ALUSED

Alates 1955. a. toimub ehituskonstruktsioonide arvutus NSV Liidus nn. arvutusliku piirolukorra meetodil. Olukorda, milles konstruktsioon lakkab rahuldamast temale esitatud nõudeid, s. t. kaotab võime võtta vastu välisjõude, deformeerub üle piirväärtuse või saab kohalikke rikkeid, nimetatakse piirolukorraks. Arvutuslikuks piirolukorraks nimetatakse konstruktsiooni olukorda, milles jõudude suurused, pinged, deformatsioonid või kohalikud rikked on normides lubatud piiril.

Esineb kolm arvutuslikku piirolukorda:

esimene piirolukord — määratud kandevõimega;
teine piirolukord — määratud piirdeformatsioonidega;
kolmas piirolukord — määratud pragude tekkimise või avanemisega.

Kandevõime arvutus tuleb teostada kivikonstruktsioonide kõigi elementide kohta. Deformatsioonide ja pragude arvutus tuleb teostada siis, kui need võivad häirida konstruktsiooni normaalset tööd ekspluatatsioonis.

Konstruktsioon võib saavutada piirolukorra olenevalt:

1) materjalidest ja müüritise mehaanilistest omadustest,
2) konstruktsioonist ja tema töötingimustest või
3) väliskoormustest.

Piirolukordade määramisel peavad konstruktsioonide arvutuslikud skeemid ja oletused küllaldaselt vastama nende tegelikule töötamisele.

Esimese piirolukorra järgi arvutatakse konstruktsioonid arvutuslike koormustega. Üldkujul on arvutuseeskiri:

$$N \leqslant \Phi \qquad (3.1)$$

kus N — arvutuslik jõud konstruktsioonis;
Φ — konstruktsiooni kandevõime, mis oleneb konstruktsiooni geomeetrilistest mõõdetest, materjali arvutuslikust tugevusest ja konstruktsiooni töötingimustest.

Teise piirolukorra järgi toimub arvutus normikoormustega ja väljendub üldkujul:

$$\Delta \leqslant f \qquad (3.2)$$

kus Δ — paigutus või deformatsioon, mis oleneb konstruktsiooni geomeetrilistest mõõdetest, materjali omadustest ja normikoormustest;

f — paigutuse või deformatsiooni piirväärtus.

Arvutusel pragude tekkimisele või pragude avanemisele piiratakse arvutuslikke tõmbetugevusi töötingimuste teguritega selliselt, et pragude tekkimine või avanemine ei ületaks etteantud piire, mille juures ehitise normaalne ekspluateerimine ei ole veel häiritud.

Arvutusliku piirolukorra meetodi ülesandeks on tagada arvutustega, et ekspluatatsioonis ei tekiks ehitises ükski eelmainitud piirolukord.

NSV Liidus arvutati konstruktsioone alul lubatavate pingete meetodil, seejärel kuni 1955. a. — purustavate koormuste meetodil, kasutades ühtset varutegurit. Arvutusliku piirolukorra meetodil esineb varutegur diferentseeritult: ülekoormuse tegur, materjali ühtluse tegur ja konstruktsiooni töötamistingimuste tegur.

I. I. Goldenblat [14] väidab, et arvutuslike tegurite suuruse valik on keskseks probleemiks kaasaegses tehnikas. Arvutuslike tegurite õigest valikust sõltub ehituskonstruktsioonide ökonoomsus ja usaldatavus.

1. KOORMUSED

Kivikonstruktsioonide elementide või kogu ehitise arvutusel tuleb rakendada väliskoormusi kõige ebasoodsamates kombinatsioonides. Arvutustes kasutatavad koormuskombinatsioonid liigitatakse: põhi-, lisa- ja erikombinatsioonideks.

Põhikombinatsioon koosneb konstruktsiooni omakaalust, kasulikust koormusest, lume kaalust ja töötavate kraanade kaalust.

Lisakombinatsioon koosneb põhikombinatsiooni koormustest, millele on liidetud koormused tuulest, montaažikraanadest ning temperatuuri mõjust.

Erikombinatsioon koosneb omakaalust, kasulikust koormusest, tuulest ja erimõjust (näit. seismiline koormus). Seejuures arvestatakse ainult ühe töötava kraana mõju üheaegselt tuulega.

Arvutustes koormuste lisa- või erikombinatsioonidele tuleb koormused (peale omakaalu) korrutada teguritega:

lisakombinatsiooni korral — 0,9;

erikombinatsiooni korral — 0,8.

Elu- ja ühiskondlike hoonete (välja arvatud õppeasutused ja teatrid) postide, seinte ja vundamentide arvutusel võetakse kasulik koormus:

esimesel ja teisel korrusel (ülaltpoolt) — 100% kogu ülalpool mõjuvast kasulikust koormusest;

kolmandal ja neljandal korrusel (ülaltpoolt) — 85%;

viiendal ja kuuendal korrusel (ülaltpoolt) — 70%;

ülejäänud korrustel — 60%.

Normidega on määratud väliskoormuste suurimad väärtused — normikoormused $N^{н}$, mis on lubatavad hoone või ehitise normaalsel ekspluateerimisel. Tegelikud koormused võivad normikoormusi ületada, mida arvestatakse ülekoormuse teguri n kaudu. Ülekoormuse tegurid olenevad koormuse iseloomust. Arvutuslikuks koormuseks N nimetatakse normikoormuse ja ülekoormuse teguri korrutist:

$$N = nN^{н} \tag{3.3}$$

Normikoormused, ülekoormuse tegurid ja arvutuslikud koormused on toodud tabelis 39.

Tabel 39

Normatiivsed ja arvutuslikud koormused ja ülekoormuse tegurid

Jrk. nr.	Koormuse liik	Normikoormus kg/m²	Ülekoormuse tegur	Arvutuslik koormus kg/m²
	A. Koormused vahelagedele			
1	Koormused katusealustes ruumides (arvestamata eriseadmeid)	75	1,4	105

Tabeli 39 järg

Jrk. nr.	Koormuse liik	Normi-koormus kg/m²	Ülekoormuse tegur	Arvutuslik koormus kg/m²
2	Koormused korterites, raviasutustes (välja arvatud vestibüülid ja saalid, kus on võimalik inimeste kogunemine), lasteaedades, lastesõimedes	150	1,4	210
3	Koormused ühiselamutes, kontorites, klassiruumides, elu-olustikulistes ruumides, tehaste tsehhides	200	1,4	280
4	Koormused ühiselamute, kontorite ja elu-olustikuliste ruumide koridorides	300	1,3	390
5	Koormused sööklates, restoranides, auditooriumides	300	1,3	390
6	Koormused kinode, teatrite, klubide, koolide, vaksalite saalides ja koridorides ning tribüünidel	400	1,2	480
7	Koormused tööstuslike ettevõtete tootmisruumides, ladudes, kaupluste müügisaalides — tehnoloogiliste andmete järgi, kuid vähemalt	400	Tehniliste tingimuste või faktiliste andmete järgi, vähemalt 1,2	—
8	Koormused raamatuhoidlais, arhiivides — tegeliku koormuse järgi, kuid vähemalt	500	1,2	600
9	Koormused vestibüülides, treppidel, terrassidel ja rõdudel			
	a) hoonetes ja ruumides, mis on näidatud punktides 2 ja 3	300	1,4	420
	b) kõigis muudes hoonetes ja ruumides	400	1,4	560
	B. Mitmesugused koormused			
10	Vertikaal- ja horisontaalkoormused kraanadest	Projekti andmete põhjal	1,3	—

Tabeli 39 järg

Jrk. nr.	Koormuse liik	Normi-koormus kg/m²	Ülekoormuse tegur	Arvutuslik koormus kg/m²
11	Vedelike hüdrostaatiline rõhk	Projekti andmete põhjal	1,1	—
12	Puistematerjali ja pinnase omakaal ning rõhk	„	Tehniliste tingimuste või faktiliste andmete järgi, kuid vähemalt 1,2	—
13	Gaaside surve	„	„	—
14	Konstruktsiooni omakaal, välja arvatud konstruktsioonid, mis on näidatud punktis 15 . . .	„	1,1	—
15	Soojaisolatsioonplaatide ja puiste omakaal	„	1,2	—

Märkused. 1. Vahelagede arvutusel tuleb arvestada koormuste tegelikku jaotust üksikutele konstruktsioonielementidele.

2. Koormused vahelagedele on antud vaheseinte kaalu arvestamata. Vaheseinte kaal arvestatakse faktiliste andmete põhjal sõltuvalt vaheseinte konstruktsioonist ja nende toetamise viisist, ülekoormuse teguriga 1,1.

Tabel 40

Tuule surve kg/m²

Geograafiline rajoon	Kõrgus maapinnast		
	kuni 10 m	20 m	100 m
I rajoon — kogu NSVL territoorium, välja arvatud II, III ja IV rajoon	30	40	100
II rajoon — ookeanide ja merede rannikuvöönd, välja arvatud III ja IV rajoon	50	70	150
III rajoon — Musta mere rannikuvöönd Anapast kuni Tuapseni	100	100	200
IV rajoon — Barentsi, Kara, Laptevi, Ida-Siberi, Tšuktši ja Beringi merede ja nende lahtede rannikuribad ning saared, Selehhovi lahe rannik, Kamtšatka poolsaar. Sahhalini, Kuriili ja Komandori saared	Erinormide järgi		

Märkused: 1. Rannikuribade laiuseks võetakse 100 km, kuid mitte kaugemale kui lähema mäeharjani.

2. Tabelis 40 toodud kõrguste vahepealsetel väärtustel määratakse tuule surve lineaarse interpoleerimise teel.

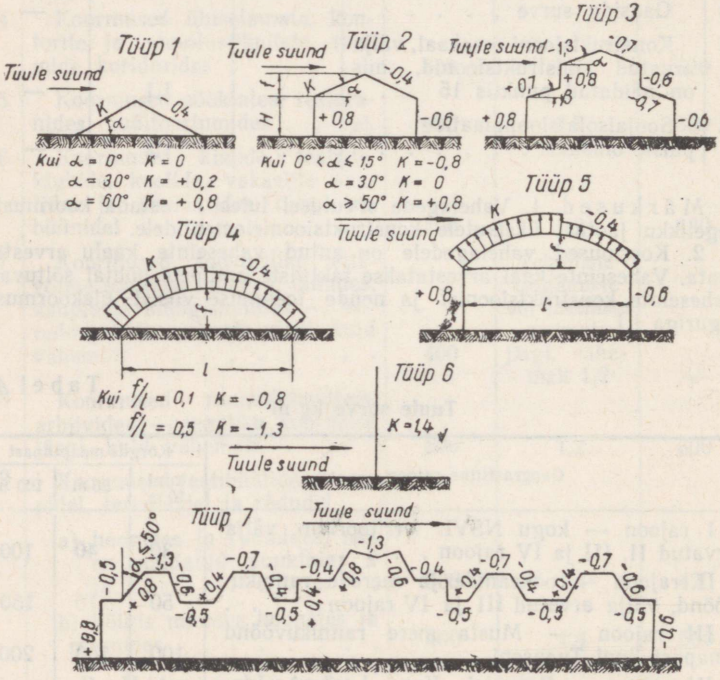
3. Hoone ja ehitise üksikute tsoonide piirides, kui üksiku tsooni kõrgus ei ületa 10 m, lubatakse tuule surve võtta konstantsena ja määrata ta tsooni keskmise punkti järgi.

Tuule normikoormus võetakse risti ehitise pinnaga või selle osaga ja määratakse avaldisega:

$$q_{tuul} = kQ \qquad (3.4)$$

kus Q — tuule surve kg/m² tabeli 40 järgi;

k — aerodünaamiline tegur tabelist 41.



Joon. 29. Aerodünaamilised tegurid

Tüübi *2* puhul on eeldatud $H \geqslant f$. Kui $H < f$, siis võtta vastavalt tüübile *1*. Tüübi *3* puhul aerodünaamiliste tegurite väärtused ei sõltu nurkade α ja β suurustest

Tabel 41

Põhilised aerodünaamilised tegurid

Jrk. nr.	Ehitise pinna element	k
1	Vertikaalsed pinnad tuulepoolsel küljel, positiivne rõhk	+ 0,8
2	Vertikaalsed pinnad allpool tuult, negatiivne rõhk	— 0,6
3	Vertikaalsed või vertikaalist mitte üle 50° kõrvalekalduvad pinnad mitmerealiselt paigutatud laternatega ja muude keerukate profiilidega hoonetes	
	a) tuulepoolsetel äärmistel ja kõigil kõrgemalasuvail pindadel, positiivne rõhk	+ 0,8
	b) tuulealustel äärmistel ja kõigil kõrgemalasuvail pindadel, negatiivne rõhk	— 0,6
	c) vahepealsetel tuulepoolsetel pindadel, positiivne rõhk	+ 0,4
	d) vahepealsetel tuulealustel pindadel, negatiivne rõhk	— 0,4
4	Kaldpinnad laternateta hoonetel või ühe-realiselt paigutatud laternatega, samuti horisontaalpinnad mitmerealiselt paigutatud laternatega hoonetes	Vastavalt joonisele 29

Märkus. Tuule koormus spetsiaalsetele ehitistele (kõrgehitised, mastid, korstnad, elektriliinid, tornid, kuplid, reservuaarid jne.), samuti dünaamilised tegurid, mis arvestavad tuulepuhanguid, võetakse vastavalt spetsiaalsetele tehnilistele tingimustele.

Lume normikoormus võetakse katuse 1 m² horisontaalprojektsioonile ja määratakse avaldisega

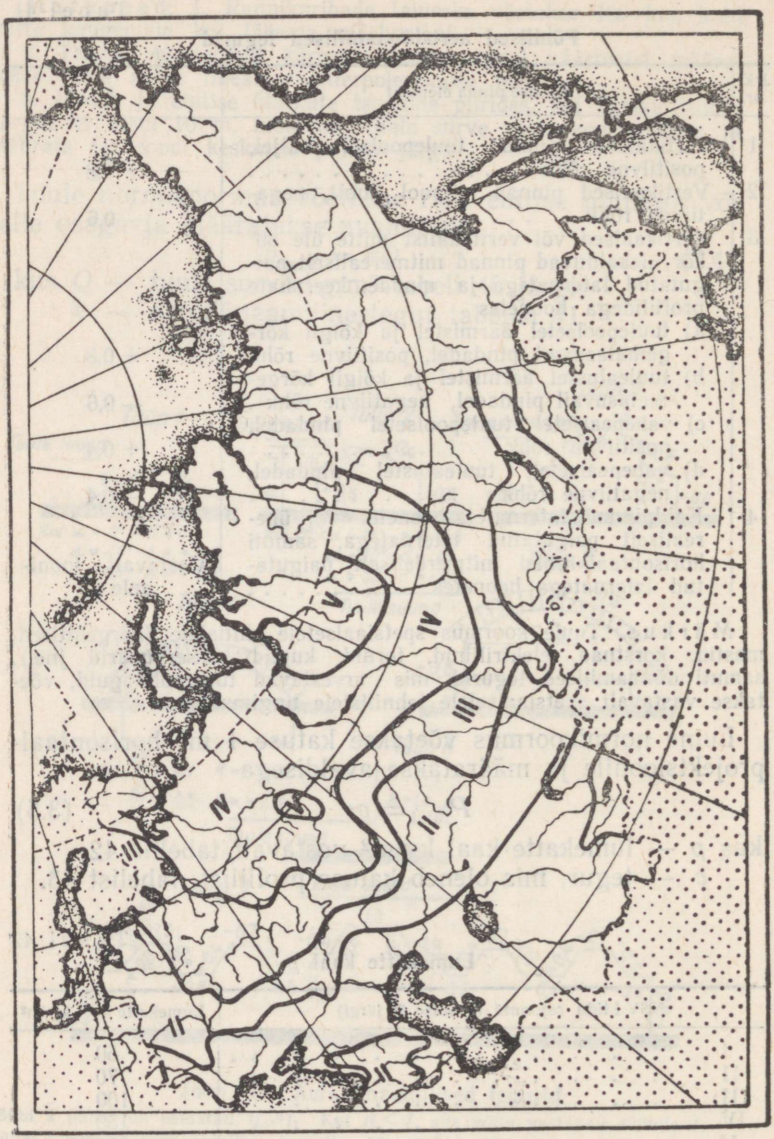
$$P_{\text{lumi}} = pc \qquad (3.5)$$

kus p — lumekatte kaal kg/m² vastavalt tabelile 42;
c — tegur, mis oleneb katuse profiilist, tabelist 43.

Tabel 42

Lumekatte kaal p

NSV Liidu rajoonid (joonise 30 järgi)	Lumekatte kaal kg/m²
I	50
II	70
III	100
IV	150
V	200

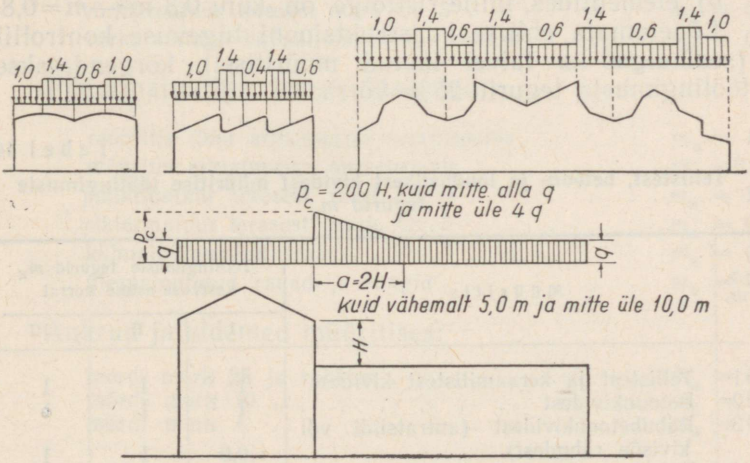


Joon. 30. Lumekatte rajoonid NSV Liidus

Tabel 43

Teguri c väärtused

Jrk. nr.	Katuse profiil	c	Märkused
1	Lihtsad ühe- või kahekaldelised katused $\alpha \leqslant 25°$ . . . . $\alpha \geqslant 60°$	 1,0 0	Katuse kaldenurga vahepealsel väärtusel leitakse teguri c väärtus interpoleerimise teel
2	Lihtsad võlvkatted	$\frac{l}{10f}$	l — võlvi ava f — võlvi tõus Tegur c peab olema 0,3—1,0
3	Keerulised katted põik- või pikilaternatega. erineva kõrgusega osadega jne.	Vastavalt joonisele 31	Erinevus kõrgustes H võetakse meetrites



Joon. 31. Teguri c väärtused

2. TÖÖTINGIMUSTE TEGURID

Kivi- ja armeeritud kivikonstruktsioonide, samuti raudbetooniga tugevdatud (kompleks-) konstruktsioonide arvutamisel piirolukorra meetodil rakendatakse järgmisi töötingimuste tegureid, mis arvestavad konstruktsiooni ja tema elementide töötamistingimuste iseärasusi:

m — konstruktsioonielemendi töötingimuste tegur;

$m_к$ — müüritise töötingimuste tegur;

$m_б$ — betooni töötingimuste tegur;

$m_а$ — armatuuri töötingimuste tegur;

$m_{тр}$ — müüritise töötingimuste tegur pragude arvutusel.

Kivi-, armeeritud kivi- või komplekskonstruktsiooni elemendi töötingimuste tegur m võetakse tugevuse arvutusel:

a) elementides, mille ristlõige on üle 0,3 m² — $m = 1$;

b) elementides, mille ristlõige on kuni 0,3 m²—$m = 0{,}8$.

Lõpetamata ehitise konstruktsiooni tugevuse kontrollil (sealhulgas ka talvel laotud müüritisel) kõrgendatakse töötingimuste tegurit 25% võrra.

Tabel 44

Tellistest, betoon- ja looduslikest kividest müüritise töötingimuste tegurid $m_к$

Jrk. nr.	Müüritis	Töötingimuste tegurid $m_к$ kestvuse astme korral		
		I	II	III
1	Tellistest ja keraamilistest kividest	1	1	1
2	Betoonkividest	1	1	1
3	Räbubetoonkividest (antratsiidi või kivisõe räbudest)	0,9	1	1
4	Räbubetoonkividest (pruun- või segasõe räbudest)	—	0,8	0,9
5	Looduslikest kividest:			
	mark 50 ja rohkem	1	1	1
	mark 35 ja vähem	0,9	1	1

Märkus. Müüritise kaitsmise korral välisküljelt külmakindlate materjalidega (paksusega vähemalt 3,5 mm), mis rahuldavad tabeli 18 nõudeid, on kõigi müüritiste $m_к = 1$.

Konstruktsiooni arvutusel koormustele, mis rakendatakse hiljem kui üks aasta pärast müüritise ladumist, suurendatakse töötingimuste tegureid:

müüritise töötamisel survele — 10% võrra;

müüritise töötamisel tõmbele, paindele ja lõikele:

tsement-lubimörtide korral — 20% võrra;

tsement-savimörtide korral — 10% võrra.

Müüritise töötingimuste teguri $m_к$ väärtused on toodud tabelis 44.

Müüritise, armatuuri ja betooni töötingimuste tegurid armeeritud kivi- ja komplekskonstruktsioonide arvutusel on järgmised:

Võrkarmatuuriga konstruktsioonid:

müüritis	$m_к = 1{,}0$
võrkarmatuur terasest mark Ст.0	$m_а = 0{,}8$
võrkarmatuur terasest mark Ст.3	$m_а = 0{,}7$
võrkarmatuur külmalttõmmatud traadist	$m_а = 0{,}5$

Pikiarmatuuriga konstruktsioonid:

müüritis ilma armatuurita survetsoonis	$m_к = 1{,}0$
müüritis armatuuriga survetsoonis	$m_к = 0{,}85$
pikiarmatuur terasest mark Ст.0	$m_а = 1{,}0$
pikiarmatuur terasest mark Ст.3	$m_а = 0{,}9$
külmalttõmmatud traat	$m_а = 0{,}9$
ülespainutatud rauad ja rangid	$m_а = 0{,}8$

Ankrud ja sidemed müüritises:

mördi mark 25 ja rohkem	$m_а = 0{,}9$
mördi mark 10	$m_а = 0{,}7$
mördi mark 4	$m_а = 0{,}5$

Komplekskonstruktsioonid:

müüritis	$m_к = 0{,}85$
betoon	$m_б = 1{,}0$
armatuur terasest mark Ст.0	$m_а = 1{,}0$
armatuur terasest mark Ст.3	$m_а = 0{,}9$
külmalttõmmatud traat	$m_а = 0{,}9$
ülespainutatud rauad ja rangid	$m_а = 0{,}8$

Kestadega tugevdatud konstruktsioonid:

riketeta müüritis	$m_k = 1{,}0$
osaliselt purunenud, pragudega müüritis	$m_k = 0{,}7$
rangid, spiraalid ja põiksidemed terasest mark Ст.0	$m_a = 0{,}8$
sama, terasest mark Ст.3	$m_a = 0{,}8$
sama, külmalttõmmatud traadist	$m_a = 0{,}5$
pikiarmatuur ja teraskesta pikielemendid terasest mark Ст.0 ja Ст.3:	
koormuse ülekandmiseta kestale	$m_a = 0{,}2$
koormuse ülekandmisega kestale ühel küljel	$m_a = 0{,}6$
betoon:	
koormuse ülekandmiseta kestale	$m_б = 0{,}35$
koormuse ülekandmisega kestale ühel küljel	$m_б = 0{,}7$

Kesta ja müüritise koostööl võetakse töötingimuste tegurid samuti kui komplekskonstruktsioonides.

Müüritise töötingimuste tegurid armeerimata kivikonstruktsioonide arvutusel pragude tekkimisele võetakse vastavalt tabelile 45.

Tabel 45

Müüritise töötingimuste tegurid pragude tekkimisele (müüritise vuukides) $m_{тр}$

Jrk. nr.	Müüritise töötamistingimused	Töötingimuste tegurid $m_{тр}$ olenevalt kestvuse astmest		
		I	II	III
1	Ekstsentriliselt koormatud või tõmmatud armeerimata müüritis	1,5	2	3
2	Sama, hüdroisolatsioonkrohviga kaetavate konstruktsioonide korral, mis töötavad vedeliku hüdrostaatilise rõhu all	1,2	1,5	2
3	Sama, happekindla krohviga või vesiklaasist alusele asetatud vooderdusega konstruktsioonide korral	0,8	1	1
4	Sama, kõrgendatud viimistlusega dekoratiivkrohviga kaetud konstruktsioonide korral	1,2	1,2	—

Märkus. Töötingimuste tegurid pragude avanemisele $m_{тр}$ pikiarmatuuriga müüritise arvutusel ekstsentrilisele survele, paindele,

tsentrilisele ja ekstsentrilisele tõmbele ja tõmbepeapingetele võetakse tabeli 45 järgi teguritega:

kui $p \geqslant 0{,}10\%$ . . . . . $k = 1{,}25$,

$p \leqslant 0{,}05\%$ . . . . . $k = 1$;

vahepealsete armeerimise protsentide korral — interpoleerimise teel valemiga $k = 0{,}75 + 5\,p$.

Armatuurile agressiivses keskkonnas asuvate pikiarmatuuriga kivikonstruktsioonide arvutusel pragude kindlusele võetakse armatuuri töötingimuste tegurid vastavalt tabelile 46.

Tabel 46

Armatuuri töötingimuste tegurid m_a pikiarmatuuriga (terasest mark Ст. 0) konstruktsioonide pragudekindluse arvutusel

Konstruktsiooni nimetus	Töötamistingimused	Töötingimuste tegur m_a kestvuse astme korral		
		I	II	III
Pikiarmatuuriga painutatud ja tõmmatud elemendid armatuurile agressiivses keskkonnas	a) Müüritise tõmme horisontaalsuunas (mööda seotud lõiget)	0,25	0,35	0,35
	b) Müüritise tõmme vertikaalsuunas (mööda mitteseotud lõiget)	0,15	0,20	0,20
Pikiarmatuuriga mahutid, kus on täidetud erinõuded kivikonstruktsioonide katete läbitungimatuse suhtes	a) hüdroisolatsioon-tsementkrohv	0,10	0,15	0,20
	b) happekindel krohv vesiklaasil ja ühekihiline kate valatud kiviplaatidest happekindlal võõbal	0,07	0,09	0,09
	c) kahe- ja kolmekihilised katted täisnurkseist valatud kiviplaatidest happekindlal võõbal:			
	tõmme piki plaatide pikemat külge	0,17	0,2	0,2
	tõmme piki plaatide lühemat külge	0,1	0,15	0,15

Märkus. Terase mark Ст. 3 kasutamisel vähendatakse armatuuri töötingimuste tegurid 20% võrra; külmalttõmmatud traadi korral — 50% võrra.

3. MÜÜRITISE ARVUTUSLIKUD TUGEVUSED

Kivi- ja armeeritud kivikonstruktsioonide arvutusel arvutusliku piirolukorra meetodi järgi rakendatakse materjalide (müüritise ja armatuuri) arvutuslikke tugevusi. Arvutuslikuks tugevuseks nimetatakse materjali normitugevuse ja ühtlusteguri korrutist:

$$R = kR^{н}$$

kus R — materjali arvutuslik tugevus;
k — ühtlustegur;
$R^{н}$ — materjali normatiivne tugevus.

Müüritise ühtlusteguri $k_{к}$ väärtused on toodud tabelis 47.

Tabel 47

Müüritise ühtlustegurid $k_{к}$

Müüritise liik ja töötamistingimused	Töö klass	
	А	Б
I. Survel		
1. Müüritis tellistest ja keraamilistest vertikaalsete piluõõntega kividest	0,6	0,5
2. Müüritis betoon- ja looduslikest kividest ning puttbetoon	0,55	0,5
II. Tsentrilisel tõmbel, tõmbele paindel, lõikel ja tõmbepeapingetel kõikide müüritiste juures	0,50	0,45

Märkused. 1. Kivi- ja armeeritud kivikonstruktsioonid projekteeritakse töö klassi А järgi ehitustel, mille juures teostatakse süstemaatiliselt eelnevaid kontrollkatseid kivide ja mörtide tugevuste kohta.

2. Kivi- ja armeeritud kivikonstruktsioonid projekteeritakse töö klassi Б järgi ehitustel, millel telliste ja kivide margid võetakse tehaste passide järgi, mörtide margid — mörtide koosseisu põhjal ilma kontrollkatseteta.

Müüritise arvutuslikud survetugevused on toodud tabelites 48, 49, 50, 51 ja 52.

Tabel 48

Iga liiki tellistest ja teistest kividest (sealhulgas ka kuni 12 mm laiuste vertikaalsete piluõõntega keraamilistest kividest) rasketel mörtidel laotud müüritise arvutuslik survetugevus R kg/cm² müüritise rea kõrguse korral 50—150 mm
(töö klassi Б puhul)

Tellise või kivi mark	Mördi mark							
	100	75	50	25	10	4	2	0
300	35	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
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. Jäikadel tsementmörtidel (ilma savi- või lubjalisandita), kergetel mörtidel või lubimörtidel laotud müüritiste, vanusega kuni 3 kuud, arvutuslikke survetugevusi vähendatakse 15% võrra, ilma lubjata tsementmörtidel orgaaniliste plastifikaatoritega — 10% võrra.

Tabel 49

Puhtalt tahutud looduslikest kividest ja monoliitsetest betoonkividest müüritiste arvutuslikud survetugevused R kg/cm² rea kõrguse korral 180 mm või rohkem (töö klassi Б puhul)

Kivi mark	Müüritise rea kõrguse korral 180—350 mm										Müüritise rea kõrguse korral 500 mm või rohkem		
	Mördi mark												
	200	150	100	75	50	25	10	4	2	0	25 või rohkem	10	0
1000	130	125	120	115	110	105	95	85	83	80	210	200	150
800	110	105	100	95	90	85	80	70	68	65	175	160	125
600	90	85	80	78	75	70	60	55	53	50	140	130	100
400	65	60	58	55	53	50	45	40	38	35	105	95	70
200	40	38	35	35	33	30	28	25	23	20	60	55	40
100	25	25	23	22	20	18	17	15	13	10	33	30	20
50	—	—	15	14	13	12	10	9	8	6	17	15	10
25	—	—	—	—	8	7,5	6,5	5,5	5	3,5	9	8	5

Märkused. 1. Kivide kõrguse korral 350—500 mm võetakse müüritise arvutuslik survetugevus interpoleerimise teel.

2. Kivide vahepealsete markide: 500, 300, 150, 75 ja 35 korral võetakse arvutuslik survetugevus interpoleerimise teel.

3. Räbubetoonist kivide mark ei või olla alla 35.

4. Suurtest betoon-õõneskividest müüritise (rea kõrguse korral 500 mm või rohkem) arvutuslik tugevus määratakse kolme viimase veeru järgi, olenevalt kivide ja mördi margist.

5. Monoliitsetest betoonplokkidest, mille $\gamma = 1800$ kg/m³, samuti rasketest looduslikest kividest müüritise arvutuslik tugevus võetakse kolme viimase veeru järgi teguriga 1,1.

6. Suurtest õõnesplokkidest müüritise tugevus võetakse teguritega:

õõntega kuni 20% — 1,0
„ 21% — 30% — 0,9
„ üle 30% — 0,8

7. Tabeli kolm viimast veergu on rakendatavad ka silikaatplokkide kohta.

8. Korrapärase kujuga looduslikest kividest müüritise arvutuslik survetugevus võetakse tabelitest 48 ja 49, korrutades tabeli andmed teguriga, mis oleneb sängituspinna tasasusest:

müüritis saetud ja puhtalt tahutud kividest . . — 1,0
„ poolpuhtalt tahutud kividest . . . — 0,8
„ jämedalt tahutud kividest . . . — 0,7
„ murtud kividest . . . . . — 0,6.

Tabel 50

Õõnsatest betoonkividest müüritise arvutuslik survetugevus R kg/cm² rea kõrguse korral 180—350 mm (töö klassi Б puhul)

Kivi mark	Mördi mark							
	100	75	50	25	10	4	2	0
100	20	18	17	16	14	13	11	9
75	16	15	14	13	11	10	9	7
50	12	11,5	11	10	9	8	7	5
35	—	10	9	8	7	6	5,5	4
25	—	—	—	6,5	5,5	5	4,5	3

Märkus: Räbubetoonist kivide mark ei või olla alla 35.

Tabelites 48 kuni 52 toodud müüritise arvutuslikud tugevused peaksid kehtima ka kukermiitmörtidel laotud müüritiste kohta. Tegelikult on kukermiitmörtidel laotud tellismüüritiste arvutuslikud tugevused väiksemad tabelis 48 tooduist. Andmed teiste müüritiste tugevuse kohta puuduvad. Andmed puuduvad ka paemüüritiste tugevuse ja elastsuse kohta; ehituspraktikas on aga kukermiitmörtidel laotud paemüüritistega saadud mitterahuldavaid tulemusi.

H. Eesorg soovitab [15] võtta kukermiitmörtidel laotud

tellismüüritise arvutuslikuks tugevuseks tabelis 48 toodud väärtused, korrutades need töötingimuste teguriga m_{kuk}. Teguri m_{kuk} väärtused on antud tabelis 53.

Tabel 51

3 kuu vanuse murtud looduskivist müüritise arvutuslik survetugevus R kg/cm² (töö klassi Б puhul)

Kivi mark	Mördi mark (28 päeva vanuselt)									
	200	150	100	75	50	25	10	4	2	0
1000	30	28	25	22	18	12	8	5	4,5	3,5
800	28	25	22	20	16	10	7	4,5	3,5	3
600	25	22	20	17	14	9	6,5	4	3	2
400	20	17	15	13	11	8	5,5	3,5	2,5	1,5
200	—	12	11	10	8	6	4,5	3	2	1
100	—	—	7,5	7	6	5	3,5	2,5	1,7	0,5
50	—	—	—	—	4,5	3,5	2,5	2	1,5	0,3
25	—	—	—	—	3	2,5	2	1,5	1	0,2

Märkused. 1. Kivi markide vahepealsetel väärtustel — 500, 300, 150, 75 ja 35 — võetakse arvutuslikud tugevused interpoleerimise teel.

2. Paralleelsete pindadega kividest müüritise arvutuslikku tugevust suurendatakse 50% võrra. Valitud paralleelsete pindadega kividest eriti hoolikalt laotud müüritise arvutuslikku tugevust suurendatakse 100% võrra.

3. 28 päeva vanuse müüritise arvutuslikku tugevust vähendatakse 20% võrra.

Tabel 52

Ühe kuu vanuse puttbetooni arvutuslik survetugevus R kg/cm² (töö klassi Б puhul)

Jäme täitematerjal	Betooni mark			
	100	75	50	35
Murtud kivid mark 200 ja rohkem . . .	60	50	40	35
Sama, mark 100	—	45	37	30
Sama, mark 50 ja telliskillustik	—	—	35	27

Märkused. 1. Puttbetooni vibreerimise korral suurendatakse arvutuslikku survetugevust 15% võrra.

2. Kolme kuu vanuse puttbetooni arvutuslikku survetugevust suurendatakse 10% võrra.

Tabel 53

Kukermiitmördil laotud müüritise töötingimuste tegurid

Mördi liik	m_{kuk} väärtus olenevalt müüritise vanusest		
	1 kuu	2 kuud	3 kuud
Jäik kukermiitmört (lisandita või väikese tsemendilisandiga)	0,75	0,85	0,90
Plastifitseeritud (lubja või gliniidi lisandiga) kukermiitmört	0,90	1,0	1,0

Kivikonstruktsioonide armatuuri ühtlustegur k_a võetakse sõltumatult töö klassist:

teras mark Ст.0 ja Ст.3 . . . . . $k_a = 0{,}9$;
külmalttõmmatud traat . . . . . $k_a = 0{,}8$.

Armatuuri arvutuslikud tugevused on:

teras mark Ст.0 . . . . . $R_a = 1700$ kg/cm²
teras mark Ст.3 . . . . . $R_a = 2100$ kg/cm²
külmalttõmmatud traat . . . . $R_a = 3600$ kg/cm²

Müüritise arvutuslik survetugevus paindel $R_и$ võetakse:

a) armeerimata müüritisele suure ekstsentrilisusega ($e_0 > 0{,}45\ y$) survel vastavalt valemile

$$R_и = R \sqrt[3]{\frac{F}{F_c}} \tag{3.6}$$

b) pikiarmatuuriga müüritisele paindel ja suure ekstsentrilisusega survel vastavalt valemile

$$R_и = 1{,}25\,R \tag{3.7}$$

kus R — müüritise arvutuslik survetugevus tabelitest 48—52;
F — ristlõike pind;
F_c — ristlõike survetsooni pind täisnurkse pingete epüüri korral.

Müüritise arvutuslik muljumistugevus võetakse:

$$R_{см} = R \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} \leqslant 2R \tag{3.8}$$

kus R — müüritise arvutuslik survetugevus tabelitest 48—52;
F — ristlõike pind;
$F_{см}$ — muljumispind.

Kivistumata müüritise arvutuslik muljumistugevus (mördi tugevuse korral 2 kg/cm² ja vähem) võetakse $R_{см} = R$.

Müüritise arvutuslikud tõmbe-, lõike- ja paindetugevused on toodud tabelites 54 ja 55.

Tabel 54

Tsement-, lubi-, tsement-savi- ja -lubimörtidel monoliitsetest kividest müüritiste arvutuslikud tugevused kg/cm² müüritise purunemisel mööda horisontaalseid või vertikaalseid vuuke (töö klassi Б puhul)

Pingeolukord ja ristlõike liik	Mördi mark				
	100—50	25	10	4	2
Tsentriline tõmme R_p					
1. Mitteseotud ristlõiget mööda kõikides müüritistes	0,8	0,5	0,3	0,1	0,05
2. 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 paindest $R_{pи}$					
3. Mitteseotud ristlõiget mööda kõikides müüritistes	1,2	0,8	0,4	0,2	0,1
4. 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 $R_{ср}$					
5. Mitteseotud ristlõiget mööda kõikides müüritistes (tangentsiaalne nake)	1,6	1,1	0,5	0,2	0,1
6. Seotud ristlõiget mööda looduskivimüüritises	2,4	1,6	0,8	0,4	0,2
Tõmbepeapinged paindel $R_{гл}$					
7. Kaldsuunalist liitjoont mööda .	1,2	0,8	0.4	0,2	0,1

Märkused. 1. Tsementmörtidel müüritiste arvutuslikud tugevused võetakse 25% võrra väiksemad.

2. Kärg- ja pilutellistest ning õõnsatest betoonkividest müüritiste arvutuslikud tugevused võetakse 25% võrra suuremad.

3. Arvutuslik tugevus on võetud müüritise kogu purunemispinna kohta.

4. Kui müüritise seotise ülekatte ja rea kõrguse suhe on väiksem kui 1, siis müüritise arvutuslik tugevus tsentrilisel tõmbel ja tõmbel paindest seotud ristlõiget mööda korrutatakse kivi ülekatte ja rea kõrguse suhtega.

Tabel 54 a

Tellistest ja korrapärase kujuga kividest müüritiste arvutuslikud tugevused kg/cm² seotud ristlõiget mööda müüritise purunemisel läbi kivide ja vertikaalvuukide (töö klassi Б puhul)

Pingeolukord	Kivi mark								
	200	150	100	75	50	35	25	15	10
1. Tsentriline tõmme R_p . . .	2,5	2	1,8	1,3	1	0,8	0,6	0,5	0,3
2. Tõmme paindest $R_{pи}$ . . .	4	3	2,5	2	1,6	1,2	1	0,7	0,5
3. Lõige R_{cp}	10	8	6,5	5,5	4	3	2	1,4	0,9
4. Tõmbepeapinged paindel $R_{гл}$	5	3	2,5	2	1,6	1,2	1	0,7	0,5

Märkused. 1. Arvutuslikud tugevused tõmbele, tõmbele paindel ja tõmbepeapingetele on võetud müüritise kogu purunemispinna kohta.

2. Arvutuslikud lõiketugevused seotud ristlõiget mööda on võetud ainult telliste või kivide lõikepinna suhtes (neto-lõikepind), maha arvates vertikaalsed vuugid.

Tabel 55

Puttbetooni arvutuslikud tugevused kg/cm² (töö klassi Б puhul)

Pingeolukord	Betooni mark			
	100	75	50	35
1. Tsentriline tõmme R_p ja tõmbepeapinged paindel $R_{гл}$	1,6	1,4	1,2	1
2. Tõmme paindel $R_{pи}$	2,2	2	1,8	1,6
3. Lõige R_{cp}	2,5	2,2	2	1,6

Tabelites 48-55 on toodud müüritise arvutuslikud tugevused vastavalt töö klassile Б. Et saada müüritise arvutuslikke tugevusi töö klassile А, tuleb tabelites toodud väärtused jagada tabelis 47 toodud Б klassi müüritise ühtlusteguriga ning korrutada samas tabelis toodud А klassi ühtlusteguriga.

ARMEERIMATA KIVIKONSTRUKTSIOONIDE TUGEVUSARVUTUS

Kivikonstruktsioonide arvutusel määratakse elementide ristlõigetes väliskoormuste mõjul tekkivad sisejõud ehitusmehaanika reeglite järgi. Seejuures võetakse väliskoormused arvutuslike koormustena (s. t. normikoormused, korrutatud vastavate ülekoormuse teguritega). Elemendi kandevõime määravad rida kivikonstruktsioonide iseärasusi, mida on käsitletud eelmistes peatükkides.

Kivikonstruktsioonide tugevusarvutus peab garanteerima, et võimalik arvutuslik jõud elemendi ohtlikus ristlõikes oleks väiksem elemendi kandevõimest, mis on määratud, arvestades diferentseeritud varutegureid.

Üldjuhul:

$$N = \Sigma nN^{н} \leqslant \Phi\ (R^{н}, k_{к}, m, m_{к}, S)$$

kus N — arvutuslik jõud;

$\Sigma nN^{н}$ — sisejõudude summa väliskoormusest (normikoormuse ja ülekoormuse teguri korrutis);

Φ — funktsioon, mis vastab välisjõudude iseloomule (surve, tõmme, paine jne.);

$R^{н}$ — müüritise normitugevus;

$k_{к}$ — müüritise ühtlustegur;

m — konstruktsiooni töötingimuste tegur;

$m_{к}$ — müüritise töötingimuste tegur;

S — ristlõike geomeetriline iseloomustus.

1. TSENTRILINE SURVE

Armeerimata kivikonstruktsioonide elementide tugevusarvutus teostatakse valemi järgi:

$$N \leqslant mm_{к} \varphi RF \qquad (4.1)$$

kus N — arvutuslik pikijõud;
m — elemendi töötingimuste tegur;
$m_к$ — müüritise töötingimuste tegur (tabelist 44);
φ — nõtketegur (tabelist 32);
R — müüritise arvutuslik survetugevus (tabelitest 48—52);
F — elemendi ristlõike pind.

Näide 1. Määrata, millist arvutuslikku normaaljõudu võib rakendada ülalt šarniirselt kinnitatud tellispostile. Posti mõõted: $H=5{,}0$ m; $a = b = 51$ cm. Telliste mark 150, tsement-lubimört mark 25, müüritise grupp I. Töö klass Б.

Kontrollime, kas on täidetud piirsaleduse nõue $[\beta]=\frac{H}{a}$. Tabelist 35 leiame (müüritise grupp I ja mördi mark 25) et $[\beta] = 22$. Tabelist 38 leiame, et posti ristlõike lühema külje $a = 51$ cm korral $k_c = 0{,}65$.

$$k_c\,\beta a = 0{,}65 \cdot 22 \cdot 51 = 730 \text{ cm} > H = 500 \text{ cm}.$$

Seega on posti saledus lubatavais piires.

Leiame posti kandevõime. Posti ristlõige $F = 51 \cdot 51 = 2600$ cm^2, järelikult $m = 0{,}8$; $m_к = 1{,}0$. Telliste margi 150 ja mördi margi 25 puhul on müüritise arvutuslik tugevus $R = 15$ kg/cm^2 (tabelist 48).

Posti arvutuslik kõrgus (tabelist 33): $l = H = 500$ cm; müüritise elastsustegur (tabelist 31) $\alpha = 750$.

Posti redutseeritud saledus

$$\beta_{red} = \frac{l_0}{a}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{500}{51}\sqrt{\frac{1000}{750}} = 11{,}3;$$

nõtketeguri väärtus (tabelist 32): $\varphi = 0{,}85$.

Kõige ohtlikumaks on ristlõige kõrgusel $H/3$ posti alumisest kinnituskohast, kuna seal on nõtketegur väikseim ($\varphi = 0{,}85$). Posti alumises ristlõikes on koormus postile suurem, tingituna posti omakaalust, kuid see koormuse suurenemine on tühine ja kompenseeritakse nõtketeguri suurenemisega — alumises kinnituskohas $\varphi = 1$.

Posti omakaal pealpool ohtlikku ristlõiget:

$$P_g = n_g P_g^H = 1{,}1 \cdot \frac{2}{3} \cdot 5 \cdot 0{,}47 = 1{,}72 \text{ t};$$

siin $n_g = 1{,}1$; 0,47 — posti jooksva meetri kaal (t/jm).

Arvutuslik pikijõud N valemi järgi on:

$$N = N_1 + P_g \leqslant mm_к \varphi RF = 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}85 \cdot 15 \cdot 2600 = 27300 \text{ kg}.$$

Postile võib rakendada arvutusliku pikijõu

$$N_1 = N - P_g = 27300 - 1720 = 25580 \text{ kg}.$$

Näide 2. Kontrollida vabalt seisva tellisposti ristlõiget järgmistel andmetel: posti kõrgus 4,0 m, ristlõige 51 · 64 cm. Post on laotud tellistest mark 100 segamördil mark 25; müüritise grupp II. Postile on rakendatud kasuliku koormusena normaaljõud $P = 18{,}8$ t. Töö klass Б.

Kontrollime, kas on täidetud piirsaleduse nõue $\beta \geqslant \frac{H}{a}$. Tabelist 35 leiame, et $[\beta] = 20$. Tabelist 38 leiame, et posti ristlõike lühema külje $a = 51$ cm korral $k_c = 0{,}65$.

Arvestades, et vabalt seisvate postide puhul alandatakse saleduse piirväärtust 30% võrra:

$$[H] = k_c \cdot 0{,}7[\beta]a = 0{,}65 \cdot 0{,}7 \cdot 20 \cdot 51 = 464 \text{ cm} > H = 400 \text{ cm}.$$

Määrame arvutusliku jõu N posti alumises ristlõikes. Ülekoormuse tegur posti omakaalule $n_g = 1{,}1$ ja kasulikule koormusele $n_p = 1{,}4$. Posti jooksva meetri kaal on $0{,}51 \cdot 0{,}64 \cdot 1{,}8 = 0{,}59$ t.

$$N = 1{,}1 \cdot 4 \cdot 0{,}59 + 1{,}4 \cdot 18{,}8 = 2{,}6 + 26{,}4 = 29{,}0 \text{ t}.$$

Määrame posti arvutusliku kandevõime. Posti ristlõige $F = 51 \cdot 64 = 3264$ cm^2 > 3000 cm^2, seega $m = 1$ ja $m_k = 1$ (tabelist 44). Müüritise arvutuslik tugevus $R = 13$ kg/cm^2 (tabelist 48).

Posti arvutuslik kõrgus (tabelist 33): $l_0 = 2H = 800$ cm; müüritise elastsustegur (tabelist 31) $\alpha = 750$. Posti redutseeritud saledus

$$\beta_{red} = \frac{l_0}{a}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{800}{51}\sqrt{\frac{1000}{750}} = 18{,}05$$

ja vastavalt sellele nõtketegur (tabelist 32) $\varphi = 0{,}69$.

Kuna vabalt seisva posti korral on nõtketegur φ konstantne kogu posti ulatuses, siis on kõige ohtlikumaks ristlõige posti kinnituskohas, kus posti arvutuslik kandevõime

$$N = 29000 \text{ kg} \leqslant mm_k\varphi RF = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}69 \cdot 13 \cdot 3264 = 29278 \text{ kg}.$$

2. TSENTRILINE TÕMME

Kivimüüritistes on tsentriline tõmme lubatud ainult seotud ristlõikes. Element arvutatakse valemi järgi

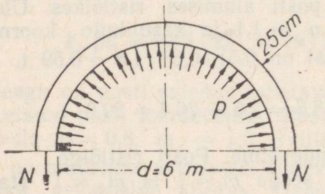
$$N \leqslant m m_к R_p F \qquad (4.2)$$

kus R_p – müüritise arvutuslik tõmbetugevus seotud ristlõikes.

Kivikonstruktsiooni elemendis võivad tsentrilisel tõmbel tekkida praod seotud ristlõikes kas mööda vuuke või läbi kivi (vt. joon. 22). Viimane juhus esineb nõrgamargiliste kivide puhul.

Kivikonstruktsioonide projekteerimine tõmbele mitteseotud ristlõikes on normidega keelatud.

Näide 3. Määrata sisemine arvutuslik surve p ümmargusele reservuaarile, mis on laotud tellistest mark 150 mördil mark 25. Reservuaari seina paksus on 25 cm. Reservuaari sisemine läbimõõt $d = 6{,}0$ m. Töö klass Б. Mõjuvate jõudude skeem on näidatud joonisel 32.



Joon. 32. Reservuaarile mõjuvate jõudude skeem

Tellismüüritise arvutuslik tugevus seotud ristlõikes purunemisel mööda horisontaalseid ja vertikaalseid vuuke $R_p = 1{,}1$ kg/cm² (tabelist 54) ja purunemisel läbi kivide ja vertikaalvuukide (tabelist 54a) $R_p = 2{,}0$ kg/cm². Arvutuslikuks tugevuseks võtame väiksema suuruse, s. t. $R_p = 1{,}1$ kg/cm².

Eraldame reservuaarist ringelemendi kõrgusega 1 cm, mille vertikaalne **ristlõige** $F = 25 \cdot 1 = 25$ cm². Eeldades, et reservuaari kogu vertikaalristlõige on suurem kui 3000 cm², võtame $m = 1$; $m_к = 1$. Ringelemendi ristlõike arvutuslik tugevus valemi (4.2) järgi

$$N = m m_к R_p F = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}1 \cdot 25 = 27{,}5 \text{ kg}.$$

Reservuaari elemendi tasakaalu tingimusest saame

$$2N = pd \text{ ehk } p = \frac{2N}{d};$$

seega antud juhul $p = \frac{2 \cdot 27{,}5}{600} = 0{,}09$ kg/cm².

3. PAINE

Arvutuslik paindemoment M peab rahuldama tingimust

$$M \leqslant m m_к R_{ри} W \qquad (4.3)$$

kus $R_{ри}$ — müüritise arvutuslik tõmbetugevus paindel seotud ristlõikes;
W — ristlõike vastupidavusmoment.

Müüritise purunemine paindel võib toimuda seotud ristlõikes analoogiliselt tõmbele kas mööda vuuke või läbi kivi ja vertikaalvuugi (joon. 33). Kontroll tuleb teha mõlema juhu kohta, võttes tabelitest 54 ja 54 a väiksema $R_{ри}$.

Kivikonstruktsioone, mis töötavad paindele mitteseotud ristlõikega, ehitada ei tohi.

Arvutuslik põikjõud Q paindel peab rahuldama tingimust

$$Q \leqslant m m_к R_{гл} b z \qquad (4.4)$$

kus $R_{гл}$ — müüritise arvutuslik tõmbepeapinge paindel;
b — ristlõike laius;
z — sisejõudude õlg (täisnurkse ristlõike korral võib võtta $z = \frac{2}{3} h$, üldjuhul $z = \frac{I}{S}$; h — ristlõike kõrgus, I — ristlõike inertsmoment, S — ristlõike staatiline moment).

Näide 4. Kontrollida 2,2 m avaga 38 cm paksuse seina paindetugevust, kui sein on koormatud ühtlaselt jaotatud arvutusliku horisontaalkoormusega $g = 400$ kg/jm. Müüritis on laotud plokkseotises 103 mm kõrgustest kärgtellistest. Tellised mark 150, tsement-lubimört mark 25. Töö klass Б.

Vaatleme seina 1 m kõrgust riba, $b = 100$ cm, $h = 38$ cm.

Maksimaalne arvutuslik moment

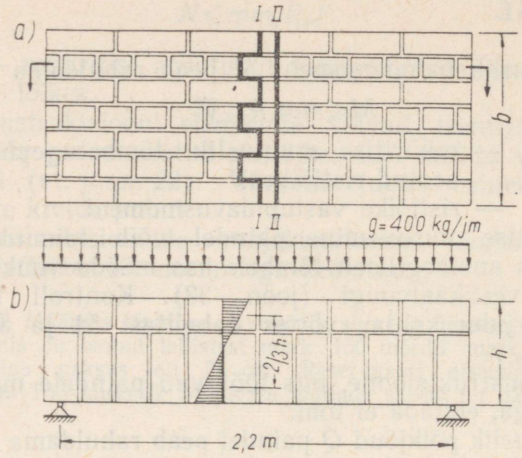
$$M = \frac{g l^2}{8} = \frac{0{,}4 \cdot 2{,}2^2}{8} = 0{,}24 \text{ tm}.$$

Maksimaalne arvutuslik põikjõud

$$Q = 0{,}5 g l = 0{,}5 \cdot 0{,}4 \cdot 2{,}2 = 0{,}44 \text{ t}.$$

Eeltoodud andmetel: $m = m_к = 1{,}0$; $F = 38 \cdot 100 = 3\,800$ cm²;

$$W = \frac{100 \cdot 38^2}{6} = 24\,000 \text{ cm}^3.$$



Joon. 33. Paindele töötav müüritis

a — vaade; *I — I* on seotud ristlõige, *II — II* — ristlõige läbi tellise ja vertikaalvuugi; *b* — horisontaallõige

Vaatleme seotud ristlõiget *I—I*. Tabelist 54 leiame, arvestades märkust 4, et $R_{\text{ри}} = 1{,}6 \cdot \frac{65}{103} = 1{,}01$ kg/cm².

Seega $M = 24\,000 < mm_{\text{к}} R_{\text{ри}} W = 1 \cdot 1 \cdot 1{,}01 \cdot 24\,000 = 24\,240$ kg · cm.

Vaatleme ristlõiget *II—II*. Tabelist 54a : $R_{\text{ри}} = 3{,}0$ kg/cm². Kuna lõikes *II—II* kõik andmed peale arvutusliku tõmbetugevuse paindel on samad, mis ristlõikes *I—I*, siis täiendavat kontrolli lõikele *II—II* pole vaja teha.

Kontrollime tugevust põikjõule.

Antud ristlõikes $b = 100$ cm; $z = {}^2/_3\, a = {}^2/_3 \cdot 38 = 25$ cm; $R_{\text{гл}} = 3{,}0$ kg/cm² (tabelist 54a).

$$Q = 440 < mm_k \quad R_{\text{гл}} bz = 1 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 100 \cdot 25 = 7500 \text{ kg}.$$

4. MULJUMINE

Muljumine esineb juhul, kui väliskoormus mõjub mitte kogu ristlõikele, vaid ainult tema osale.

Arvutuslik normaaljõud muljumisel määratakse valemiga

$$N \leqslant mm_к \mu R_{см} F_{см} \tag{4.5}$$

kus $F_{см}$ — muljumispind;
$R_{см}$ — arvutuslik survetugevus muljumisel;
μ — tegur, mis sõltub pingete epüüri kujust. Täisnurkse epüüri korral $\mu = 1$; kolmnurkse epüüri $\mu = 0{,}5$.

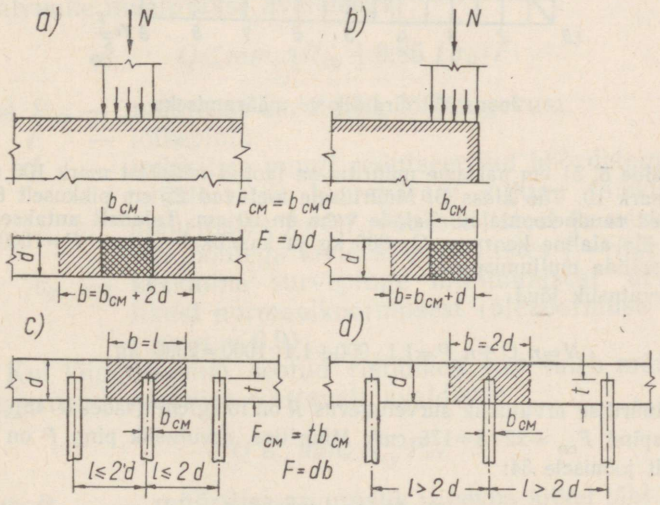
Müüritise arvutuslik tugevus muljumisel

$$R_{см} = R \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} \leqslant 2R \tag{3.8}$$

kus R — müüritise arvutuslik survetugevus;
F — arvutuslik ristlõike pind.

Kivistumata müüritise arvutuslik tugevus muljumisel (mördi tugevuse korral 2 kg/cm² ja vähem) võetakse $R_{см} = R$.

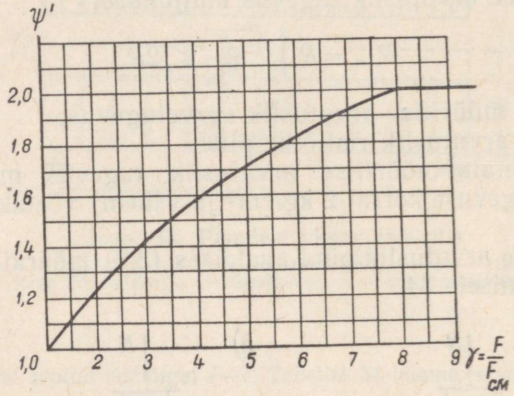
Ristlõike arvutuslik pind avaldises (3.8) määratakse vastavalt joonisele 34.



Joon. 34. Müüritise muljumise juhud

a — arvutuslik muljumispind kogu seina paksuses; *b* — sama, juhul, kui muljumine toimub seina äärel; *c* — muljumine taladest juhul, kui talade vahekaugus $l \leqslant 2d$; *d* — sama, juhul kui $l > 2d$

Tähistades arvutuslikku tugevust muljumisel $R_{см} = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} = R\psi'$, kus $\psi' = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}}$, võime ψ' väärtuse leida jooniselt 35.



Joon. 35. Graafik ψ' määramiseks

Näide 5. 51 cm paksune müüritis on laotud tellistest mark 100 mõrdil mark 10. Töö klass B. Müüritisele toetuvad 22 cm pikkuselt 8 cm laiused raudbetoontalad. Talade vahe on 80 cm. Taladelt antakse seinale üle alaline koormus $Q = 900$ kg ja kasulik koormus $P = 1000$ kg. Kontrollida muljumispind.

Arvutuslik jõud

$$N = n_q Q + n_p P = 1{,}1 \cdot 900 + 1{,}4 \cdot 1000 = 2390 \text{ kg}.$$

Müüritise arvutuslik survetugevus R on 10 kg/cm² (tabelist 48). Muljumispind $F_{см} = 22 \cdot 8 = 176$ cm². Müüritise arvutuslik pind F on vastavalt joonisele 34:

$$F = 80 \cdot 51 = 4080 \text{ cm}^2.$$

$$R_{см} = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} = 10 \cdot 2{,}85 > 2R = 20 \text{ kg/cm}^2.$$

Seega tuleb võtta arvutuslikuks tugevuseks muljumisel $2R = 20$ kg/cm².

Määrame vajaliku muljumispinna, arvestades, et $m = m_к = 1{,}0$ ja $\mu = 0{,}5$.

$$F_{см}^{тр} = \frac{N}{m m_к \mu R_{см}} = \frac{2390}{1 \cdot 1 \cdot 0{,}5 \cdot 20} = 239 \text{ cm}^2$$

$$F_{см}^{тр} > F_{см} = 176 \text{ cm}^2,$$

seega pole tugevustingimus täidetud ning talade alla tuleb asetada jaotusplaat.

5. LÕIGE

Müüritise tugevusele lõikel avaldab suurt mõju peale müüritise lõiketugevuse ka hõõrdejõud vaadeldavas ristlõikes, mille tõttu arvutuslik põikjõud lõikel mööda horisontaalvuuke määratakse avaldisega

$$Q \leqslant m m_к (R_{ср} + 0{,}85 f \sigma_0) F \qquad (4.6)$$

kus $R_{ср}$ — müüritise arvutuslik lõiketugevus;
F — lõikepind;
f — müüritise vuugi redutseeritud hõõrdetegur; tellistest ja korrapärase kujuga täiskividest müüritistes $f = 0{,}7$, õõnestellistest ja vertikaalsete õõntega kividest müüritistes $f = 0{,}3$;
σ_0 — keskmine survepinge minimaalsest arvutuslikust normaalkoormusest (ülekoormuse teguriga $n = 0{,}9$).

Kui lõige toimub seotud ristlõikes, siis tuleb müüritise tugevust kontrollida vastavalt avaldisele

$$Q \leqslant m m_к R_{ср} F_{нт} \qquad (4.7)$$

kus $R_{ср}$ — müüritise arvutuslik tugevus lõikel läbi kivide ja vertikaalvuukide;
$F_{нт}$ — neto-lõikepind (maha arvates vertikaalvuukide pinna).

Näide 6. Tellisseina avadevahelisele osale mõjub kaare horisontaaljõud, mille arvutuslik suurus $H = 21{,}0$ t. Selle arvutusliku horisontaaljõuga kaasnev minimaalne arvutuslik normaaljõud $N = 33$ t. Kontrollida avadevahelise osa tugevust lõikele järgmistel andmetel: ristlõige 103 · 77 cm, telliste mark 100, mördi mark 25, töö klass Б. Kontrollime mitteseotud ristlõiget avaldise (4.6) järgi: $m = m_к = 1$; $F = 103 \cdot 77 = 7931$ cm²; $R_{cp} = 1{,}1$ kg/cm² (tabelist 54); $f = 0{,}7$ ja $\sigma_0 = \frac{33000 \cdot 0{,}9}{7931} = 3{,}74$ kg/cm²;

$H = 21\,000 \leqslant 1 \cdot 1\ (1{,}1 + 0{,}8 \cdot 0.7 \cdot 3{,}74) \cdot 7931 = 25\,400$ kg. Seega on ristlõike arvutuslik tugevus tagatud.

6. EKSTSENTRILINE SURVE

Kui võrrelda ekstsentriliselt surutud kivikonstruktsioonide teoreetilise arvutuse tulemusi katsete tulemustega, võttes ühikuks purustava koormuse tsentrilisel survel, saame tabelis 56 toodud andmed [13]:

Tabel 56

Ekstsentriliselt surutud kivikonstruktsioonide suhteline kandevõime

Jõu määramise meetod	Ekstsentrilisus			
	$e_0 = 0$	$e_0 = \frac{h}{12}$	$e_0 = \frac{h}{6}$	$e_0 = \frac{h}{3}$
1. Teoreetilised arvutused tugevusõpetuse reeglite järgi	1,0	0,67	0,5	0,33
2. Katsed	1,0	0,81	0,73	0,48

Lahkuminekute olulisemad põhjused on järgmised:

1. Seos pingete ja deformatsioonide vahel pole lineaarne, mille tõttu on survetsooni äärmiste kiudude survetugevus suurem kui müüritise survetugevus tsentrilisel survel.

2. Kui tõmbepinged ületavad müüritise tõmbetugevuse, tekivad tõmbetsoonis praod ja viimane lülitub välja ristlõike tööst. Töötav ristlõige väheneb ning ühtlasi väheneb ekstsentrilisus nõrgestatud ristlõike raskuskeskme suhtes, mille tulemuseks on pingete ühtlasem jaotus ristlõikes.

Ristlõike survetsooni kandevõime oleneb ekstsentrilisuse e_o suurusest. Ekstsentrilist survet liigitatakse:

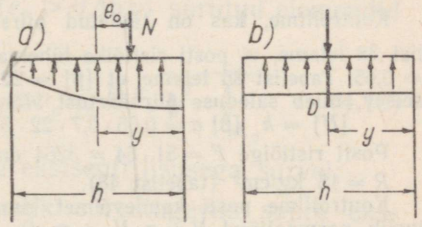
a) väikese ekstsentrilisusega — $e_o \leqslant 0{,}45\,y$, kus y — ristlõike raskuskeskme kaugus rohkem surutud äärest;

b) suure ekstsentrilisusega — $e_o > 0{,}45\,y$, kuid $e_o < e_{np}$.

Kui $e_o > e_{np}$, siis tuleb müüritise tugevust kontrollida pragude avanemisele.

VÄIKE EKSTSENTRILISUS

Kui väliskoormus on rakendatud ekstsentrilisusega $e_o \leqslant 0{,}45\,y$, siis tõmbepingeid ei esine ning ristlõikes esinevad ainult survepinged. Ristlõike kandevõimet oleks võimalik määrata, kui teaksime pingete jaotust ristlõikes (joon. 36, *a*). Pingete ja deformatsioonide mittelineaarse seose tõttu on pingeepüüri kuju tundmatu.



Joon. 36. Väikese ekstsentrilisusega surve

Katsetega on selgitatud, et väikese ekstsentrilisusega kivikonstruktsioonide arvutusel kehtivad prof. *A. A. Gvozdjevi* uurimise tulemused väikese ekstsentrilisusega surutud betoon- ja raudbetoonelementide kohta. Teatavasti tõestas prof. *A. A. Gvozdjev*, et väikese ekstsentrilisuse korral on välisjõu moment ristlõike vähemsurutud ääre suhtes konstantne ja võrdub tsentrilise surve sisejõudude momendiga sama ääre suhtes (joon. 36, *b*).

Seega

$$N(h - y + e_o) = D(h - y)$$

kus h — ristlõike kõrgus;

y — ristlõike raskuskeskme kaugus rohkem surutud äärest;

e_o — ekstsentrilisus.

Tsentrilisel survel sisejõu suurus (s. t. ristlõike kandevõime) on vastavalt avaldisele (4.1): $D = mm_к \varphi RF$; seega

$$N \leqslant \frac{mm_к \varphi RF}{1 + \frac{e_0}{h - y}} \tag{4.8}$$

täisnurkse ristlõike korral

$$N \leqslant \frac{mm_к \varphi RF}{1 + \frac{2e_0}{h}} \tag{4.9}$$

Näide 7. Kontrollida 5,0 m pikkuse vabalt seisva tellisposti kandevõimet tugevusele järgmistel andmetel: postile mõjub kasulik koormus $N_1 = 12{,}0$ t, mis on rakendatud ekstsentrilisusega $e_0 = 13{,}0$ cm; post on laotud tellistest mark 150, mört mark 25; posti ristlõige 51 × 64 cm. Töö klass Б.

Kontrollime, kas on täidetud piirsaleduse nõue $\beta \geqslant \frac{H}{a}$. Tabelist 38 leiame, et posti ristlõike lühema külje $a = 51$ cm korral $k_c = 0{,}65$. Tabelist 35 leiame, et $[\beta] = 22$. Arvestades, et post on vabalt seisev, tuleb saleduse piirväärtust alandada 30% võrra. Seega

$$[H] = k_c [\beta] a = 0{,}65 \cdot 0{,}7 \cdot 22 \cdot 51 = 510 > H = 500 \text{ cm}.$$

Posti ristlõige $F = 51 \cdot 64 = 3264$ cm²; $m = m_к = 1{,}0$;

$R = 15$ kg/cm² (tabelist 48).

Kontrollime posti kandevõimet kinnituskoha ristlõikes, kus arvutuslik normaaljõud $N = n_1 N_1 + n_g P_g = 1{,}4 \cdot 12 + 1{,}1 \cdot 0{,}51 \cdot 0{,}64 \cdot 5{,}0 \cdot 1{,}8 = 16{,}8 + 3{,}2 = 20{,}0$ t.

Arvutuslik paindemoment $M = 16\,800 \cdot 13{,}0 = 218\,400$ kgcm.

Ekstsentrilisus kontrollitavas ristlõikes

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{218\,400}{20\,000} = 10{,}9 \text{ cm} < 0{,}45\, y = 14{,}4 \text{ cm},$$

s. t. surve on väikese ekstsentrilisusega.

Nõtketegur φ määratakse samuti kui tsentrilise surve korral. Posti arvutuslik kõrgus (tabelist 33) $l_0 = 2H = 1000$ cm; müüritise elastsustegur (tabelist 31) $\alpha = 750$;

$$\beta_{red} = \frac{1000}{51} \sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = 22{,}8$$

ja vastavalt sellele nõtketegur (tabelist 32) $\varphi = 0{,}58$.

Valemi (4.9) järgi

$$\frac{mm_к \varphi FR}{1 + \frac{2e_0}{h}} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0{,}58 \cdot 3264 \cdot 15}{1 + \frac{2 \cdot 10{,}9}{64}} = 21\,600 > N = 20\,000 \text{ kg}.$$

Seega on posti kandevõime küllaldane.

SUUR EKSTSENTRILISUS

Kui väliskoormus on rakendatud ekstsentrilisusega $e_0 > 0{,}45y$, siis tekivad ristlõikes tõmbepinged. Suure ekstsentrilisuse korral võivad tõmbepinged ületada müüritise tõmbetugevuse, mille tulemuseks on praod tõmbetsoonis. Pragude tekkimisega väheneb elemendi ristlõike kõrgus ning ristlõige töötab ainult survetsooniga. Praoga ristlõikes tekib nagu muljumine, kus survetsoon töötab kõrgendatud tugevusega. Seejuures peab täisnurkse pingeepüüriga survetsoon tasakaalustama ekstsentriliselt rakendatud välisjõu.

Suure ekstsentrilisusega ($e_0 > 0{,}45y$) surutud elemendid arvutatakse avaldisega

$$N \leqslant mm_к \varphi_и R_и F_c = mm_к \varphi_и R F_c \sqrt[3]{\frac{F}{F_c}} \qquad (4.10)$$

kus $\varphi_и$ — nõtketegur suure ekstsentrilisusega survel;

$R_и$ — müüritise arvutuslik survetugevus suure ekstsentrilisusega survel;

F_c — ristlõike survetsooni pind.

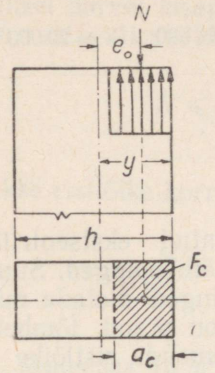
Nõtketegur $\varphi_и$ suure ekstsentrilisusega survel määratakse avaldisega

$$\varphi_и = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} \qquad (4.11)$$

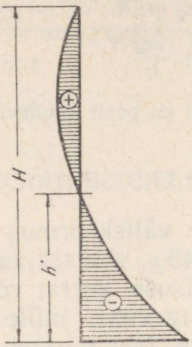
kus φ — nõtketegur, arvestades kogu elemendi kõrgust ja tervet ristlõike pinda; määratakse nagu tsentriliselt surutud elementide juures;

φ_c — nõtketegur, arvestades ainult survetsooni pinda F_c; nõtketegur määratakse redutseeritud saleduste kaudu:

$$\beta_c = \frac{h'}{a_c} \quad \text{või} \quad \lambda_c = \frac{h'}{r_c} \qquad (4.12)$$



Joon. 37. Suure ekstsentrilisusega surve



Joon. 38. Elemendi vahelduva märgiga momendi epüür

kus h' — elemendi momentide epüüri ühemärgilise osa pikkus (joon. 38);

a_c — survetsooni pinna F_c kõrgus;

r_c — survetsooni pinna F_c inertsraadius.

Normidega [7] on lubatud arvutuse lihtsustamiseks määrata φ_c momentide epüüri arvutamata, võttes vahelduvamärgilise momendi epüüri korral $h' = \frac{1}{2}H$.

Müüritise arvutuslik tugevus suure ekstsentrilisusega survel määratakse vastavalt avaldisele (3.6)

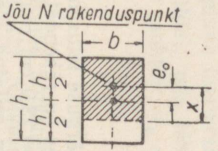
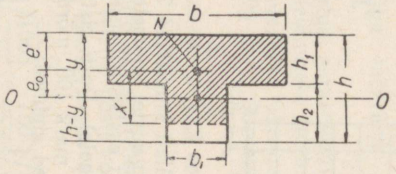
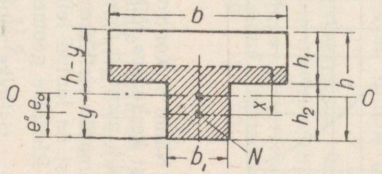
$$R_{и} = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_c}}$$

Survetsooni pind F_c määratakse tingimusest, et survetsooni staatiline moment välisjõu rakenduspunkti läbiva telje suhtes võrduks nulliga. Nulljoone kaugus x jõu N rakenduspunktist mitmesugustes ristlõigetes on toodud tabelis 57.

Täisnurkse ristlõike korral

$$F_c = F\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right);\ a_c = h - 2e_o \text{ ja } \beta_c = \frac{h'}{h - 2e_0} \qquad (4.18)$$

Avaldised x määramiseks

Ristlõike kuju	Ekstsentrilisus	Ristlõike eskiis	Nulljoone kaugus jõu rakenduspunktist
Täisnurkne	—		$x = \frac{h}{2} - e_o$ (4.13)
T-kujuline	Laiema osa poole		$x = \sqrt{\frac{bh_1}{b_1}(2e' - h_1) + (e' - h_1)^2}$ (4.14) kui $e' \leqslant \frac{h_1}{2}$, siis $x = e'$ (4.15)
	Ribi poole		$x = \sqrt{\frac{b_1 h_2}{b}(2e'' - h_2) + (e'' - h_2)^2}$ (4.16) kui $e'' \leqslant \frac{h_2}{2}$, siis $x = e''$ (4.17)

T-kujulise ristlõike korral, kui $e_0 > 0{,}45\ y$,

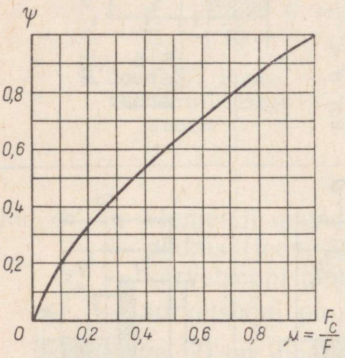
$$F_c = 2(y - e_0)b;\ a_c = 2(y - e_0) \text{ ja } \beta_c = \frac{h'}{2(y - e_0)} \qquad (4.19)$$

Valemi (4.10) võime avaldada järgmiselt:

$$N \leqslant mm_к \varphi_и \psi RF$$

kus $\psi = \sqrt[3]{\mu^2}$ ja $\mu = \frac{F_c}{F}$

ψ väärtuse võime leida graafikust joonisel 39.



Joon. 39. Graafik ψ määramiseks

Näide 8. Kontrollida ülalt kinnitatud 7,0 m kõrguse tellisposti tugevust keskmises lõikes järgmistel andmetel: lõikes on rakendatud arvutuslik pikijõud $N = 28{,}6$ t ekstsentrilisusega $e_0 = 23{,}9$ cm (moment on suunatud ristlõike ribi poole). Posti ristlõige on esitatud joonisel 40. Post on laotud tellistest mark 100, mördil mark 25. Töö klass Б.

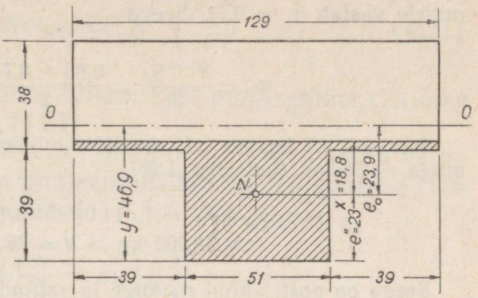
Ristlõike geomeetrilised andmed:

ristlõike pind	$F = 6891$ cm²
raskuskeskme kaugus	$y = 46{,}9$ cm
inertsmoment	$I = 2\,939\,000$ cm⁴
inertsraadius	$r = 20{,}6$ cm

Kontrollime, kas on täidetud piirsaleduse nõue $[\beta] = \frac{H}{a}$. T-ristlõike korral võtame lühema külje a asemele $a' = 3{,}5\,r = 3{,}5 \cdot 20{,}6 = 72{,}1$ cm. Tabelist 38 leiame, et posti ristlõike lühema külje $a' = 72{,}1$ cm korral $k_c = 0{,}7$. Tabelist 35 leiame, et $[\beta] = 22$.

$$k_c\,[\beta]\,a' = 0{,}7 \cdot 22 \cdot 72{,}1 = 1110 > H = 700 \text{ cm},$$

s. t. posti võib vaadelda kandva konstruktsioonina.



Joon. 40. Posti ristlõike geomeetrilised mõõted

Vastavalt ülesandele $e_0 = 23{,}9$ cm $> 0{,}45\,y = 21{,}1$ cm, seega on tegemist suure ekstsentrilisusega.

Määrame nulljoone asendi, kasutades valemit (4.16) tabelist 57:

$$x = 18{,}8 \text{ cm}.$$

Leitud nulljoone asendiga määrame survetsooni pinna $F_c = 2350$ cm^2.

Normaaljõud on rakendatud survetsooni raskuskeskmesse. Survetsooni pinna inertsraadiuse leidmiseks tuleb määrata inertsmoment I_c telje suhtes, mis läbib normaaljõu rakenduspunkti, s. t. survetsooni peatelje suhtes: $I_c = 408\,000$ cm^4. Survetsooni pinna inertsraadius

$$r_c = \frac{I_c}{F_c} = 13{,}3 \text{ cm}.$$

Määrame nõtketeguri suure ekstsentrilisuse juhule vastavalt avaldisele (4.11). Nõtketeguri φ leiame posti kogu ristlõikele. Tabelist 33: $l_0 = H = 700$ cm; müüritise elastsustegur (tabelist 31) $\alpha = 750$;

$$\beta_{red} = \frac{l_0}{3{,}5r}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{700}{72{,}1}\sqrt{\frac{1000}{750}} = 11{,}2.$$

Tabelist 32 leiame, et redutseeritud saledusele $\beta_{red} = 11{,}2$ vastab nõtketeguri väärtus $\varphi = 0{,}86$.

Seejärel leiame survetsooni pinnale vastava nõtketeguri φ_c. Eeldades, et momentide epüür on ühemärgiline kogu posti ulatuses, $h' = H = 700$ cm. Normidega [7] on lubatud β_{red} määrata T-kujulise ristlõike korral vastavalt avaldisele

$$\beta_{red,\,c} = \frac{h'}{2(y - e_0)}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{700}{2(46{,}9 - 23{,}9)}\sqrt{\frac{1000}{750}} = 17{,}5$$

millele vastab $\varphi_c = 0{,}71$. Seega

$$\varphi_и = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0{,}86 + 0{,}71}{2} = 0{,}785.$$

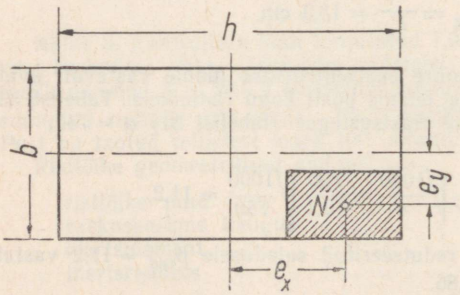
Jooniselt 39 leiame, et $\psi = 0{,}44$, millega posti kandevõime keskmises ristlõikes (valemist 4.20)

$$mm_к\varphi_и \psi RF = 1 \cdot 1 \cdot 0{,}785 \cdot 0{,}44 \cdot 13 \cdot 6891 = \\ = 31\,000 \text{ kg} > N = 28\,600 \text{ kg}.$$

Seega on posti antud ristlõige ja valitud materjalide margid küllaldased.

EBASÜMMEETRILINE EKSTSENTRILINE SURVE

Eelkäsitletud ekstsentrilise surve puhul eeldati, et väliskoormus on rakendatud elemendi ristlõike ühele peateljele. Väliskoormuse rakenduspunkti kaugus ristlõike teisest peateljest määras ekstsentrilisuse juhu. Kuid praktikas esineb juhuseid, kus väliskoormus pole rakendatud elemendi ristlõike peateljel, vaid ekstsentriliselt ristlõike mõlema peatelje suhtes (joon. 41).



41. Ebasümmeetriline ekstsentriline surve

Ehitusnormidega [1] ega projekteerimisnormidega [7] pole antud eeskirju ebasümmeetrilise ekstsentrilise surve arvutamiseks. *S. A. Semjontsov* soovitab [51] ebasümmeetrilise ekstsentrilise surve arvutuse, nii väikese kui ka suure ekstsentrilisuse korral, teha vastavalt avaldisele

$$N \leqslant mm_{\kappa}\varphi_{\kappa}RF\sqrt[3]{\left(\frac{F_c}{F}\right)^2} \qquad (4.21)$$

Selle juures on eeldatud täisnurkset pingeepüüri ristlõike surutud osas. Valemis (4.21)

F_c — ristlõike surutud osa pind, mis tasakaalustab välisjõu täisnurkse pingeepüüri korral. Täisnurkse ristlõike puhul (joon. 41)

$$F_c = 4\left(\frac{h}{2} - e_x\right)\left(\frac{b}{2} - e_y\right)$$

φ_{κ} — nõtketegur ebasümmeetrilise ekstsentrilise surve korral

$$\varphi_{\kappa} = \frac{\varphi_x + \varphi_y}{2} \qquad (4.22)$$

Nõtketegur φ_x määratakse nagu tavalisele survele, eeldusega, et $e_y = 0$. Kui $e > 0{,}45\ y$, siis φ_x määratakse nagu nõtketegur φ_{II} suure ekstsentrilisuse korral vastavalt avaldisele (4.11). Analoogiliselt määratakse nõtketegur φ_y, eeldades, et $e_x = 0$.

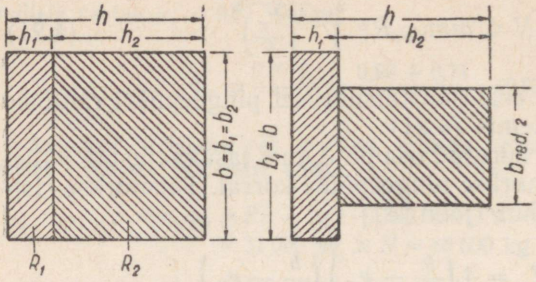
Valemiga (4.21) leitud arvutusliku jõu N suurus ei tohi ületada väärtust

$$N \leqslant 2mm_{\kappa}\varphi_{\kappa}RF_c \qquad (4.23)$$

7. MITMEKIHILISED ELEMENDID

Teises peatükis mainisime, et piirdekonstruktsioonideks kasutatavail massiivtellisseintel on rida puudusi. Selle tõttu kasutatakse välisseintes mitmesuguseid kergseinte tüüpe. Enamasti koosneb kergseina ristlõige mitmest erinevast kihist.

Mitmekihilise elemendi ristlõike raskuskeskme määramisel käsitletakse ristlõiget ühest materjalist koosnevana, s. t. ristlõige redutseeritakse ühele materjalile. Seejuures ei muudeta ristlõike üksikute kihtide paksust, vaid ainult kihtide laiust. Kui ristlõige koosneb näiteks kahest materjalist, tellistest ja täitest, tugevustega vastavalt R_1 ja R_2 (joon. 42), siis selle redutseerimisel tellismüüritisele jääb



Joon. 42. Kahekihilise ristlõike redutseerimine

ristlõikes oleva tellismüüritise kihi pind muutmata. Täitekihi kõrgus jääb muutmata, kuna laius redutseeritakse vastavalt tingimusele:

$$b_{\text{red},2} R_1 = b_2 R_2, \text{ millest } b_{\text{red},2} = b_2 \frac{R_2}{R_1}$$

kus $b_{\text{red},2}$ — kihi redutseeritud laius;
b_2 — kihi tegelik laius;
R_2 — redutseeritava kihi arvutuslik tugevus;
R_1 — kihi arvutuslik tugevus, millele redutseeritakse kogu ristlõige.

Pärast ristlõike redutseerimist määratakse redutseeritud ristlõike raskuskese.

Mitmekihiline ristlõige arvutatakse redutseeritud arvutusliku tugevusega R_{red}, mis näiteks kahekihilise ristlõike korral (vt. joon. 42) määratakse avaldisega

$$R_{\text{red}} = \frac{m_1 F_1 R_1 + m_2 F_2 R_2}{F_1 + F_2} \qquad (4.24)$$

kus F_1 ja F_2 — üksikute kihtide pinnad;
R_1 ja R_2 — müüritise üksikute kihtide arvutuslikud tugevused (betooni mark 35 ja enam korral — vastavalt betooni arvutuslikule tugevusele; betooni alla mark 35 korral — 0,5 betooni margist);
m_1 ja m_2 — töötingimuste tegurid, mis arvestavad müüritise üksikute kihtide materjalide tugevust, vastavalt tabelile 58.

Tabel 58

Mitmekihilise müüritise üksikute kihtide töötingimuste tegurid

Müüritise tüüp	Tellismüüritisest kihile	Teistest materjalidest kihile
Tellismüüritis koos:		
kergbetooniga mark 10 või rohkem .	1,0	0,6
kividega mark 25 või rohkem . . .	0,9	1,0
kividega mark 15	1,0	0,9
kividega margiga alla 15	1,0	0,5

Kergseinad puistega, betoontäitega (margiga kuni 7) või ühepoolse kergbetoonist täitega, mille mark on kuni 15, arvestatakse ainult müüritise pinna järgi (arvestamata täite kandevõimet). Täide või isolatsioon arvestatakse ainult alalise koormusena vastava ekstsentrilisusega.

Mitmekihilise ristlõikega müüritis arvutatakse analoogiliselt täismüüritisega, arvestades eeltoodud märkusi.

Tsentrilisel survel peab olema täidetud tingimus

$$N \leqslant m m_{\kappa}\, m_0 \varphi R_{\text{red}} F \qquad (4.25)$$

kus F — mitmekihilise müüritise ristlõike kandvate kihtide üldine pind;

R_{red} — mitmekihilise müüritise redutseeritud arvutuslik tugevus;

φ — nõtketegur;

m_0 — töötingimuste tegur, mis arvestab üksikute kihtide omavahelist seost tsentrilisel survel.

Täidisseinte puhul, mille väliskihid on ühendatud põikkividega või metallsidemetega (tingimusel, et täitena kasutatakse betooni margiga vähemalt 7) määratakse nõtketegur väliskihi müüritise elastsusteguri järgi, võttes selle kehtivaks kogu ristlõikele. Kui väliskihid on erinevatest materjalidest, siis määratakse φ selle kihi järgi, mille elastsustegur on väiksem.

Mitmekihilistes müüritistes, mille väliskihid on ühendatud metallsidemetega ning täitematerjaliks on betoon margiga alla 7, loetakse iga kiht temale rakendatud koormusega iseseisvalt töötavaks. Nõtketegur võetakse aritmeetilise keskmisena kahest φ väärtusest: kogu seina paksusele ja ühele (õhemale) väliskihile määratust.

Müüritiste puhul, mille välisvooderduse kihi paksus moodustab vähem kui 10% kogu seina paksusest, määratakse nõtketegur põhimaterjali elastsusteguri, saledus — kogu seina paksuse järgi.

Üksikute kihtide sidumise korral põikikivide ridadega kuni iga 40 cm tagant (iga 3—5 kivirea või 2 plokkide rea järel), samuti vertikaaldiafragmadega müüritiste korral $m_0 = 1$. Kui pikikiviridade vahekaugus on üle 40 cm, kuid mitte üle 62 cm (6—8 telliserida või plokkide rida), siis $m_0 = 0{,}9$.

Ekstsentrilisel survel peavad olema täidetud tingimused: väikese ekstsentrilisuse puhul ($e_0 \leqslant 0{,}45\ y$)

$$N \leqslant \frac{m m_к\, m_и\, \varphi\, R_{red} F}{1 + \frac{e_0}{h - y}} \tag{4.26}$$

suure ekstsentrilisuse puhul ($e_0 > 0{,}45\ y$)

$$N \leqslant m m_к\, m_и\, \varphi_и\, R_{red} F \sqrt[3]{\left(\frac{F_{c\,red}}{F_{red}}\right)^2} \tag{4.27}$$

Vooderdusega mitmekihilistes müüritistes ei tohi ekstsentrilisus e_0 (vooderduskihi poole) ületada 0,5 y.

Varemtoodud avaldistes

e_0 — ekstsentrilisus telje suhtes, mis läbib redutseeritud ristlõike raskuskeskme;

h — ristlõike kõrgus (seina paksus);

y — redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike äärest (ekstsentrilisuse poolsel küljel);

φ — nõtketegur väikese ekstsentrilisusega survel (nagu tsentrilisel survel);

$\varphi_и$ — nõtketegur suure ekstsentrilisusega survel:

$$\varphi_и = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$$

φ_c — nõtketegur redutseeritud ristlõike survetsoonile; määratakse redutseeritud saleduste λ_{red} ja β_{red} kaudu vastavalt valemitele (4.12);

$m_д$ — töötingimuste tegur, arvestab müüritise üksikute

kihtide vahelist sidet ekstsentrilisel survel ja määratakse avaldisega

$$m_1 = m_0\left(1 - \frac{e_0}{4y}\right) \tag{4.28}$$

F_{red} — ristlõike redutseeritud pind;

$F_{c\,red}$ — redutseeritud ristlõike survetsooni pind. Ekstsentriliselt rakendatud pikijõud tasakaalustatakse redutseeritud ristlõike survetsooniga (täisnurkne pingeepüür).

Normides [7] on lubatud $F_{c\,red}$ ligikaudselt määrata avaldise järgi

$$F_{c\,red} \approx 2\, b_{red}(y - e_0),$$

kus b_{red} — redutseeritud ristlõike rohkemsurutud ääre laius.

Näide 9. Kontrollida tsentriliselt surutud ühekorruselise põllumajandusliku ehitise seina tugevust järgmistel andmetel: seina kõrgus $H = 4{,}0$ m, kinnitus all ja ülal šarniirne. Seina paksus 52 cm. Sein koosneb kahest kihist: väline kiht silikaattellistest mark 75, sisemine kiht põlevkivituhk-õõnesplokkidest (tüüp «Krestjanin») mõõdetega $390 \cdot 190 \cdot 188$ mm, mark 35. Mõlema kihi müüritis on laotud mördil mark 25. Kihid on seotud põikikividega, vahekaugusega 60 cm (joonis 43). Töö klass Б.

Kontrollime seina 1 m laiuse riba ristlõiget seina keskkohal, kus redutseeritud ristlõike raskuskeskmes mõjub arvutuslik jõud $N = 25{,}0$ t. Nagu kontroll näitas, on sellise ristlõike korral piirsaleduse nõue täidetud ning elementi võib käsitleda kandekonstruktsioonina.

$F_1 = 12 \cdot 100 = 1200$ cm²; $F_2 = 40 \cdot 100 = 4000$ cm²; $F = F_1 + F_2 = 5200$ cm²; $R_1 = 11$ kg/cm²; (tabelist 48); $R_2 = 8$ kg/cm² (tabelist 50); $m = m_k = 1{,}0$.

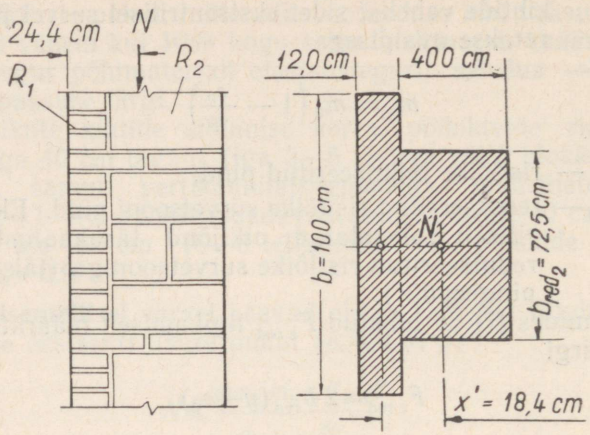
Redutseerime ristlõike ühele materjalile — silikaattellisele. Põlevkivituhkplokkidest kihi redutseeritud laius:

$$b_{red\,2} = 100\,\frac{8}{11} = 72{,}5 \text{ cm (vt. joon. 43)}$$

$$F_{red} = F_1 + F_{red\,2} = 1200 + 40 \cdot 72{,}5 = 4100 \text{ cm}^2$$

Redutseeritud ristlõike staatiline moment telliskihi raskuskeskme suhtes:

$$S_{red\,x} = F_{red\,2}\left(\frac{h}{2} + 6\right) = 2900 \cdot 26 = 75500 \text{ cm}^3$$



Joon. 43. Seina vertikaallõige ja redutseeritud ristlõige

$$x' = \frac{S_{\text{red}\,x}}{F_{\text{red}}} = \frac{75\,500}{4\,100} = 18{,}4 \text{ cm}.$$

Seega asub redutseeritud ristlõike raskuskese telliste kihi raskuskeskmest kaugusel $x' = 18{,}4$ cm. Vastavalt ülesandele on sinna rakendatud ka arvutuslik normaaljõud $N = 25{,}0$ t.

Redutseeritud arvutuslik tugevus on vastavalt valemile (4.24), arvestades üksikute kihtide töötingimuste tegureid vastavalt tabelile 58:

$$R_{\text{red}} = \frac{0{,}9 \cdot 11 \cdot 1200 + 1{,}0 \cdot 8 \cdot 400}{5200} = 8{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Mõlema kihi elastsustegur $\alpha = 750$ (tabel 31).

Redutseeritud ristlõike inertsmoment $I_{\text{red}} = 975000$ cm^4.

Redutseeritud ristlõike inertsraadius $r_{\text{red}} = \sqrt{\frac{I_{\text{red}}}{F_{\text{red}}}} = 15{,}4$ cm.

Redutseeritud saledus $\lambda_{\text{red}} = \frac{400}{15{,}4}\sqrt{\frac{1000}{750}} = 29{,}7$, millele vastab nõtketegur $\varphi = 0{,}92$.

Kontrollime seina keskmise ristlõike tugevust vastavalt valemile (4.25), arvestades, et $m_0 = 0{,}9$, kuna põikikivide vahekaugus on suurem kui 40 cm ja vähem kui 62 cm:

$N = 25000 < mm_{\text{к}} m_0 \varphi R_{\text{red}} F = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}92 \cdot 8{,}4 \cdot 5200 = 36000$ kg.

Näide 10. Määrata eelmises näites toodud seina kandevõime keskmises lõikes tingimusel, et arvutuslik pikijõud $N=25{,}0$ t selles ristlõikes on rakendatud 32 cm kaugusel silikaattellisega vooderdatud küljest. $F=5200$ cm^2; $F_1=1200$ cm^2; $F_2=4000$ cm^2; $F_{red}=4100$ cm^2; $R_1=11{,}0$ kg/cm^2; $R_2=8$ kg/cm^2; $R_{red}=8{,}4$ kg/cm^2; $b_{red\,2}=72{,}5$ cm; $m=m_к=1{,}0$; $m_0=0{,}9$; $x'=18{,}4$ cm; $\varphi=0{,}92$.

Redutseeritud ristlõike raskuskese asub $18{,}4+6{,}0=24{,}4$ cm kaugusel seina silikaattellistega vooderdatud küljest (joon. 43), seega ekstsentrilisus $e_0=32-24{,}4=7{,}6$ cm on suunatud välisvooderdusele vastassuunas. Seega $y=52-24{,}4=27{,}6$ cm. Kuna $\frac{e_0}{y}=\frac{7{,}6}{27{,}6}=0{,}28<0{,}45$, siis on tegemist väikese ekstsentrilisusega. Ristlõike kandevõime määrame avaldisega (4.26), arvestades töötingimuste teguri $m_и$ väärtuseks vastavalt avaldisele (4.28):

$$m_и=0{,}9\left(1-\frac{7{,}6}{4\cdot 27{,}6}\right)=0{,}83.$$

$$N=25000<\frac{1{,}0\cdot 1{,}0\cdot 0{,}83\cdot 0{,}92\cdot 8{,}4\cdot 5200}{1+\frac{7{,}6}{52-27{,}6}}=25\,400\text{ kg}$$

V PEATÜKK

ARMEERITUD KIVI- JA KOMPLEKS-KONSTRUKTSIOONID NING NENDE TUGEVUSARVUTUS

Kivikonstruktsioonide kandevõimet on võimalik tõsta armeerimise teel. Samuti kasutatakse armatuuri elemendi ristlõike vähendamiseks ning müüritises painde või ekstsentrilise surve mõjul tekkivate tõmbepingete vastuvõtmiseks. Kivikonstruktsioonide armeerimist võib liigitada:

— põikarmeerimine;
— pikiarmeerimine;
— komplekskonstruktsioonid;
— tugevdamine metall- või raudbetoonkestadega.

Kivikonstruktsioonide armeerimisel kasutatakse järgmisi terase liike:

a) kuumalt töödeldud ümar-, leht- ja fassoonterast mark Ст. 0 ja Ст. 3;
b) külmalt tõmmatud terastraati.

1. PÕIKARMEERIMINE

Põikarmeerimist rakendatakse NSV Liidus prof. *V. P. Nekrassovi* ettepanekul alates 1925. a.

Survejõudude mõjul toimub kivikonstruktsioonides pikideformatsioon, millega samaaegselt kaasneb ka põikdeformatsioon. Kivikonstruktsiooni kandevõimet normaaljõudude vastuvõtmiseks võib tõsta, takistades temas tekkivaid põikdeformatsioone. Selleks asetatakse müüritise horisontaalvuukidesse põikarmatuur. Survejõudude mõjul surutakse armatuur tihedalt vuukidesse ning nii hõõrde- kui ka nakkejõudude mõjul töötab armatuur koos müüritisega kuni purunemiseni. *V. A. Kameiko* uurimised [18] on näidanud, et armatuur, millel on kõrge elastsusmoodul ja voolavuspiir, võtab vastu küllaltki suuri tõmbejõude, millega on takista-

tud põikdeformatsioonide arenemine müüritises. Tema poolt teostatud katsete tulemused on toodud tabelis 59.

Tabel 59

Tellispostide (51 × 51 × 260 cm) kandevõime

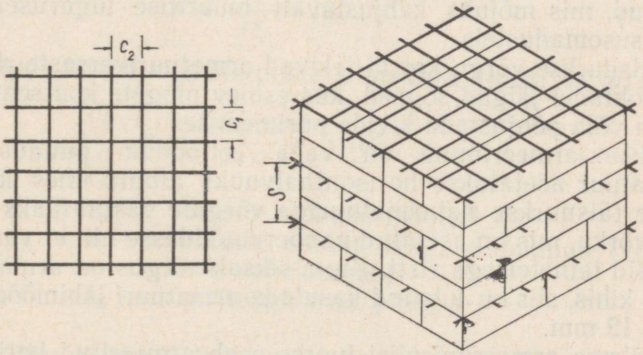
Posti armatuur	Armeerimise %	Purustav koormus t (3 posti keskmine)	Keskmine pinge müüritises kg/cm²	Purustavate koormuste suhe
Armeerimata	0	58,3	22,8	1,0
Põikarmatuur Ø 5 mm:				
silmadega 12 × 12 cm kahe kivirea tagant	0,246	91,9	36,2	1,59
silmadega 6 × 6 cm ühe kivirea tagant	0,820	170,0	67,2	2,94

Põikarmeerimise mõju müüritises on seda suurem, mida tihedamini vertikaalsuunas on ta asetatud. Armatuuri mõju on tühine, kui teda asetada harvemini kui 5 kivirea tagant.

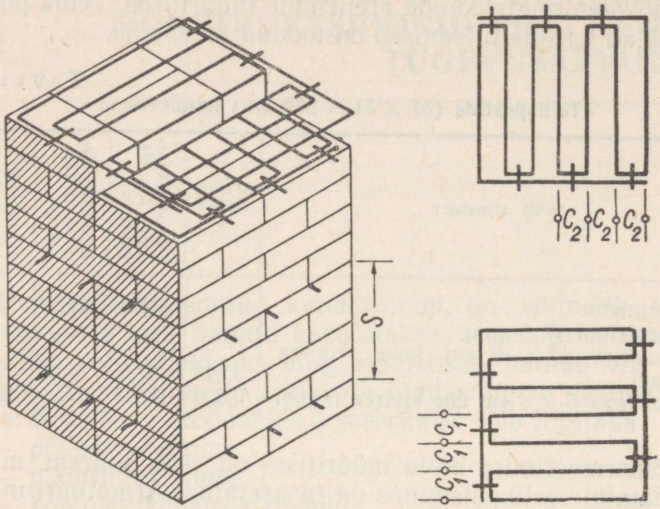
Põikarmeerimist kasutatakse tellistest või keraamilistest kuni 12 mm piluõõntega kividest müüritise kandevõime tõstmiseks. Betoonkividest ja looduslikest kividest müüritiste juures on põikarmeerimine vähem efektiivne.

Põikarmatuuri kasutatakse müüritistes võrguna, tavaliselt ümarterasest. Võrku võib asetada kahel viisil:

a) täisnurkse võrguna kahes kihis — joon. 44;



Joon. 44. Põikarmeerimine täisnurksete võrkudega



Joon. 45. Põikarmeerimine siksak-võrkudega

b) siksak-võrguna ühes kihis — joon. 45.

Täisnurkne võrk moodustatakse kahes ristsuunas asetatud armatuurivarrastest. Võrgu paksuseks on kahekordne armatuuri läbimõõt. Sellest tingituna on lubatud täisnurkse võrgu korral kasutada armatuuri $\varnothing$ 3÷6 mm. Suurema läbimõõdu korral tuleksid müüritise horisontaalvuugid liiga paksud, mis mõjuks kahjustavalt müüritise tugevusele ja elastsusomadustele.

Täisnurkse võrgu korral tekivad armatuurivarraste ristumiskohtadel jäigad sõlmed, kus esinev pingete kontsentratsioon võib põhjustada kivide purunemise.

Siksak-armeerimine on vaba eeltoodud puudustest. Armatuur asetatakse horisontaalvuuki ainult ühes kihis. Igale täisnurkse ristarmatuuriga võrgule vastab kaks siksak-võrku, mis on asetatud naabervuukidesse nii, et vardad oleksid teineteisega risti. Kuna siksak-võrgus on armatuur ühes kihis, siis on lubatud kasutada armatuuri läbimõõduga kuni 12 mm.

Mõlema armeerimisviisi juures peab armeeritud horisontaalvuugi paksus olema vähemalt 4 mm suurem kui arma-

tuurvõrgu paksus. Varraste vahekaugus võrgus on 3—12 cm. Maksimaalne varraste vahekaugus (12 cm) on tingitud nõudest, et iga poolkivi oleks seotud vähemalt ühe vardaga. Armatuurivarda kaugus müüritise välimisest äärest peab olema 2—3 cm, et võimaldada vuugi täitmist mördiga armatuuri korrosioonikaitseks. Armatuurvõrgu üksikute varraste otsad peavad ulatuma kuni 5 mm müüritisest välja, et kontrollida võrkude paigaldamise õigsust.

Armatuuri läbimõõt ja vahekaugus määratakse tugevusarvutusega sõltuvalt müüritise tugevuse suurendamise astmest. Armatuuri hulga suurendamisel suureneb vastavalt ka müüritise kandevõime, kuid ainult seni, kuni ta on jõudnud müüritises kasutatava kivi tugevuseni. Edasine armatuuri hulga suurendamine ei tõsta müüritise kandevõimet enam tunduvalt.

Põikarmeerimise protsent p määratakse armatuuri ja müüritise mahu suhtega vastavalt avaldisele:

$$p = \frac{V_a}{V_k} \cdot 100 \qquad (5.1)$$

kus V_a — armatuuri maht;
V_k — müüritise maht.

Armatuuri hulk ei või olla alla 0,1% ja üle 1,0%.

Võrkude korral ruudukujuliste silmadega — joon. 46, *a*:

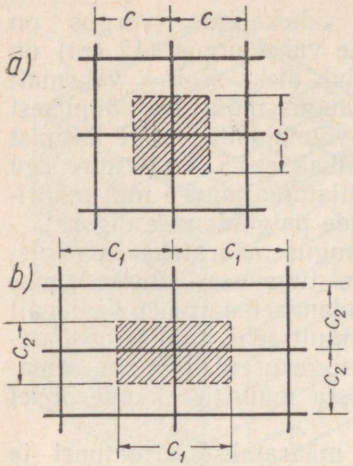
$$p = \frac{2f_a}{cs} \cdot 100 \qquad (5.2)$$

Võrkude korral ristkülikuliste silmadega (joon. 46, *b*):

$$p = \frac{f_a(c_1 + c_2)}{c_1 c_2 s} \cdot 100 \qquad (5.3)$$

kus c, c_1 ja c_2 — võrkude silmade mõõted
s — võrkude samm kõrguse suunas (võrkude vahekaugus)
f_a — armatuurivarda pind.

Müüritise armeerimisel siksak-võrkudega loetakse võrkude vahekauguseks ühesuunaliste võrkude vahekaugus.



Joon. 46. Armeerimise protsendi määramine
a — ruudukujulise silma korral; *b* — ristkülikulise silma korral

Et vältida armatuuri korrosiooni ning suurendada tema naket müüritisega, ei tohi armeeritud müüritises kasutada mörte margiga alla 25. Kui aga müüritis asub niiskeis tingimusis, siis tuleb kasutada mörti margiga vähemalt 50.

V. A. Kameiko uurimised [16] näitasid, et põikarmeerimine on eriti efektiivne väikese saledusega sammaste korral tsentrilisel survel. Põikarmeerimine ei ole enam otstarbekas sammaste saleduste korral $\frac{l}{a} > 15$. Ekstsentrilisel survel põikarmeerimise efekt väheneb, mille tõttu (ökonoomilistel kaalutlustel) põikarmeerimine on kasutatav ainult väikese ekstsentrilisuse korral, kui $e_0 < 0{,}3y$ (pikijõu rakenduspunkt asub ristlõike tuumas).

Ekstsentrilisuse edasine suurendamine vähendab veelgi põikarmeerimise mõju; ekstsentrilisuse väärtusel $e_0 = 0{,}5y$ langeb põikarmeerimise mõju praktiliselt nullini. See on tingitud sellest, et kivimüüritises äärmiste kihtide survetugevus suureneb ekstsentrilisel survel survetsooni naabruses olevate vähemsurutud kiudude arvel ning müüritise tugevuse tõstmine põikarmeerimisega ei anna enam peaaegu mingit täiendavat efekti.

Põikarmatuuriga müüritise elastsusmoodul on väiksem

kui armeeritud müüritise korral. Vastavalt normidele [7] on elastsusteguri väärtus põikarmeerimise puhul

$$\alpha_a = \frac{\alpha}{1 + 3p} \tag{5.4}$$

ning elastsusmoodul $E_o = \alpha_a R^{н}_{ак}$ (5.5)

kus E_o — põikarmatuuriga müüritise algelastsusmoodul;
α_a — põikarmatuuriga müüritise elastsustegur;
$R^{н}_{ак}$ — põikarmatuuriga müüritise normatiivne survetugevus.

α_a väärtus olenevalt armeerimata müüritise elastsusteguri α ja armeerimise protsendi p väärtustest on toodud joonisel 47.

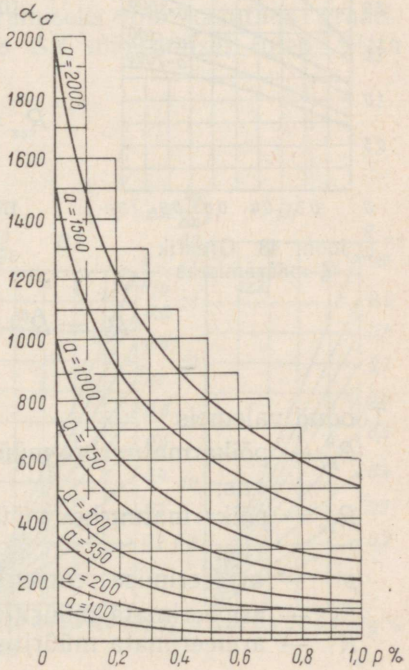
Märgime et põikarmeerimise korral on nõtketeguri φ määramisel kasutatav varemtoodud tabel 32. Kuid elemendi saleduse määramisel tuleb võtta müüritise elastsusteguri α_a väärtus vastavalt müüritise armeerimise protsendile:

täisnurkse ristlõike korral

$$\beta_{red} = \frac{l_0}{a}\sqrt{\frac{1000}{\alpha_a}} = \frac{l_0}{a}\xi \tag{5.6}$$

muu kujuga ristlõike korral

$$\lambda_{red} = \frac{l_0}{r}\sqrt{\frac{1000}{\alpha_a}} = \frac{l_0}{r}\xi \tag{5.7}$$

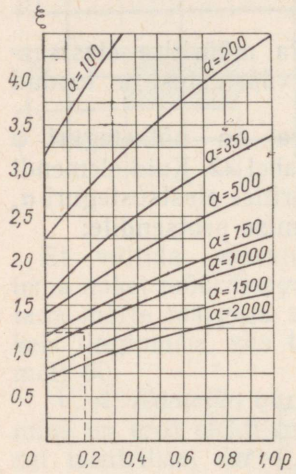


Joon. 47. Graafik α_a määramiseks

Valemites (5.6) ja (5.7) toodud ξ väärtusi võib määrata jooniselt 48.

Eeltoodust lähtudes ei ole otstarbekas kasutada põikarmeerimist saledate elementide juures, mille kandevõime sõltub suurel määral nõtketegurist, mis müüritise elastsusteguri vähenemisel omakorda veelgi väheneks. Seega on põikarmeerimine otstarbekas ainult tsentriliselt või väikese ekstsentrilisusega surutud väikese saledusega elementides.

Põikarmatuuriga müüritise normatiivne survetugevus on määratav avaldisega



Joon. 48. Graafik ξ määramiseks

$$R^{н}_{ак} = R^{н} + \frac{2p\,R^{н}_{a}}{100} \qquad (5.8)$$

ja arvutuslik tugevus:

mörtidel mark 50 või rohkem

$$R_{ак} = R + \frac{2p\,m_{a}\,R_{a}}{100} \leqslant 2R \qquad (5.9)$$

mörtidel alla mark 50

$$R_{ак} = R + \frac{2p\,m_{a}\,R_{a}}{100} \cdot \frac{R}{R_{50}} \leqslant 2R \qquad (5.10)$$

Toodud valemeis

$R^{н}_{ак}$ — põikarmatuuriga müüritise normatiivne survetugevus;

$R_{ак}$ — põikarmatuuriga müüritise arvutuslik survetugevus;

p — armeerimise protsent vastavalt avaldisele (5.1);

$R^{н}$ — armeerimata müüritise normatiivne survetugevus;

R — armeerimata müüritise arvutuslik survetugevus;

R_{50} — armeerimata müüritise arvutuslik survetugevus mördi margi 50 korral;

$R_a^н$ — armatuuri normatiivne tugevus;

R_a — armatuuri arvutuslik tugevus;

m_a — armatuuri töötingimuste tegur.

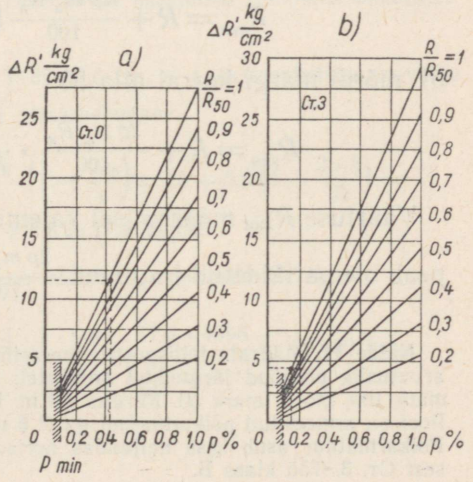
Nagu näha eeltoodud valemitest, ei või põikarmatuuriga müüritise arvutuslik tugevus ületada armeerimata müüritise arvutuslikku tugevust enam kui kaks korda, s. t. $R_{ак} \leqslant 2R$.

S. V. Poljakov soovitab [17] põikarmatuuriga müüritise arvutuslikku tugevust väljendada avaldistega

$$R_{ак} = R + \Delta R \text{ või } R_{ак} = R + \Delta R' \qquad (5.11)$$

$$\text{kus } \Delta R = \frac{2p\, m_a\, R_a}{100}\,; \qquad \Delta R' = \frac{2p\, m_a\, R_a}{100} \cdot \frac{R}{R_{50}} \qquad (5.12)$$

Suuruste ΔR ja $\Delta R'$ määramiseks võib kasutada graafikuid joonisel 49, kusjuures ΔR määramisel tuleb võtta $\frac{R}{R_{50}} = 1$.



Joon. 49. Graafikud ΔR ja $\Delta R'$ määramiseks
a — teras mark Ст. 0;
b — teras mark Ст. 3

Põikarmatuuriga elementide tugevusarvutus tsentrilisel survel toimub avaldise järgi

$$N \leqslant m\, m_к\, \varphi\, F R_{ак} \tag{5.13}$$

kus $R_{ак}$ — põikarmatuuriga müüritise arvutuslik survetugevus;
φ — nõtketegur, vastavalt müüritise elastsustegurile (oleneb armeerimise protsendist).

Väikese ekstsentrilisusega survel (normaaljõu N rakenduspunkt asub tuumas) peab olema täidetud tingimus

$$N \leqslant \frac{m\, m_к\, \varphi\, R_{аки} F}{1 + \frac{e_0}{h - y}} \tag{5.14}$$

kus e_0 — pikijõu N rakenduspunkti kaugus ristlõike raskuskeskmest;
h — ristlõike kõrgus;
y — ristlõike raskuskeskme kaugus ekstsentrilisuse poolsest äärest;
$R_{аки}$ — põikarmatuuriga müüritise arvutuslik tugevus ekstsentrilisel survel, määratav avaldistega:

a) mördi margi korral 50 ja rohkem:

$$R_{аки} = R + \frac{2p\, m_a\, R_a}{100}\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \tag{5.15}$$

b) mördi margi korral alla 50:

$$R_{аки} = R + \frac{2p\, m_к\, R_к}{100} \cdot \frac{R}{R_{50}}\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \tag{5.16}$$

Väärtuse $R_{аки}$ määramisel valemite (5.15) ja (5.16) järgi peab olema täidetud tingimus $\frac{2p\, m_a\, R_a}{100} \leqslant R$.

Näide 11. Määrata tellispostile tsentriliselt rakendatud maksimaalne arvutuslik pikijõud järgmistel andmetel: ristlõige 64 · 64 cm², telliste mark 100, mördi mark 50. Kõrgus 4,0 m, kinnitus all ja ülal šarniirne. Post on armeeritud põikarmatuuriga Ø 6 mm, võrgu silm $c_1 = c_2 = 10$ cm. Põikarmatuur asub igas neljandas horisontaalvuugis. Armatuur terasest Ст. 3. Töö klass Б.

Nagu kontroll näitas, on täidetud piirsaleduse nõue ning elementi võib käsitleda kandekonstruktsioonina.

Posti ristlõige $F=64\cdot 64=4096$ cm²; $m=m_к=1{,}0$; $f_a=0{,}28$ cm².

Valemi (5.2) põhjal $p=\dfrac{2\cdot 0{,}28}{10\cdot 30}\cdot 100=0{,}19\%$.

$m_a=0{,}7$; $R_a=2100$ kg/cm²; $R=15$ kg/cm².

Valemi (5.9) järgi $R_{ак}=15+\dfrac{2\cdot 0{,}19\cdot 0{,}7\cdot 2100}{100}=20{,}6$ kg/cm² $<2R$.

Meie juhul $l_0=H=400$ cm; $a=64$ cm; $\alpha=1000$;

$$\alpha_a=\frac{\alpha}{1+3p}=\frac{1000}{1+3\cdot 0{,}19}=640$$

$$\beta_{red}=\frac{l_0}{a}\xi=\frac{l_0}{a}\sqrt{\frac{1\,000}{\alpha_a}}=\frac{400}{64}\sqrt{\frac{1\,000}{640}}=\frac{400}{64}\cdot 1{,}25=7{,}8$$

Redutseeritud saleduse määramisel oleksime võinud ξ määramiseks kasutada ka graafikut joonisel 48, mille järgi armeerimise protsendi $p=0{,}19$ ja $\alpha=1000$ korral $\xi=1{,}25$.

Redutseeritud saledusele 7,8 vastab $\varphi=0{,}92$ (tabelist 32).

Arvutusliku pikijõu leiame avaldisega (5.13):

$$N\leqslant m\,m_к\,\varphi\,F\,R_{ак}=0{,}92\cdot 4096\cdot 20{,}6=77400\text{ kg}$$

Näide 12. Määrata näites 11 toodud posti andmetel maksimaalne arvutuslik pikijõud, mis on rakendatud keskmises ristlõikes ekstsentrilisusega $e_0=8{,}0$ cm.

$y=\dfrac{a}{2}=32$ cm; $e_0=8$ cm $<0{,}3\cdot 32=9{,}6$ cm, s. t. ekstsentrilisus on väike ja põikarmeerimine on veel otstarbekohane.

$$R_{аки}=R+\frac{2p\,m_a\,R_a}{100}\left(1-\frac{2e_0}{y}\right)=15+5{,}6\left(1-\frac{2\cdot 8}{32}\right)=$$
$$=15+2{,}8=17{,}8\text{ kg/cm}^2.$$

Otsitav arvutuslik pikijõud on vastavalt avaldisele (5.14):

$$N\leqslant\frac{m\,m_к\,\varphi\,R_{аки}\,F}{1+\dfrac{2e_0}{h}}=\frac{1\cdot 1\cdot 0{,}92\cdot 17{,}8\cdot 4096}{1+\dfrac{2\cdot 8}{64}}=53\,600\text{ kg}.$$

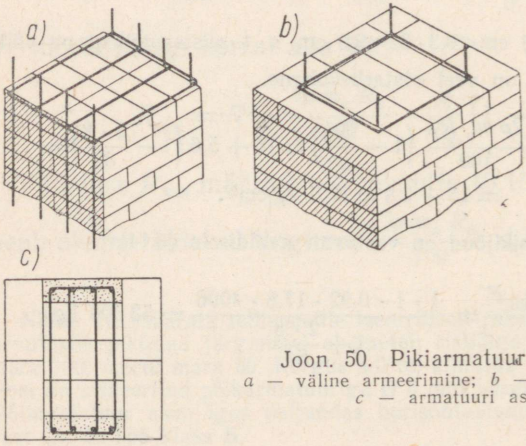
2. PIKIARMEERIMINE

Pikiarmeerimist kasutatakse müüritises esinevate tõmbejõudude vastuvõtmiseks, mis esinevad paindel, ekstsentrilisel survel (ekstsentrilisusega üle 0,3 y) või tsentrilisel tõmbel. Samuti kasutatakse pikiarmeerimist elementide kandevõime suurendamiseks tsentrilisel survel või väikese ekstsentrilisusega survel, kui põikarmeerimine ei anna soovitud tulemusi, näit. saledad sambad, kus $\frac{l_0}{a} \geqslant 15$. Peale eeltoodu kasutatakse pikiarmeerimist seintes ja sammastes, mis asuvad vibratsiooni mõju all.

Kui põikarmeerimist kasutatakse peamiselt elu- ja tsiviilhoonete juures, siis pikiarmeerimine on rohkem levinud tööstushoonetes, eriti kraanade olemasolul.

Pikiarmatuuri võib paigutada kas müüritise sisse või väljapoole (joon. 50).

Sisemist armeerimist on soovitav kasutada juhtudel, kui müüritisele pidevalt mõjuvad kõrged temperatuurid või agressiivne ümbrus. Kuid sisemise armeerimise korral peab ristlõike kõrgus olema vähemalt 51 cm, sest vardad asetatakse vähemalt poole tellise kaugusele välisäärest. Sisemise armatuuri ja müüritise koostöö tagamiseks ja armatuuri korrosioonikaitseks peab varras olema igast küljest mördiga kaetud. Selleks peavad müüritise vertikaalvuugid, milles



Joon. 50. Pikiarmatuuri asetus müüritises
a — väline armeerimine; *b* — sisemine armeerimine; *c* — armatuuri asetus pesades

asuvad vertikaalvardad, olema põiksuunas vähemalt 5 mm laiemad kui varda läbimõõt.

Töö teostamise mõttes on väline armeerimine tunduvalt parem. Lisaks eeltoodule on väline armeerimine otstarbekohasem, kuna elemendi ristlõike kasulik kõrgus välise armeerimise korral on suurem. Väline armeerimine nõuab aga armatuuri hoolikat kaitsest korrosiooni eest tsementmördist kaitsekihiga.

Normid [7] nõuavad, et välise armeerimise korral oleks kaitsekihi paksus armatuuri välispinnast: normaalniiskusega ruumide seintes vähemalt 15 mm; talades, postides ja akende vahepostides — 20 mm; välisõhus ja märgades ruumides vastavalt 25 ja 30 mm.

Välise armeerimise korral on otstarbekas paigutada armatuur selleks ettenähtud pesadesse (joon. 50, *c*).

Elemente võib pikiarmatuuriga armeerida ka ainult ühelt poolt. Sel juhul peab olema tagatud tõmbejõudude esinemine ainult ühel küljel, mis on sagedane nähe tööstushoonete sisemiste sammaste projekteerimisel, kus kraanatee asub samba ühel küljel.

Pikiarmeerimisel peab töötava armatuuri läbimõõt olema survetsoonis vähemalt 8 mm ja tõmbetsoonis vähemalt 3 mm. Üldine armatuuri pind:

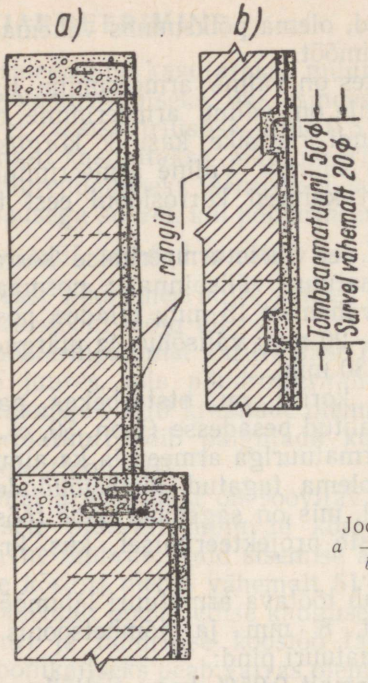
tõmbetsoonis — vähemalt 0,05% kogu ristlõike pinnast;

survetsoonis — vähemalt 0,2% kuni 2% kogu ristlõike pinnast.

Pikiarmatuur kinnitatakse müüritises rangidega. Survearmatuuri väljanõtkumise vältimiseks tuleb rangide vahekauguseks võtta juhul, kui armatuur on asetatud väljapoole, vähemalt 15 armatuuri läbimõõtu (igal juhul mitte vähem kui 15 cm). Kui armatuur on asetatud müüritise sisse, siis võib rangide vahekaugus olla kuni 25 armatuuri läbimõõtu (konstruktiivse armeerimise korral võib rangide vahekaugus olla kuni 50 cm).

Paindeelementide rangide vahekaugus ei või olla üle $^3/_4$ elemendi kõrgusest ega üle 50 cm. Rangide optimaalne läbimõõt on 5—6 mm. Rangide paigutusel väljapoole müüritist peab kaitsva tsementmördi kihi paksus olema vähemalt 1 cm.

Pikiarmatuuri otsad painutatakse täisnurga all ja lõpetatakse konksudega. Kui armatuur töötab tõmbele, siis tuleb



Joon. 51. Pikiarmeerimine
a — tõmbearmatuuri ankurdus;
b — armatuuri jätkamine

ta lõpetada betoonis (joon. 51, *a*). Otste ankurduspikkus ei tohi olla vähem kui 30 ⌀. Armatuuri jätkud on soovitav keevitada. Kui jätkamine toimub keevituseta, peab ülekate olema tõmbearmatuuril vähemalt 50 ⌀, survearmatuuril vähemalt 20 ⌀ (joon. 51, *b*). Jätkude kohal paigaldatakse rangid vahekaugusega 10 cm. Tõmmatud tsoonis võib ühes ristlõikes olla jätkatud kuni 25% kogu armatuuri ristlõikest.

Et vältida korrosiooni ning kindlustada armatuuri koostöö müüritisega, tuleb kasutada järgmisi mördi marke:

— kuivades tingimustes (välisseinad ja sisemised konstruktsioonid kuivades ja normaalniiskusega ruumides) — 25,

— niisketes tingimustes (seinad ja hoone sisemised konstruktsioonid niisketes ja märgades ruumides; soklid, maa-alused ja lahtised välised konstruktsioonid) — 50.

Pikiarmatuuriga müüritise elastsusmoodul avaldatakse analoogiliselt armeerimata müüritise elastsusmooduliga:

$E' = 0{,}5\ E_0$ — konstruktsioonide arvutusel tugevusele;

$E = 0{,}8\,E_0$ — konstruktsioonide arvutusel deformatsioonidele, kus $E_0 = \alpha_a R_{ак}$;

α_a — müüritise elastsustegur, mis võetakse pikiarmeerimise korral võrdseks armeerimata müüritise elastsusteguriga, s. t. $\alpha_a = \alpha$;

$R^н_{ак}$ — pikiarmatuuriga müüritise normatiivne survetugevus.

$$R^н_{ак} = R^н + p\frac{R^н_a}{100} \tag{5.17}$$

kus $R^н$ — müüritise normatiivne survetugevus;

$R^н_a$ — armatuuri normatiivne survetugevus;

p — armeerimise protsent.

Pikiarmeerimise korral määratakse müüritise armeerimise protsent pikiarmatuuri ja müüritise pindade suhtega, s. t.

$$p = \frac{F_a}{F_к} \cdot 100 \tag{5.18}$$

Pikiarmatuuriga müüritise tugevused paindel ja suure ekstsentrilisusega survel on suuremad kui tsentrilisel survel armeerimata müüritises ning võetakse

$$R^н_и = 1{,}25\,R^н$$

ja

$$R_и = 1{,}25\,R \tag{5.19}$$

Järgnevalt on esitatud pikiarmatuuriga elementide tugevusarvutus.

TSENTRILINE SURVE

Tsentrilisel survel arvestatakse nii müüritise kui ka armatuuri tugevusega. Arvutus viiakse läbi vastavalt avaldisele

$$N \leqslant m\varphi(m_к RF + m_a R_a F_a) \tag{5.20}$$

kus m — konstruktsiooni elemendi töötingimuste tegur;

$m_к$ — müüritise töötingimuste tegur (surutud pikiarmatuuriga müüritises $m_к = 0{,}85$);

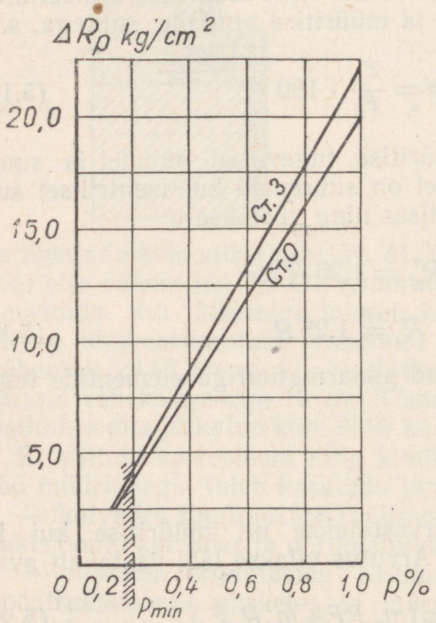
m_a — pikiarmatuuri töötingimuste tegur (Ст.0 korral $m_a=1$ ja Ст.3 korral $m_a=0{,}9$);
φ — nõtketegur (nagu armeerimata müüritises);
R — müüritise arvutuslik tugevus;
F_a — armatuuri arvutuslik tugevus:
mark Ст.0 korral $R_a=1700$ kg/cm²;
mark Ст.3 korral $R_a=2100$ kg/cm²;
F, F_a — müüritise ja armatuuri pinnad.

S. V. Poljakov soovitab [19] väljendada pikiarmatuuriga elementide arvutuslik tugevus tsentrilisel survel avaldisega:

$$N \leqslant m\varphi(m_к RF + m_a F_a R_a) = 0{,}85\, m\varphi F(R + \Delta R_p) \qquad (5.21)$$

kus $$\Delta R_p = \frac{m_a R_a p}{85} \qquad (5.22)$$

ΔR_p väärtused on toodud joonisel 52.



Joon. 52. Graafik ΔR_p määramiseks

Näide 13. Arvutada all ja ülal šarniirselt kinnitatud 8,0 m kõrgune 51 · 64 cm ristlõikega tellispost, mis on laotud tellistest mark 150 mördil mark 50. Post asub kuivades tingimustes. Postile mõjub keskmises ristlõikes tsentriliselt rakendatud arvutuslik koormus $N=50{,}0$ t. Töö klass Б.

Kontrollime, kas on täidetud piirsaleduse nõue $\beta \geqslant \frac{H}{a}$. Tabelist 38 leiame, et ristlõike lühema külje $a=51$ cm korral $k_c=0{,}65$. Tabelist 35 leiame, et $\beta=25$, seega

$$\frac{800}{0{,}65 \cdot 51}=24{,}9<25$$

$F=51 \cdot 64=3264$ cm²; $m=m_\kappa=1{,}0$; $\alpha=1000$ (tabel 31); $R=18$ kg/cm² (tabel 48).

Redutseeritud saledus $\beta_{red}=\frac{800}{51}=15{,}7$, millele vastab nõtketeguri väärtus $\varphi=0{,}75$ (tabel 32).

Armeerimata posti kandevõime:

$N=0{,}75 \cdot 18 \cdot 3264=44000$ kg <50000 kg, seega on vaja posti tugevdada.

Kuna posti saledus $\lambda=\frac{l_0}{a}=\frac{800}{51}=15{,}7$, siis on otstarbekas posti tugevdada pikiarmatuuriga. Valemist (5.21) leiame, et

$$\Delta R_p=\frac{N}{0{,}85 \cdot m\varphi F}-R=\frac{50\,000}{0{,}85 \cdot 0{,}75 \cdot 3264}-18=6{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Valemist (5.22) või jooniselt 52 leiame, et valides armatuuri mark Ст. 3 $p=\frac{0{,}85 \cdot 6{,}2}{0{,}9 \cdot 2100}=0{,}28>p_{min.}=0{,}2$.

$$F_a=\frac{pF}{100}=\frac{0{,}28 \cdot 3264}{100}=9{,}1 \text{ cm}^2$$

Valime armatuuriks 4 Ø 18, $F_a=10{,}18$ cm².

Kontrollime valitud ristlõike kandevõimet:

$$N=50000<m\varphi(m_\kappa RF+m_a R_a F_a)=0{,}75\ (18 \cdot 3264+0{,}9 \cdot 2100 \cdot 10{,}18)=57600 \text{ kg}$$

TSENTRILINE TÕMME

Tsentrilisel tõmbel loetakse töötavaks ainult armatuur ning arvutus viiakse läbi vastavalt avaldisele

$$N \leqslant m m_a R_a F_a \qquad (5.23)$$

EKSTSENTRILINE SURVE

Ekstsentrilisele survele töötavaid pikiarmatuuriga kivikonstruktsioone arvutatakse analoogiliselt raudbetoonkonstruktsioonidega, kasutades seejuures kivikonstruktsioonidele kehtestatud töötingimuste tegureid. Pikiarmatuuriga kivikonstruktsiooni elementide purunemine ekstsentrilisel survel oleneb pikijõu rakenduspunkti ekstsentrilisusest. Olenevalt ekstsentrilisuse suurusest liigitatakse ekstsentriline surve:

— väikese ekstsentrilisusega surve;
— suure ekstsentrilisusega surve.

Väikese ekstsentrilisuse korral on kogu ristlõige surutud või esinevad tühised tõmbepinged välisjõu rakenduspunktist kaugemaloleval äärel. Selline olukord ristlõikes on tagatud, kui on rahuldatud nõue

$$S_c \geqslant 0{,}8\,S_0 \tag{5.24}$$

kus S_0 — kogu ristlõike staatiline moment vähemsurutud (või tõmmatud) armatuuri F_a raskuskeskme suhtes;
S_c — survetsooni pinna staatiline moment vähemsurutud (või tõmmatud) armatuuri F_a raskuskeskme suhtes.

Täisnurkse ristlõike korral on avaldis (5.24) väljendatav tingimusega

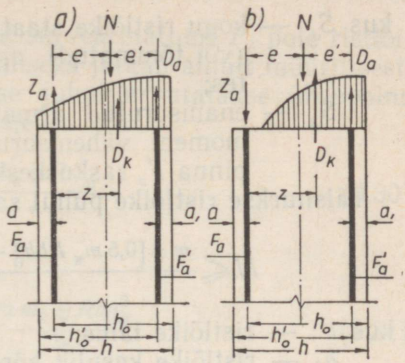
$$x \geqslant 0{,}55\ h_0 \tag{5.25}$$

kus x — nulljoone kaugus ristlõike enamsurutud äärest;
h_0 — ristlõike kasulik kõrgus.

Tingimuse (5.24) püstitamine on põhjendatud järgmisega. Pikiarmatuuriga ristlõige töötab suure ekstsentrilisuse korral kõrgendatud tugevusega $R_и = 1{,}25\,R$ (täisnurkne pingeepüür survetsoonist. Lähtudes momentide võrdsusest võime kirjutada $S_0 R = S_c R_и$, millest

$$S_c \geqslant 0{,}8\,S_0$$

mis määrab väikese ekstsentrilisuse.



Joon. 53. Pikiarmatuuriga ristlõike väikese ekstsentrilisusega surve
a — kogu ristlõige surutud;
b — ristlõikes tühised tõmbepinged

Väikese ekstsentrilisuse korral tekivad ristlõikes järgmised sisejõud (joon. 53):

tõmbearmatuuris $Z_a = m_a R_a F_a$

survearmatuuris $D_a = m_a R_a F_a'$

müüritises $D_K = m_K R F$

kus F_a — vähemsurutud (või tõmmatud) armatuuri pind;
F_a' — survearmatuuri pind;
F — müüritise pind;
m_K — müüritise töötingimuste tegur;
m_a — armatuuri töötingimuste tegur;
R_a — armatuuri arvutuslik tugevus;
R — müüritise arvutuslik tugevus.

Rakendades sise- ja välisjõudude momentide tasakaalu tingimust vähemsurutud (või tõmmatud) armatuuri raskuskeskme suhtes, saame, võttes arvesse nõtket ja elemendi töötingimusi

$$N e \leqslant m \varphi [D_K z + D_a (h_0 - a')]$$

kus e — välisjõu rakenduspunkti kaugus vähemsurutud (tõmmatud) armatuuri raskuskeskmest;
z — sisejõudude õlg;
a' — survearmatuuri raskuskeskme kaugus enamsurutud äärest;

ehk

$$N \leqslant \frac{m \varphi (m_K R S_0 + m_a R_a S_a)}{e} \qquad (5.26)$$

kus S_0 — kogu ristlõike staatiline moment vähemsurutud (või tõmmatud) armatuuri raskuskeskme suhtes;

S_a — enamsurutud armatuuri pinna F_a' staatiline moment vähemsurutud (tõmmatud) armatuuri pinna F_a raskuskeskme suhtes.

Täisnurkse ristlõike puhul saab valem (5.26) kuju

$$N \leqslant \frac{m\varphi[0{,}5\, m_к\, Rbh_0^2 + m_a R_a F_a (h_0 - a')]}{e} \qquad (5.27)$$

kus b — ristlõike laius;

h_o — ristlõike kasulik kõrgus.

Pikiarmatuuriga väikese ekstsentrilisusega ristlõigete arvutusel võib esineda juhus, et survetsoon on tugevalt armeeritud. Sel juhul on suuremad pinged ristlõikes just armatuuri F_a poolses küljes. Et olla ristlõikes kindel, tuleb juhul, kui pikijõud N on rakendatud armatuuride F_a ja F_a' vahele, teostada vastavalt normidele [7] täiendav kontroll, võttes sise- ja välisjõudude momendi ka survearmatuuri F_a' raskuskeskme suhtes. Selle juures peab olema rahuldatud tingimus

$$N \leqslant \frac{m\varphi(m_к\, RS_0' + m_a R_a S_a')}{e'} \qquad (5.28)$$

kus S_0' — kogu ristlõike staatiline moment survearmatuuri F_a' raskuskeskme suhtes;

S_a' — armatuuri F_a' staatiline moment tõmbearmatuuri F_a raskuskeskme suhtes;

e' — normaaljõu N rakenduspunkti kaugus survearmatuuri F_a' raskuskeskmest.

Täisnurkse ristlõike korral saab valem (5.28) kuju

$$N \leqslant \frac{m\varphi[0{,}5\, m_к\, Rbh_0'^2 + m_a R_a F_a (h_0' - a)]}{e'} \qquad (5.29)$$

kus h_0' — ristlõike kasulik kõrgus;

a — armatuuri F_a raskuskeskme kaugus vähemsurutud äärest;

e' — normaaljõu N rakenduspunkti kaugus survearmatuuri F_a' raskuskeskmest.

Kui arvutustest selgub, et survearmatuuri F_a' pole ristlõikes vaja, s. t. jõu vastuvõtmiseks jätkub ainult müüritisest, siis väikese ekstsentrilisuse juhul arvutatakse ühepoolne armatuur vastavalt avaldisele

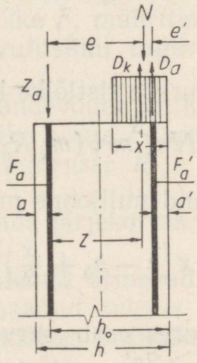
$$N \leqslant \frac{m\, m_к\, \varphi\, R\, S_0}{e} \tag{5.30}$$

täisnurkse ristlõike korral

$$N \leqslant \frac{m\, m_к\, \varphi\, R b h_0^2}{2e} \tag{5.31}$$

Suur ekstsentrilisus. Kui ei ole rahuldatud staatiliste momentide tingimus väikese ekstsentrilisuse kohta ning $S_c < 0{,}8\ S_0$ (täisnurksel ristlõikel $x < 0{,}55\ h_0$), siis on tegemist suure ekstsentrilisusega.

Kivikonstruktsioonide eksperimentaalsed uurimised näitasid, et suure ekstsentrilisuse korral algab elemendi purunemine tõmbetsoonist, kuna ristlõike surutud osa töötab kõrgendatud tugevusega. Tugevuse suurenemine kõigub väikestes piirides — 1,2 kuni 1,3 korda, vastavalt sellele võetakse normides [7] suure ekstsentrilisuse korral müüritise arvutuslikuks survetugevuseks 1,25 R, lugedes survetsooni pingeepüüri täisnurkseks. Armatuuri pinged võetakse surveja tõmbetsoonis võrdseks armatuuri arvutusliku tugevusega R_a. Ristlõike tugevuse arvutamiseks projekteeritakse välis- ja sisejõud pikiteljele, millega vastavalt joonisele 54:



Joon. 54. Pikiarmatuuriga ristlõike suure ekstsentrilisusega surve

$$N \leqslant m\varphi(m_к R_и F_c + m_a R_a F_a' - m_a R_a F_a) \quad (5.32)$$

kus F_c — ristlõike survetsooni pind;
F_a' — survearmatuuri pind;
F_a — tõmbearmatuuri pind;
φ — nõtketegur (nagu armeerimata müüritise juures tsentrilisel survel).

Avaldises (5.32) toodud survetsooni pinna F_c leidmiseks määratakse nulljoone asend sisejõudude momentide tasakaalu tingimusest normaaljõu N rakenduspunkti suhtes:

$$m_к R_и S_{cN} \pm m_a R_a F_a' e' - m_a R_a F_a e = 0 \quad (5.33)$$

kus S_{cN} — müüritise survetsooni staatiline moment jõu N rakenduspunkti suhtes;
e — välisjõu N rakenduspunkti kaugus tõmbearmatuuri F_a raskuskeskmest;
e' — välisjõu N rakenduspunkti kaugus survearmatuuri F_a' raskuskeskmest.

Avaldises (5.33) võetakse liikme $m_a R_a F_a' e'$ ees plussmärk juhul, kui pikijõud N on rakendatud väljapoole armatuuride F_a ja F_a' raskuskeskmeid; miinusmärk aga juhul, kui N on rakendatud armatuuride F_a ja F_a' raskuskeskmete vahele.

Suure ekstsentrilisuse korral peab ristlõike survetsooni raskuskeskme kaugus z tõmbearmatuuri F_a raskuskeskmest rahuldama tingimust

$$z \leqslant h_0 - a' \quad (5.34)$$

Täisnurkse ristlõike korral saab valem (5.32) kuju

$$N \leqslant m\varphi(m_к R_и b x + m_a R_a F_a' - m_a R_a F_a) \quad (5.35)$$

ja võrrand nulljoone määramiseks

$$m_к R_и b x \left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) \pm m_a R_a F_a' e' - m_a R_a F_a e = 0 \quad (5.36)$$

Seejuures peab survetsooni kõrgus x rahuldama tingimust $x \geqslant 2a'$

Suure ekstsentrilisusega ühepoolse armatuuriga ristlõiked (armatuur F_a' puudub) arvutatakse avaldise järgi

$$N \leqslant m\varphi(m_к R_и F_c - m_a R_a F_a) \qquad (5.37)$$

ja nulljoon määratakse

$$m_к R_и S_{cN} - m_a R_a F_a e = 0 \qquad (5.38)$$

Täisnurkse ristlõike korral saavad valemid kuju

$$N \leqslant m\varphi(m_к R_и b x - m_a R_a F_a) \qquad (5.39)$$

ja

$$m_к R_и b x \left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) - m_a R_a F_a e = 0 \qquad (5.40)$$

Nagu eeltoodust nähtub, tuleb pikiarmatuuriga ristlõigete juures eelkõige määrata, millisesse ekstsentrilisuse juhtu kuulub arvutatav ristlõige. Survetsooni staatiliste momentide arvutuste lihtsustamiseks on toodud nende väärtused tabelis 60.

Ristlõigete tugevustingimused väikese ja suure ekstsentrilisuse juhul on koondatud tabelisse 61.

Seega tuleb pikiarmatuuriga ristlõigete projekteerimisel lahendada kaks teineteisele järgnevat ülesannet:

1) määrata vajalik armatuuri pind antud pikijõu N suuruse, ekstsentrilisuse, müüritise ristlõike F, müüritise arvutusliku tugevuse R ja armatuuri arvutusliku tugevuse R_a korral;

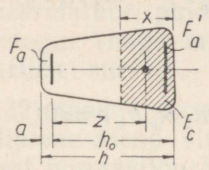
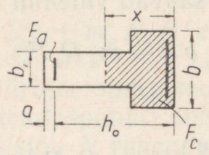
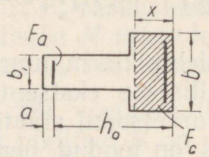
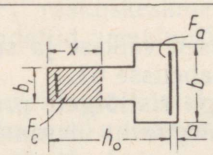
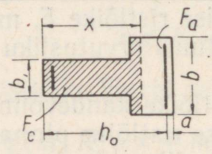
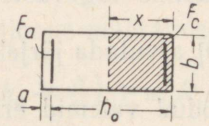
2) määrata armeeritud ristlõike kandevõime antud pikijõu ekstsentrilisuse, müüritise ristlõike pinna F, armatuuri pindade F_a ja F_a' ning arvutuslike tugevuste R ja R_a korral.

S. V. Poljakov soovitab [19] arvutada järjekorras, mis on toodud tabelites 62 ja 63.

Tabelites 61, 62 ja 63 toodud valemid erinevad varem tekstis toodud valemitest. Nad on saadud tekstis toodud valemitest ning hõlbustavad teatud mõttes praktilist arvutust. Anname järgnevalt nende tuletamise.

Tabel 60

Survetsooni staatiliste momentide S_c väärtused

Ristlõike kuju	Ristlõike eskiis	Valem S_c määramiseks
1. Meelevaldne		$S_c = F_c z$ (5.41) kus F_c — müüritise survetsooni pind; z — müüritise ristlõike survetsooni raskuskeskme kaugus tõmbearmatuuri F_a raskuskeskmest
2. T-kujuline		$S_c = S_0 - \frac{b_1}{2}(h_0 - x)^2$ (5.42)
		$S_c = bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)$ (5.43)
		$S_c = b_1 x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)$ (5.44)
		$S_c = S_0 - \frac{b}{2}(h_0 - x)^2$ (5.45)
3. Täisnurkne		$S_c = bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)$ (5.46)

Märkus. Survetsoon on eskiisidel viirutatud. Nulljoon asub armatuuride F_a ja F_a' vahel.

Tabel 61.

Valem (5.26a) on saadud tekstis toodud valemist (5.26)

$$N \leqslant \frac{m\varphi\,(m_к\,R\,S_0 + m_a\,R_a\,S_a)}{e}$$

võttes müüritise töötingimuste teguri arvuliseks väärtuseks survearmatuuri olemasolul $m_к = 0{,}85$ ning asendades $S_a = F_a'\,(h_0 - a)$, millega

$$N \leqslant \frac{m\varphi}{e}\,[0{,}85\,RS_0 + m_aR_aF_a'\,(h_0 - a)]$$

Samalaadselt on tuletatud valemid (5.27a) (5.28a) ja (5.29a).

Valemites (5.30a) ja (5.31a) on võetud müüritise töötingimuste teguri arvuliseks väärtuseks armeerimata müüritisele survetsoonis $m_к = 1$.

Valem (5.32a) on saadud valemist (5.32)

$$N \leqslant m\varphi\,(m_кR_и\,F_c + m_aR_aF_a' - m_a\,R_a\,F_a)$$

võttes liikmes $m_кR_и\,F_c$ müüritise töötingimuste teguri arvuliseks väärtuseks $m_к = 0{,}85$ ja asendades $R_и = 1{,}25\,R$; liikmed $m_aF_a'R_a$ ja $m_aF_aR_a$ on võetud sulgudesse, millega

$$N \leqslant m\varphi\,[1{,}05\,RF_c + m_aR_a\,(F_a' - F_a)]$$

Analoogiliselt on saadud valemid (5.33a), (5.35a) ja (5.36a).

Valemid (5.37a) (5.38a) (5.39a) (5.40a) on saadud, võttes $m_к = 1$ ja $R_и = 1{,}25\,R$.

Tabel 62.

Prof. *P. L. Pasternak* näitas [52], et tõmbe- ja survearmatuuriga ristlõikes saadakse minimaalne armatuuri hulk juhul, kui nulljoon jagab tõmbe- ja survearmatuuri pindade raskuskeskmete vahekauguse pooleks. See ökonoomseima armeerimise tingimus annab

$$x = \frac{1}{2}\,(h_0 + a') \qquad (5.50)$$

Valem kehtib eeldusel, et tõmbe- ja survearmatuuril on ühesugune voolavuspiir.

Valem (5.51) on saadud valemitest (5.32a) ja (5.33a).

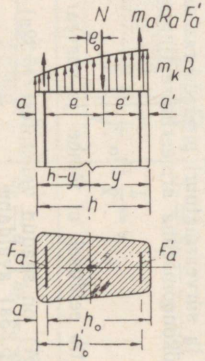
Valemist (5.33a) avaldame

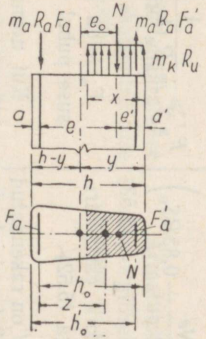
$$F_a = \frac{1{,}05\,RS_{cN}}{m_a\,R_a\,e} \pm \frac{F_a'\,e'}{e}$$

ja asetame valemisse (5.32a), kust saame teisenduse teel (edasi vt. lk. 146):

Tabel 61

Ekstsentriliselt surutud pikiarmatuuriga ristlõigete tugevustingimused

Ekstsentrilisuse juht	Ristlõike pingeolukorra skeem	Ristlõike kuju	Vajalikud eeltingimused arvutamiseks	Tugevustingimused armatuuri olemasolul	
				müüritise surve- ja tõmbetsoonis	ainult müüritise tõmbetsoonis ($F_a' = 0$)
1. Väike ekstsentrilisus		meelevaline	$S_c \geq 0{,}8\,S_0$ (5.24)	$N \leqslant \frac{m\varphi}{e}\left[0{,}85\,R\,S_0 + + m_a R_a F_a'(h_0 - a')\right]$ (5.26a) $N \leqslant \frac{m\varphi}{e'}\left[0{,}85\,R\,S_0' + + m_a R_a F_a (h_0' - a)\right]$ (5.28a) Nulljoone asend määratakse valemiga (5.33a)	$N \leqslant \frac{m\varphi}{e} R S_0$ (5.30a) Nulljoone asend määratakse valemiga (5.38a)
		täisnurkne	$x \geqslant 0{,}55\,h_0$ (5.25)	$N \leqslant \frac{m\varphi}{e}\left[0{,}425\,R\,b\,h_0^2 + + m_a R_a F_a'(h_0 - a')\right]$ (5.27a) $N \leqslant \frac{m\varphi}{e}\left[0{,}425\,R\,b\,h_0'^2 + + m_a R_a F_a (h_0' - a)\right]$ (5.29a) Nulljoone asend määratakse valemiga (5.36a)	$N \leqslant \frac{0{,}5\,m\varphi}{e} R\,b\,h_0^2$ (5.31a) Nulljoone asend määratakse valemiga (5.40a)

Ekstsentrilisuse juht	Ristlõike pingeolukorra skeem	Ristlõike kuju	Vajalikud eeltingimused arvutamiseks	Tugevustingimused armatuuri olemasolul: müüritise surve- ja tõmbetsoonis	Tugevustingimused armatuuri olemasolul: ainult müüritise tõmbetsoonis ($F_a' = 0$)
2. Suur ekstsentrilisus		meelevaldne	$S_c < 0{,}8\,S_0$ (5.47) $z \leqslant h_0 - a'$ (5.34)	$N \leqslant m\varphi\,[1{,}05\,R\,F_c + m_a\,R_a\,(F_a' - F_a)]$ (5.32a) $1{,}05\,R\,S_{cN} + m_a\,R_a\,(\pm F_a'\,e' - F_a\,e) = 0$ (5.33a)	$N \leqslant m\varphi\,(1{,}25\,R\,F_c - m_a\,R_a\,F_a)$ (5.37a) $1{,}25\,R\,S_{cN} - m_a\,R_a\,F_a\,e = 0$ (5.38a)
		täisnurkne	$x < 0{,}55\,h_0$ (5.48) $x \geqslant 2\,a'$ (5.49)	$N \leqslant m\varphi\,[1{,}05\,R\,b\,x + m_a\,R_a\,(F_a' - F_a)]$ (5.35a) $1{,}05\,R\,b\,x\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) + m_a\,R_a\,(\pm F_a'\,e' - F_a\,e) = 0$ (5.36a)	$N \leqslant m\varphi\,(1{,}25\,R\,b\,x - m_a\,R_a\,F_a)$ (5.39a) $1{,}25\,R\,b\,x\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) - m_a\,R_a\,F_a\,e = 0$ (5.40a)

Märkused. 1. Müüritise töötingimuste tegurid on tabelis toodud avaldistes väljendatud arvuliselt.

2. Tugevuse kontroll lisatingimustele (5.28a) ja (5.29a) teostatakse ainult juhul, kui pikijõud N on rakendatud armatuuride F_a ja F_a' raskuskeskmete vahele.

3. Valemites (5.33a) ja (5.36a) võetakse märk «+» liikmete $F_a'\,e'$ ees juhul, kui pikijõud N on rakendatud armatuuride F_a ja F_a' raskuskeskmete vahele. Vastasel korral võetakse märk «—».

Arvutuse järjekord pikiarmatuuriga ristlõike armatuuri määramiseks

Tõmbe- ja survearmatuuriga

meelevaldne ristlõige

1. Leiame x väärtuse valemi järgi

$$x = \frac{1}{2}(h_0 + a') \qquad (5.50)$$

2. Leitud x väärtuse järgi arvutame S_c ja määrame ekstsentrilisuse juhu

3, *a*. Suure ekstsentrilisuse $S_c < 0{,}8\,S_0$ korral

$$F_a' = \frac{1}{m_a R_a \left(1 \pm \frac{e'}{e}\right)} \left[\frac{N}{m\varphi} - \right.$$

$$\left. - 1{,}05R\left(F_c - \frac{S_{cN}}{e}\right)\right] \qquad (5.51)$$

$$F_a = \frac{1}{e}\left(\pm F_a' e' + \frac{1{,}05RS_{cN}}{m_a R_a}\right) \qquad (5.52)$$

Kontrollime, kas on täidetud tingimus

$$z \leqslant h_0 - a' \qquad (5.34)$$

3, *b*. Väikese ekstsentrilisuse $S_c \geqslant 0{,}8\,S_0$ korral

$$F_a' = \frac{1}{m_a R_a (h_0 - a')}\left(\frac{Ne}{m\varphi} - 0{,}85RS_0\right) \qquad (5.53)$$

F_a leida nagu suure ekstsentrilisuse puhul valemiga (5.52)

Kui normaaljõud N on rakendatud armatuuride F_a ja F_a' raskuskeskmete vahele, tuleb kontrollida, et oleks rahuldatud tingimus

$$F_a \geqslant \frac{1}{m_a R_a (h_0' - a)}\left(\frac{Ne'}{m\varphi} - 0{,}85RS_0'\right) \qquad (5.54)$$

täisnurkne ristlõige

1. Leiame x väärtuse valemi järgi

$$x = \frac{1}{2}(h_0 + a') \qquad (5.50)$$

2. Leitud x väärtust võrdleme h_0-ga ja määrame ekstsentrilisuse juhu

3, *a*. Suure ekstsentrilisuse $x < 0{,}55\,h_0$ korral

$$F_a' = \frac{1}{m_a R_a \left(1 \pm \frac{e'}{e}\right)} \left[\frac{N}{m\varphi} - \right.$$

$$\left. - 1{,}05Rb\frac{x}{l}\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)\right] \qquad (5.55)$$

$$F_a = \frac{1}{e}\left[\pm F_a' e + \right.$$

$$\left. + \frac{1{,}05Rbx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right)}{m_a R_a}\right] \qquad (5.56)$$

Kontrollime, kas on täidetud tingimus

$$x \geqslant 2a' \qquad (5.49)$$

3, *b*. Väikese ekstsentrilisuse $x \geqslant 0{,}55\,h_0$ korral

$$F_a' \geqslant \frac{1}{m_a R_a (h_0 - a')}\left(\frac{Ne}{m\varphi} - 0{,}425Rbh_0^2\right) \qquad (5.57)$$

F_a leida nagu suure ekstsentrilisuse puhul — valem (5.56)

Kui normaaljõud N on rakendatud armatuuride F_a ja F_a' raskuskeskmete vahele, tuleb kontrollida, et oleks rahuldatud tingimus

$$F_a \geqslant \frac{1}{m_a R_a (h_0' - a)}\left(\frac{Ne'}{m\varphi} - 0{,}425Rbh_0'^2\right) \qquad (5.58)$$

Tabel 62

(etteantud e_0, N, F, R_a ja R korral)

Tõmbearmatuuriga	
meelevaldne ristlõige	täisnurkne ristlõige
1. Valemitest (5.37 a) ja (5.38 a) leiame $$F_c - \frac{S_{cN}}{e} = \frac{N}{1{,}25m\varphi R}$$	1. Valemitest (5.39 a) ja (5.40 a) leiame $$x = h_0\left(1 - \sqrt{1 - \frac{Ne}{0{,}625m\varphi Rbh_0^2}}\right)$$ (5.61)
2. Leitud $F_c - \frac{S_{cN}}{e}$ kaudu leiame x väärtuse, millega arvutame F_c ja S_0 Võrdleme S_c S_0-ga	2. Leitud x väärtust võrdleme h-ga ja määrame ekstsentrilisuse juhu
3, *a*. Suure ekstsentrilisuse korral $$S_c < 0{,}8S_0$$ $$F_a = \frac{1{,}25RS_{cN}}{m_aR_ae}$$ (5.60)	3, *a*. Suure ekstsentrilisuse korral $$x < 0{,}55h_0$$ $$F_a = \frac{1{,}25Rbx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right)}{m_aR_ae}$$ (5.62)
3, *b*. Väikese ekstsentrilisuse korral kontrollime tugevust vastavalt avaldisele (5.30 a)	3, *b*. Väikese ekstsentrilisuse korral $x \geqslant 0{,}55\ h_0$ kontrollime tugevust vastavalt avaldisele (5.31a)
Armatuuri F_a pind määratakse analoogiliselt suure ekstsentrilisuse juhuga — valem (5.60)	Armatuuri F_a pind määratakse analoogiliselt suure ekstsentrilisuse juhuga — valem (5.62)

Märkus. Valemites (5.51) (5.52) (5.55) (5.56) märk «+» liikmete $F_a'\ e'$ ja $\frac{e'}{e}$ ees võetakse juhul, kui pikijõud N on rakendatud armatuuride F_a ja F_a' raskuskeskmete vahel. Vastasel korral võetakse märk «—».

Arvutuse järjekord pikiarmatuuriga ristlõike kandevõime

Tõmbe- ja survearmatuuriga

meelevaldne ristlõige	täisnurkne ristlõige
1. Leiame S_{cN} $S_{cN} = \frac{m_a R_a (\pm F_a' e' + F_a e)}{1{,}05 R}$ (5.63)	1. Leiame x väärtuse $x = h_0 + e + \sqrt{(h_0 - e)^2 + \frac{m_a R_a (F_a e \pm F_a' e')}{0{,}525 Rb}}$ (5.64)
2. Leitud S_{cN} kaudu arvutame x väärtuse, x kaudu arvutame S_c ja võrdleme S_0-ga	2. Avaldisega (5.64) leitud x väärtust võrdleme h_0-ga.
3, *a*. Suure ekstsentrilisuse korral määrame F_c ja leiame N vastavalt avaldisele (5.32a) Kontrollime, kas on täidetud tingimus $z < h_0 - a'$ (5.34)	3, *a*. Suure ekstsentrilisuse korral kontrollime kandevõimet vastavalt avaldisele (5.35a) Kontrollime, kas on täidetud tingimus $x \geqslant 2a'$ (5.49)
3, *b*. Väikese ekstsentrilisuse korral kontrollime tugevust vastavalt avaldisele (5.26a) Juhul, kui N asub armatuuride F_a ja F_a' raskuskeskmete vahel, on vaja N määrata ka täiendava tingimuse järgi (5.28a) Ristlõike arvutuslikuks kandevõimeks loetakse sel juhul väiksem leitud suurustest	3, *b*. Väikese ekstsentrilisuse korral kontrollime tugevust vastavalt avaldisele (5.27a) Juhul, kui N asub armatuuride F_a ja F'_a raskuskeskmete vahel, on vaja N määrata ka täiendava tingimuse järgi (5.19a) Ristlõike arvutuslikuks kandevõimeks loetakse sel juhul väiksem leitud suurustest

$$F_a' = \frac{1}{m_a R_a \left(1 \pm \frac{e'}{e}\right)} \left[\frac{N}{m\varphi} - 1{,}05 R \left(F_c - \frac{S_{cN}}{e} \right) \right]$$

Valem (5.52) on saadud, avaldades F_a nulljoone võrrandist (5.33a). Valem (5.53) on saadud, avaldades F_a valemist (5.26a). Valem (5.54) on saadud, avaldades F_a valemist (5.28a).

ääramiseks (etteantud e_0, F, F_a, F_a', R ja R_a korral)

Tabel 63

Tõmbearmatuuriga ($F_a = 0$)	
meelevaldne ristlõige	täisnurkne ristlõige
1. Leiame S_{cN} $S_{cN} = \frac{m_a R_a F_a e}{1{,}25\,R}$ (5.65)	1. Leiame x väärtuse $x = h_0 - e + \sqrt{(h_0 - e)^2 + \frac{m_a R_a F_a e}{0{,}625\,Rb}}$ (5.66)
2. Leitud S_{cN} järgi määrame x väärtuse, mille kaudu leiame S_c ja võrdleme S_0-ga.	2. Avaldisega (5.66) leitud väärtust x võrdleme h_0-ga
3, *a*. Suure ekstsentrilisuse korral määrame F_c ja leiame N vastavalt avaldisele (5.37a)	3, *a*. Suure ekstsentrilisuse korral kontrollime kandevõimet vastavalt avaldisele (5.39a)
3, *b*. Väikese ekstsentrilisuse korral kontrollime tugevust vastavalt avaldisele (5.30a)	3, *b*. Väikese ekstsentrilisuse korral kontrollime tugevust vastavalt avaldisele (5.31a)

Valem (5.55) on saadud valemitest (5.35a) ja (5.36a). Valemist (5.36a) avaldame F_a:

$$F_a = \frac{1}{m_a R_a e}\,1{,}05\,R\,b\,x\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) \mp \frac{F_a' e'}{e}$$

ja asetame valemisse (5.35a), millest saame teisendamise teel

$$F_a' = \frac{1}{m_a R_a \left(1 \pm \frac{e'}{e}\right)} \left[\frac{N}{m\varphi} - \frac{1{,}05\,Rbx}{e}\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)\right]$$

Valem (5.56) on saadud, avaldades F_a nulljoone võrrandist (5.36a). Valem (5.57) on saadud, avaldades F_a' valemist (5.27a). Valem (5.58) on saadud, avaldades F_a valemist (5.29a).

Valem (5.59) on saadud valemitest (5.37a) ja (5.38a). Valemist (5.38a) avaldame F_a:

$$F_a = \frac{1{,}25RS_{cN}}{m_a R_a e}$$

ja asetame valemisse (5.37a), millest saame teisendamise teel

$$1{,}25\frac{N}{m\varphi R} = F_c - \frac{S_{cN}}{e}$$

Valem (5.60) on saadud, avaldades F_a valemist (5.38a).

Valem (5.61) on saadud valemitest (5.39a) ja (5.40a).

Valemist (5.39a) avaldame F_a:

$$F_a = \frac{1}{m_a R_a}\left(1{,}25\,R\,b\,x - \frac{N}{m\varphi}\right)$$

ja asetame valemisse (5.40a):

$$1{,}25\,Rbx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) - e\left(1{,}25\,Rbx - \frac{N}{m\varphi}\right) = 0$$

millest saame teisenduse teel

$$\frac{x^2}{h_0^2} - \frac{2x}{h_0} + \frac{Ne}{0{,}625\,m\varphi Rbh_0^2} = 0$$

mida võime avaldada teisel kujul

$$\left(\frac{x}{h_0} - 1\right)^2 = 1 - \frac{Ne}{0{,}625\,m\varphi Rbh_0^2}$$

millest

$$x = h_0\left(1 - \sqrt{1 - \frac{Ne}{0{,}625\,m\varphi Rbh_0^2}}\right)$$

Valem (5.62) on saadud, avaldades F_a valemist (5.40a).

Tabel 63

Valem (5.63) on saadud, avaldades S_{cN} valemist (5.33a).
Valem (5.64) on saadud valemist (5.36a) järgmiselt:

$$1{,}05\,Rbx\left(e-h_0+\frac{x}{2}\right)-m_aR_a(\pm F_a'e'+F_ae)=0$$

millest saame teisenduse teel

$$x^2-2(h_0-e)x=\frac{m_aR_a\,(\pm F_a'e'+F_ae)}{0{,}525\,Rb}$$

mida võime avaldada teisel kujul

$$x-(h_0-e)^2=(h_0-e)^2+\frac{m_aR_a\,(\pm F_a'e'+F_ae)}{0{,}525\,Rb}$$

millest

$$x=h_0-e+\sqrt{(h_0-e)^2+\frac{m_aR_a\,(\pm F_a'e'+F_ae)}{0{,}525\,Rb}}$$

Valem (5.65) on saadud, avaldades S_{cN} valemist (5.38a).
Valem (5.66) on saadud valemist (5.40a) järgmiselt:

$$1{,}25\,Rbx\,(e-h_0+\frac{x}{2})-m_aR_a\,F_ae=0$$

millest saame teisenduse teel

$$x^2-2(h_0-e)x=\frac{m_aR_a\,F_ae}{0{,}625\,Rb}$$

mida võime avaldada teisel kujul

$$[x-(h_0-e)]^2=(h_0-e)^2+\frac{m_aR_a\,F_ae}{0{,}625\,Rb}$$

millest $x=h_0-e+\sqrt{(h_0-e)^2+\dfrac{m_aR_aF_ae}{0{,}625\,Rb}}$

Näide 14. Näites 13 toodud andmetel arvutada posti kandevõime, kui arvutuslik koormus $N=50{,}0$ t on rakendatud ekstsentrilisusega $e_0=10$ cm.

$m=m_K=1{,}0$; $m_a=0{,}9$; $F=3264$ cm^2; $R=18$ kg/cm^2;
$\varphi=0{,}75$; $a=2{,}5$ cm; $h_0=64{,}0-2{,}5=61{,}5$ cm;
$e=39{,}5$ cm; $e'=19{,}5$ cm.

Käesolevas näites on pikijõud N rakendatud ristlõike tuumas, seega võime survearmatuuri pinna leida avaldisega (5.57):

$$F_a' = \frac{1}{0{,}9 \cdot 2100 \cdot 59}\left(\frac{50\,000 \cdot 39{,}5}{0{,}75} - 0{,}425 \cdot 18 \cdot 51 \cdot 61{,}5^2\right) = 10{,}4 \text{ cm}^2$$

Tõmbearmatuuri pinna arvutame vastavalt $F_a' = 10{,}4$ cm² väärtusele avaldisega (5.56):

$$F_a = -\frac{1}{39{,}5}\left[10{,}4 \cdot 19{,}5 - \frac{1{,}05 \cdot 18 \cdot 51 \cdot 32\,(39{,}5 - 61{,}5 + 17{,}5)}{0{,}9 \cdot 2100}\right] = -3{,}1 \text{ cm}_\varepsilon$$

Tõmbearmatuuri arvutus andis tulemuseks $F_a < 0$, mis näitab, et tõmbearmatuuri F_a järgi pole vajadust.

Kuna arvutuslik jõud N on rakendatud armatuuride F_a ja F_a' raskuskeskmete vahele, siis tuleb täiendavalt kontrollida tõmbearmatuuri pinda, lähtudes tingimusest (5.58):

$$F_a \geqslant \frac{1}{0{,}9 \cdot 2100 \cdot 59}\left(\frac{50\,000 \cdot 19{,}5}{0{,}75} - 0{,}425 \cdot 18 \cdot 51 \cdot 61{,}5^2\right) = -1{,}3 \text{ cm}^2$$

mis näitab jällegi, et tõmbearmatuuri F_a järgi pole vajadust.

Teades survearmatuuri pinda $F'_a = 10{,}4$ cm² ja lugedes $F_a = 0$, leiame avaldise (5.64) järgi x väärtuse, et kontrollida, kas on tegemist väikese ekstsentrilisusega:

$$x = 22 + 484 + \frac{0{,}9 \cdot 2100 \cdot 10{,}4 \cdot 19{,}5}{0{,}525 \cdot 18 \cdot 51} = 57 \text{ cm} > 0{,}55\,h_0 = 33{,}7 \text{ cm}$$

Seega on väikese ekstsentrilisuse tingimus täidetud.

Kontrollime, kas valitud armatuuri hulk vastab konstruktiivse armatuuri miinimumile. Survetsooni minimaalne armeerimise protsent $p_{min} = 0{,}2$, mis annab $F_{a\,min}' = 0{,}2\,\frac{51 \cdot 64}{100} = 6{,}52$ cm².

$F_a' = 10{,}4$ cm²

Valime 3 Ø 22; $F_a' = 11{,}4$ cm²

Tõmbetsooni, kuhu arvutuse järgi armatuuri pole vaja, asetame konstruktiivse armatuuri rangide kinnitamiseks 3 Ø 10; $F_a = 2{,}36$ cm², mis annab

$$p = \frac{2{,}36 \cdot 100}{51 \cdot 64} = 0{,}07\ \% > p_{min} = \text{tõmbetsoonis } 0{,}05\%.$$

Näide 15. Ülesande tingimused samad, mis eelmises näites, kuid pikijõud N on rakendatud ekstsentrilisusega $e_0 = 25{,}0$ cm.

$m = m_k = 1{,}0$; $m_a = 0{,}9$; $F = 3264$ cm²; $R = 18$ kg/cm²;

$R_a = 2100$ kg/cm²;

$\varphi=0{,}75$; $a=2{,}5$ cm; $h_0=61{,}5$ cm; $e=54{,}5$ cm;
$e'=4{,}5$ cm.

Kasutame ökonoomseima armeerimise tingimust (5.50), millega $x=32$ cm$<0{,}55\ h_0=33{,}7$ cm — tegemist on suure ekstsentrilisusega.

Arvutame vajaliku surve- ja tõmbearmatuuri vastavalt avaldistele (5.55) ja (5.56):

$$F_a' = \frac{1}{0{,}9 \cdot 2100\left(1+\frac{4{,}5}{54{,}5}\right)}\left[\frac{50\,000}{0{,}75} - 1{,}05 \cdot 18 \cdot 51\,\frac{32}{54{,}5} \cdot \left(61{,}5-\frac{32}{2}\right)\right] =$$

$$= 20 \text{ cm}^2$$

$$F_a = -\frac{1}{54{,}5}\left[20{,}0 \cdot 4{,}5 - \frac{1{,}05 \cdot 18 \cdot 51 \cdot 32\,(54{,}5-61{,}5+16)}{0{,}9 \cdot 2100}\right] = 1{,}04 \text{ cm}^2$$

Kontrollime, kas leitud tõmbearmatuuri pind rahuldab minimaalset armeerimise protsenti

$$F_{a\,min} = 0{,}05 \cdot \frac{64 \cdot 51}{100} = 1{,}63 \text{ cm}^2 > F_a = 1{,}04 \text{ cm}^2$$

millega tõmbearmatuur tuleb valida lähtudes $F_{a\,min}$.

Valime $F'_a = 5\,Ø\,24 = 22{,}62$ cm^2; $F_a = 5\,Ø\,8 = 2{,}52$ cm^2.

PAINE

Pikiarmatuuriga painutatud kivielementide arvutus on analoogiline raudbetoonist paindeelementide arvutusega. Arvutuse aluseks on välis- ja sisejõudude tasakaalu tingimus, millega

$$M \leqslant m\,(m_к\,R_и\,S_c + m_a\,R_a\,S_a) \qquad (5.67)$$

kus M — ristlõikes esinev arvutuslik paindemoment välisjõududest;
$R_и$ — pikiarmatuuriga müüritise arvutuslik survetugevus paindel;
S_c — elemendi ristlõike survetsooni staatiline moment tõmbearmatuuri raskuskeskme suhtes;
S_a — survearmatuuri pinna staatiline moment tõmbearmatuuri raskuskeskme suhtes.

Staatiliste momentide leidmiseks vajalik nulljoone asend määratakse tasakaalutingimusest

$$m_a\,R_a\,(F_a - F_a') = m_к\,R_и\,F_c \qquad (5.68)$$

kus F_c — elemendi ristlõike survetsooni pind;
F_a' — survearmatuuri pind;
F_a — tõmbearmatuuri pind.

Selle juures peavad olema rahuldatud tingimused

$$S_c < 0{,}8\,S_0;\ z \leqslant h_0 - a'. \tag{5.69}$$

Paindeelemendid arvutatakse põikjõududele avaldise järgi:

$$Q \leqslant m\,m_к\,R_{гл}\,b\,z \tag{5.70}$$

kus z — sisejõudude õlg.

Täisnurkse ristlõike korral on arvutuse aluseks avaldis

$$M \leqslant m\left[m_к\,R_и\,b\,x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + m_a\,R_a\,F_a'\,(h_0 - a')\right] \tag{5.71}$$

ja nulljoone määramiseks avaldis

$$m_a\,R_a\,(F_a - F_a') = m_к\,R_и\,b\,x \tag{5.72}$$

Survetsooni kõrgus x peab rahuldama tingimusi

$$\left.\begin{aligned} &x \leqslant 0{,}55\,h_0 \text{ ja} \\ &x \geqslant 2\,a' \end{aligned}\right\} \tag{5.73}$$

Põikjõudude arvutusel on sisejõudude õlg $z = h_0 - \frac{x}{2}$.

Kui täisnurkne ristlõige on armeeritud ainult tõmbetsoonis, siis

$$M \leqslant m\,m_к\,R_и\,b\,x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) \tag{5.74}$$

ja nulljoone asend

$$m_a\,R_a\,F_a = m_к\,R_и\,b\,x \tag{5.75}$$

Näide 16. Määrata pikiarmatuuriga tala armatuuri pind järgmistel andmetel. Tala ava 5,8 m ja laius 51 cm. Tala on laotud tellistest mark 150 mördil mark 50. Talale mõjub keskel arvutuslik jõud 7,2 t, rakendatud 82 cm kõrgusele tala alumisest äärest. Armatuur Ст. 3. Töö klass Б.

$$R_и = 1{,}25 \cdot 18 = 22{,}5 \text{ kg/cm}^2;\ R_a = 2100 \text{ kg/cm}^2;\ m = m_к = 1{,}0$$

Tala kõrguseks võtame 82+2,5=84,5 cm, kus 2,5 cm on mördist kaitsekihi paksus; tala omakaal $0{,}51 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}8 = 0{,}78$ t/m.

Arvutuslik moment tala keskkohas:

$$M=\frac{Pl}{4}+\frac{n_g\,gl^2}{8}=\frac{7{,}2\cdot 5{,}8}{4}+\frac{1{,}1\cdot 0{,}78\cdot 5{,}8^2}{8}=14{,}0\ \text{tm}$$

Valime ristlõike ainult tõmbearmatuuriga, siis

$$M\leqslant m\,m_к\,R_н\,b\,x\left(h_0-\frac{x}{2}\right)\quad\text{ja}\quad x=\frac{m_a R_a F_a}{m_к R_н b}$$

Asetame x avaldise momendi valemisse; arvestades meie näites antud arvuliste väärtustega, saame

$$1{,}55\,F_a^2-155\,F_a+1400=0,\ \text{millest}$$

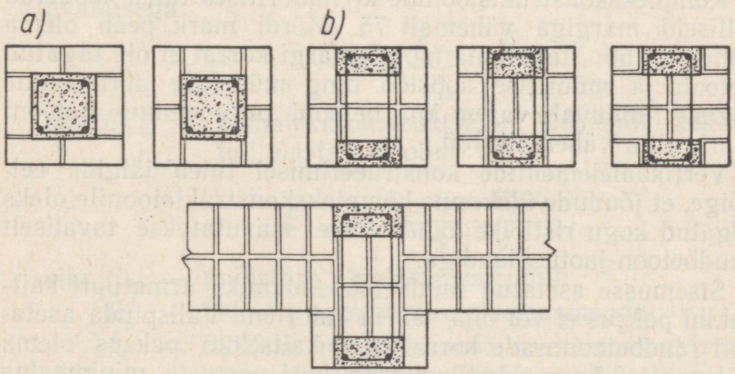
$$F_a=10{,}1\ \text{cm}^2.$$

Valime 4 Ø 18, $F_a=10{,}18\ \text{cm}^2$.

3. KOMPLEKSKONSTRUKTSIOONID

Komplekskonstruktsioonideks nimetatakse konstruktsioone, mis koosnevad müüritisest ja raudbetoonist. Komplekskonstruktsioonid, tavaliselt sambad või pilastrid, moodustatakse kas raudbetoonsüdamikega või väljapoole, kivimüüritise vahele asetatud raudbetoonosadega (joon. 55).

Raudbetoonsüdamikega komplekskonstruktsioonid (joonis 55, *a*) ehitatakse järgmiselt: müüritis laotakse kõrguseni 1,0—1,2 m, seejärel paigaldatakse tühemikku armatuurikarkass ja valatakse sisse betoon. Betoneerimisel tuleb



Joon. 55. Komplekskonstruktsioonid
a — raudbetoonsüdamikuga; *b* — raudbetoon-väliskihiga

kasutada plastilist betooni, et vältida tühemikke. Pärast betoneerimist jätkatakse müürimist jällegi 1,0—1,2 m kõrguseni jne. Selle mooduse puuduseks on asjaolu, et puudub võimalus kontrollida raudbetoonsüdamiku kvaliteeti.

Väljapoole asetatud raudbetoonosadega komplekskonstruktsiooni (joon. 55, *b*) on hõlpsam ehitada: müüritis laotakse lõpuni valmis, paigaldades müüri ladumise ajal vuukidesse rangid. Pärast müüritööde lõppu paigaldatakse armatuurivardad ja väline raketise kilp, seejärel betoneeritakse vahe kogu elemendi kõrguses. Selle mooduse juures on konstruktsiooni raudbetoonosa kvaliteet hästi kontrollitav.

Komplekskonstruktsioone on soovitav kasutada järgmistel juhtudel:

a) kui osutub vajalikuks kasutada kõrgeid seinu ja sambaid, milles pikiarmatuuri kasutamine ei ole veel küllaldane;

b) suure ekstsentrilisusega surutud seinte ja sammaste puhul;

c) konstruktsioonide elementides, mis töötavad paindele või tõmbele (vööd jm.).

Samuti on komplekskonstruktsioonide kasutamine otstarbekas vibreerivate koormuste korral.

Kandevõimelt on komplekskonstruktsioonid raudbetoonkonstruktsioonide ja kivi- ning armeeritud kivikonstruktsioonide vahepealsed.

Komplekskonstruktsioonide kivimüüritises tuleb kasutada telliseid margiga vähemalt 75. Mördi mark peab olema vähemalt 50. Madalama mördi margi korral ei ole tagatud betooni ja müüritise koostöö ning müüritise purunemine algaks tunduvalt varem kui betooni purunemine. Betooni mark olgu vähemalt 100.

Vertikaalelementide konstrueerimisel tuleb jälgida eelkõige, et jõudude ülekanne komplekskonstruktsioonile oleks tagatud kogu ristlõike kaudu. See saavutatakse tavaliselt raudbetoon-jaotusplaadiga.

Sisemusse asetatud raudbetoonsüdamiku armatuuri kaitsekihi paksus ei või olla vähem kui 4 cm. Välispinda asetatud raudbetoonosade korral peab kaitsekihi paksus olema vähemalt 2,5 cm. Vertikaalarmatuuri varraste minimaalne vahekaugus on 2,5 cm. Töötavate varraste läbimõõdud ei või olla vähem kui 8 mm survel ja 5 mm tõmbel. Rangid

paigutatakse iga 3—4 müüritise rea tagant. Väljapoole asetatud raudbetoon-osade puhul ankurdatakse rangid müüritisesse. Pikiarmatuuri jätkud ja ankurdus teostatakse nagu pikiarmatuuriga kivikonstruktsioonides.

Komplekskonstruktsioonidel on mõningaid eeliseid. Ristlõike enamkoormatud osasse on võimalik asetada tugevamat materjali — raudbetooni. Tööde teostamisel saab kasutada inventaarseid raketisi, südamikega konstruktsioonide korral pole raketisi üldse vaja. Viimasel juhul on võimalik betoneerida üheaegselt müüritöödega, mis võimaldab lühendada ehituse aega.

Allpool on kirjeldatud komplekskonstruktsioonide tugevusarvutust.

Tsentriline surve. Arvutus viiakse läbi vastavalt avaldisele

$$N \leqslant m \varphi_{кс} (m_к R F + m_б R_б F_б + m_а R_а F_а) \qquad (5.76)$$

kus $m_б$ — betooni töötingimuste tegur komplekskonstruktsioonides ($m_б = 0{,}8$);

$R_б$ — betooni arvutuslik tugevus;

$\varphi_{кс}$ — komplekskonstruktsioonide nõtketegur; võetakse tabelist 32 olenevalt redutseeritud saledusest.

Komplekskonstruktsioonides väljendatakse elastsustegur avaldisega

$$\alpha = \frac{E_{0\,кс}}{R^н_{кс}} \qquad (5.77)$$

kus $E_{0\,кс}$ — komplekskonstruktsiooni elemendi redutseeritud elastsusmoodul

$$E_{0\,кс} = \frac{E_{0к} I_к + E^н_б I_б}{I_к + I_б} \qquad (5.78)$$

siin $E_{0к}$ — müüritise algelastsusmoodul;

$E^н_б$ — betooni normatiivne elastsusmoodul;

$I_к$ — ristlõike müüritise osa inertsmoment ristlõike geomeetrilise raskuskeskme suhtes;

$I_б$ — ristlõike betooni osa inertsmoment ristlõike geomeetrilise raskuskeskme suhtes;

$R^{н}_{кс}$ — komplekskonstruktsiooni ristlõike redutseeritud normitugevus

$$R^{н}_{кс} = \frac{R^{н} F + R^{н}_{б} F_{б}}{F + F_{б}} \tag{5.79}$$

S. V. Poljakov soovitab [17] valemi (5.76) väljendada kujul

$$N \leqslant 0{,}85\, m\, \varphi_{кс} F_{кс} (R + \Delta R) \tag{5.80}$$

$$F_{кс} = F + \gamma F_{б}\,; \qquad \gamma = \frac{m_{б} R_{б}}{m_{к} R} = 1{,}18\, \frac{R_{б}}{R}$$

$$\Delta R = \frac{m_{а} R_{а} p_{кс}}{85}$$

$$p_{кс} = \frac{F_{а}}{F_{кс}} \cdot 100$$

ΔR, sõltuvalt $p_{кс}$ väärtusest, on määratav graafikult joonisel 52.

Ekstsentriline surve liigitatakse ka komplekskonstruktsioonide juures väikese ja suure ekstsentrilisusega surveks. Arvutus teostatakse analoogiliselt pikiarmatuuriga elementidega.

Väikese ekstsentrilisuse tingimuseks on $S_{с} \geqslant 0{,}8\, S_{о}$,

kus $S_{с}$ — komplekskonstruktsiooni ristlõike surutud osa staatiline moment armatuuri $F_{а}$ raskuskeskme suhtes

$$S_{с} = S_{кс} + \frac{R_{б}}{R} S_{бс} \tag{5.81}$$

$S_{о}$ — komplekskonstruktsiooni ristlõike staatiline moment vähemsurutud armatuuri $F_{а}$ raskuskeskme suhtes

$$S_{о} = S_{к} + \frac{R_{б}}{R} S_{б} \tag{5.82}$$

Ristlõike surutud osa määratakse nulljoone asendiga vastavalt avaldisele

$$m_{к} R_{и} S_{сN} + m_{б} R_{би} S_{бсN} \pm m_{а} R_{а} F_{а}' e' - m_{а} R_{а} F_{а} e = 0 \tag{5.83}$$

kus S_{cN} — ristlõike müüritise osa survetsooni staatiline moment välisjõu rakenduspunkti suhtes;
$S_{бcN}$ — ristlõike betooni osa survetsooni staatiline moment välisjõu rakenduspunkti suhtes;
$R_{би}$ — betooni arvutuslik tugevus paindel ($R_{би} = 1{,}25\,R_б$).

Avaldises (5.83) võetakse märk «+» või «—» liikme $m_a R_a F_a' e'$ ees analoogiliselt pikiarmatuuriga müüritise arvutusega.

Ristlõike tugevuse kontrolliks võtame välis- ja sisejõudude momendi vähemsurutud armatuuri raskuskeskme suhtes, arvestades momentide konstantsusega, millega

$$N \leqslant \frac{m\varphi_{кс}(m_к R S_к + m_б R_б S_б + m_a R_a S_a)}{e} \qquad (5.84)$$

kus $S_к$, $S_б$ ja S_a — ristlõike müüritise, betooni ja armatuuri F_a' pindade staatilised momendid armatuuri F_a raskuskeskme suhtes;
e — välisjõu rakenduspunkti kaugus armatuuri F_a raskuskeskmest.

Analoogiliselt pikiarmatuuriga konstruktsioonidega tuleb teha täiendav kontroll juhul, kui välisjõud N on rakendatud armatuuride F_a ja F_a' raskuskeskmete vahele:

$$N \leqslant \frac{m\varphi_{кс}(m_к R S_к' + m_б R_б S_б' + m_a R_a S_a')}{e'} \qquad (5.85)$$

kus $S_к'$, $S_б'$ ja S_a' — ristlõike müüritise, betooni ja armatuuri F_a pindade staatilised momendid armatuuri F_a' raskuskeskme suhtes;
e' — välisjõu rakenduspunkti kaugus armatuuri F_a' raskuskeskmest.

Juhul, kui väikesele ekstsentrilisusele töötavates komplekskonstruktsioonides armatuuride F_a ja F_a' raskuskeskmete kaugus ristlõike äärest on suurem kui 5 cm, tuleb valemites (5.84) ja (5.85) toodud staatilised momendid ja ekstsentrilisused e ja e' määrata mitte armatuuride raskuskeskmete, vaid elemendi ristlõike äärte suhtes.

Ühepoolse armatuuri korral saab valem (5.84) kuju

$$N \leqslant \frac{m\varphi_{кс}(m_к R S_к + m_б R_б S_б)}{e} \qquad (5.86)$$

ja nulljoon määratakse avaldisega

$$m_к R_и S_{cN} + m_б R_{би} S_{бcN} - m_a R_a F_a e = 0 \qquad (5.87)$$

Suur ekstsentrilisus esineb komplekskonstruktsioonides juhul, kui $S_c < 0{,}8\,S_o$. Staatiliste momentide määramiseks vajalik nulljoone asend leitakse nagu väikese ekstsentrilisuse korral avaldisega (5.83).

Tugevustingimus määratakse avaldisega

$$N \leqslant m\varphi_{кс}(m_к R_и F_{кс} + m_б R_{би} F_{бс} + m_a R_a F_a' - m_a R_a F_a) \qquad (5.88)$$

Ühepoolse armatuuri korral

$$N \leqslant m\varphi_{кс}(m_к R_и F_{кс} + m_б R_{би} F_{бс} - m_a R_a F_a) \qquad (5.89)$$

kuna nulljoon määratakse vastavalt avaldisele (5.87).

Paine. Komplekskonstruktsioonide painutatud elemendid arvutatakse tugevusele vastavalt avaldisele

$$M \leqslant m(m_к R_a S_{кс} + m_б R_{би} S_{бс} + m_a R_a S_a) \qquad (5.90)$$

Avaldises (5.90) esinevate staatiliste momentide väärtused leitakse, lähtudes nulljoone asendist, mis määratakse vastavalt avaldisele

$$m_a R_a (F_a - F_a') = m_к R_и F_{кс} + m_б R_{би} F_{бс} \qquad (5.91)$$

Komplekskonstruktsioonide paindeelementides peab ristlõike survetsooni kõrgus rahuldama tingimusi:

$$\begin{aligned} &S_c < 0{,}85\,S_o \text{ ja} \\ &z \leqslant h_o - a' \end{aligned} \qquad (5.92)$$

kus z — sisejõudude paari õlg (jõudude $F_{кс}R$ ja $F_{бс}R_{би}$ resultantjõu rakenduspunkti kaugus armatuuri F_a raskuskeskmest).

Ühepoolse armatuuriga komplekskonstruktsioonide paindeelemendid arvutatakse avaldisega

$$M \leqslant m(m_к R_и S_{кс} + m_б R_{би} S_{бс}) \qquad (5.93)$$

ja nulljoone asend

$$m_a R_a F_a = m_к R_и F_c + m_б R_{би} F_{бс} \qquad (5.94)$$

Komplekskonstruktsioonide paindeelemente tuleb kontrollida ka põikjõule vastavalt avaldisele

$$Q \leqslant m m_{к} R_{гл} b z \qquad (5.95)$$

kusjuures peapingete väärtuseks võetakse müüritise arvutuslik tugevus peapingetele $R_{гл}$.

Tsentrilisel tõmbel arvestatakse ainult armatuuri tööga, millega

$$N \leqslant m m_{a} F_{a} R_{a} \qquad (5.96)$$

4. KESTADEGA TUGEVDATUD KONSTRUKTSIOONID

Praktilises ehitustegevuses esineb sageli vajadus tõsta olemasolevate kivikonstruktsioonide kandevõimet, näiteks hoonete rekonstrueerimisel, kus osutub vajalikuks suurendada koormusi olemasolevaile vahelagedele. Samuti osutub vajalikuks tugevdada seinu või sambaid, kui need hakkavad kaotama oma kandevõimet. Kandevõime kaole kaasnevad kivikonstruktsioonides tavaliselt praod. Pragude tekkimise põhjuste õige määramine võimaldab saada ettekujutuse nende ohtlikkusest ning vajalikest tugevdustest. Praod 2—3 kivirea ulatuses näitavad, et element on üle koormatud (koormus 60—80% purustavast koormusest). Kui pragude pikkus ületab 30 cm ja laius 1 mm, on koormus juba 80—90% purustavast koormusest, mida tuleb lugeda avariiolukorraks.

Eeltoodud olukordade puhul tugevdatakse kivikonstruktsioone kestadega. See moodus põhineb (analoogiliselt põikarmeerimisega) asjaolul, et kestaga tugevdamine takistab müüritise põikdeformatsioonide arenemist. Tulemuseks on müüritise ruumiline pingeolukord, millega kaasneb suurem survetugevus. Põikarmeerimisel on müüritise tugevus suurem kui kestadega tugevdamisel sama metallikulu juures. See on tingitud armatuuri ühtlasemast jaotusest müüritise mahus. Eeltoodu tõttu on kestade põhiliseks rakendusalaks olemasolevate konstruktsioonide tugevdamine.

Levinumad on tugevdamised järgmiste väliskestadega:

1) armeeritud krohvkest;

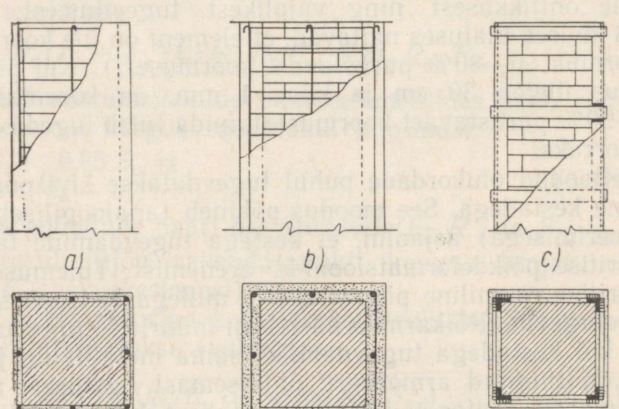
2) raudbetoonkest;
3) teraskest.

Esimene tüüp (joon. 56, *a*) koosneb põikrangidest, mis on ühendatud pikiarmatuuriga. Armatuurvõrk kaetakse korrosioonikaitseks pealt tsementmördiga. Sellist kesta kasutatakse siis, kui kandevõime suurendamine on nõutav ilma ristlõike tunduva suurendamiseta.

Teine tüüp (joon. 56, *b*) eeldab ristlõike mõõdete suurendamist. Raudbetoonkesta kasutatakse siis, kui konstruktsiooni kandevõimet tuleb tunduvalt suurendada. Kesta betooni mark peab olema vähemalt 100, kesta paksus mitte alla 6,0 cm.

Kolmas tüüp (joon. 56, *c*) tehakse tavaliselt nurkraudadest, mis ühendatakse lehtterasest horisontaalsidemetega. Selline lahendus nõuab suurt metalli kulu. Selle tüübi tegemisel tuleb kivipostide nurgad enne tsementmördiga õgvendada, siis paigaldada vertikaalsed nurkrauad, mille külge keevitatakse horisontaalsidemed. Korrosioonikaitseks kaetakse metallosad tsementmördi kihiga.

Katsed on näidanud, et kestadega tugevdamine tõstab elemendi kandevõimet 2—2,5 korda. Armeerimise protsenti ei ole soovitav suurendada üle 1,0—1,5%.



Joon. 56. Kestadega tugevdatud konstruktsioonid.
a — armeeritud krohvkest; *b* — raudbetoonkest; *c* — teraskest

Kuigi katseid on tehtud ka kestadega tugevdatud elementide ekstsentrilise surve kohta, on saadud andmed siiski mittepiisavad arvutuse aluste loomiseks. Seetõttu on käesoleval ajal antud eeskirjad [7] ainult tugevusarvutusteks tsentrilisel survel. Armeeritud krohvkesta korral:

$$N \leqslant m\varphi \left(m_к R + \frac{2{,}8\,p}{1+2p} \cdot \frac{m_a R_a}{100} \right) F \qquad (5.97)$$

Raudbetoonkesta korral:

$$N \leqslant m\varphi \left[\left(m_к R + \frac{3\,p}{1+p} \cdot \frac{m_a R_a}{100} \right) F + m_б R_б F_б + m_a R_a F_a' \right] \qquad (5.98)$$

Teraskesta korral:

$$N \leqslant m\varphi \left[\left(m_к R + \frac{2{,}5\,p}{1+2{,}5p} \cdot \frac{m_a R_a}{100} \right) F + m_a R_a F_a' \right] \qquad (5.99)$$

Neis valemeis

F — müüritise pind;

F_a' — pikiarmatuuri või nurkraudade pind;

$F_б$ — betooni pind rangide ja müüritise vahel (kaitsekihita);

φ — nõtketegur (võetakse nagu armeerimata müüritise kohta);

m, $m_к$, m_a, $m_б$ — müüritise, armatuuri ja betooni töötingimuste tegurid (vt. III ptk.);

p — armeerimise protsent.

Külgede suhte korral mitte üle 2,5 määratakse p avaldisega

$$p = \frac{2F_a(a+b)}{a\,b\,s} \cdot 100 \qquad (5.100)$$

kus F_a — rangide, spiraali või põiksidemete pind;

a ja b — tugevdatava elemendi ristlõike mõõted;

s — rangide, spiraali või põiksidemete vahekaugus (samm).

KIVIKONSTRUKTSIOONIDE DEFORMATSIOONIDE JA PRAGUDE AVANEMISE ARVUTUS

Lisaks tugevusarvutusele, mida tuleb teha kõikide kivikonstruktsioonide kandeelementide kohta, tuleb mõningail juhtudel konstruktsiooni elemente täiendavalt kontrollida, et oleksid täidetud nõuded ka teise ja kolmanda piirolukorra suhtes, s. t. teha deformatsioonide ja pragude avanemise kontrollarvutused. Täiendavate kontrollarvutuste ülesanne seisneb selgitamises, kas konstruktsioonides esinevad deformatsioonid või pragude avanemised takistavad konstruktsiooni normaalset tööd ekspluatatsioonis.

Üldiselt tuleb kivikonstruktsioonide puhul harva ette, et deformatsioonid häirivad konstruktsiooni tööd ekspluatatsioonis. See võib esineda näiteks armeeritud kivivahelagedes, mille läbivajumised on etteantud tingimustega piiratud. Sagedamini esineb aga juhuseid, kus konstruktsioonis on peale müüritise ka teistest materjalidest elemente. Sel juhul tekib vajadus piirata vähem jäikadest materjalidest elementide deformatsioone, et vältida jäikadest materjalidest elementide võimalikke rikkeid. Nii näiteks võib osutuda vajalikuks piirata raudbetoon- või metallkarkassi elementide deformatsioone, millele toetuvad mittekandvad seinad. Samuti võib osutuda vajalikuks piirata seinte deformatsioone, mis on aluseks jäikadele krohvidele või vooderdustele.

Pragude arvutuse juurde kuuluvad juhud, kui on vaja piirata pingeid müüritise tõmbetsoonis või armeeritud konstruktsiooni tõmbearmatuuris selleks, et vältida pragude tekkimist või piirata pragude avanemisi.

Nagu kinnitab *S. A. Semjontsov* [21], ei ole põhimõttelist erinevust deformatsioonide ja pragude avanemise arvutuste vahel, sest pragude maksimaalse avanemise võib asendada piirdeformatsiooniga. Kuid teise ja kolmanda piirolu-

korra arvutused sõltuvad konstruktsiooni iseloomust ja arvutuse meetodist. Deformatsioonide arvutusel määratakse otse elemendi deformatsiooni suurus. Pragude arvutusel määratakse jõu piirväärtus, millele vastavate pingete juures on välditud pragude etteantud suuruste ületamine.

1. DEFORMATSIOONIDE ARVUTUS

Vastavalt normidele [7] tuleb deformatsioonide arvutus teostada järgmistel juhtudel:

a) kõrgete ennast kandvate seinte kohta, mis on seotud karkassiga ja töötavad põikpaindele. Kontroll teostatakse juhul, kui seinte kandevõime ei ole küllaldane koormuste iseseisvaks vastuvõtmiseks (ilma karkassita);

b) karkasside täiteseinte kohta — vildakdeformatsioonile seina pinnas, kui seina tugevus pole küllaldane põikjõudude vastuvõtmiseks;

c) muude krohvitud või plaatidega vooderdatud kivi- või armeeritud kivikonstruktsioonide kohta, mille deformatsioon sõltub neid kandva konstruktsiooni deformatsioonist või on normaalse ekspluatatsiooni tingimustega piiratud.

Krohvitud või plaatidega vooderdatud konstruktsioonides, kus ekspluatatsiooni tingimustega pole lubatav pragude tekkimine krohvis või vooderduses, tuleb kontrollida deformatsiooni tõmmatud pindades. Deformatsioonid määratakse normikoormuste järgi, mis rakendatakse müüritisele pärast krohvimist või vooderdamist. Deformatsioonide piirväärtused ei tohi ületada tabelis 64 toodud suurusi.

Deformatsioonide arvutuse aluseks on relatiivsete deformatsioonide piiramine tõmmatud pindades. Armeerimata müüritise deformatsioonide arvutus teostatakse vastavalt avaldistele:

tsentrilisel tõmbel $$N^{н} \leqslant EF\varepsilon_{пр} \qquad (6.1)$$

paindel $$M^{н} \leqslant \frac{EI\varepsilon_{пр}}{h-y} \qquad (6.2)$$

ekstsentrilisel survel $$N^{н} \leqslant \frac{EF\varepsilon_{пр}}{\frac{F(h-y)\,e_0}{I} - 1} \qquad (6.3)$$

ekstsentrilisel tõmbel $$N^{н} \leqslant \frac{EF\varepsilon_{пр}}{\frac{F(h-y)\,e_0}{I} + 1} \qquad (6.4)$$

Neis avaldistes

$N^{н}$ ja $M^{н}$ — pikijõud ja moment normikoormustest, mis rakendatakse pärast müüritise katmist krohvi või vooderdusega;

$\varepsilon_{пр}$ — piirdeformatsioon, võetakse tabelist 64;

$(h-y)$ — müüritise ristlõike raskuskeskme kaugus tõmmatud äärest.

Tabel 64

Müüritise relatiivsete tõmbedeformatsioonide piirväärtused, mis väldivad pragude tekkimise müüritise tõmbepinna krohvkattes

Jrk. nr.	Krohvi nimetus	Relatiivsete deformatsioonide piirväärtused $\varepsilon_{пр}$ olenevalt hoone kestvuse astmest		
		I	II	III
1.	Lubikrohv	$0{,}15 \cdot 10^{-3}$	$0{,}20 \cdot 10^{-3}$	$0{,}30 \cdot 10^{-3}$
2.	Tsement-lubi- või tsementkrohv	$1{,}10 \cdot 10^{-3}$	$0{,}15 \cdot 10^{-3}$	$0{,}20 \cdot 10^{-3}$
3.	Hüdroisolatsioon-tsementkrohv konstruktsioonidel, millele mõjub vedelike hüdrostaatiline rõhk	$0{,}06 \cdot 10^{-3}$	$0{,}08 \cdot 10^{-3}$	$0{,}10 \cdot 10^{-3}$
4.	Happekindel krohv vesiklaasil ja ühekihilised kiviplaatidest (diabaas, basalt) katted happekindlatel võõpadel . .	$0{,}04 \cdot 10^{-3}$	$0{,}05 \cdot 10^{-3}$	$0{,}05 \cdot 10^{-3}$
5.	Kahe- ja kolmekihilised katted täisnurksetest kiviplaatidest happekindlatel võõpadel:			
	a) piki plaadi pikemat külge	$0{,}08 \cdot 10^{-3}$	$0{,}10 \cdot 10^{-3}$	$0{,}10 \cdot 10^{-3}$
	b) piki plaadi lühemat külge	$0{,}06 \cdot 10^{-3}$	$0{,}08 \cdot 10^{-3}$	$0{,}08 \cdot 10^{-3}$

Märkus. Pikiarmatuuriga või võrkudele krohvitud konstruktsioonide puhul suurendatakse deformatsioonide piirväärtusi 25% võrra.

Kõrgete karkassiga seotud seinte deformatsioonide arvutusel tuleb lähtuda järgmisest. Müüritisega koos töötava karkassi deformatsioonid määratakse olenevalt kasutatavast materjalist kas raudbetoon- või teraskonstruktsioonide normide [19; 20] järgi. Seejuures võetakse deformatsioonide määramisel arvesse normikoormused, müüritise tööd arvestamata. Müüritise deformatsioonid, mis on tingitud karkassi paigutustest, ei või ületada tabelis 65 toodud piirväärtusi.

Tabel 65

Müüritise relatiivsete deformatsioonide piirväärtused survel, tõmbel ja paindel alalistest ja ajutistest normikoormustest

Jrk. nr.	Deformatsiooni iseloom	Relatiivsete deformatsioonide piirväärtused kestvuse astme korral	
		I	II
1.	Survel	$\frac{0{,}4}{\alpha}$	$\frac{0{,}5}{\alpha}$
2.	Tõmbel ja paindel		
	a) seotud ristlõiget mööda	$0{,}15 \cdot 10^{-3}$	$0{,}20 \cdot 10^{-3}$
	b) mitteseotud ristlõiget mööda	$0{,}08 \cdot 10^{-3}$	$0{,}10 \cdot 10^{-3}$

Tabelis 65 toodud müüritise elastsustegur α võetakse armeerimata müüritise korral tabelist 31 ning põikarmatuuriga müüritise korral vastavalt V peatükis antud juhistele.

Karkassiga seotud seinte arvutusel eeldatakse, et kogu põikjõud võetakse vastu karkassi poolt ning müüritise deformatsioonid jälgivad täielikult karkassi deformatsioone. Arvutusega määratakse müüritise tõmbedeformatsioon, mida võrreldakse piirdeformatsiooni suurusega. Tõmbedeformatsioon määratakse eeldusest, et kandekonstruktsiooni ja müüritise kõverusraadiused on võrdsed.

Kõverusraadius ϱ määratakse avaldisega $\varrho = \frac{EI}{M^{н}}$ (6.5)

kus $M^{н}$ — paindemoment karkassi elemendis normikoormusest;

EI — karkassi elemendi paindejäikus.

Jooniselt 57 selgub, et $\varepsilon_{н} = \frac{h-y}{\varrho}$ (6.6)

millega $$\varepsilon_{и} = \frac{M^{н}\ (h-y)}{EI} \tag{6.7}$$

Saadud avaldise (6.7) järgi arvutatakse müüritise tõmbedeformatsioonid juhul, kui lõikes esineb ainult paine ilma surveta.

Tavaliselt kujutavad relatiivsed deformatsioonid müüritise tõmmatud ääres endast paindedeformatsiooni ja pikijõu deformatsiooni algebralist summat. Relatiivsed deformatsioonid pikijõust määratakse avaldisega

$$\varepsilon_0 = \frac{N_{к}^{н}}{E_{к}\ F_{к}} \tag{6.8}$$

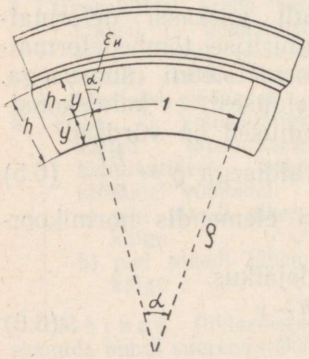
kus $N_{к}^{н}$ — müüritisele mõjuv pikijõud normikoormustest;
$E_{к}$ — müüritise elastsusmoodul;
$F_{к}$ — müüritise ristlõike pind.

Seejuures ei tohi relatiivsed tõmbedeformatsioonid müüritise tõmmatud ääres ületada tabelis 65 toodud suurusi, s. t.

$$\varepsilon = \varepsilon_{и} - \varepsilon_0 \leqslant \varepsilon_{пр} \tag{6.9}$$

ehk

$$\varepsilon = \frac{M^{н}\ (h-y)}{EI} - \frac{N^{н}}{E_{к}\ F_{к}} \leqslant \varepsilon_{пр} \tag{6.10}$$



Joon. 57. Müüritise deformatsiooni arvutuse skeem

Valemi (6.10) järgi tehtud deformatsioonide kontrolli asemel võib kontrollida karkassi elemendi jäikust vastavalt avaldisele

$$EI \geqslant \frac{M^{н} (h-y)}{\varepsilon_{пр} + \varepsilon_0} \tag{6.11}$$

mis on saadud valemi (6.10) teisendamise teel.

Kui valemi (6.10) järgi arvutatud relatiivsed tõmbedeformatsioonid ületavad tabelis 65 toodud piirväärtusi $\varepsilon_{пр}$, siis tuleb kas suurendada avaldise (6.11) järgi arvutatud karkassi jäikust või tugevdada seina müüritist pikiarmatuuriga. Kui pikiarmeerimisel armeerimise protsent $p \geqslant 0{,}03\%$, siis võib tabelis 64 toodud relatiivsete tõmbedeformatsioonide piirväärtusi suurendada 25% võrra. Kui aga arvutatud relatiivsed tõmbedeformatsioonid ületavad relatiivsete deformatsioonide piirväärtusi rohkem kui 25% võrra, siis määratakse pikiarmeerimine tugevusarvutusega, kusjuures:

a) paindel vertikaalpinnas võetakse normaaljõud ekstsentrilisusega

$$\varepsilon_0 = \frac{n_1 \varepsilon_{и}}{n_2 \varepsilon_0} \cdot \frac{r^2}{h-y} \tag{6.12}$$

kus n_1 ja n_2 — ülekoormuse tegurid jõududele, mis põhjustavad seinas painde ja surve;

r — müüritise ristlõike inertsraadius;

b) paindel horisontaalpinnas võetakse paindemoment müüritise vertikaallõikes

$$M_{к}^{н} = \frac{n_1 \varepsilon_{и} E_{к} I_{к}}{h-y} \tag{6.13}$$

Horisontaalseile karkassi elementidele toetuvaid ennastkandvaid seinu tuleb kontrollida peale deformatsioonide ka tugevusele, kusjuures vahetult seinale mõjuvad jõud tulevad arvutada sel juhul koos ülekoormusteguritega. Lisaks vahetult mõjuvatele jõududele tuleb arvestada lisamomendiga, mida põhjustab müüritises karkassi paine. Lisamoment seintes, mida toetatakse karkassi postidega, määratakse nii, et seina läbipaindumise suunas rakenda-

takse pikijõud ekstsentrilisusega vastavalt avaldisele (6.12). Horisontaalsete vööde või tuulesõrestikega toetatud seintes määratakse paindemoment vaadeldavas lõikes vastavalt avaldisele

$$M = M_0 + M', \tag{6.14}$$

kus M_0 — alt jäigalt kinnitatud ja ülevalt jäigale toele toetuva vertikaalse tala arvutuslik paindemoment alumises ristlõikes;

M' — lisamoment, põhjustatud ülemise toe paigutusest; määratakse avaldisega

$$M' = \frac{3 n E_{\text{K}} I_{\text{K}} f}{H^2} \tag{6.15}$$

kus n — põikpainet põhjustavate jõudude ülekoormuse tegur;

f — seina elemendi toe ristlõike läbipaindumine normikoormuste mõjul;

H — horisontaalvöö või sõrestiku telje kaugus seina alumisest kinnituspinnast.

2. PRAGUDE AVANEMISE ARVUTUS

Vastavalt normidele [7] tuleb pragude avanemise arvutus teostada järgmistel juhtudel:

a) armeerimata kivielementidele juhul, kui ekstsentrilisused ületavad lubatavaid piirväärtusi $\varepsilon_{\text{пр}}$ (vt. tabel 66);

b) pikiarmatuuriga painutatud, ekstsentriliselt surutud või tõmmatud elementidele juhul, kui nad asuvad armatuurile agressiivses keskkonnas;

c) pikiarmatuuriga mahutitele, mille krohvkate või plaatvooderdus peavad olema tihedad;

d) kõikide nii armeerimata kui ka armeeritud müüritisest konstruktsioonide arvutusel, kui müüritise vuukide avanemine võib põhjustada praod krohvis või vooderduses, põhjustamata ohtu konstruktsiooni tugevusele või püsivusele.

Tabel 66

Armeerimata müüritise elementide ekstsentrilisuse piirväärtused, millede ületamisel on nõutav kontrollarvutus pragude avanemisele

Koormuskombinatsioon	Ekstsentrilisuse piirväärtus $\varepsilon_{пр}$
1. Põhikombinatsioon	$0{,}7\,y$
2. Täiendavad kombinatsioonid	$0{,}8\,y$

Märkused. 1. Koormuskombinatsioonid võtta vastavalt III peatükile.

2. Suurus y tähistab ristlõike raskuskeskme kaugust ekstsentrilisuse poolsest äärest.

Armeerimata müüritise ekstsentriliselt surutud elementide arvutusel, kui $e_0 > e_{пр}$, tuleb lähtuda järgmisest:

a) jõud määratakse arvutuslike koormuste järgi;

b) ekstsentrilise surve arvutusel loetakse pingeepüür lineaarseks nagu elastses kehas;

c) arvutus teostatakse ristlõike serva tingimuslike tõmbepingete järgi, mis iseloomustavad tõmbetsooni deformatsioonide suurusi;

d) arvutus viiakse läbi kogu ristlõike kohta (arvestamata pragude avanemist).

Seega on pragude avanemise iseloomustajaks ristlõike tõmbetsooni kandevõime, mis määratakse tavalise tugevusõpetuse reeglite järgi, kasutades ühtlasi müüritise töötingimuste tegurit pragude avanemisele:

$$\frac{M}{W} - \frac{N}{F} = m_{тр} R_{ри}$$

$$\frac{\dfrac{Ne_0}{I}}{\dfrac{}{h-y}} + \frac{N}{F} = m_{тр} R_{ри}$$

$$\frac{N}{F}\left[\frac{F(h-y)\,e_0}{I} - 1\right] = m_{тр} R_{ри}$$

$$N \leqslant \frac{m_{тр} R_{ри} F}{\dfrac{F(h-y)\,e_0}{I} - 1} \qquad (6.16)$$

kus $m_{тр}$ — müüritise töötingimuste tegur pragude avanemisele (vt. III ptk.);
$R_{рн}$ — müüritise arvutuslik tõmbetugevus paindel;
I — ristlõike inertsmoment.

Täisnurkse ristlõike korral saab valem (6.16) kuju

$$N \leqslant \frac{m_{тр} R_{рн} F}{\frac{6 e_0}{h} - 1} \qquad (6.17)$$

Armeerimata müüritise suurimad ekstsentrilisused ei või ületada alljärgnevaid suurusi:
põhilisel koormuskombinatsioonil — 0,9 y;
lisa- ja erikombinatsioonidel — 0,95 y.

Nende suuruste ületamisel tuleb müüritis armeerida pikiarmatuuriga.

Pikiarmatuuriga konstruktsioonide arvutusel pragude avanemisele tuleb lähtuda järgmisest:
a) jõud määratakse normikoormustega;
b) arvutus viiakse läbi kogu müüritise ja armatuuri ristlõike kohta (arvestamata pragude avanemisi), lugedes pingejaotuse ristlõikes lineaarseks;
c) arvutusel kasutatakse müüritise ja armatuuri töötingimuste tegureid vastavalt III peatükile.

Pikiarmatuuriga konstruktsioonide arvutusel pragude avanemisele redutseeritakse konstruktsiooni ristlõige ühele materjalile — terasele, vastavalt elastsusmoodulite suhtele $n' = \frac{E_к}{E_a}$, kus $E_к = 0{,}8\,E_0$ ja $E_0 = \alpha R^н_{ак}$.

Pikiarmatuuriga konstruktsioonide arvutus pragude avanemisele viiakse läbi vastavalt avaldistele:

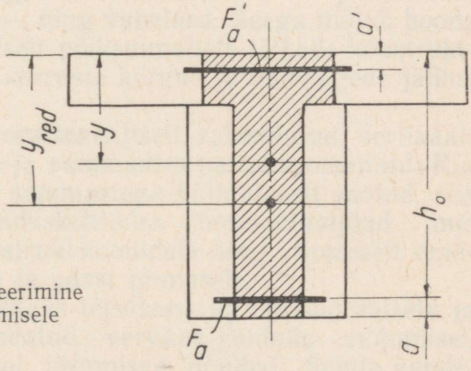
tsentrilisel tõmbel $N^н \leqslant m_{тр}\, m_a R_a F_{red}$ (6.18)

paindel $M^н \leqslant \frac{m_{тр}\, m_a\, R_a\, I_{red}}{h_0 - y_{red}}$ (6.19)

ekstsentrilisel survel $N^н \leqslant \frac{m_{тр}\, m_a F_{red} R_a}{\frac{F_{red}(h_0 - y_{red})\, e_0}{I_{red}} - 1}$ (6.20)

ekstsentrilisel tõmbel $N^{н} \leqslant \dfrac{m_{тр}\, m_a\, R_a\, F_{red}}{\dfrac{F_{red}\,(h_0 - y_{red})\, e_0}{I_{red}} + 1}$ (6.21)

kus $N^{н}$ ja $M^{н}$ — pikijõud ja moment normikoormustest;
$m_{тр}$ — müüritise töötingimuste tegur arvutusel pragude avanemisele;
m_a — armatuuri töötingimuste tegur;
$e_0 = \dfrac{M^{н}}{N^{н}}$ — pikijõu N ekstsentrilisus;
F_{red} — redutseeritud ristlõike pind;
I_{red} — redutseeritud ristlõike inertsmoment;
y_{red} — redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus.



Joon. 58. Ristlõike redutseerimine arvutusel pragude avanemisele

Siin toodud redutseeritud ristlõike parameetrid on määratud järgmiselt (vt. joon. 58):

$$F_{red} = n' F + F_a + F_a'$$

$$y_{red} = \frac{n' F y + F_a h_0 + F_a' a'}{F_{red}}$$

$$I_{red} = n' I + n' F\,(y_{red} - y)^2 + F_a\,(h_0 - y_{red})^2 + F_a'(y_{red} - a')^2$$

Neis valemeis

n' — müüritise ja terase elastsusmoodulite suhe;

F, I ja y — müüritise ristlõike pind, inertsmoment ja ristlõike raskuskeskme kaugus surutud äärest;

F_{red}, I_{red} ja y_{red} — redutseeritud ristlõike samad suurused;

a' — armatuuri F_a' raskuskeskme kaugus ristlõike surutud äärest.

SEINTE JA SAMMASTE ARVUTUS

Seinte ja sammaste arvutusel vaadeldakse hoonet kui ruumilist süsteemi. Kivihoone üksikud konstruktiivsed elemendid peavad olema omavahel seotud, et moodustada terviklikku ruumilist ehitist. Seinad ja sambad arvutatakse horisontaaljõududele, ekstsentrilisele survele ja nõtkele, arvestades nende toetumist horisontaalsuunas vahelagedele ning põikkonstruktsioonidele. Põhilisteks konstruktiivseteks elementideks, mis tagavad hoone ruumilise jäikuse, on põiksuunas asuvad jäigad konstruktsioonid — põikseinad, raamid, pilastrid jne. — ning vahelaed. Seega mõjub hoone üldisele jäikusele oluliselt põiksuunaliste jäikade konstruktsioonide vahekaugus, korruste kõrgus ja vahelagede jäikus horisontaalsuunas.

Horisontaalsed ja ekstsentriliselt rakendatud vertikaaljõud tekitavad seintes ja sammastes paindemomendid. Kui vahelaed on seinte ja sammastega küllaldaselt seotud, siis tekivad nende ühenduskohtades horisontaaljõud, mis antakse edasi põikkonstruktsioonidele ning viimastelt omakorda vundamentidele ja edasi pinnasele.

Selleks, et hoone töötaks tervikuna ka horisontaalsete ja ekstsentriliselt rakendatud vertikaaljõudude mõjumisel, peavad olema täidetud järgmised nõuded. Seinte kandevõime peab olema küllaldane, et võtta vastu neile rakendatud jõude. Vahelaed peavad olema seotud seinte ja sammastega ankrute abil ning olema horisontaalpinnas küllalt jäigad. Jäikade põikkonstruktsioonide vahekaugused peavad tagama seinte ainult väikesed horisontaalpaigutused vahelagede pinnas. Sellega tulenevad korruste kõrgused ja jäikade põikkonstruktsioonide vajalikud vahekaugused peamiselt vahelagede konstruktsioonist ja materjalidest.

Olenevalt konstruktsioonist liigitatakse kiviseinte ja sammaste toed liikumatuteks (jäikadeks) ja elastseteks.

Liikumatuteks tugedeks loetakse:

a) põikkonstruktsioonid: kivist põikseinad paksusega alates 12 cm, raudbetoonseinad paksusega alates 6 cm ja põikraamid, pilastrid jt. põikkonstruktsioonid, mis on arvutatud seintele mõjuvatele horisontaaljõududele;

b) vahelaed, kui punktis a toodud põikkonstruktsioonide vahekaugused ei ületa tabelis 67 toodud piirväärtusi;

c) tuulesidemed ja -sõrestikud ning raudbetoon-sidevööd, mis on arvutatud seinte horisontaalkoormuste vastuvõtmiseks tugevusele ja deformatsioonidele.

Tabel 67

Põikkonstruktsioonide maksimaalsed vahekaugused, mille korral vahelaed loetakse seinte ja sammaste liikumatuteks tugedeks

Jrk. nr.	Vahelae või katte konstruktsioon	Põikkonstruktsioonide vahekaugus m müüritise grupi korral			
		I	II	III	IV
1.	Puidust vahelaed ja katted .	30	24	18	12
2.	Monteeritavast raudbetoonist vahelaed ja katted. Raudbetoontaladega vahelaed, mille täiteks on plaadid või kivid	40	32	24	—
3.	Monoliitsest raudbetoonist ja monteeritavast monolitiseeritud raudbetoonist vahelaed ja katted	50	40	30	—

Märkused. 1. Tabelis toodud maksimaalseid vahekaugusi vähendatakse järgmistel juhtudel:

— tuule surve korral 70 kg/m² ja 100 kg/m² — vastavalt 15% ja 25% võrra;

— hoonete kõrguste korral: üle 20 m — 10%, üle 32 m — 20% ja üle 48 m — 25% võrra;

— kitsaste hoonete korral, kui hoone laius b on vähem kui kahekordne korruse kõrgus h — proportsionaalselt suhtele $\frac{b}{2h}$.

2. Monteeritavate monolitiseeritud vahelagede (töö klassi Б korral) plaatide liitekohad tuleb tugevdada tõmbejõudude ülekandmiseks, keevitades plaatidest väljaulatuvad armatuurrauad kokku või paigaldades vuukidesse täiendava armatuuri. Pärast keevitamist või täiendava armatuuri paigaldamist valatakse liitekohad tsementmörti täis.

Elastseteks tugedeks loetakse katted ja vahelaed, kui põikkonstruktsioonide vahekaugused ületavad tabelis 67 toodud piirväärtusi ning puuduvad tuulesidemed ja -sõrestikud.

Kui seinte, sammaste ja vahelagede vahel puuduvad sidemed, siis käsitletakse seinu ja sambaid kui pinnasesse kinnitatud konsoole.

Seinte ja postide arvutus jaguneb mitmesse etappi. Algul oletatakse ristlõike mõõted ja elemendi müüritise tugevus. Müüritise tugevuse valikul tuleb arvestada hoone ehituse klassi ja tema ekspluatatsiooni tingimusi. Postide ja seinte dimensioonide esialgsel valikul tuleb pidada silmas saleduste piirväärtusi; välisseinte puhul võtta arvesse ka soojustehnilisi nõudeid.

Teiseks etapiks on ohtlikes ristlõikeis esinevate arvutuslike jõudude määramine ebasoodsaima koormuskombinatsiooniga.

Kolmandaks etapiks on valitud ristlõigete tugevuse kontroll leitud arvutuslike jõudude mõjumisel.

Peale seinte ja sammaste tugevuse arvutuse tuleb kontrollida ka üksikute elementide (sillused, karniisid, ankrud jne.) tugevust, samuti ka seinte ja sammaste tugevust ehituse käigus. See nõue on tingitud:

a) hoone arvutusliku staatilise skeemi võimalikust erinevusest töö käigus; näiteks võidakse vahelaed paigaldada mitte üheaegselt müüritöödega, millega seinad töötavad vähemate horisontaaltugedega kui seda arvutuses on oletatud;

b) müüritise võimalikust ülekoormamisest tema varases vanuses, mil müüritise tugevus on tunduvalt väiksem arvutuses eeldatust.

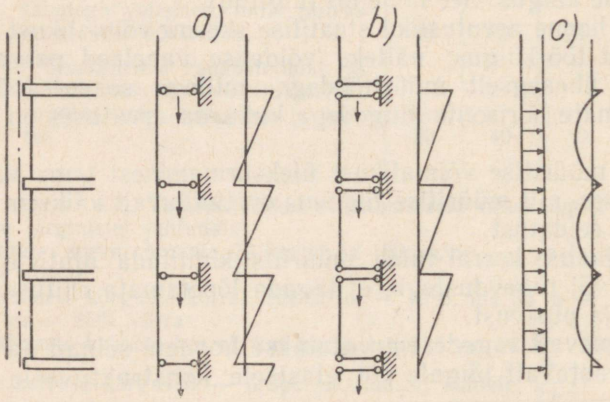
Vajaduse korral tuleb müüritis kinnitada ajutiste sidemete või tugevdustega, et tagada lõpetamata ehituse tugevust ja püsivust.

Olenevalt tugedest arvutatakse hoonete seinad ja sambad vastavalt jäigale või elastsele konstruktiivsele skeemile.

1. JÕUDUDE MÄÄRAMINE JÄIGA KONSTRUKTIIVSE SKEEMIGA HOONETE SEINTES JA SAMMASTES

Jäiga konstruktiivse skeemiga hoonetes, mille hulka kuuluvad tavalised elu- ja tsiviilhooned, loetakse vahelaed seinte ja sammaste suhtes liikumatuteks tugedeks (tabelis 67 toodud nõuded on täidetud). Selle tõttu võib horisontaal- või ekstsentriliselt rakendatud vertikaaljõudude mõjumisel seinu ja sambaid arvutada nagu vertikaalseid jätkuvaid talasid (joon. 59, *a*).

Arvutuse lihtsustamiseks on lubatud [7] seinu ja sambaid vaadelda lihttaladena, kusjuures lihttala avaks loetakse vahelagede talade või paneelide toetuspindade vahekaugus (joon. 59, *b*). Lihttaladena vaadeldavate seinte või sammaste arvutusel loetakse koormused ülemistelt korrustelt rakendatuks kõrgemal asuva seina või samba ristlõike raskuskeskmes; koormused arvutatava korruse piirides loetakse rakendatuks nende tegelikkude ekstsentrilisustega. Seejuures tuleb arvutusel arvesse võtta nii seina võimalikke nõrgestusi avadest kui ka seinte või sammaste ristlõigete muudatusi vaadeldava korruse ulatuses.



Joon. 59. Jäiga konstruktiivse skeemiga hoone välisseina arvutuse staatilised skeemid ja momentide epüürid

a — seina arvutus jätkuva talana; *b* — seina arvutus lihttaladena; *c* — momentide epüür tuule koormusest

Tala jätkuvusest loobumine suurendab paindemomentide väärtusi horisontaalkoormustest ja ekstsentriliselt rakendatud vertikaalkoormustest. Paindemomendid seintes ja sammastes tekivad:

— tuule koormusest;

— ekstsentriliselt rakendatud vertikaaljõududest, mis antakse üle vahelagedelt, rõdudelt, karniisidelt jne.;

— seina või samba ristlõike ebasümmeetrilisest muutusest korruse kõrguse ulatuses.

Seinte ja sammaste arvutusel võib tuule koormuse jätta arvestamata, kui lisapinged tuule koormusest ei ületa 1 kg/cm² või kui arvutuslik lisajõud või moment tuule koormusest on vähem kui 10% põhikoormuste arvutuslikust pikijõust või momendist. Muudel juhtudel tuleb arvestada ka tuule koormusega, mille juures võetakse arvesse tala jätkuvus ning paindemomendid vähendatakse 33% võrra (joon. 59, *c*).

Seega

$$M_{tuul} = \frac{2}{3} M_{0tuul} = \frac{q_{tuul} H_k^2}{12} \qquad (7.1)$$

kus H_k — korruse kõrgus.

Välisseinte arvutust tuleb alata ülemisest korrusest ning jätkata ülalt alla üksikute korruste kaupa kuni esimese korruseni. Arvutusel tuleb määrata jõud ning kontrollida ohtlikke ristlõikeid (milles esinevad suurimad nõrgestused, suurimad momendid või normaaljõud).

Vaatleme lähemalt võimalikke juhuseid ühe korruse ulatuses. Joonisel 60, *a* on toodud ühtlase ristlõikega välissein koos temale mõjuvate välisjõududega. Lõikes *I—I* mõjuvad seinale normaaljõud N ja moment M.

Normaaljõud $N = N_k + P_1 + N_{tuul}$ (7.2)

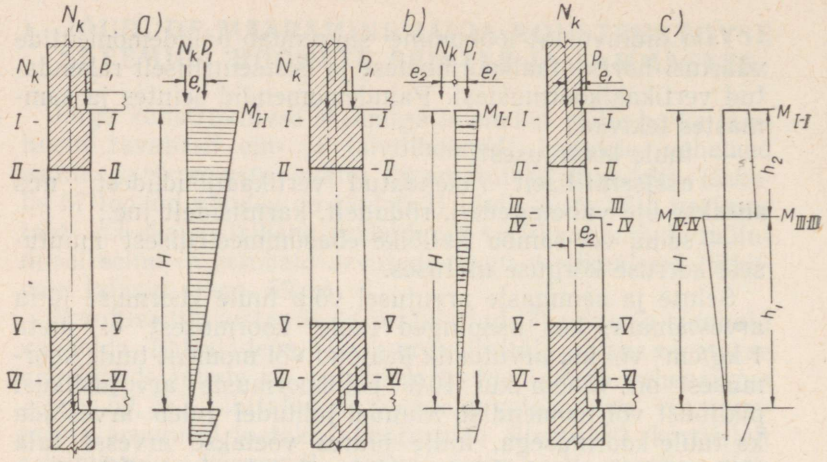
kus N_k — kõrgemalasuvatest korrustest põhjustatud normaaljõud, rakendatud ristlõike raskuskeskmesse;

P_1 — koormus vaadeldava korruse vahelagedest;

N_{tuul} — normaaljõud tuulest — vt. valem (7.11).

Paindemoment $M = P_1 e_1$ (7.3)

Vaadeldava korruse vahelae koormus on rakendatud



Joon. 60. Paindemomentide epüürid seinas

a — ühtlase ristlõikega sein; *b* — seina ristlõige muutub vahelae pinnas; *c* — seina ristlõige muutub ebasümmeetriliselt vahelagede vahel

välisseinale ekstsentrilisusega e_1. Ekstsentrilisus e_1 sõltub müüritise elastsusomadustest ja tala toetuse jäikusest.

$$e_1 = y - k \tag{7.4}$$

kus y — seina ristlõike raskuskeskme kaugus seina sisemisest äärest;

k — vahelagedelt üleantava jõu rakenduspunkti kaugus seina äärest (vt. VIII peatükk — talade toetumine seinale).

Käesoleval juhul tuleb kontrolli teha neljas ristlõikes: lõikes *I—I* eeltoodud normaaljõu ja momendiga ning lõigetes *II—II* — silluste pinnas, *V—V* — akna ava alumises pinnas ja *VI—VI* — vaadeldava korruse põranda pinnas.

Lõigetes *II—II*, *III—III* ja *IV—IV* on normaaljõud ja paindemoment väljendatavad analoogiliste avaldistega:

$$N = N_к + P_1 + N_{tuul} + G \tag{7.5}$$

kus G — seina osa omakaal vahelaest kuni vaadeldava ristlõikeni (kaugusel x vahelaest);

$$M = P_1 e_1 \frac{H - x}{H} \tag{7.6}$$

Ekstsentriliselt rakendatud koormused vahelagedest põhjustavad kolmnurkse epüüri, mille maksimaalne ordinaat on $P_1 e_1$. Momendi suurus meelevaldses ristlõikes kaugusel x vahelaest on proportsionaalne suhtega $\frac{H-x}{H}$.

Joonisel 60, *b* on toodud sein, mille ristlõige muutub vahelae pinnas ebasümmeetriliselt. Võrreldes eelmise juhuga ei esine muudatusi ristlõigetes esinevate normaaljõudude väärtustes. Kuid kõrgemal asuvatest korrustest põhjustatud normaaljõud N_k, mis on rakendatud ülalasuva seina raskuskeskmesse, mõjub vaadeldava korruse seinale ekstsentrilisusega e_2.

Seega on paindemoment lõikes *I—I*:

$$M = P_1 e_1 - N_k e_2 \qquad (7.7)$$

Ka käesoleval juhul on paindemomentide epüür korruse ulatuses kolmnurkne ning ohtlike ristlõigete arvutus toimub analoogiliselt ühtlase ristlõikega juhule.

Joonisel 60, *c* on toodud sein, mille ristlõige muutub vahelagede vahel ebasümmeetriliselt. Ka käesoleval juhul ei esine muudatusi ristlõigetes esinevate normaaljõudude väärtuses. Oluliselt muutub aga momentide epüür, mille kuju muutub varem toodud kolmnurkse epüüri asemel kahemärgiliseks. Momentide epüür jääb lineaarseks, ja tema väärtused on:

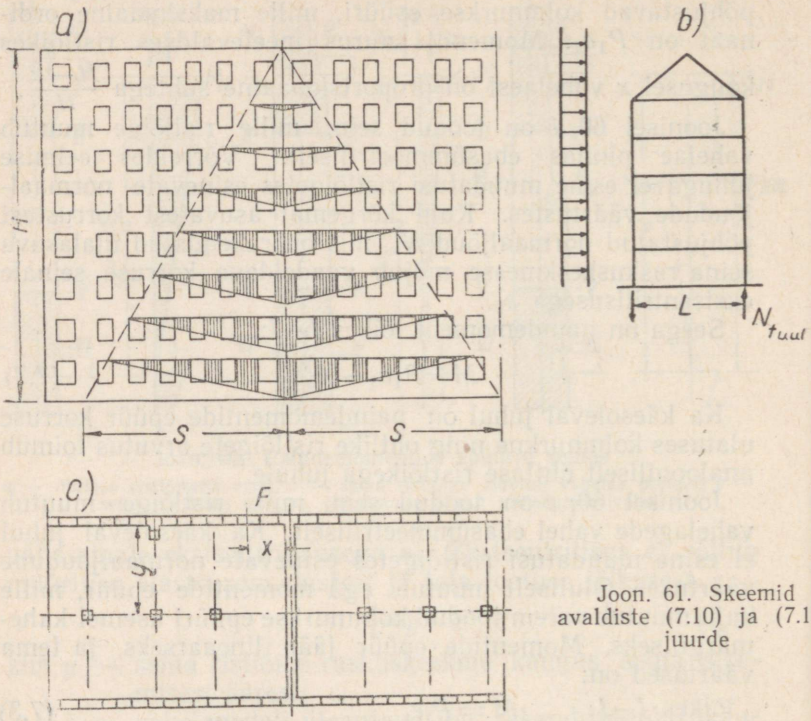
lõikes *I—I*: $M = P_1 e_1$ (7.3)

» *III—III*: $M = \frac{P_1}{H}(e_1 h_1 + e_2 h_2) + N_k \frac{e_2 h_2}{H}$ (7.8)

» *IV—IV*: $M = \frac{P_1 h_1}{H}(e_1 - e_2) + N_k (\frac{h_2}{H} - 1)$ (7.9)

Vahepealsed momentide väärtused leitakse interpoleerimise teel. Toodud juhul lisanduvad varemmainitud kontrollitavatele ristlõigetele veel lõiked *III—III* ja *IV—IV*.

Hoonete arvutusel tuule koormusele käsitletakse jäiga konstruktiivse skeemi korral põikseinu, mis tagavad hoone jäikuse, vertikaalsete pinnasesse kinnitatud konsoolidena. Tuule koormus antakse põikseintele vahelagede kaudu ja loetakse rakendatuks põikseinte ristlõigete teljel. Kuna põikseinte tööst võtavad osa ka pikiseinad, siis võtab põikseinte ristlõige tavaliselt T-tala või I-tala kuju.



Joon. 61. Skeemid avaldiste (7.10) ja (7.1 juurde

Pikiseina osa s, mis loetakse töötavaks koos põikseinaga, määratakse avaldistega (joon. 61, *a*):

a) avadeta seinas $s = 0{,}8\ h$

b) avadega seinas $s = 0{,}7\ \Sigma h_{\text{vöö}} \sqrt[3]{\frac{F_{\text{бр}}}{F_{\text{нт}}}}$ (7.10)

kus h — vaadeldava ristlõike kaugus põikseina ülemisest äärest;

$\Sigma h_{\text{vöö}}$ — aknaavade vaheliste vööde summaarne kõrgus seina ülemisest äärest kuni vaadeldava ristlõikeni;

$F_{\text{бр}}$ — seina horisontaallõike brutopind pikkuse s ulatuses;

$F_{\text{нт}}$ — seina horisontaallõike akendevaheliste osade pind pikkuse s ulatuses.

Hoonetes, mille kõrgus on suurem kui 24 m, tuleb pikiseinte arvutusel arvestada lisakoormusega tuulest. Arvutusel vaadeldakse kogu hoonet kui pinnasesse kinnitatud konsooli.

Tuule koormusest põhjustatud täiendavaid normaalpingeid pikiseintes N_{tuul}, mis tekivad hoone seinte paindumise tõttu, loetakse lineaarselt muutuvaks: maksimum põikseinal teljel ja nullväärtus kaugusel s põikseina teljest (joonis 61, *a*).

Tuule koormusest põhjustatud lisajõud hoone akende vahelise osa ristlõikes määratakse avaldisega (joon. 61, *c*):

$$N_{tuul} = \frac{M_{tuul} Fy}{I} \left(1 - \frac{x}{s}\right) \qquad (7.11)$$

kus N_{tuul} — normaaljõud tuulest;

M_{tuul} — arvutuslik paindemoment vaadeldavas ristlõikes tuule koormusest, mis on vahelagede kaudu üle antud põikseintele;

F — vaadeldava akendevahelise osa ristlõige;

y — akendevahelise osa ristlõike telje kaugus hoone neutraalteljest;

I — hoone horisontaallõike inertsmoment neutraaltelje suhtes;

x — vaadeldava akendevahelise osa ristlõike raskuskeskme kaugus põikseina teljest.

Suuruste I ja y leidmisel oletatakse pikiseinas ühtlast pingejaotust pikkuse $\frac{s}{2}$ ulatuses, nn. redutseeritud ristlõike järgi (varemtoodud kolmnurkse pingeepüüri asemel) pikkuse s ulatuses. Redutseeritud ristlõige koosneb seega põikseinast ja plaadist laiusega s ($\frac{s}{2}$ ulatuses mõlemale poole põikseina telge). Seega on redutseeritud ristlõikest jäetud ligikaudselt välja akende laiused.

Peale pikiseinte horisontaallõigete kontrolli tuleb kontrollida ka seinte vertikaallõikeid piirkondades, kus nad on avadega nõrgestatud. Kontroll peab selgitama, kas sillused on küllalt tugevad tuule koormusest tekkivate põikjõudude ja momentide vastuvõtmiseks.

Pikiseinte sillustes tekkiv põikjõud T ja paindemoment M määratakse avaldistega:

$$T = \frac{QH_k}{2L}\left(1 - \frac{x}{s}\right)^2 \qquad (7.12)$$

$$M = \frac{Tl_s}{2} \qquad (7.13)$$

Kui sillused on armeerimata, siis peavad tugevusarvutusel olema rahuldatud tingimused:

$$T \leqslant \frac{2}{3} mm_к R_{гл} F \qquad (7.14)$$

$$M \leqslant \frac{1}{6} mm_к R_{ри} Fc \qquad (7.15)$$

Neis valemeis

Q — arvutuslik põikjõud tuule koormusest, mille võtab vastu arvutatavale sillusele lähemalasuv põiksein vahelae pinnas;

x — pikiseinas oleva ava telje kaugus põikseina teljest;

s — põikseinaga kaasatöötava pikiseina osa pikkus vastavalt valemile (7.10);

H_k — sillusega eraldatud avade keskkohtade kaugus vertikaalsuunas;

L — välisseinte telgede vahekaugus;

l_s — silluse ava;

c — silluse kõrgus;

F — silluse ristlõike pind;

$R_{гл}$ — müüritise tõmbepeapingete arvutuslik suurus;

$R_{ри}$ — müüritise arvutuslik tugevus tõmbele paindest mööda seotud ristlõiget.

Kontrollil põikjõududele ja momentidele tuleb eelkõige vaadelda silluseid, mis katavad põikseintele lähemaid avasid.

Kui silluste tugevus ei osutu küllaldaseks, siis tuleb neid tugevdada kas pikiarmatuuriga või raudbetoonelementidega, kasutades silluste põikjõudude ja momentide määramiseks valemeid (7.12) ja (7.13).

Hoonete põikseinte tugevuse arvutus pikijõududele ja momentidele ülalasuvatest seintest ja vahelagedest teostatakse analoogiliselt eeltoodud pikiseinte arvutusega. Kuid peale tugevusarvutuse pikijõududele ja momentidele tuleb

kontrollida põikseinte ristlõikeid nii horisontaalseis kui ka peapingete suundades. Põikseinte ristlõigete kontrolli peapingete suunas teostatakse avaldise järgi

$$Q_{tuul} \leqslant \frac{mm_к R_{ск} ab}{\mu} \tag{7.16}$$

kus Q_{tuul} — arvutuslik põikjõud tuulest;

$R_{ск}$ — müüritise arvutuslik nihketugevus, kui müüritis on surutud arvutusliku pikijõuga N (ülekoormuse tegur $n=0{,}9$), mis tekitab müüritises survepinge $\sigma_0 = \frac{N}{F}$:

$$R_{ск} = \sqrt{R_{гл}(R_{гл} + \sigma_0)} \tag{7.17}$$

a — põikseina paksus tema vähima paksuse piirkonnas tingimusel, et selle piirkonna pikkus ületab $^1/_4$ korruse kõrgusest või $^1/_4$ seina pikkusest; kui seinas on lõõrid, siis nende laius arvestatakse seina paksusest maha;

b — seina üldine kõrgus plaanis;

μ — ristlõikes esinevate nihkepingete ebaühtluse tegur;

$$\mu = \frac{S_0 b}{I} \tag{7.18}$$

siin S_0 — poole ristlõike (raskuskeset läbivast teljest ühele poole jääva ristlõike osa) staatiline moment ristlõike raskuskeset läbiva telje suhtes;

I — kogu ristlõike inertsmoment raskuskeset läbiva telje suhtes.

Normides [7] on lubatud võtta

$\mu = 1{,}15$ I-kujulise ristlõike korral;

$\mu = 1{,}35$ T-kujulise ristlõike korral;

$\mu = 1{,}50$ täisnurkse ristlõike korral.

Kui müüritise arvutuslik nihketugevus, mis on leitud avaldise (7.17) järgi, ei ole küllaldane, siis võib seda tõsta pikiarmeerimisega müüritise horisontaalvuukides. Armeeritud müüritise arvutuslik nihketugevus leitakse avaldisega (7.17), asendades $R_{гл} = \frac{m_a R_a p}{100}$, millega

$$R_{ск} = \sqrt{\frac{m_a R_a p}{100}\left(\frac{m_a R_a p}{100} + \sigma_0\right)} \qquad (7.19)$$

kus m_a — armatuuri töötingimuste tegur;
p — armeerimise protsent.

Kui põikseintes esineb avasid, siis tuleb ka siin kontrollida silluseid analoogiliselt pikiseintega, et oleks tagatud tuule koormusest tingitud põikjõudude ja momentide vastuvõtmine.

Põikjõud ja momendid leitakse vastavalt avaldistele

$$T \leqslant \frac{Qh_1}{b} \qquad (7.20)$$

$$M \leqslant \frac{Tl_s}{2} \qquad (7.21)$$

ja ristlõige kontrollitakse tugevusele:

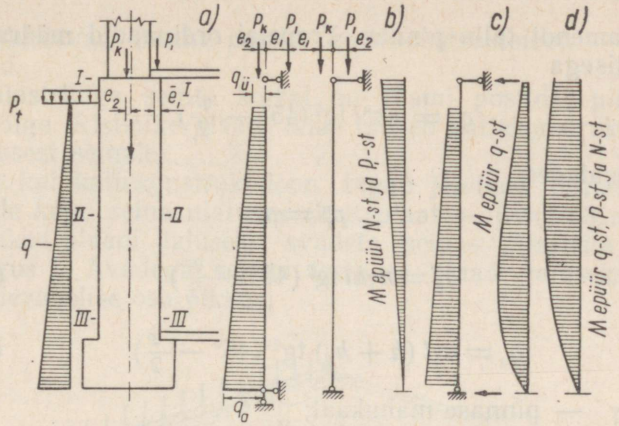
$$T \leqslant \frac{2}{3} m m_к R_{гл} F \qquad (7.14)$$

$$M \leqslant \frac{1}{6} m m_к R_{ри} c F \qquad (7.15)$$

Juhul, kui hoonete alumisel korrusel asendatakse põikseinad sammaste ja põiktaladega, mis kannavad kõrgemal asuvat põikseina, vaadeldakse põikkonstruktsiooni raamina. Raam koosneb sel juhul pikiseinte osadest ($\frac{s}{2}$ kummalegi poole põikseina teljest) ja põiktalast koos temale toetuva põikseinaga. Raami tuleb arvutada põikjõule tuulest Q_{tuul}, mis on rakendatud alumise korruse vahelae toetuspinnas. Põikraami jäikuse suurendamiseks on soovitav välisseinte äärde jätta pilastritena põikseinte osad vastavalt arvutusele.

Jäiga konstruktiivse skeemiga hoonete keldrikorruse seinad arvutatakse analoogiliselt välisseintega: keldrikorruse seina vaadeldakse kui vertikaalset lihttala tugedega keldrilae toetuspinnas ja vundamendi talla pinnas. Keldrikorruse seinale mõjuvad vertikaalsed ja horisontaalsed koormused — vt. joon. 62.

Vertikaalsete koormustena mõjuvad keldrikorruse seintele kõrgemalasuvate konstruktsioonide omakaalud (seinad, katus, vahelaed jne.), kasulikud koormused vahelagedest, koormused lumest ja tuulest. Nende resultantjõud $P_к$ on



Joon. 62. Keldrikorruse seina arvutuse staatiline skeem ja momentide epüürid

a — keldriseina lõige koos temale mõjuvate koormustega; *b* — momentide epüür vertikaalkoormustest; *c* — momentide epüür horisontaalkoormustest; *d* — summaarne momentide epüür

rakendatud keldrikorruse seinale keldri lae toetuspinnas. Resulteeriva jõu rakenduspunkt asub alumise korruse seina ristlõike raskuskeskmes. Juhul, kui alumise korruse seina ristlõike raskuskese ei ühti keldrikorruse seina ristlõike raskuskeskmega, mõjub resulteeriv jõud keldrikorruse seinale ekstsentrilisusega e_2. Koormus keldrikorruse vahelaelt (koos kasuliku koormusega) P_1 on rakendatud keldri seina ülemises lõikes tegeliku ekstsentrilisusega e_1.

Horisontaalsete koormustena mõjuvad keldrikorruse seintele pinnase surve ja tingimuslik ühtlaselt jaotatud vertikaalkoormus pinnase nihkeprismale. Pinnase surve q esineb horisontaalse kolmnurkselt jaotatud koormusena, nullväärtusega maapinnal ning maksimaalse väärtusega vundamendi talla pinnas. Ühtlaselt jaotatud vertikaalkoormus p_t (näiteks ehitusmaterjalid) mõjub keldrikorruse seinale ühtlaselt jaotatud horisontaalkoormusena, andes täisnurkse koormusepüüri. Koormuste q ja p_t epüüride summa annab trapetsikujulise resultantepüüri. Trapetsi minimaalne ordinaat asub maapinnal, maksimaalne —

vundamendi talla pinnas. Trapetsi ordinaadid määratakse avaldisega

$$q_{ü} = np_t^H l \operatorname{tg}^2(45° - \frac{\varphi}{2})$$

ehk eeldades

$$p_t^H = \gamma h$$

$$q_{ü} = n\gamma hl \operatorname{tg}^2(45° - \frac{\varphi}{2}) \qquad (7.22)$$

$$q_a = n\gamma l\,(h + h_1) \operatorname{tg}^2(45° - \frac{\varphi}{2}) \qquad (7.23)$$

kus γ — pinnase mahukaal;
φ — pinnase sisehõõrdenurk;
l — seina arvutuslik pikkus;
n — pinnase surve ülekoormuse tegur; kui puuduvad erijuhendid, võetakse $n = 1{,}2$;
p_t^H — tingimuslik ühtlaselt jaotatud normatiivne vertikaalkoormus pinnase nihkeprismale. Kui puuduvad erijuhendid, võetakse $p_t^H = 1{,}0$ t/m².

Keldrikorruse seinad tuleb kontrollida ohtlikes ristlõigetes, millisteks on ristlõige vahelae toetuspinnas *I-I*, maksimaalse momendiga ristlõige *II-II* ja ristlõige, kus keldri sein toetub vundamendi tallale *III-III* (joon. 62).

2. JÕUDUDE MÄÄRAMINE ELASTSE KONSTRUKTIIVSE SKEEMIGA HOONETE SEINTES JA SAMMASTES

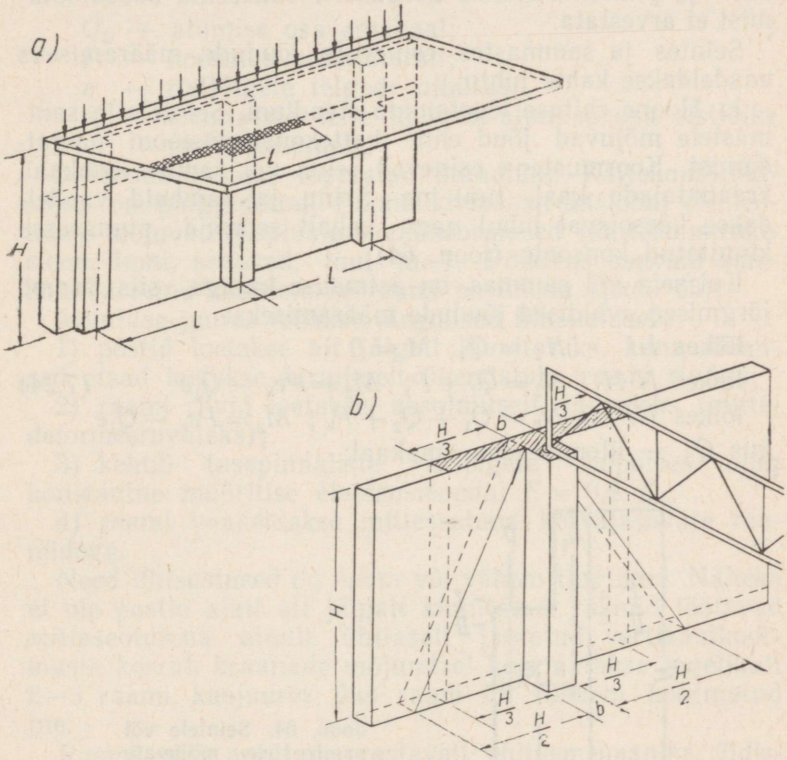
Elastse konstruktiivse skeemiga hoonete liiki kuuluvad ühekorruselised tööstushooned, laod ja muud hooned, mille ristlõige on raami kujuline. Seda liiki hoonete põhiliseks tunnuseks on, et põikseinte vahekaugus ületab tabelis 67 toodud väärtused. Selle tõttu ei saa vahelagesid või katteid käsitleda seinte tugedena. Seinte ja sammaste arvutusel ei arvestata ka põikseinte mõju.

Seinte arvutusel vaadeldakse hoone elementi, mis kujutab endast raamkonstruktsiooni. Hoone seinad ja postid

moodustavad raami postid, kattekonstruktsioon — raami riivid.

Pilastritega seinte korral on raami postidel plaattala ristlõige. Ristlõike plaadi laius oleneb kattekonstruktsiooni toetusest seinale:

a) kui kattekonstruktsioon tagab jõudude ühtlase ülekande kogu seina ulatuses (katteplaat — joon. 63, *a*), siis loetakse plaadi laiuseks avadeta seinas pilastrite vahekaugus *l*. Avadega seinas loetakse plaadi laiuseks seina avadevahelise osa pikkus;



Joon. 63. Plaadi laiuse määramine pilastritega seinte puhul

a — jõudude ühtlase ülekande korral; *b* — jõudude keskendatud ülekande korral

b) kui külgsurve seinalt antakse kattekonstruktsioonile üle üksikutes punktides (sõrestikkude või ematalade toetus seintele — joon. 63, *b*), siis loetakse pikiseina pilastritega kaasatöötav osa lineaarselt muutuvaks. Plaadi laius suureneb kattekonstruktsiooni toetuspunktist allapoole ning saab seina toetuse pinnas väärtuse $^1/_2 H + b + {}^1/_2 H$ (vt. joon. 63, *b*). Jõudude määramisel raskendaks muutuv ristlõige raami posti arvutust. Seetõttu lubatakse pilastritega seina ristlõiget vaadelda ühtlase ristlõikena, võttes plaadi osa laiuseks $^1/_3 H$ mõlemale poole pilastrit;

c) õhukeste seinte korral, kui välisseina paksus on vähem kui $^1/_{10}$ pilastri ristlõike kõrgusest, välisseina kaasatöötamist ei arvestata.

Seintes ja sammastes esinevate jõudude määramiseks vaadeldakse kahte juhtu:

1. Hoone ehituse lõpetamata staadium. Seintele ja sammastele mõjuvad jõud enne kattekonstruktsiooni paigaldamist. Koormustena esinevad seina või samba omakaal, kraanatalade kaal, tuul jne. Seinu ja sambaid vaadeldakse käesoleval juhul nagu vabalt seisvaid, pinnasesse kinnitatud konsoole (joon. 64).

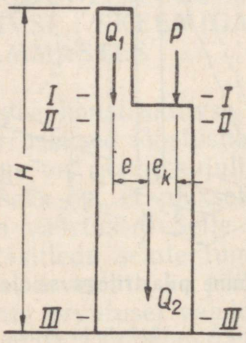
Kui sein või sammas on astmelise kujuga, siis saame järgmised avaldised jõudude määramiseks:

lõikes *I-I* $N_1 = Q_1;\ M = 0$

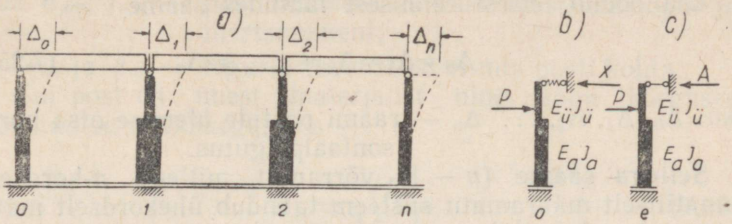
lõikes *II-II* $N_2 = Q_1 + P;\ M_2 = Pe_к - Q_1 e$ (7.24)

lõikes *III-III* $N_3 = Q_1 + Q_2 + P_к;\ M_3 = Pe_к - Q_1 e$

kus Q_1 — ülemise osa omakaal;



Joon. 64. Seintele või sammastele mõjuvate jõudude skeem ehituse lõpetamata staadiumis



Joon. 65. Elastse konstruktiivse skeemiga hoone
a — mitmeavaline raam; *b* — ülalt elastselt kinnitatud post; *c* — ülalt liikumatult kinnitatud post

Q_2 — alumise osa omakaal;
P — koormus kraanatalalt;
e — ristlõigete telgede nihutus;
e_K — kraanatala telje kaugus alumise osa ristlõike raskuskeskmest.

2. Hoone ehituse lõpetatud staadium. Kattekonstruktsioon on paigaldatud. Hoone kivikonstruktsiooni elementidele mõjuvad ekspluatatsioonikoormused (kattekonstruktsioon, lumi, kraanad, tuul jne.). Põikreas asuvaid sambaid ja seinu käsitletakse raami postidena (joon. 65).

Arvutuse juures tehakse järgmised lihtsustused:

1) postid loetakse alt jäigalt kinnitatuks, kuna ülemised otsad loetakse šarniirselt ühendatuks raami riiviga;

2) raami riivid loetakse absoluutselt jäikadeks (mitte-deformeeruvateks);

3) kehtib tasapinnaliste ristlõigete hüpotees ning konstantne müüritise elastsusmoodul $E = 0{,}8\ E_0$;

4) raami vaadeldakse mitteseotuna kõrvalasuvate raamidega.

Need lihtsustused on enam või vähem tinglikud. Näiteks ei ole postid alati alt jäigalt kinnitatud, raamid töötavad mitteseotutena ainult ühtlaselt jaotatud vertikaalkoormuste korral, kraanade mõjumisel koormatakse tegelikult 2—3 raami, kusjuures üks raam on rohkem koormatud jne.

Raami võib arvutada vastavalt ehitusmehaanika üldistele reeglitele. *S. V. Poljakov* soovitab [21, 17] viia arvutus läbi järgmiselt:

Ülaltoodud teisest eeldusest lähtudes saame

$$\Delta_0 = \Delta_1 = \Delta_2 = \ldots = \Delta_n \qquad (7.25)$$

kus $\Delta_0, \Delta_1, \Delta_2, \ldots \Delta_n$ — raami postide ülemise otsa horisontaalpaigutus.

Sellega saame $(n-1)$ võrrandit, millega n-kordselt staatiliselt määramatu süsteem taandub ühekordselt määramatuks süsteemiks.

Sellises raamis on nüüd otstarbekas käsitleda poste jäigalt pinnasesse kinnitatutena ning ülevalt elastselt toetatutena (joon. 65, *a*).

Elastses toes tekib horisontaalne reaktsioon, mille suurus äärmises vasakus (0)-postis määratakse avaldisega

$$X_0 = \frac{A_0}{1 + \mu_0} \qquad (7.26)$$

kus A_0 — nullposti ülemise toe horisontaalreaktsioon eeldusel, et tugi on liikumatu. Praktikas sagedamini esinevate koormusjuhtude jaoks on tabelites 68 ja 69 toodud astmeliste postide reaktsiooni A_0 arvutusvalemid ja arvutuskoefitsientide arvulised väärtused.

$$\mu_0 = \frac{1}{\delta_0 \sum_{n=1}^{n} \frac{1}{\delta_n}} \qquad (7.27)$$

kus δ_0 — vaadeldava posti (post 0) ülemise otsa horisontaalpaigutus posti otsa rakendatud horisontaalse ühikjõu mõjul, eeldusel, et ülevalt otsal tugi puudub;

δ_n — sama, kuid n-posti kohta.

Paigutused δ_0 ja δ_n määratakse valemiga

$$\delta_m = \frac{H^3_m}{3 E_{am} I_{am}} [1 + (1 - \gamma_m)^3 \beta_m] \qquad (7.28)$$

kus E_{am}, I_{am} — posti alumise ristlõike elastsusmoodul ja inertsmoment;

γ_m ja β_m — tegurid tabelist 68 m-nda posti kohta.

Kui post on ühest materjalist ning kogu kõrguses konstantse ristlõikega, siis

$$\delta_m = \frac{H_m^3}{3 E_m I_m} \tag{7.29}$$

i-nda posti ülemise otsa horisontaalne toereaktsioon äärmisele vasakule postile mõjuvast koormusest

$$X_i = \frac{X_0}{\delta_i \sum_{n=1}^{n} \frac{1}{\delta_n}} \tag{7.30}$$

Eelnevalt tõime avaldised raami arvutamiseks juhul, kui on koormatud ainult vasakult äärmine post. Samad valemid kehtivad ka siis, kui on koormatud ükskõik milline postidest. Selleks tuleb ainult vastavalt muuta indeksid. Olgu näiteks koormatud post k (k võib olla 0 kuni n), siis

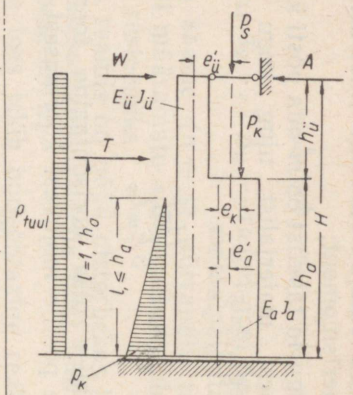
$$X_k = \frac{A_k}{1 + \mu_k} \tag{7.31}$$

$$\mu_k = \frac{1}{\delta_k \sum_{\substack{n=0 \\ n \neq k}}^{n} \frac{1}{\delta_n}} \tag{7.32}$$

$$X_i = \frac{X_k}{\delta_i \sum_{\substack{n=0 \\ n \neq k}}^{n} \frac{1}{\delta_n}} \tag{7.33}$$

Tabel 68

Valemid koormatud samba ülemise liikumatu toe reaktsiooni A määramiseks

Koormus	Toereaktsioon A	Koormuse skeem ja tähistused
Jõud W, rakendatud samba ülemisse otsa	$-W$ (7.34)	
Horisontaalne jõud T, rakendatud kõrgusel $1{,}1\,h_a$ samba kinnituskohast	$\pm\frac{0{,}67\,T\gamma^2\,(2{,}75-\gamma)}{1+(1-\gamma)^3\,\beta}=-TB_4$ (7.35)	
Kraana vertikaalkoormus P_κ	$-\frac{1{,}5P_\kappa\,e_\kappa\gamma\,(2-\gamma)}{H[1+(1-\gamma)^3\beta]}=-\frac{P_\kappa\,e_\kappa}{H}B_1$ (7.36)	
Vertikaalkoormus sõrestikust, katusest ja lumest P_s	$-\frac{1{,}5\,P_s\,e'_a[\gamma\,(2-\gamma)+\frac{e'_ü}{e'_a}(\beta+1)(1-\gamma)^2]}{H[1+(1-\gamma)^3\beta]}=$ $=-\frac{P_s}{H}(B_1e'_a+B_2e'_ü)$ (7.37)	
Ühtlaselt jaotatud horisontaalne tuulekoormus p_{tuul}	$-\frac{3}{8}p_{tuul}\frac{H[1+(1-\gamma)^4\beta]}{1+(1-\gamma)^3\beta}=-p_{tuul}HB_3$ (7.38)	
Kolmnurkselt jaotatud horisontaalne koormus maksimaalse ordinaadiga p_κ	$-\frac{p_k\,\varkappa^3\,H\,(5-\varkappa)}{40\,[1+(1-\gamma)^3\beta]}$ (7.39)	

$$\gamma=\frac{h_a}{H} \quad (7.40)$$

$$\varkappa=\frac{l_1}{H} \quad (7.41)$$

$$\beta=\frac{E_a\,I_a}{E_ü\,I_ü}-1 \quad (7.42)$$

$$l=1{,}1\,h_a \quad (7.43)$$

Märkused. 1. Ekstsentrilisused loetakse märgiga +, kui koormused asuvad paremal pool vastavat telge.
2. Horisontaalkoormused loetakse märgiga +, kui ülemine toereaktsioon on suunatud vasakule.
3. Kui sammas on kogu kõrguses üh[illegible]istlõikega ning samast materjalist, siis $h_a=H$ ja $\beta=0$.

Tabel 69

Tegurid B_1, B_2, B_3 ja B_4 posti ülemise otsa toereaktsioonide määramiseks (tabeli 68 valemites)

β \ γ	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8
				B_1			
0	1,12	1,19	1,26	1,31	1,37	1,4	1,44
2	0,89	1,01	1,11	1,18	1,29	1,36	1,42
4	0,74	0,88	1,00	1,09	1,22	1,32	1,39
6	0,64	0,77	0,91	1,02	1,16	1,29	1,37
8	0,56	0,69	0,83	0,95	1,11	1,25	1,35
10	0,49	0,63	0,76	0,89	1,06	1,22	1,33
12	0,45	0,57	0,71	0,86	1,02	1,18	1,31
14	0,4	0,53	0,66	0,81	0,98	1,15	1,3
16	0,37	0,49	0,62	0,77	0,95	1,13	1,28
18	0,34	0,44	0,58	0,73	0,9	1,1	1,26
20	0,32	0,42	0,55	0,71	0,87	1,07	1,24
22	0,3	0,4	0,53	0,67	0,86	1,05	1,22
24	0,28	0,38	0,5	0,65	0,82	1,02	1,21
26	0,26	0,35	0,47	0,62	0,79	1	1,19
28	0,25	0,34	0,46	0,6	0,77	0,98	1,17
				B_2			
0	0,37	0,3	0,24	0,18	0,13	0,09	0,06
2	0,89	0,79	0,64	0,49	0,38	0,27	0,18
4	1,24	1,11	0,95	0,78	0,61	0,44	0,29
6	1,49	1,37	1,21	1,01	0,81	0,59	0,4
8	1,67	1,57	1,43	1,19	1,00	0,75	0,51
10	1,81	1,74	1,6	1,37	1,15	0,88	0,61
12	1,93	1,88	1,77	1,55	1,25	1,02	0,71
14	2,03	2,00	1,9	1,69	1,46	1,14	0,81
16	2,1	2,12	2,03	1,82	1,59	1,27	0,9
18	2,16	2,18	2,11	1,93	1,69	1,4	0.99
20	2,23	2,25	2,21	2,07	1,82	1,49	1,08
22	2,29	2,32	2,32	2,16	1,97	1,59	1,17
24	2,34	2,37	2,38	2,25	2,04	1,69	1,26
26	2,36	2,42	2,44	2,33	2,11	1,76	1,34
28	2,4	2,47	2,51	2,35	2,21	1,88	1,42

Tabeli 69 järg

β \ γ	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8
				B_3			
0	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38
2	0,34	0,35	0,36	0,36	0,37	0,37	0,38
4	0,31	0,33	0,34	0,34	0,36	0,37	0,38
6	0,29	0,31	0,32	0,33	0,34	0,36	0,37
8	0,28	0,29	0,31	0,31	0,33	0,35	0,37
10	0,27	0,28	0,29	0,3	0,32	0,34	0,36
12	0,26	0,27	0,28	0,3	0,32	0,34	0,36
14	0,26	0,26	0,27	0,29	0,31	0,33	0,35
16	0,25	0,26	0,27	0,28	0,3	0,33	0,35
18	0,25	0,25	0,26	0,27	0,29	0,32	0,35
20	0,24	0,25	0,26	0,27	0,29	0,31	0,34
22	0,24	0,24	0,25	0,26	0,29	0,31	0,34
24	0,24	0,24	0,25	0,26	0,28	0,3	0,34
26	0,23	0,24	0,24	0,25	0,27	0,3	0,33
28	0,23	0,23	0,24	0,25	0,27	0,3	0,33
				B_4			
0	0,38	0,44	0,52	0,59	0,67	0,75	0,84
2	0,3	0,37	0,46	0,53	0,62	0,73	0,82
4	0,25	0,32	0,41	0,49	0,6	0,7	0,81
6	0,21	0,29	0,37	0,46	0,58	0,69	0,8
8	0,19	0,26	0,34	0,43	0,56	0,67	0,79
10	0,17	0,23	0,31	0,4	0,52	0,65	0,77
12	0,16	0,21	0,29	0,37	0,51	0,63	0,76
14	0,14	0,19	0,27	0,36	0,49	0,62	0,75
16	0,13	0,18	0,26	0,34	0,47	0,6	0,74
18	0,12	0,17	0,24	0,33	0,45	0,59	0,73
20	0,11	0,16	0,23	0,32	0,43	0,57	0,72
22	0,1	0,15	0,22	0,3	0,42	0,56	0,71
24	0,09	0,14	0,21	0,29	0,41	0,54	0,7
26	0,09	0,13	0,19	0,28	0,39	0,53	0,69
28	0,08	0,12	0,19	0,27	0,38	0,52	0,68

Kui koormused mõjuvad üheaegselt ainult kahele-kolmele põikraamile (näiteks kraanad) ning kattekonstruktsioon kindlustab horisontaaljõudude jaotuse, siis on lubatud [7] võtta arvesse ka kõrvalraamide tööd, kui need asuvad koormatud raamist mõlemal pool lähemal kui $^1/_4$ tabe-

lis 67 toodud põikkonstruktsioonide maksimaalsest vahekaugusest. Sümmeetriliste koormuste mõjumisel (katte omakaal, lumi) võib postide ülemisi otsi vaadelda liikumatutena. Tavaliselt arvestatakse postide ülemiste otste liikuvust ainult tuule koormuse arvutusel.

Arvutanud sammaste ülemised toereaktsioonid, leiame pikijõud ja momendid raami postide ohtlikes ristlõigetes. Ühekorruseliste hoonete raami postides esineb tavaliselt neli ohtlikku ristlõiget: kattekonstruktsiooni toetuspinnas, ülalpool ja allpool kraanatala toetuspinda ning posti kinnituskohas.

Normidega [7] on tööstushoonete seintele ja sammastele püstitatud rida erinõudeid, millest olulisemad on järgmised.

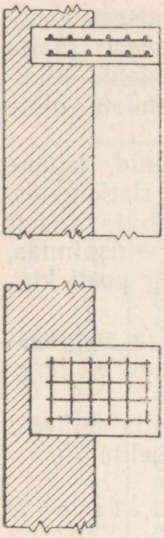
Seinte ja sammaste müüritises tuleb kasutada telliseid margiga vähemalt 75 ning mörti vastavalt tabelile 70.

Tabel 70

Minimaalsed mördi margid tööstushoonete seintes ja sammastes

Sammaste ja akende-vahepostide kõrgus m	Mördi minimaalne mark			
	Sambad ja akende-vahepostid kraanade koormuseta	Sambad ja seinte akende-vahepostid, millele mõjuvad kraanad tõstejõuga		
		kuni 5 t	5—10 t	üle 10 t
kuni 9	4	10	25	50
9—12	10	25	50	50
üle 12	25	50	50	50

Tööstushoonetes, kus esinevad tehnoloogilisest protsessist tingitud põrutused (tasakaalustamata osadega masinad, rasked vasarad, sildkraanad tõstejõuga üle 10 t jne.), tuleb näha ette täiendavad abinõud seina võimalike rikete vältimiseks vibratsioonist. Sel juhul tuleb müüritises kasutada mörte margiga vähemalt 25, paigaldada seinte nurkadesse ja ristumiskohtadesse täiendavaid sidemeid, vahelaed täiendavalt ankurdada. Avade kohal võib kasutada ainult armeeritud silluseid (rida- ja kiilsilluste kasutamine



Joon. 66. Raudbetoonist jaotusplaat pilastril koondatud koormuse all

on keelatud). Seinas tuleb eelistada täismüüritist, kergseina kasutamine on keelatud. Suuremate vibratsioonide korral tuleb seina tugevdada armeeritud vöödega. Armatuuri hulk vöös võtta avadeta seinas vähemalt 4 cm² ja avadega seinas vähemalt 6 cm². Üle 15 t tõstejõuga sildkraanade olemasolul tuleb seinu tugevdada armeeritud vööga kraanatalade tasapinnas. Kraana koormusi kandvad tellispostid tuleb konstruktiivselt armeerida horisontaalvõrkudega iga 1,5—2 m tagant. Arvutustes seda armeerimist ei arvestata.

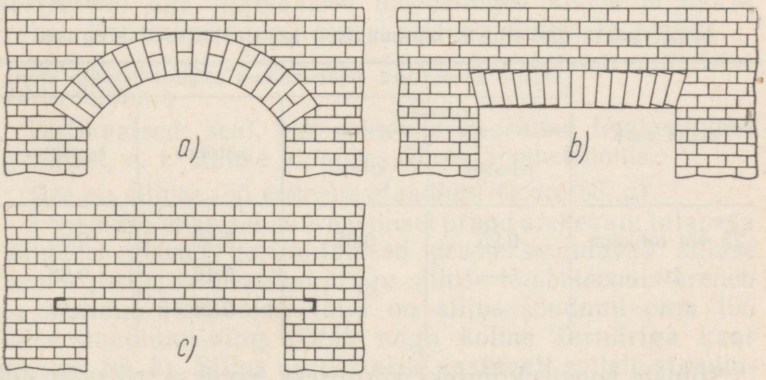
Pilastritele toetuvate sõrestike, peatalade või kraanatalade alla tuleb asetada raudbetoonist jaotusplaadid, mis seovad pilastrid seintega (joon. 66). Jaotusplaatide paksus peab olema vähemalt 14 cm, armeeritud peavad nad olema kahes kihis. Armatuuri hulk jaotusplaadis võtta vähemalt 0,5%.

HOONETE KONSTRUKTIIVSED ELEMENDID

Käesolevas peatükis on antud ülevaade hoonete üksikute elementide konstruktsioonidest, kasutatavatest materjalidest ning arvutuse üldistest põhimõtetest.

1. SILLUSED

Avade katmiseks kiviseintes kasutatakse mitmesuguseid silluseid. Viimastel aastatel on levinud monteeritavate raudbetoonsilluste kasutamine. Kuid ehituspraktikas kasutatakse veel sageli ka kivisilluseid. Armeerimata kivikonstruktsioonina kasutatakse rida-, kiil- ja kaarsilluseid (joon. 67).



Joon. 67. Sillused

a — kaarsillus; *b* — kiilsillus; *c* — ridasillus

Kivisillused tehakse tavaliselt tellistest tugevusega mitte vähem kui mark 75, kuna mördi mark oleneb ava pikkusest. Armeerimata kivisilluste maksimaalsed avad on toodud tabelis 71.

Tabel 71

Armeerimata silluste maksimaalsed avad
(telliste mark 75 või rohkem)

Mördi mark	Silluse maksimaalne ava m			
	ridasillus	kiilsillus	kaarsillus, tõusuga $\frac{f}{l}$	
			$^1/_8 - ^1/_{12}$	$^1/_5 - ^1/_6$
50—100	2,00	2,00	3,50	4,00
25	1,75	1,75	2,50	3,00
10	—	1,50	2,00	2,50
4	—	1,25	1,75	2,25

Kui sillustes kasutatakse madalamamargilisi telliseid või kive, siis vähendatakse ava: kivi margi 35—50 korral — 20% võrra, margi 15—25 korral — 30% võrra.

Armeerimata kivisilluste minimaalsed konstruktiivsed kõrgused on toodud tabelis 72.

Tabel 72

Armeerimata kivisilluste minimaalsed konstruktiivsed kõrgused

Mördi mark	Sillus'e minimaalsed konstruktiivsed kõrgused (osadena avast)			
	ridasillus		kiilsillus	kaarsillus
	tellistest	kividest		
25 või rohkem	0,25	0,35	0,12	0,06
10	—	—	0,16	0,08
4	—	—	0,20	0,10

Silluste konstruktiivseks kõrguseks loetakse ridasillustel tugevamal mördil laotud müüritise vöö kõrgus, kiil- ja

kaarsillustel — serviti kividest laotud müüritise vöö kõrgus.

Ridasilluste konstruktiivne kõrgus ei või olla tellisest silluste korral alla 4 rea ning kivisilluste korral alla 3 rea.

Harilikest tellistest kiilsillused laotakse kiilukujuliste vuukidega, mille paksus on alumises osas vähemalt 5 mm ja ülemises osas kuni 25 mm. Kiilsillused tuleb laduda kahelt poolt, kandade juurest silluse keskosa poole.

Kivisillustest kasutatakse rohkem ridasilluseid. Ridasilluste kasutamine on aga keelatud hoonetes, kus esinevad suured vibratsioonid. Samuti ei ole lubatud kasutada ridasilluseid juhul, kui on oodata hoone ebaühtlast vajumist. Et vältida kivide väljalangemist alumisest reast, paigaldatakse silluse alla 2—3 cm paksusesse mördikihti armatuurvardad. Viimased (ristlõikega vähemalt 0,2 cm²) paigaldatakse iga 13 cm seina paksuse, s. t. iga ½ tellise kohta. Armatuurvarraste otsad tuleb ankurdada seina avadevahelise osa sisse vähemalt 25 cm ulatuses.

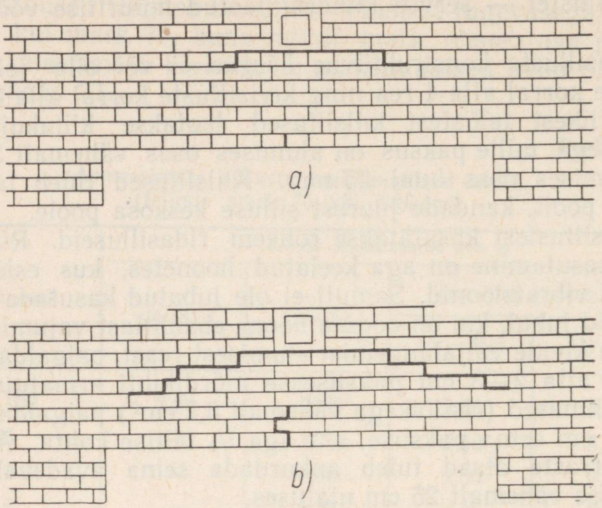
Ridasilluste tugevusproovid on selgitanud nende töötamise ja purunemislaadi. Koondatud koormuse (tala) mõjumisel esineb kaks staadiumi. Kui koondatud koormus ei ole suur, siis silluses ei teki pragusid ning kogu sillus töötab paindele: ülemistes kiududes tekivad surve- ja alumistes tõmbepinged. Tunduvad tõmbepinged tekivad ka müüritise horisontaalvuukides talapesa kõrval. Koormuse mõjul püüab müüritis end vuukide pindades lahti rebida, mida takistavad aga normaalsed nakkepinged kivide ja mördi vahel. Koormuse suurenemisel tekivad sillusesse praod:

horisontaalsed — talapesa ääres, kus toimub müüritise lahtirebimine;

vertikaalsed: seal, kus esinevad suurimad tõmbepinged paindest, s. t. silluse alumises ääres, tõmbetsoonis.

See on silluse töö esimene staadium (joon. 68, *a*).

Koormuse edasisel suurenemisel praod arenevad: talapesa külgedel olevad horisontaalsed praod suunduvad silluse kanna poole, vertikaalne pragu silluse tõmbetsoonis areneb ja suundub ülespoole. Nüüd on sillus jõudnud oma töö teise staadiumi ning töötab nagu kolme šarniiriga kaar (joonis 68, *b*). Sillus arvutatakse vastavalt sellele staadiumile.



Joon. 68. Ridasilluse töö staadiumid koondatud koormuse mõjumisel
a — esimene staadium; *b* — teine staadium

Silluse arvutuslikuks kõrguseks h loetakse silluse kõrgus laetalade või paneelide toetuspinnani (joon. 69). Kui sillus on koormatud ainult omakaaluga, siis loetakse arvutuslikuks kõrguseks $^1/_3$ avast.

Horisontaaljõud H armeerimata sillustes määratakse avaldisega

$$H = \frac{M}{h - 2c} \tag{8.1}$$

ning armeeritud sillustes $H = \frac{M}{h_0 - c}$ (8.2)

kus M — arvutuslik maksimaalne paindemoment silluses (määratakse nagu lihttalas omakaalust ja kasulikust koormusest, arvestades ülekoormuse tegureid);
h — silluse arvutuslik kõrgus;
h_0 — tõmbearmatuuri kaugus silluse arvutusliku osa

äärest, s. t. $h_0 = h - a$, kus a — tõmbearmatuuri raskuskeskme kaugus silluse alumisest äärest;

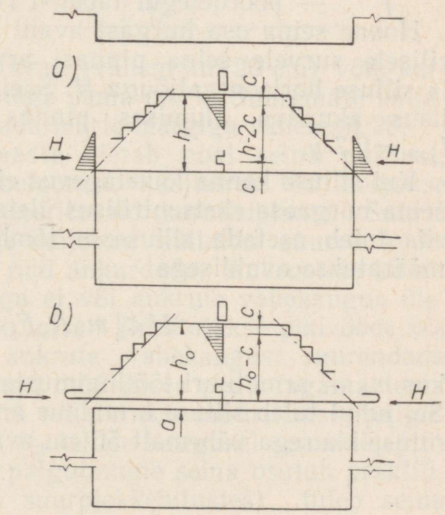
c — survetsentri kaugus silluse äärest nii silluse lukus kui ka kandades.

Horisontaaljõu määramiseks vajalik survetsentri kaugus, olenevalt silluses kasutatavatest materjalidest, on toodud tabelis 73.

Tabel 73

Survetsentri kaugus c silluse äärest

Mördi mark	c (osadena silluse arvutuslikust kõrgusest h)	
	tellistest ja kividest mark 75 või rohkem	kividest kuni mark 50
100	0,10	—
75	0,11	—
50	0,12	0,15
25	0,15	0,20
10	0,20	0,25
4	0,25	0,30



Joon. 69. Ridasilluse arvutusskeem

a — armeerimata ridasilluse puhul; *b* — armeeritud ridasilluse puhul

Silluse omakaaluks võetakse suvistes tingimustes laotud seinas müüritise osa kõrgusega $^1/_3$ silluse avast, talvistes tingimustes (ülessulavale müüritisele) müüritise osa, mille kõrgus võrdub ava laiusega. Koormusi taladest või paneelidest ei arvestata, kui need asuvad suvetingimustes laotud seinas silluse alumisest äärest kõrgemal kui silluse ava ning talvistes tingimustes kõrgemal kui kahekordne silluse ava.

Silluse arvutusel tuleb kontrollida luku ja kandade ristlõikeid horisontaaljõule H, mida vaadeldakse kui ekstsentrilist jõudu ekstsentrilisusega $e_0 = \frac{h}{2} - c$. Silluste tõmbetsooni ei arvutata pragude tekkimisele.

Hoone äärmiste avade silluste arvutusel tuleb täiendavalt kontrollida silluse kanda lõikele vastavalt avaldisele

$$H \leqslant m\, m_к\, (R_{cp} + 0{,}8 f \sigma_0) F \qquad (8.3)$$

kus F — hoone seinaosa pind nurgast avani;
R_{cp} — müüritise arvutuslik lõiketugevus mitteseotud ristlõiget mööda;
σ_0 — keskmine survepinge seina ristlõikes F vertikaalkoormusest, ülekoormuse teguriga 0,9;
f — hõõrdetegur tabelist 76.

Hoone seina osa nurgast avani kontrollitakse ekstsentrilisele survele seina pinnas, arvestades vertikaaljõuga ja silluse horisontaaljõuga H. Seejuures ei tohi ekstsentrilisus aknaava alumises pinnas ületada piirväärtust $l_{piir} = 0{,}7\ y$.

Kui silluse kanna lõiketugevus ei ole küllaldane või kui seina nurgaosa ekstsentrilisus ületab lubatava piirväärtuse, siis tuleb asetada sillusesse tõmbearmatuur, mille pind määratakse avaldisega

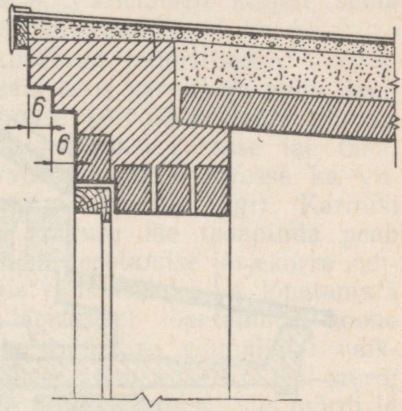
$$H \leqslant m_a R_a F_a \qquad (8.4)$$

kus m_a — armatuuri töötingimuste tegur (nagu ankrutele). Sel juhul tuleb silluse armatuur ankurdada müüritisse kinnituspikkusega vähemalt 50 cm ava äärest.

2. KARNIISID

Karniiside ülesandeks on kaitsta hoone seinu vihma ning katuselt langeva vee eest. Allpool vaatleme kahte tüüpi karniise — kivist ja raudbetoonist.

Kivist karniisid laotakse müüritisena nagu välisseinad. Seejuures ei või kivikarniisi väljaaste ületada poolt seina paksust. Karniisi ladumisel olgu iga kivirea väljaaste vähem kui $^1/_3$ tellist, s. t. mitte rohkem kui 8 cm.



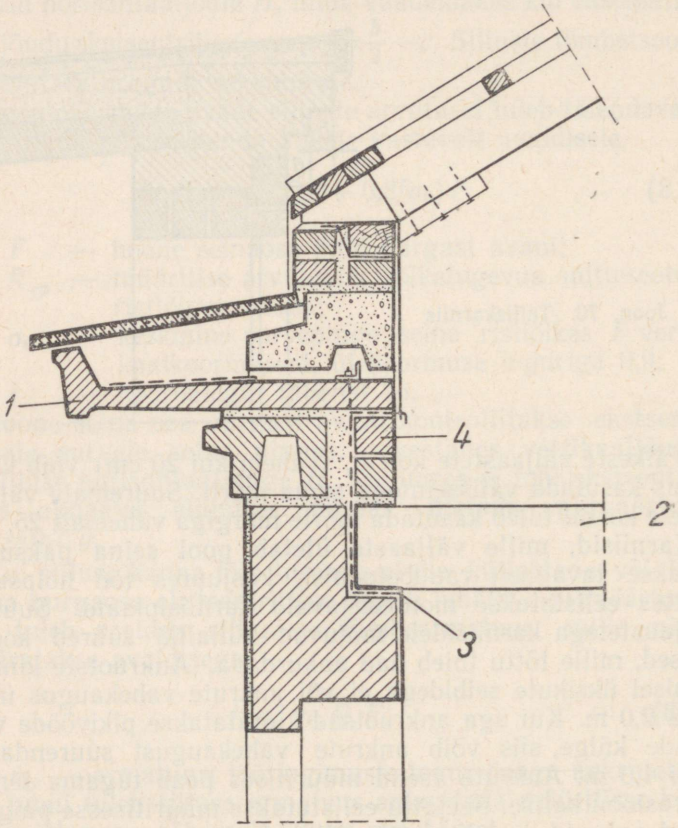
Joon. 70. Telliskarniis

Väikeste väljaastete korral, (vähem kui 20 cm) võib karniisis kasutada välisseintega sama mörti. Suuremate väljaastete korral tuleb kasutada mörte margiga vähemalt 25.

Karniisid, mille väljaaste ületab pool seina paksust, tehakse tavaliselt raudbetoonist, kusjuures töö hõlpsuse mõttes eelistatakse monteeritavaid karniisiplaate. Suurte väljaastetega karniisidele mõjuvad küllaltki suured koormused, mille tõttu tuleb nad ankurdada. Ankruotste kinnitamisel üksikute seibidega ei või ankrute vahekaugus ületada 2,0 m. Kui aga ankruotsad kinnitatakse pikivööde või talade külge, siis võib ankrute vahekaugust suurendada kuni 4,0 m. Ankrute asend müüritises peab tagama tema korrosioonikaitse. Seetõttu eelistatakse müüritisesse paigutatud ankruid, tavaliselt $^1/_2$ tellise kaugusel seina sisepinnast. Juhul, kui ankrute paigutamine seina osutub praktiliselt võimatuks (näiteks suurplokkehitustes), tuleb seina

sisepinda asetatud ankrud kaitsta tsementmördi kihiga. Tsementmördist kaitsekihi paksus ankrul peab olema vähemalt 3 cm. Kui katusealuses vahelaes kasutatakse raudbetoonist talasid või paneele, siis on soovitav kinnitada karniisi ankrud vahelagede alla. Joonisel 71 on kujutatud RPI-s «Estonprojekt» väljatöötatud karniis.

Karniise arvutatakse ekstsentrilisele survele hoone kahe valmiduse staadiumi puhul:



Joon. 71. Monteeritav raudbetoonkarniis, ankurdatud vahelaele
1 — karniisiplaat, *2* — raudbetoonist vahelaepaneel, *3* — ankur, *4* — kärgtellised

a) lõpetamata hoone kohta — puudub katus ja pööningu-vahelagi;

b) valmis hoone kohta.

Lõpetamata hoone staadiumis võetakse koormusteks: karniisi omakaal (monoliitse raudbetoonkarniisi korral ka raketise kaal, kui raketis on konsoolselt seinale toetatud), koondatud koormus $P=100$ kg (töölise kaal tööriistadega) ühele monteeritavale karniisiplaadile, kui plaadi laius on vähem kui 1,0 m, või 100 kg/jm monoliitsele raudbetoonkarniisile; ning tuule koormus p_{tuul} sisemiselt küljelt seina osale, mis asub naaberseinast kõrgemal.

Juhul, kui karniis on ankurdatud müüritisesse, arvutatakse viimase korruse välissein koos karniisiga nagu konsool, mis on kinnitatud viimase korruse põranda pinnas. Kui aga karniis on ankurdatud viimase korruse lae tasapinda, siis tuleb karniisi arvutusel võtta arvesse ka viimase korruse lagi (liikumatu või elastne tugi). Karniisi ankrute kinnitamisel viimase korruse lae tasapinda peab tööjoonistes olema märkus tööde teostamise järjekorra suhtes, et oleks tagatud karniisi ankurdus juba lõpetamata hoone staadiumis. Karniisi arvutusel lõpetamata hoone staadiumis tuleb arvestada ka müüritise võimalikku väiksemat tugevust müüritise vähese vanuse tõttu. Kui mördi tugevus on vähem kui 50% projekteeritust, siis mördi ja kivide vahelist naket ei arvestata. Müüritise tugevuse määramisel tuleb mördi margiks võtta tugevus, mis vastab tema tegelikule tugevusele (olenevalt vanusest). Peale eeltoodu tuleb karniiside arvutusel hoone lõpetamata staadiumis võtta müüritise töötingimuste tegur $m_k=0{,}85$.

Karniisi arvutuse järjekord lõpetamata hoone staadiumis on järgmine:

1. Kontrollitakse müüritise tugevust vahetult karniisiplaadi all — lõige *I—I* joon. 72, *a*. Karniisi suure väljaaste korral pole ristlõige *I—I* küllaldane ning nõuab karniisi ankurdust.

2. Määratakse ankru pikkus. Selleks määratakse reas seina ristlõigetes ekstsentrilisus kõigist eespoolnimetatud jõududest ning müüritise omakaalust kuni vaadeldava ristlõikeni, s. t.

$$e_x = \frac{M_x}{N_x} \qquad (8.5)$$

kus M_x — ristlõikes esinev arvutuslik paindemoment;

N_x — ristlõikes esinev arvutuslik normaaljõud.

Ühendades ristlõigetes esinevate ekstsentrilisuste ordinaadid, määrame survejoone ning leiame ristlõike, kus $e_x = 0{,}8\ y$ (ekstsentrilisel survel on ekstsentrilisuse piirväärtus $e_{piir} = 0{,}9\ y$). Selles ristlõikes kontrollime müüritise tugevust ekstsentrilisele survele. Kui ristlõige pole küllaldane, tuleb kontrollida allpool asuvaid ristlõikeid. Kui ristlõikes, mille tugevus on küllaldane ekstsentrilise surve vastuvõtmiseks, on ekstsentrilisus $e_x > 0{,}7y$, siis tuleb kontrollida ka ristlõike tõmbetsooni pragude tekkimisele. Ristlõige, kus müüritise tugevus on küllaldane, määrab ankurduse pikkuse.

3. Määratakse ankru pind vastavalt jõule.

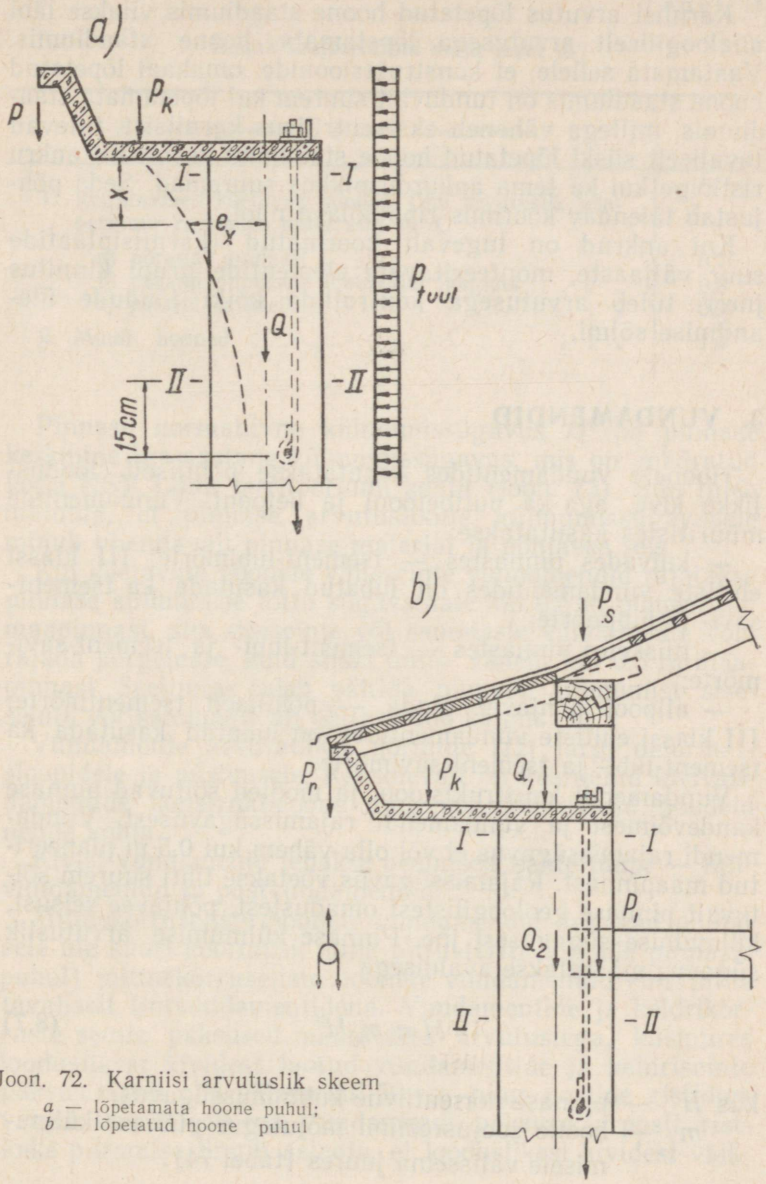
$$S = \frac{M}{0{,}85\, h_0} \qquad (8.6)$$

kus M — maksimaalne moment vahemikus karniisi plaadist kuni ankru lõpuni;

h_0 — ankru kaugus ristlõike surutud äärest.

Normid [7] nõuavad, et ankru kinnitus müüritises ulatuks 15 cm võrra allapoole ristlõiget (lõige *II—II* joon. 72), milles arvutuse järgi ankur pole enam vajalik.

Lõpetatud hoone staadiumis võetakse koormusteks: hoone kõikide elementide kaal pealpool vaadeldavat ristlõiget (katuse kaalu vähendatakse tuule imemise võrra ning lume kaalu ei arvestata); üle 10,5 m kõrgustel hoonetel ripptöölava kaal — kaks plokki à 500 kg, rakendatud karniisi äärele vahekaugusega 2,0 m, madalamatel hoonetel rakendatakse karniisi äärele 150 kg/jm või 150 kg ühele monteeritavale elemendile; ning tuule koormus. Normid [7] lubavad tuule koormust vähendada 50% võrra, kui karniis arvutatakse ajutiste koormustega karniisi äärel.



Joon. 72. Karniisi arvutuslik skeem

a — lõpetamata hoone puhul;
b — lõpetatud hoone puhul

Karniisi arvutus lõpetatud hoone staadiumis viiakse läbi analoogiliselt arvutusega lõpetamata hoone staadiumis. Vaatamata sellele, et konstruktsioonide omakaal lõpetatud hoone staadiumis on tunduvalt suurem kui lõpetamata staadiumis, millega väheneb ekstsentrilisus karniisist, tulevad tavaliselt siiski lõpetatud hoone staadiumi korral nii ankru ristlõige kui ka tema ankurduspikkus suuremad. Seda põhjustab täiendav koormus ripptöölava näol.

Kui ankrud on tugevalt koormatud (karniisiplaatide suur väljaaste, monteeritavate elementide grupi kinnitus jne.), tuleb arvutusega kontrollida kõiki jõudude üleandmise sõlmi.

3. VUNDAMENDID

Hoonete vundamentides kasutatakse põhiliselt looduslikke kive, aga ka puttbetooni ja betooni. Vundamentide müüritistes kasutatakse:

— kuivades pinnastes — tsement-lubimörte; III klassi ehitiste vundamentides on lubatud kasutada ka tsement-savi- ja lubimörte;

— niisketes pinnastes — tsement-lubi- ja tsement-savimörte;

— allpool põhjavee pinda — põhiliselt tsementmörte; III klassi ehitiste vundamentides on lubatud kasutada ka tsement-lubi- ja tsement-savimörte.

Vundamendi konstruktsioon ja mõõted sõltuvad pinnase kandevõimest ja vundamendi rajamissügavusest. Vundamendi rajamissügavus ei või olla vähem kui 0,5 m planeeritud maapinnast. Rajamissügavus võetakse tihti suurem sõltuvalt pinnase geoloogilistest omadustest, põhjavee seisust, külmumise sügavusest jne. Pinnase külmumise arvutuslik sügavus määratakse avaldisega

$$H = m_t H^n \tag{8.7}$$

kus H^n — pinnase normatiivne külmumissügavus;
m_t — hoone soojusrežiimi mõjutegur pinnase külmumisele välisseina juures (tabel 74).

Tabel 74

Hoone soojusrežiimi mõju tegur m_t

Hoone soojusrežiim ja põranda konstruktsioon	m_t
1. Regulaarselt kõetavad hooned. Õhu arvutuslik temperatuur ruumides mitte alla 10° C	
a) põrand pinnasel	0,7
b) põrand pinnasele toetuvatel laagidel	0,8
c) põrand taladel	0,9
2. Muud hooned	1,0

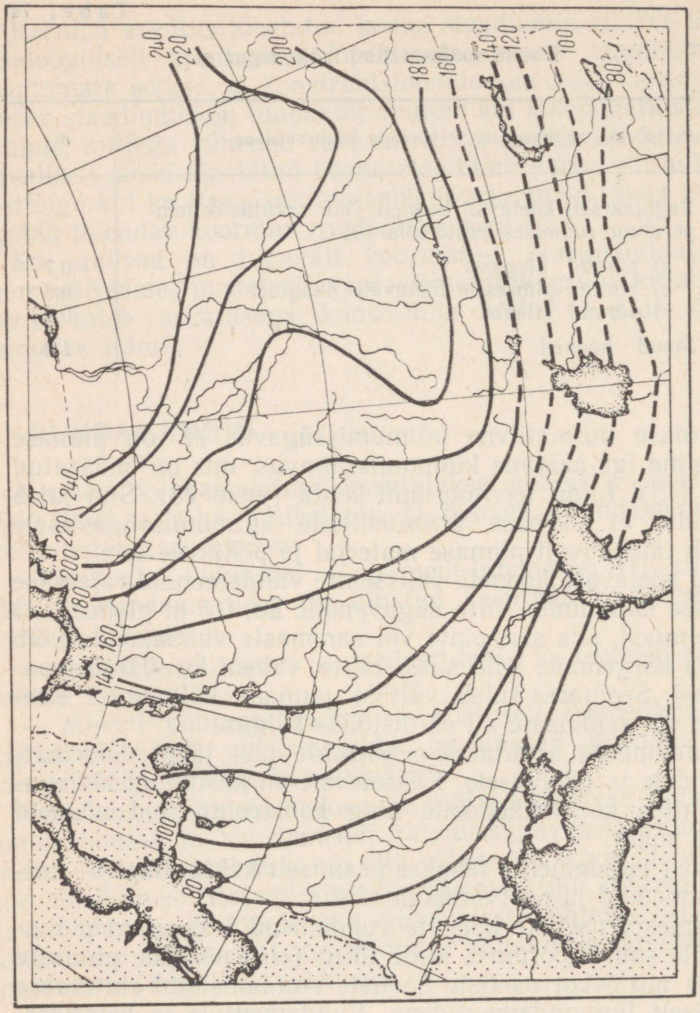
Pinnase normatiivne külmumissügavus $H^н$ on pinnase keskmine iga-aastane külmumissügavus, mis on määratud kogu NSV Liidu territooriumi kohta (joon. 73). Siin tuleb mainida, et pinnase arvutuslikule külmumissügavusele mõjub täiendavalt pinnase materjal ja põhjavee seis.

Kui kõetavate hoonete välisseinte vundamendid rajatakse pinnase külmumise tõttu sügavamale kui 0,5 m planeeritud maapinnast, siis siseseinte või sammaste vundamente võib rajada kõrgemale, kuid siiski mitte vähem kui 0,5 m maapinnast. Seejuures tuleb vältida pinnase külmumist siseseinte või sammaste all ehitustööde käigus.

Vundamente arvutatakse normide [22] järgi deformatsioonidele ja püsivusele. Käesolevalt on käsitletud kivivundamentide konstruktsioone ning konstruktiivseid nõudeid nende kohta.

Kivist vundamente tehakse peamiselt kahte tüüpi — lintvundamendid ja postvundamendid.

Mitmekorruseliste hoonete vundamendid annavad pinnasele üle suuri koormusi, mille tõttu (eriti nõrkade pinnaste puhul) mitmekorruseliste hoonete vundamendid ehitatakse tavaliselt lintvundamentidena. Vundamentide ja keldrikorruste seinte paksused määratakse arvutustega, kusjuures looduslikest kividest laotud vundamentide ja keldriseinte paksus ei või olla vähem kui 50 cm ning postide ristlõige vähem kui 60×60 cm. Vundamendi paksuse ja posti ristlõike piiramise tingib asjaolu, et looduslikest kividest väik-



Joon. 73. Pinnase normatiivse külmumissügavuse kaart

semate ristlõigete ladumine on seotud raskustega. Puttbetoonist vundamentide või keldriseinte paksus ei või olla vähem kui 35 cm ning postide ristlõige vähem kui 40×
×40 cm.

Vundamendid lõpevad tallaga. Üleminek vundamendilt tallale toimub astmetega. Astmete kõrgus on looduslikest kividest müüritises 2 kivirida, mis moodustab olenevalt kasutatavate kivide paksusest 35—60 cm. Puttbetoonist vundamentide juures olgu astme kõrgus vähemalt 30 cm. Astme laius määratakse eeldusega, et kõrguse ja laiuse suhe ületaks tabelis 75 toodud suurusi.

Tabel 75

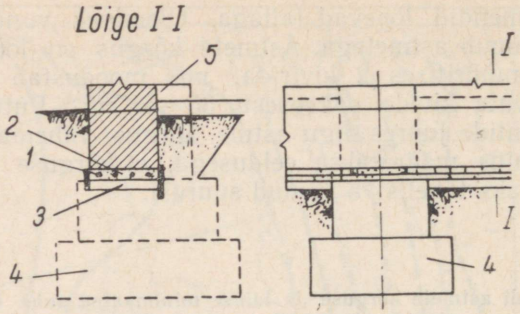
Vundamendi astmete kõrguse ja laiuse minimaalne suhe looduslikest kividest ja puttbetoonist müüritises

Mördi või betooni mark	Surve pinnasele	
	$\sigma \leqslant 2$ kg/cm²	$\sigma > 2{,}5$ kg/cm²
50—100	1,25	1,50
10—35	1,50	1,75
4	1,75	2,00

Kui lintvundament rajatakse pikisuunas erinevatele sügavustele, siis tehakse üleminek ühelt sügavuselt teisele samuti astmeline. Tihedais pinnastes (savid ja liivsavi) ei tohi astme kõrguse suhe pikkusesse ületada 1 : 1; astme maksimaalne kõrgus on 1,0 m. Mittetihedais pinnastes (liiv, saviliiv) võetakse astme kõrguse suhe pikkusesse 1 : 2 ning astme kõrguseks mitte rohkem kui 0,5 m.

Tööstushoonete kandekonstruktsioon kujutab endast tavaliselt karkassi, mille äärmised postid asuvad välisseina pinnas. Karkassi välispostid võib asendada välisseina pilastritega. Karkassi postide või välisseina pilastrite vahekaugused on suured, seega mõjuvad vundamentidele koondatud koormused. Lintvundamentide kasutamine suurte vahekaugustega rakendatud koondatud koormuste all poleks majanduslik. Neil kaalutlustel kasutatakse tööstushoonetes karkassi postide või välisseina pilastrite all postvundamente. Välisseinad karkassi postide või pilastrite vahel toetatakse armeeritud tellis- või raudbetoon-alustaladele (joon. 74).

Armeeritud tellis-alustalade kõrguseks olgu vähemalt 6 rida. Mördi margiks valitakse kuivades pinnastes 50 ja



Joon. 74. Postvundamendid alustalaga

1 — ülespööreteta armatuurvardad, ulatuvad üle posti telje; *2* — mördikiht; *3* — pilu; *4* — postvundament; *5* — pilaster

niisketes pinnastes 100. Alustalad armeeritakse terasvarrastega ∅ 6 mm, rangideta ning ülespööreteta. Armatuuri otsad peavad ulatuma üle karkassi posti või pilastri telje (joon. 74). Armatuur asetatakse alustala all olevasse 5 cm paksusesse mördikihti. Alustalade pind, mis puutub kokku pinnasega, kaetakse hüdroisolatsiooni kihiga. Kõetavates hoonetes paigaldatakse alustalad 40—50 cm allapoole planeeritavat maapinda. Põranda külmumise vältimiseks tuleb alustala tagune täita puistega. Alustala ja pinnase vahele jäetakse 6—7 cm kõrgune pilu.

Vundamente võib laduma hakata pärast kaeviku vastuvõtmist. Enne müüritööde teostamist tuleb vastavalt tehnilistele tingimustele [7]:

— kontrollida pinnase vastavust projekti andmetele. Kui pinnas ei vasta projektis toodud tingimustele, tuleb vundamentide rajamissügavus ja mõõted muuta kooskõlastatult projekteerimisorganisatsiooniga;

— puhastada kaevikute põhjad; kui pinnas on sademete või põhjavee mõjul muutunud pealt vedelaks, tuleb vesi kõrvaldada ning pinnas tihendada kruusa, killustiku või liiva sissetampimisega. Tihendamine peab toimuma 5—8 cm paksuste kihtidena.

Erinevatele kõrgustele rajatavate vundamentide puhul tuleb ladumist alustada sügavamatest osadest, minnes ast-

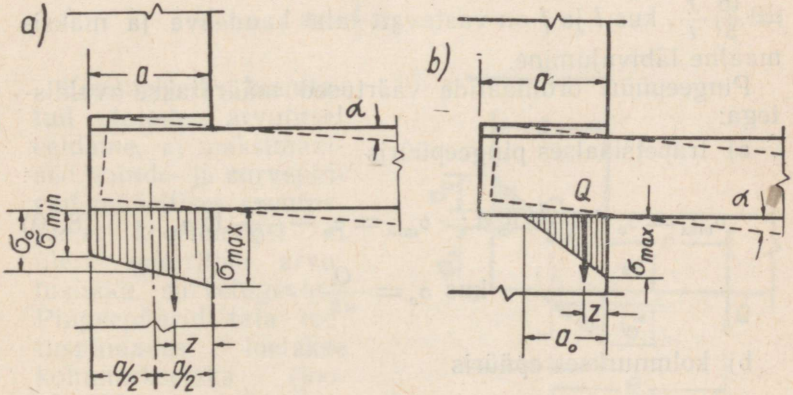
meliselt üle ühelt sügavuselt teisele. Uute vundamentide rajamisel olemasolevate hoonete vundamentide külge tuleb uurida olemasolevaid vundamente. Nende halva seisukorra puhul tuleb nad kindlustada projekteerimisorganisatsiooni juhiste kohaselt.

Uute vundamentide rajamisel olemasolevatest naaberhoonete vundamentidest sügavamale tuleb varisevate pinnaste puhul rammida olemasolevate vundamentide vastu punnsein vastavalt projekti andmetele (vähemalt 0,5 m sügavamale uute vundamentide tallast).

4. TALADE TOETUMINE SEINTELE

Talade toetamine seintele põhjustab müüritises muljumise. Pingeepüüri kuju ning epüüri ordinaadi maksimaalne väärtus olenevad mitmest asjaolust: tala kinnitusviisist, tala toetuse pikkusest, müüritise ja tala jäikusest, koormuse iseloomust jne.

Müüritise arvutusel loetakse pingeepüür vabalt toetatud tala otste all kas trapetsiaalseks või kolmnurkseks (joonis 75).



Joon. 75. Talade toetumise arvutusskeem
a — trapetsiaalne pingeepüür; *b* — kolmnurkne pingeepüür

Kui $a < a_0$, siis on pingeepüür trapetsiaalne, kui $a \geqslant a_0$, siis kolmnurkne.

Kasuliku toetuspinna pikkus a_0 määratakse avaldisega

$$a_0 = \sqrt{\frac{2Q}{Cb \operatorname{tg} \alpha}} \tag{8.8}$$

kus Q — tala arvutuslik toereaktsioon;
C — müüritise sängitustegur muljumisel:

$$C = -\frac{50 R^{\text{H}}}{b}\ ; \tag{8.9}$$

talade toetamisel värskele müüritisele

$$C = -\frac{35 R^{\text{H}}}{b}$$

kusjuures müüritise normitugevuse määramisel võetakse mördi margiks 2;

b — tala laius;
α — tala telje kaldenurk toel; tg α määramisel eeldatakse tala šarniirset toetust toetuspinna keskel.

Lihttalas ühtlaselt jaotatud koormusega on tg $\alpha = \frac{16}{5} \frac{f}{l}$, kus l ja f on vastavalt tala kandeava ja maksimaalne läbivajumine.

Pingeepüüri ordinaatide väärtused määratakse avaldistega:

a) trapetsiaalses pingeepüüris

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \frac{Ca}{2} \operatorname{tg} \alpha\ ;\quad \sigma_{\min} = \sigma_0 - \frac{Ca}{2} \operatorname{tg} \alpha \tag{8.10}$$

$$\text{kus } \sigma_0 = \frac{Q}{ab}$$

b) kolmnurkses epüüris

$$\sigma_{\max} = 2\sigma_0, \text{ kus } \sigma_0 = \frac{Q}{a_0 b} \tag{8.11}$$

Talade toetuspindade all olev müüritis arvutatakse vastavalt avaldisele

$$Q \leqslant m m_к \mu R_{см} F_{см} \qquad (8.12)$$

Selle juures

a) trapetsiaalses pingeepüüris

$$\mu = \frac{1}{1 + \frac{Ca \operatorname{tg} \alpha}{2 \sigma_0}}; \qquad F_{см} = a b \qquad (8.13)$$

b) kolmnurkses pingeepüüris

$$\mu = 0{,}5; \qquad F_{см} = a_0 b \qquad (8.14)$$

Toereaktsiooni Q rakenduspunkti kaugus z seina sisemisest äärest on:

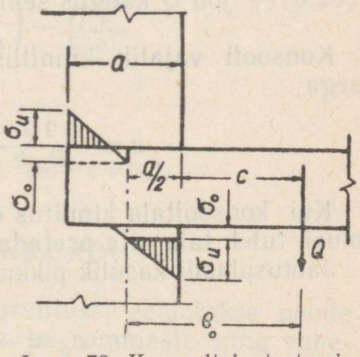
a) trapetsiaalses pingeepüüris:

$$z = \frac{1}{2} a \left(1 - \frac{Ca \operatorname{tg} \alpha}{6 \sigma_0}\right) \qquad (8.15)$$

b) kolmnurkses pingeepüüris:

$$z = \frac{1}{3} a_0 \qquad (8.16)$$

Konsoolselt kinnitatud talade arvutusel eeldame, et maksimaalsed painde- ja survepinged müüritises arvutuslikest koormustest ei ületa müüritise arvutuslikku survetugevust. Pingeepüürid tala toetuspindades loetakse kolmnurkseteks (joonis 76).



Joon. 76. Konsooltala toetumise arvutusskeem

Pingeepüüri ordinaatide väärtused määratakse avaldistega:

$$\sigma_{max} = \sigma_0 + \sigma_и \tag{8.17}$$

$$\sigma_0 = \frac{Q}{ab}; \qquad \sigma_и = \frac{6M}{ba^2}$$

$$\sigma_{max} = \frac{Q}{ab}\left(1 + \frac{6e_0}{a}\right) \tag{8.18}$$

$$\text{kus } e_0 = \frac{M}{Q}$$

Konsooltalade kinnitust müüritises arvutatakse avaldisega

$$Q \leqslant \frac{mm_к R_{см} ab}{\frac{6e_0}{a} + 1} \tag{8.19}$$

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.

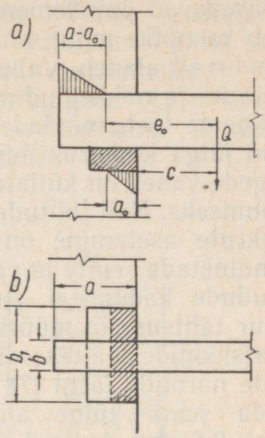
Konsooli vajalik kinnitussügavus määratakse avaldisega

$$a = \frac{2Q}{R_{см} b} + \sqrt{\frac{6Qc}{R_{см} b}} \tag{8.20}$$

Kui konsooltala kinnitus ei rahulda valemi (8.19) tingimusi, tuleb tala alla asetada jaotusplaat (joon. 77).

Jaotusplaadi kasulik pikkus a_0 määratakse avaldisega

$$a_0 = \frac{a}{1 + \sqrt{\frac{b_1}{b}}} \tag{8.21}$$



Joon. 77. Jaotusplaadiga konsoolse kinnituse arvutusskeem
a — lõige; *b* — plaan

Arvutuslik koormus Q peab rahuldama tingimusi:
a) müüritise muljumispingete suhtes tala all

$$Q \leqslant \frac{mm_{к}R_{см}ab_1}{\frac{3e_0}{a}\left(1+\frac{b_1}{b}\right)+\sqrt{\frac{b_1}{b}}} \qquad (8.22)$$

b) müüritise muljumispingete suhtes tala peal

$$Q \leqslant \frac{mm_{к}R_{см}ab}{\frac{3e_0}{a}\left(1+\frac{b}{b_1}\right)-\sqrt{\frac{b}{b^1}}} \qquad (8.23)$$

kus b_1 — jaotusplaadi laius;
b — tala laius;
e_0 — jõu Q ekstsentrilisus $(e_0=c+a_0)$.

5. SEINTE JA SAMMASTE ANKURDUS

Hoonete seinte ja sammaste arvutusel eeldatakse nende sidet vahelagedega. Kui seinte ja sammaste ning vahelagede side pole küllaldane, siis teatud momendist alates töötavad seinad ja sambad suuremate avadega. Sellega

suurenevad paindemomendid seintes ja sammastes, suureneb ka nõtke mõju, millega konstruktsioonide kandevõime tunduvalt alaneb. Vahelagesid seovad seinte ja sammastega hõõrde- ja nakkejõud müüritise ja vahelae elementide vahel viimaste toetuspindades. Hõõrde- ja nakkejõud, mis esinevad jäiga konstruktiivse skeemiga hoonete seinte ja vahelagede vahel, on küllaldased horisontaalreaktsioonide vastuvõtmiseks. Neil juhtudel ei ole vaja ankruid arvutada, kuigi ankrute asetamine on kohustuslik. Ankrud asetatakse, et kindlustada seinte ja vahelagede koostööd hõõrde- ja nakkejõudude kadumisel (tulekahjudel jne.). Kuid ankrutel on suur tähtsus ka müüritise võimalike korrapäratute deformatsioonide, näiteks ebaühtlaste vajumiste korral. Kehtivate normide järgi [7] tuleb seintele toetuvad talad kinnitada seina külge ankrutega, mille ristlõige on vähemalt 0,6 cm^2. Ankrud asetatakse vahekaugusega kuni 3,0 m. Sõrestike ja peatalade toetumisel seintele võib ankrute vahekaugusi suurendada kuni 6,0 m. Monteeritavast raudbetoonist vahelagede ankrud paigaldatakse elementide vahelistesse vuukidesse; ankrute vahekaugus ei või ületada 6,0 m.

Ankrud tuleb arvutada juhul, kui:

a) ankrute vahekaugus ületab 3,0 m;

b) seina või samba ristlõige muutub vahelae pinnas ebasümmeetriliselt;

c) seina avadevaheline osa on tugevalt koormatud — normaaljõud ületab 100 t.

Arvutuslik jõud ankrus koosneb kahest osast:

$$A = A_1 + A_2 \tag{8.24}$$

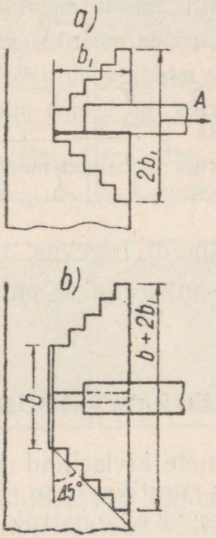
kus A_1 — toereaktsioon. Jäiga konstruktiivse skeemiga hoonetes $A_1 = \frac{M}{h}$, kus M — arvutuslik moment seinas tala toetuspinna kõrgusel ja h — korruse kõrgus. Elastse konstruktiivse skeemiga hoonetes $A_1 = \Sigma X$, kus X — seina või samba ülemise otsa elastne toereaktsioon kõikidest absoluutväärtust suurendavatest koormuskombinatsioonidest.

A_2 — tingimuslik toereaktsioon. Tööde teostamisel müüritis ei ole tegelikult vertikaalne, mille tõttu koormused on rakendatud ekstsentriliselt, mis annab täiendava horisontaaljõu. $A_2 = 0{,}01\,N$, kus N — arvutuslik normaaljõud seina või samba ristlõikes, milles asub ankur.

Ankru arvutusel tuleb kontrollida tema ristlõiget ja kinnitust tala külge; kui jõud ankrus ületab 2 t, siis ka tema kinnitust müüritisse. Ankru seina kinnituse kontrollil oletatakse, et ankru väljatõmbamisel avaldab vastupanu horisontaalselt asetatud püramiidi kujuline müüritise osa. Püramiidi ülemine serv asub ankru kinnituskohas ning suureneb aluse poole 45° nurga all. Väljatõmbamisel arvestatakse ainult horisontaalsete vuukide vastupanu. Ankru pikkus seinas peab olema selline, et talapesa mahuks täielikult püramiidi sisse (joon. 78).

Vastupanu avaldav müüritise pind $F_p = 2(b + b_1)b_1$.

Ankrus esineva jõu väärtus ei tohi ületada kinnitusjõudu, lähtudes müüritise lõikest või hõõrdest:



Joon. 78. Ankru kinnitus seina
a — püstlõige; *b* — plaan

$$A < 2R_{cp}\,(b + b_1)b_1 \qquad (8.25)$$

$$A < 2(b + b_1)b_1 \frac{N}{F} f \qquad (8.26)$$

kus N — arvutuslik pikijõud, mis mõjub seina ristlõikes ankru pinnas;
F — seina ristlõige, millele mõjub N;
f — hõõrdetegur vastavalt tabelile 76.

Tabel 76

Hõõrdetegur *f*

Materjal	Hõõrdepinna olukord	
	kuiv	märg
1. Müüritis mööda müüritist või betooni	0,7	0,6
2. Puit mööda müüritist või betooni . .	0,6	0,5
3. Teras mööda müüritist või betooni . .	0,45	0,35
4. Müüritis ja betoon mööda liiva või kruusa	0,6	0,5
5. Müüritis ja betoon mööda savi . . .	0,5	0,3

Põikpoldi tugevus, millega ankur on kinnitatud müüritisse, kontrollitakse paindele: $M = \frac{1}{2} A \cdot \frac{1}{3} \frac{b}{2} = \frac{Ab}{12}$

6. DEFORMATSIOONIVUUGID

Hoonete kiviseinad jaotatakse võimalike pragude vältimiseks vertikaalsete deformatsioonivuukidega üksikuteks osadeks. Kivikonstruktsioonides esinevad deformatsioonivuugid liigitatakse

— vajumisvuukideks ja

— temperatuurivuukideks.

Vajumisvuugid lõikavad läbi müüritise ja kogu vundamendi kuni pinnaseni; nende ülesandeks on kindlustada hoone üksikute osade sõltumatu vajumine.

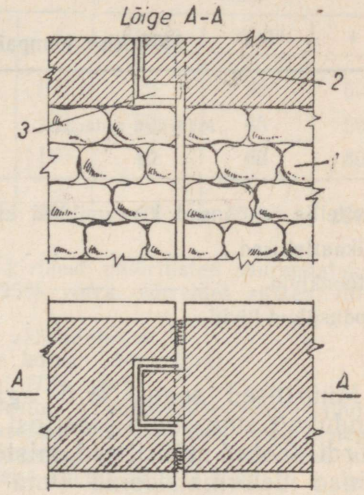
Temperatuurivuugid lõikavad läbi ainult hoone seina müüritise, jagades selle osadeks, mis deformeeruvad temperatuuri mõjul üksteisest sõltumatult. Seega on iga vajumisvuuk ühtlasi ka temperatuurivuugiks.

Vajumisvuugid tuleb jätta juhtudel, kui on oodata hoone üksikute osade ebaühtlast vajumist, näiteks:

a) hoone üksikute osade vahele, mis rajatakse erinevatele pinnastele;

b) olemasolevate ja juurdeehitatavate hooneosade vahele;
c) üksikute hoone osade vahele, mille kõrgused tunduvalt erinevad (üle 10 m);
d) vundamendi talla laiuse järsu muutuse korral.

Joonisel 79 on kujutatud vajumisvuugi üleminek seinalt vundamendile.



Joon. 79. Vajumisvuugi üleminek seinalt vundamendile
1 — vundament; *2* — sein; *3* — vajumispilu

Temperatuurivuukide vajaduse põhjustavad tõmbepinged müüritises. Välistemperatuuri muutusel tekivad välisseintes tõmbepinged, mis põhjustavad temperatuurivuukideta seintes pragusid. Järsud temperatuuri muudatused tekivad peamiselt välisseintes. Vundamentidele, mis on kaitstud pinnasega, mõjuvad temperatuuri kõikumised vähem. Välistemperatuuri langedes püüavad välisseinad kokku tõmbuda, mida aga takistavad vundamendid. Selle tulemuseks on tõmbepinged seintes.

Müüritise pikenemine või lühenemine määratakse vastavalt avaldisele:

$$\Delta l = l\varepsilon_t = l(t_1 - t_2)\alpha_t \qquad (8.27)$$

kus Δl — seina absoluutne pikenemine või lühenemine;

l — seina pikkus;
ε_t — seina suhteline pikenemine või lühenemine;
$t_1 — t_2$ — temperatuuride vahe;
α_t — müüritise joonpaisumise tegur vastavalt tabelile 77.

Tabel 77

Müüritise joonpaisumise tegurid

Müüritise materjal	Müüritise joonpaisumise tegur α_t $\frac{1}{°C}$
Savitellis ja õõnsad keraamilised kivid . .	$0{,}5 \cdot 10^{-5}$
Silikaattellised	$1{,}0 \cdot 10^{-5}$
Betoonkivid	$1{,}0 \cdot 10^{-5}$
Looduslikud kivid	$0{,}8 \cdot 10^{-5}$

Müüritised sega-, eriti aga lubimörtidel võimaldavad tunduvalt suuremaid plastilisi deformatsioone kui tsementmördil laotud müüritised, mistõttu neis võivad esineda suuremad deformatsioonid ilma pragude tekkimiseta. Seda omadust arvestatakse temperatuurivuukide vahekauguste määramisel.

Nagu nähtub tabelist 78, tuleb temperatuurivuukide vahekauguste määramisel arvestada ka ekspluatatsiooni tingimusi. Kõetud hoonetes temperatuur palju ei kõigu, seetõttu pole nende seintes oodata ka suuri temperatuuri kõikumisi välistemperatuuri kõikumise mõjul. Vastavalt sellele määravad normid [7] ka temperatuurivuukide vahekaugused.

Kui hoone seinad on seotud raudbetoon- või teraskarkassiga või vahelagedega, milles esinevad temperatuurivuugid, siis peavad müüritise vuugid kokku langema karkassi ja vahelagede vuukidega. Kui vahelagedes vuuke ei esine ning seintes need peavad olema, siis vahelagedesse pole vuukide ettenägemine vajalik, sest vahelagede raudbetoonelemendid võtavad kergesti vastu neis tekkivad jõud müüritise deformatsioonidest.

Tabel 78

Temperatuurivuukide maksimaalsed vahekaugused köetavate hoonete seintes

Arvutuslik talvine välistemperatuur —°C	Temperatuurivuukide vahekaugus m					
	Savitellistest ja keraamilistest kividest müüritis mördil mark			Silikaattellistest ja betoonkividest müüritis mördil mark		
	100—50	25—10	4	100—50	25—10	4
Alla 30	50	75	100	25	35	50
21—30	60	90	120	30	45	60
11—20	80	120	150	40	60	80
10 ja kõrgem	100	150	200	50	75	100

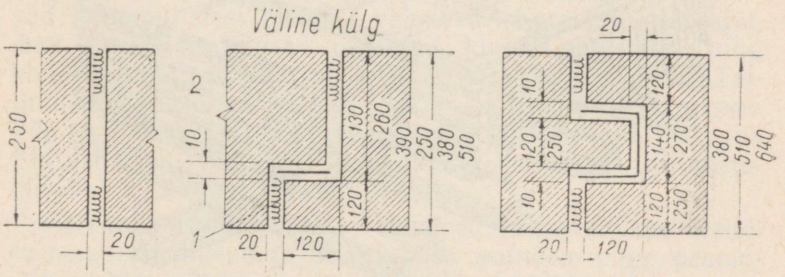
Märkused. 1. Looduslikest kividest müüritistes suurendatakse temperatuurivuukide vahekaugusi 25% võrra, võrreldes silikaattellistest müüritisega.

2. Tabelis toodud vahekaugusi vähendatakse:
   a) kinniste kütmata hoonete korral 30% võrra;
   b) lahtiste kiviehitiste korral 50% võrra.

3. Puttbetoon- või korebetoonseintes vähendatakse temperatuurivuukide vahekaugusi 2 korda, võrreldes betoonkividest müüritistega mördil mark 100—50, kuid vahekaugused ei või olla väiksemad kui 20 m hoone siseseintes või pinnasega kaetud seintes ning 10 m lahtistel ehitistel.

4. Maa-alustes ehitistes, mis asuvad allpool külmumispiiri, võib temperatuurivuukide vahekaugusi suurendada 2 korda.

5. Suurplokkidest müüritise temperatuurivuukide vahekaugused võetakse nagu savitellistest müüritise korral.



Joon. 80. Deformatsioonivuukide konstruktsioone
1 — takud; *2* — kaks kihti tõrvapappi

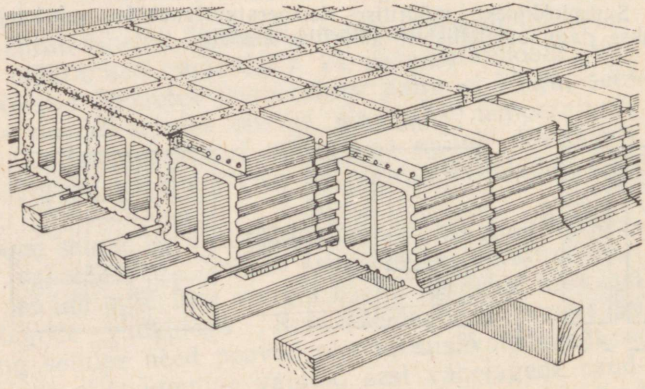
Kivikonstruktsioonide deformatsioonivuukide konstruktsioon peab vältima seina läbipuhutavuse. Selleks asetatakse vuukidesse 2 kihti tõrvapappi, mis takutatakse mõlemalt poolt enne seina krohvimist. Ehituspraktikas levinuim vuugi konstruktsioon on toodud joonisel 80.

7. KERAAMILISTEST KIVIDEST VAHELAED

Keraamilistest kividest vahelaed on väga kapitaalsed ning on kasutatavad kõikide klasside hoonetes. Kestvuse astmelt ja tulekindluselt on nad võrreldavad raudbetoonvahelagedega. Soojapidavuselt ja kõlakindluselt on nad isegi soodsamad raudbetoonvahelagedest.

Monoliitsed keraamilised vahelaed on töö teostamise mõttes vähem efektiivsed. Nende kasutamine võib tulla kõne alla kohtades, kus puuduvad vajalikud tõsteseadmed monteeritavate vahelae elementide paigaldamiseks. Neil on mõningaid eeliseid monoliitsete raudbetoonvahelagede ees: puitu kulub raketistele vähem, armatuuri asend on kividega fikseeritud, betooni ja armatuuri kulu on mõningatel juhtudel väiksem jne.

Monoliitsetes vahelagedes paigaldatakse keraamilised kivid harvale raketisele pikiridadena teineteise kõrvale (joon. 81).



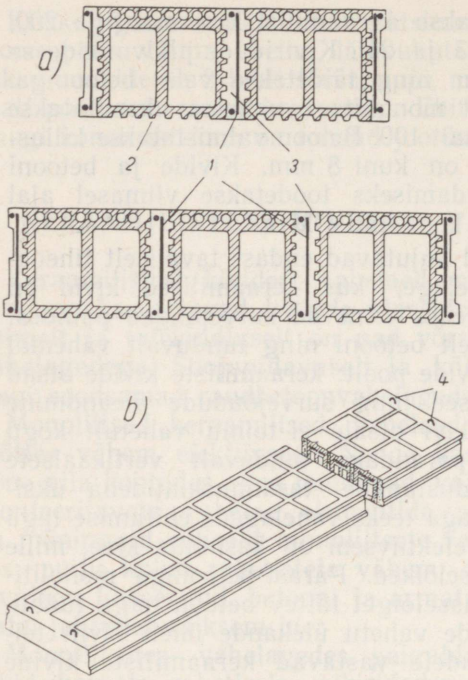
Joon. 81. Keraamilistest kividest monoliitne vahelagi

Vahelagedes kasutatakse keraamilisi kive margiga 200, 150, 100, 75 ja 50 [23 ja 24]. Kiviridade pikivuukidesse paigaldatakse armatuur ning täidetakse vahe betooniga. Keraamilistest kividest monoliitses vahelaes kasutatakse betooni margiga vähemalt 100. Betoon valmistatakse killustikust, mille jämedus on kuni 8 mm. Kivide ja betooni vahelise nakke suurendamiseks toodetakse viimasel ajal soonelise välispinnaga keraamilisi kive.

Monoliitsed vahelaed kujutavad endast tavaliselt tihedaribilist raudbetoonvahelage, kus keraamilised kivid on täitekehadeks. Vahelagedes esinevad survepinged paindest võetakse vastu põhiliselt betooni ning tunduvalt vähemal määral keraamiliste kivide poolt: keraamiliste kivide otsad ei ole ideaalselt tasased ning survejõudude üleandmine ühe kivi otsalt teise kivi otsale ei toimu vahetult kogu ristlõikes. Olukorda parandaks tunduvalt vertikaalsete mördist vuukide moodustamine tasanduskihtidena üksikute kivide vahel, see aga teeks vahelagede ehitamise liiga keerukaks. Tunduvalt efektiivsem on kasutada kive, mille ülemistes otstes on sisselõiked. Pärast betooniga monolitiseerimist moodustab sisselõiget täitev betoon nagu tüübli, mis tagab survejõudude vahetu ülekande ühelt kivilt teisele [25]. Sellele nõudele vastavad keraamiliste kivide tüübid «Standard» ja «LT» (vt. joon. 3). Kui monoliitse vahelae pealispinnale üheaegselt vahelae monolitiseerimisega paigaldatakse betoonikiht margiga vähemalt 150 ja paksusega 2 cm või rohkem, siis arvestatakse seda ka monoliitse vahelae töös [24].

Tööde teostamise mõttes on eelistatavamad monteeritavad keraamilistest kividest vahelaed. Keraamilistest kividest paneelide laiused olenevad kivide mõõdetest ning kivide arvust paneeli ristlõikes. Joonisel 82 on toodud Tallinna Ehitustrustis toodetud kahe- ja kolmerealiste paneelide ristlõiked ning kolmerealise paneeli üldvaade. Tallinna Ehitustrustis kasutati keraamiliste paneelide valmistamiseks «LT» tüüpi keraamilisi kive.

Keraamilistest kividest vahelaed armeeritakse raudbetoonelementidena ja arvutatakse paindele ning peapingetele [24]. Töötava armatuuri kaitsekihi paksus peab olema vähemalt 1 cm. Keraamiliste paneelide valmistamisel



Joon. 82. Tallinna Ehitustrusti poolt toodetud laepaneelid «LT» tüüpi keraamilistest kividest

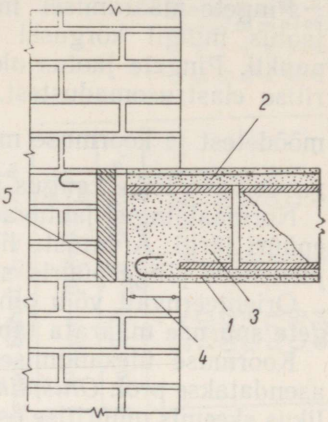
a — kaherealise paneeli ristlõige; *b* — kolmerealise paneeli ristlõige ja üldvaade; *1* — armatuurkarkass; *2* — keraamilised kivid; *3* — betoon; *4* — tõsteaasad

tuleb sisse asetada ka montaažarmatuur, et tagada paneelide vajalik tugevus transpordil ja montaažil. Montaažarmatuuri ristlõige peab olema vähemalt 10% töötava armatuuri ristlõikest ning mitte vähem kui ∅ 4 mm.

Keraamilistest kividest vahelagede toetuspikkus seintel peab olema vähemalt 12 cm. Monoliitsete vahelagede juures tuleb seintele toetuvate kivide õõned täita betooniga mark vähemalt 100 (joon. 83).

Keraamiliste paneelide kasutamisel tuleb selle nõude täitmine tagada juba paneelide valmistamise käigus. Vahelagede elastse toetuse puhul tuleb toetuspikkuseks võtta vähemalt 25 cm.

Seinad ankurdatakse keraamiliste vahelagedega metallvarrastega ∅ 8—10 mm, mis paigaldatakse paneelide või keraamiliste kivide vahele. Ankur ulatugu seina sisse vähemalt 25 cm; ankru kinnituspikkus vahelaes peab



Joon. 83. Keraamilistest kividest laepaneeli toetamine seinale
1 — töötav armatuur; *2* — montaažarmatuur; *3* — betoon; *4* — paneeli toetuspinna sügavus, *5* — isolatsiooniplaat

olema vähemalt $^1/_5$ avast. Ankrute vahekaugus ei või ületada 1 m.

Keraamilistest kividest vahelagede jäikuse tagamiseks on soovitav valida kivide kõrguseks vaba toetuse korral vähemalt $^1/_{30}$ avast ning elastse toetuse korral $^1/_{35}$ avast.

Keraamilistest kividest vahelagesid ei tohi kasutada vibreeruvate või suurte keskendatud koormuste korral.

8. PINGETE JAOTUS MÜÜRITISES

Vaatleme normaalpingete jaotust koormuse mõjumise suunaga risti olevas müüritise lõikes.

Kui müüritise osale mõjuvad suured keskendatud koormused, siis võib müüritise muljumistugevus osutuda mitteküllaldaseks. Sel juhul tuleb koondatud koormuse mõju jaotada suuremale pinnale. Seda tehakse jaotusplaatidega (tavaliselt raudbetoonist), mille pealmine pind on võimeline vastu võtma koondatud koormust, kuna alumine pind jaotab selle mõju suuremale müüritise pinnale. Jaotusplaatide arvutusel tuleb esiteks määrata plaadi pind, et saavutada soovitud pingeid müüritises, ning teiseks kontrollida jaotusplaadi tugevust.

Pingete määramisel müüritises tuleb selgitada pingete jaotus mingil kõrgusel allpool väliskoormuse rakenduspunkti. Pingete jaotus oleneb jaotusplaadi jäikusest, müüritise elastsusomadustest, koormuse iseloomust, ristlõike mõõdetest ja koormuse mõjuraadiusest $S = \frac{\pi h}{2}$, kus h — vaadeldava lõike kaugus jõu rakenduspunktist.

Normaalpinged jaotuvad müüritises kõverjoonelise pingeepüüri järgi. Arvutuste lihtsustamiseks asendatakse kõverjoonelised pingeepüürid sirgjoonelistega.

Orienteeruvalt võib pingeepüüri pikkuse ja normaalpingete suuruse määrata tabeli 79 järgi [17].

Koormuse ülekandmisel müüritisele jaotusplaadi kaudu asendatakse prof. *Oništšiki* ettepanekul jaotusplaat arvutuslikus skeemis müüritise osaga, mis on jäikuselt ekvivalentne jaotusplaadiga. Selle müüritise osa kõrgus on

$$h_0 = \sqrt[3]{\frac{E_1 I_1}{E d}} \tag{8.44}$$

kus E_1 — jaotusplaadi materjali elastsusmoodul;
I_1 — jaotusplaadi ristlõike inertsmoment ristlõike raskuskeset läbiva horisontaaltelje suhtes;
E — müüritise elastsusmoodul; $E = 0{,}5\,E_0$ (E_0 — müüritise algelastsusmoodul);
d — jaotusplaadi toetuse pikkus müüritisele ristsuunas.

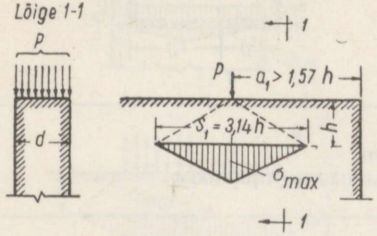
Jaotusplaadi täisnurkse ristlõike ja kõrguse h_1 puhul, kui plaat ulatub läbi kogu seina, on

$$h_0 = 0{,}9\,h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E}} \tag{8.45}$$

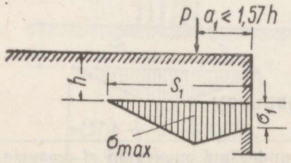
Kui osutub vajalikuks määrata pinged mitte vahetult jaotusplaadi all, vaid teatud sügavusel H allpool jaotusplaati, siis määratakse pinged, lähtudes sügavusest $h_0 + H$.

Tabel 79

Pingeepüüri pikkus s' ja normaalpinged müüritises sügavusel h väliskoormuse rakenduspunkti pinnast ($h \neq 0$)

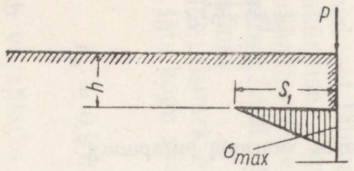
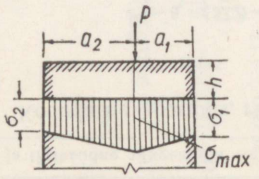
Koormusskeem ja ligikaudne pingeepüür sügavusel h	Pinged	Epüüri pikkus
Koondatud koormus, rakendatud müüritisele kaugusel äärest $a_1 > 1{,}57\,h$		
	$\sigma_{max} = 0{,}64\,\frac{P}{hd}$ (8.28)	$s_1 = 3{,}14\,h$ (8.29)

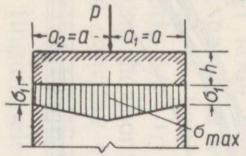
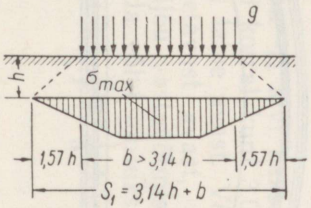
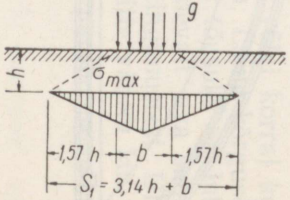
Koondatud koormus, rakendatud müüritisele kaugusel äärest $a_1 < 1{,}57\,h$



$\frac{a_1}{h}$	Pinged (ühikuks $\frac{P}{hd}$)		
	jõu all (σ_{max})	äärel (σ_1)	
0	2,14	2,14	$s_1 = 0{,}93\,h$
0,2	1,40	1,40	$s_1 = 1{,}2\,h$
0,4	0,92	0,92	$s_1 = 1{,}8\,h$
0,6	0,75	0,71	$s_1 = 2{,}2\,h$
0,8	0,71	0,30	$s_1 = 2{,}5\,h$
1,0	0,69	0,12	$s_1 = 2{,}8\,h$
1,57	0,64	0	$s_1 = 3{,}14\,h$

Tabeli 79 järg

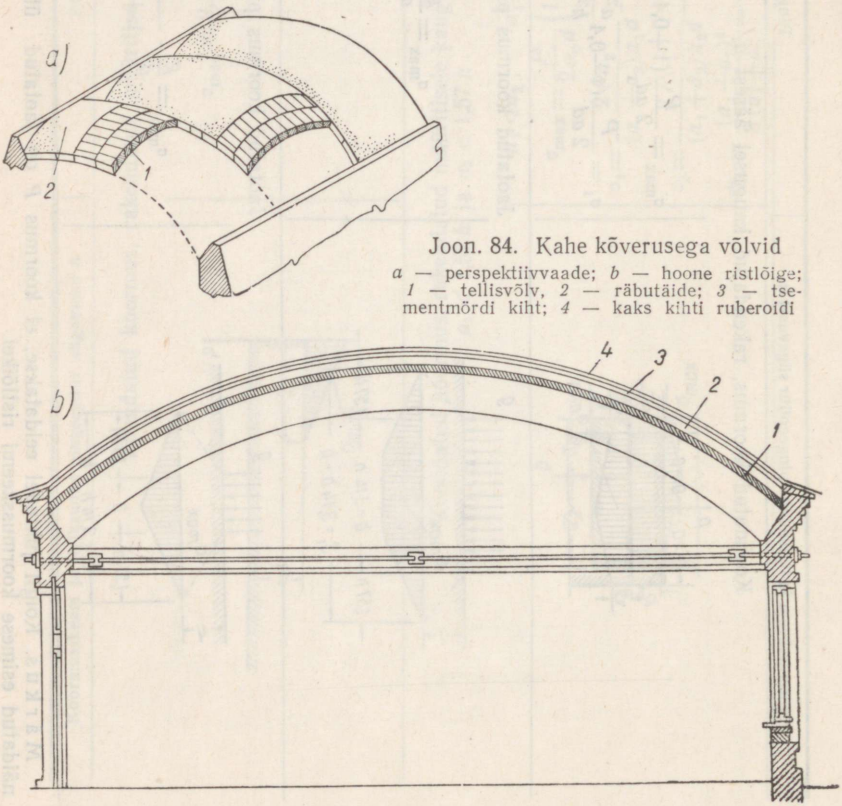
Koormusskeem ja ligikaudne pingeepüür sügavusel h	Pinged	Epüüri pikkus
Koondatud koormus, rakendatud müüritise äärel		
	$\sigma_{max} = 2{,}14 \frac{P}{hd}$ (8.30)	$s_1 = 0{,}93\,h$ (8.31)
Koondatud koormus, rakendatud müüritisele kaugustel äärest $a_1 < 1{,}57\,h$ ja $a_2 < 1{,}57\,h$		
	$a_1 < a_2$; $a_1 \neq 0$; $a_2 \neq 0$ $\sigma_{max} = \frac{P}{2 a_0 d}\left(1 + 0{,}4 \frac{a_0^2}{h^2}\right)$ (8.32) $\sigma_1 = \frac{2 P a_2}{(a_1+a_2) a_1 d} - \frac{\sigma_{max}(a_1+a_2)}{2 a_1}$ (8.33) $\sigma_2 = \frac{2 P a_1}{(a_1+a_2) a_2 d} - \frac{\sigma_{max}(a_1+a_2)}{2 a_2}$ (8.34) $a_0 = \frac{(a_1+a_2)^4}{8 (a_1^3+a_2^3)}$ (8.35)	$s_1 = a_1 + a_2$ (8.36)

Koormusskeem ja ligikaudne pingeepüür sügavusel h	Pinged	Epüüri pikkus
Koondatud koormus, rakendatud kaugusel äärest $a_1 = a_2 = a < 1{,}57\,h$		
	$\sigma_{max} = \frac{P}{2\,ad}\left(1+0{,}4\frac{a^2}{h^2}\right)$ (8.37) $\sigma_1 = \frac{P}{2\,ad}\left(1-0{,}4\frac{a^2}{h^2}\right)$ (8.38)	$s_1 = 2\,a$ (8.39)
Jaotatud koormus pikkusel $b > 3{,}14\,h$		
	$\sigma_{max} = \frac{g}{d}$ (8.40)	$s_1 = 3{,}14\,h + b$ (8.41)
Jaotatud koormus pikkusel $b < 3{,}14\,h$		
	$\sigma_{max} = \frac{g}{d} \cdot \frac{2}{1+\frac{3{,}14\,h}{b}}$ (8.42)	$s_1 = 3{,}14\,h + b$ (8.43)

Märkus. Kõigil juhtudel eeldatakse, et koormus P on jaotatud ühtlaselt seina paksusele, nagu on näidatud esimese koormusskeemi ristlõikel.

9. KAHE KÕVERUSEGA VÕLVID

Sõjajärgsetel aastatel on NSV Liidus levinud kivist kahe kõverusega koorikvõlvid, mida kasutatakse peamiselt tööstus-, lao- ning põllumajanduslike hoonete katetena. Kahe kõverusega võlvidega kaetakse avasid kuni 24 m [26]. Kahe kõverusega võlvid koosnevad üksikutest kõrvutiasetatud ning omavahel seotud õhukestest võlvidest, mille paksus on $^1/_4$ kuni $^1/_2$ kivi, mis moodustavad lainelise välispinna (joon. 84). Selline konstruktsioon annab kattele suure jäikuse.



Joon. 84. Kahe kõverusega võlvid
a — perspektiivvaade; *b* — hoone ristlõige; *1* — tellisvõlv, *2* — räbutäide; *3* — tsementmördi kiht; *4* — kaks kihti ruberoidi

Kahe kõverusega võlvideks kasutatakse tellist, silikaattellist, betoonkive ning korrapärase kujuga looduslikke kive. Kasutatavad tellised peavad olema võlvides avaga kuni 18 m margiga vähemalt 75; avaga üle 18 m — vähemalt mark 100. Muude kivide mark peab olema vähemalt 50. Võlvis kasutatavad kivid peavad taluma vähemalt 15 külmutustsüklit. 1/4 kivi paksustes võlvides kasutatakse mörte mark 50, paksemate võlvide puhul — mark 25. Võlvide kannad ning välisseinad kuni 6—7 rida allpool võlvide toetuspinda laotakse mördil mark 50.

1/4 kivi paksuste võlvide puhul asetatakse kivid pikema küljega kaetava ava suunas. Side üksikute lainete vahel koos ühenduskohtade lihtsa lahendusega saavutatakse võlvi üksikute põikridade nihutamise teel 1/4 kivi võrra (joon. 85, *a*).

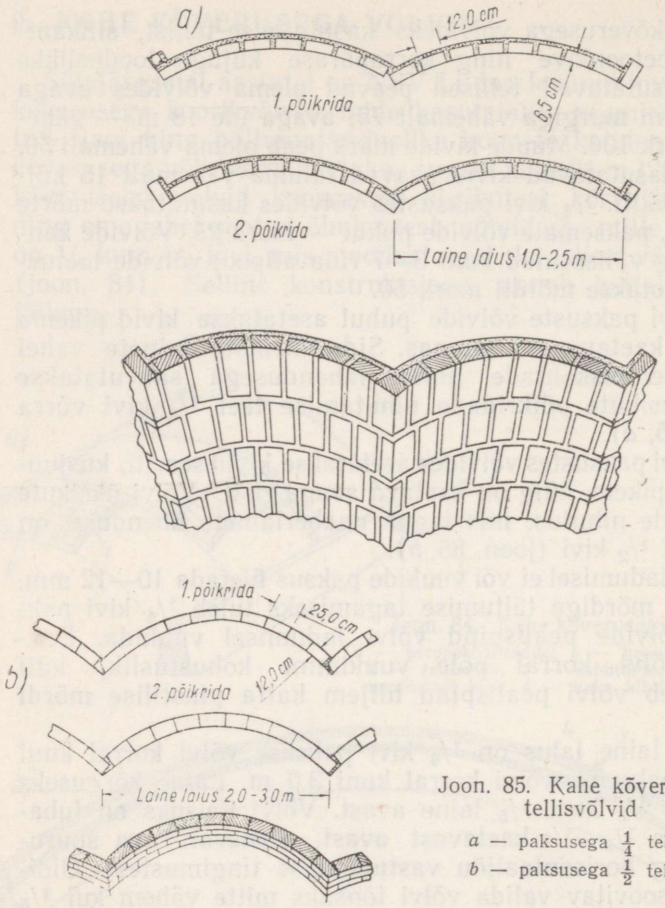
1/2 kivi paksustes võlvides asetatakse kivid serviti, kusjuures kivi pikem külg on kaetava avaga risti. Võlvi üksikute põikridade nihutus, mis tagab naaberlainete ühenduse, on sel juhul 1/2 kivi (joon. 85, *b*).

Võlvi ladumisel ei või vuukide paksus ületada 10—12 mm. Vuukide mördiga täitumise tagamiseks tuleb 1/4 kivi paksuste võlvide pealispind võlvi ladumisel vuukida. Paksema võlvi korral pole vuukimine kohustuslik, küll aga tuleb võlvi pealispind hiljem katta plastilise mördi kihiga.

Võlvi laine laius on 1/4 kivi paksuse võlvi korral kuni 2,5 m, paksema võlvi korral kuni 3,0 m. Laine kõrguseks võetakse 1/3 kuni 1/5 laine avast. Võlvi tõusuks on lubatud võtta 1/2—1/7 kaetavast avast, olenevalt ava suurusest ning horisontaaljõu vastuvõtmise tingimustest. Üldiselt on soovitav valida võlvi tõusuks mitte vähem kui 1/5 avast. Võlvi kuju valitakse $\frac{f}{l} < \frac{1}{5}$ korral paraboolsena vastavalt tingimusele

$$y = 4fx\,\frac{l-x}{l^2} \qquad (8.46)$$

kus f ja l — võlvi tõus ja ava;
x, y — koordinaadid (teljestiku algus on vasakul toel).



Joon. 85. Kahe kõverusega tellisvõlvid

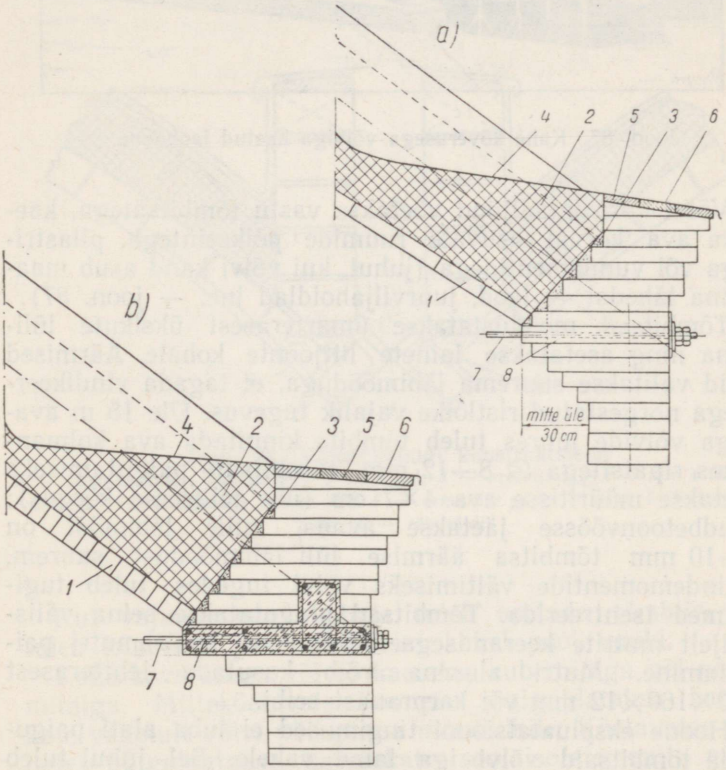
a — paksusega $\frac{1}{4}$ tellist;
b — paksusega $\frac{1}{2}$ tellist;

Samuti valitakse paraboolsena üksikute lainete ristlõige. Suurema tõusu korral ($\frac{f}{l} > \frac{1}{5}$) on soovitav võlvi kujuks valida aheljoon [26].

Võlvi kanna toetuspind tehakse risti võlvi teljega, astmelise müüritisena, mis hiljem tasandatakse mördiga. Toetuspind peab olema nii suur, et oleks tagatud võlvi kanna toetus tema ristlõike igas punktis. Joonisel 86, *a* on

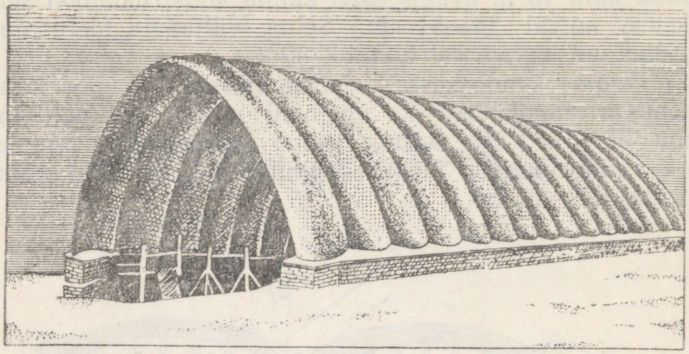
toodud kuni 15 m avaga võlvi kanna konstruktsioon seina paksuse korral 38—51 cm. Seina väljaaste toetuspinna moodustamiseks ei või ületada 30 cm.

Suuremate avade korral tehakse välisseinas võlvi kanna tasapinda raudbetoonvöö (betooni mark vähemalt 150) (joon. 86, *b*). Võlvi kanna nihke vältimiseks moodustatakse raudbetoonvöö ülemises pinnas väljaulatuv hammas laiusega 15—20 cm.



Joon. 86. Võlvi kanna toetus müüritisele

a — avadele kuni 15 m; *b* — suurematele avadele, raudbetoonvööga; *1* — tellisvõlv; *2* — räbutäide, *3* — mörttasanduskiht astmelisel müüritisel; *4* — ruberoid; *5* — lauad; *6* — plekk; *7* — tõmbits; *8* — ava ankrule (müüritises ava 4,0×7,0 cm, raudbetoonvöös moodustatakse ava terastoru abil, mis pärast betoneerimist välja tõmmatakse)



Joon. 87. Kahe kõverusega võlviga kaetud laohoone

Võlvi horisontaaljõud võetakse vastu tõmbitsatega, kaetava ava kõrval asuvate ruumide põikseintega, pilastritega või vundamentidega (juhul, kui võlvi kand asub maapinna lähedal — laod, juurviljahoidlad jne. — joon. 87).

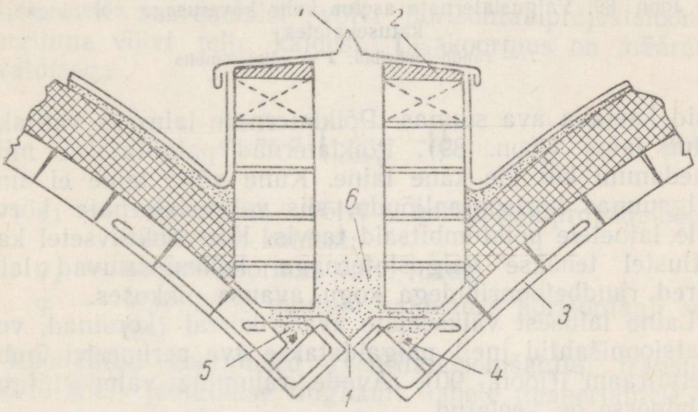
Tõmbitsad moodustatakse ümarterasest üksikute lülidena ning asetatakse lainete liitjoonte kohale. Äärmised lülid valitakse suurema läbimõõduga, et tagada vindikeermega nõrgestatud ristlõike vajalik tugevus. Üle 15 m avadega võlvide juures tuleb tõmbits kinnitada ava kolmandikes ripatsitega ∅ 8—12 mm. Tõmbitsate paigutamiseks jäetakse müüritisse ava 4×7 cm (ühe telliserea kõrgus); raudbetoonvöösse jäetakse avaus, mille läbimõõt on 5—10 mm tõmbitsa äärmise lüli läbimõõdust suurem. Paindemomentide vältimiseks võlvi tugedes tuleb tugisõlmed tsentreerida. Tõmbitsad pingutatakse seina välisküljelt mutrite keeramisega. Nõutav on kontramutri paigutamine. Mutri alusena võib kasutada lehtterasest 160×160×12 mm või karprauast seibi.

Hoone ekspluatatsiooni tingimused ei luba alati paigutada tõmbitsaid võlvi iga laine vahele. Sel juhul tuleb võlvi kand moodustada raudbetoonvööna (joon. 86, *b*) ning arvutada horisontaaljõudude vastuvõtmiseks harvalt asetatud tõmbitsate vahel.

Kahe kõverusega võlvides ei ole vaja näha ette temperatuurivuuke. Kui seinas, millele toetub võlv, on tempe-

ratuurivuugid, siis paigaldatakse võlvi toetuspinnas mördikihti armatuur ∅ 4—6 mm kahes-kolmes reas. Armatuur peab ulatama 2—3 m mõlemale poole temperatuurivuuki. Armatuuri üldine pind peab olema vähemalt 1,5 cm².

Vajumisvuugid peavad langema ühte seinas olevate vajumisvuukidega. Vajumisvuugid moodustatakse lainete liitepindades. Vajumisvuugi konstruktsioon on toodud joonisel 88.



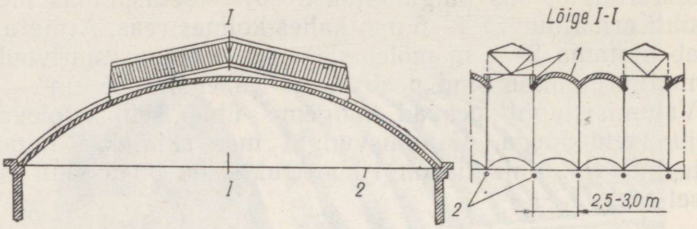
Joon. 88. Vajumisvuugi konstruktsioon

1 — kompensaator, tsinkplekist; *2* — lauad; *3* — armatuur ∅ 4—6 mm müüritise vuukides, vahekaugusega 50—70 cm; *4* — armatuur ∅ 8—10 mm, *5* — tsementmört; *6* — räbutäidis

Kui vajumisvuugi kohale tuleb asetada tõmbits, siis tuleb kasutada paaristõmbitsat kahel pool vuuki.

Kahe kõverusega võlvid kaetakse ruberoidiga või pergamiiniga. Mitteköetavais hoonetes paigaldatakse katusekate vahetult võlvi välispinna mördikihile. Köetavates hoonetes paigaldatakse katusekate soojaisolatsioonile asetatud tsementmördi või asfaldi kihile.

Kahe kõverusega võlvide uurimised on näidanud [27], et võlvi iga laine töötab küllaldase tugevusega ning jäikusega isegi juhul, kui ta pole seotud kõrvalasuvate lainetega. See võimaldab moodustada avasid ning valguslater-



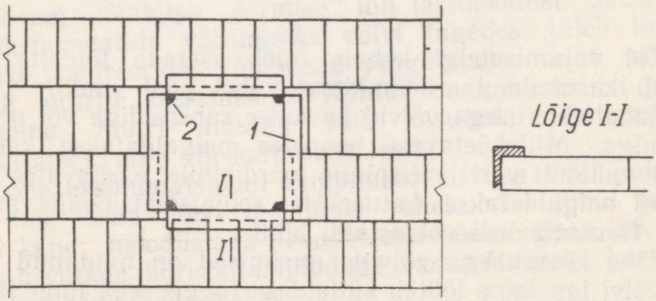
Joon. 89. Valguslaternate asetus kahe kõverusega võlvidega katusekatetes

1 — raudbetoonribid; *2* — võlvi tõmbits

naid kaetava ava suunas. Põiklaternate laiuseks valitakse laine laius (joon. 89). Põiklaternad paigutatakse mitte tihedamini kui üle kahe laine. Kuna võlvi laine ei anna külgsuunas horisontaaljõudu, siis valguslaternate kõrval pole lainetele põiktõmbitsaid tarvis. Konstruktiivsetel kaalutlustel tehakse valguslaternaga kokkupuutuvad laine ääred raudbetoonribidega kogu avause pikkuses.

Laine laiusest väiksemate avade korral (korstnad, ventilatsioonišahtid jne.) paigaldatakse ava perimeetri ümber metallraam (joon. 90). Avade raiumine valmisehitatud võlvidesse on keelatud.

Kahe kõverusega võlvid arvutatakse nagu kahe šarniiriga kaared. Võlvi arvutuslikuks ristlõikeks võetakse ühe



Joon. 90. Nurkraudadest raam avade ümber

1 — nurkraud; *2* — **keevitus**

laine ristlõige. Arvutus viiakse läbi arvutuslike koormustega vastavalt kahele koormusjuhule:

a) kasulik koormus kogu võlvi avale. Seejuures võetakse konstruktsiooni omakaal ülekoormuse teguriga 1,1; koormused isolatsioonist ja täitest — teguriga 1,2;

b) kasulik koormus poole ava ulatuses. Konstruktsiooni omakaal, täide ja isolatsioon võetakse ülekoormuse teguritega 0,9.

Alalise koormuse arvutamisel tuleb võtta arvesse selle täiendavat suurenemist võlvi horisontaalprojektsioonile, tingituna võlvi telje kaldest. Lisakoormus on määratav avaldisega

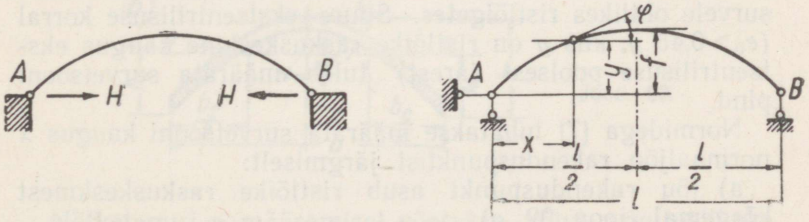
$$q_1 = q_l \left(\frac{1}{\cos \varphi} - 1 \right) \tag{8.47}$$

kus q_1 — lisakoormus võlvi horisontaalprojektsioonile võlvi telje kaldest;

q_l — alaline koormus võlvi lukus;

φ — võlvi telje puutuja kaldenurk horisontaali suhtes.

Koondatud koormused (ventilatsioonišahtid, transportöörid jne.) jaotatakse tinglikult kahele naaberlainele.



Joon. 91. Kahe kõverusega võlvi arvutusskeem

Võttes arvutusel põhisüsteemiks kõvera tala (joon. 91), võime paindemomendi ja normaaljõu võlvis määrata valemitega:

$$M = M_0 - Hy \tag{8.48}$$
$$N = Q_0 \sin \varphi + H \cos \varphi$$

kus M_0 ja Q_0 — paindemoment ja põikjõud lihttalas;
y — vaadeldava ristlõike raskuskeskme ordinaat;
φ — võlvi telje puutuja kaldenurk vaadeldavas ristlõikes.

Horisontaaljõud H määratakse avaldistega:

a) liikumatu toe korral $H = \frac{\delta_{1p}}{\delta_{11}}$

b) elastse toe korral $H = \frac{\Delta - \delta_{1p}}{\delta_{11}}$ (8.49)

kus Δ — toe tegelik paigutus või tõmbitsa deformatsioon;
δ_{1p} — toe paigutus põhisüsteemis antud koormuse korral;
δ_{11} — toe paigutus põhisüsteemis $H = 1$ korral.

Kui horisontaaljõud võetakse vastu tõmbitsaga, siis

$$\Delta = \frac{H l}{E_a F_a} \tag{8.50}$$

kus E_a ja F_a — tõmbitsa elastsusmoodul ja ristlõike pind.

Võlvi arvutusel tuleb kontrollida võlvi ristlõikeid, tugisõlmi ja tõmbitsat. Võlvi tuleb kontrollida ekstsentrilisele survele ohtlikes ristlõigetes. Suure ekstsentrilisuse korral ($e_0 > 0{,}45\ y$, kus y on ristlõike raskuskeskme kaugus ekstsentrilisuse poolsest äärest) tuleb määrata survetsooni pind.

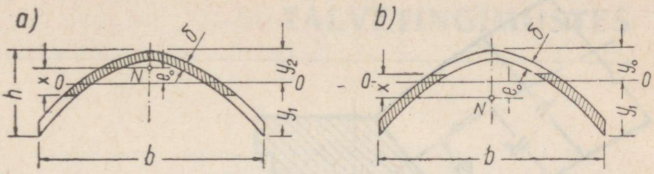
Normidega [7] lubatakse määrata survetsooni kaugus x normaaljõu rakenduspunktist järgmiselt:

a) jõu rakenduspunkt asub ristlõike raskuskeskmest kõrgemal (joon. 92, *a*)

$$x = 1{,}70\ (0{,}37\ h - e_0) \tag{8.51}$$

b) jõu rakenduspunkt asub ristlõike raskuskeskmest madalamal (joon. 92, *b*)

$$x = 0{,}59\ (0{,}63\ h - e_0) \tag{8.52}$$

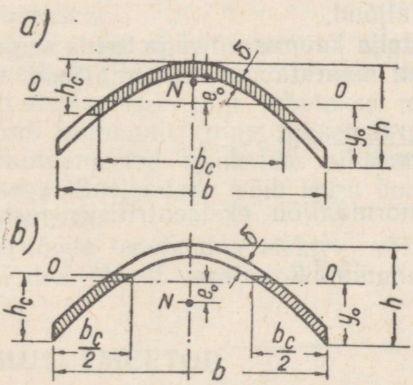


Joon. 92.

Juhendiga [26] on survetsooni kõrgus h_c ja laius b_c määratud vastavalt jõu rakenduspunktile (joon. 93):

a) $h_c = h - 2{,}7\, e_0$; $\quad b_c = b\sqrt{1 - \frac{h - h_c}{h - \delta}}$ (8.53)

b) $h_c = h - 1{,}6\, e_0$; $\quad b_c = b\left(1 - \sqrt{1 - \frac{h_c}{h - \delta}}\right)$ (8.54)

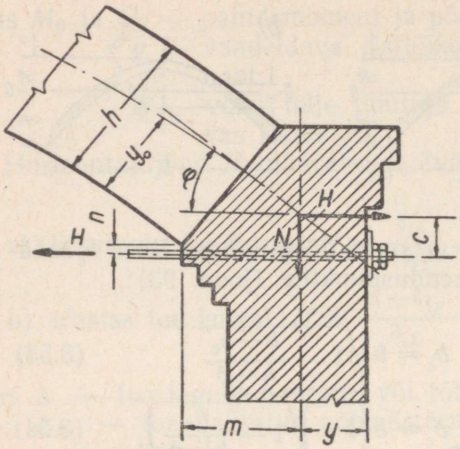


Joon. 93.

Nõtketeguri φ määramisel võetakse võlvi arvutuslikuks pikkuseks $l_0 = 0{,}5s$, kus s on võlvi telje pikkus. Suurte ekstsentrilisuste puhul määratakse nõtketegur φ_c survetsooni pinna F_c kohta võlvi tugisõlmede tegelike paigutuste järgi arvutusliku pikkusega $l'_0 = 0{,}5\ l_0 = 0{,}25\ s$.

Kui tugisõlm pole tsentreeritud, tuleb arvestada võimaliku lisamomendiga (joon. 94)

$$M = Hc$$



Joon. 94. Tugisõlme arvutusskeem

kus H — horisontaaljõud,

c — tõmbitsa telje kaugus võlvi ja seina telgede lõikepunktist, määratav avaldisega (joon. 94):

$$c = \frac{y_0}{\cos\varphi} - m\,\mathrm{tg}\,\varphi + n \qquad (8.55)$$

Tugisõlme võlvi normaaljõu ekstsentrilisus peab olema

$$e_0 < 0{,}7\,y.$$

KIVIKONSTRUKTSIOONIDE EHITAMINE TALVETINGIMUSTES

Müüritise vuukides oleva mördi ning sellega koos ka müüritise tugevus tõuseb mördi kivistumisega. Normaalsetes temperatuuri- ja niiskusetingimustes saab mört ühe kuu jooksul peaaegu lõpliku tugevuse; müüritise tugevust määratakse 28 päeva vanuses. Seetõttu teostati müüritöid alles paarkümmend aastat tagasi ainult positiivse välisõhu temperatuuri juures. Müüritöid võib teostada aga ka talvel, arvestades seejuures konstruktsiooni töötamise teatavaid iseärasusi.

Müüritööde teostamise meetodid negatiivsetel temperatuuridel võib liigitada põhimõtteliselt kolme gruppi:

1. Külmutusmeetod. Siin lubatakse müüritise vuukides oleva mördi külmumist ning hilisemat ülessulamist.
2. Külmutusmeetod müüritise hilisema kunstliku ülessulatamisega. Soojendada võib kogu hoonet tervikuna või üksikut elementi.
3. Müüritööde teostamine elektri- või aursoojendusega või soojakutes. Mördi varajane külmumine pole lubatud.

1. KÜLMUTUSMEETOD

Külmutusmeetod on talviste müüritööde põhiliseks mooduseks. Selle puhul laotakse müüritis vabas õhus meelevaldsel negatiivsel temperatuuril, kasutades külmunud kive. Põhiliselt kasutatakse külmutusmeetodi puhul korrapärase kujuga kive, normid [7] lubavad kasutada ka sängpinnalisi looduslikke kive. Tehnilised tingimused [28] nõuavad, et kivid oleksid enne paigaldamist lumest ja jäärst puhastatud.

Külmutusmeetodil laotavates müüritistes kasutatakse samu seotisi kui suvel. Vuugid ei tohi olla paksemad kui

on lubatud suvel laotud müüridele. Tiheda ja ühtlase vuugi saamiseks tuleb kasutada soojendatud mörti. Mördi temperatuur paigaldusmomendil peab olema vähemalt:

+10°C, kui õhu temperatuur on kõrgem kui —10°C;
+15°C, kui õhu temperatuur on piirides —10°C kuni —20°C;
+20°C, kui õhu temperatuur on alla —20°C.

Mördi valmistamiseks kasutatava vee temperatuur ei tohi ületada +80° C ja liiva temperatuur +40° C.

Mördi konsistents (koonuse vajumise järgi) peab olema:

tellistest või korrapärase kujuga kividest müüritises 70—100 mm,
looduslikest kividest müüritises . . . . . 50— 60 mm,
vibreeritud looduslikest kividest müüritises . . 20— 30 mm.

Külmutusmeetodiga laotavate müüritiste mörtide minimaalsed margid on:

a) tellistest ja korrapärase kujuga kividest seintes ja vundamentides 10;
postides 25;
karniisides ja ridasillustes 50;
b) looduslikest kividest seintes ja vundamentides . . 25;
postides 50;

kusjuures tuleb kasutada tsement-, tsement-lubi või tsement-savimörte.

Müüritööde teostamisel külmutusmeetodiga ei jõua mört vuukides saavutada enne külmumist mingit nimetamisväärset tugevust, kuna ta külmub väga ruttu — *A. A. Šiškini* andmetel [30] mõnest minutist kuni paari tunnini. Mördi külmumine vuugis toimub järk-järgult, alates üksikutest punktidest — nn. vee kristalliseerumise tsentritest (liivaterade ümbrus või mördi ja kivide kokkupuute pinnad). Kristalliseerumise tsentris tekkinud jääkile rikub sideaine kontakti liivaga või kiviga.

Külmumisel mördi ning koos sellega ka kogu müüritise tugevus tõuseb. Külmunud mördi tugevus sõltub tema temperatuurist, mitte sideaine hulgast mördis. *A. A. Šiškini* katsed näitasid [31], et külmunud mörtide tugevuse võib väljendada avaldisega

$$R_t = 25+7\,t \qquad (9.1)$$

kus R — külmunud mördi survetugevus kg/cm², mördi temperatuuri t korral;
t — külmunud mördi temperatuuri (°C) absoluutväärtus.

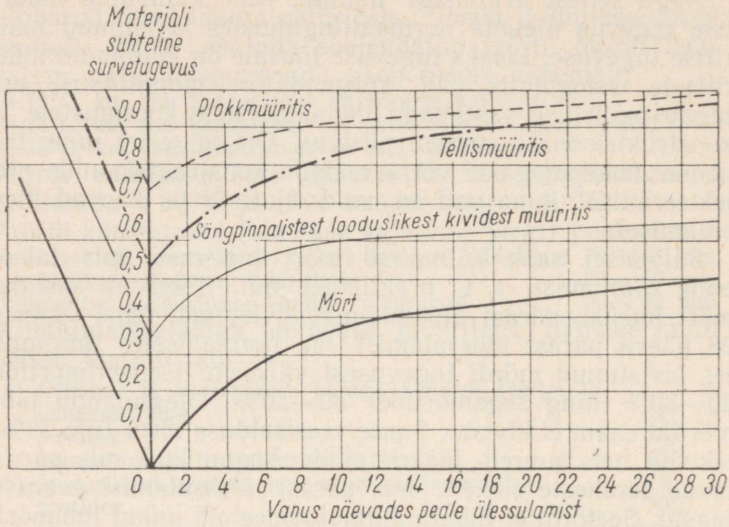
Nagu sellest avaldisest nähtub, võib külmunud müüritise tugevus ületada normaaltingimustes kivistunud müüritise tugevuse. Lisaks tugevuse tõusule on külmunud müüritisele iseloomulik [32] kõrgendatud monoliitsus, mis tagab müüritise vastupanu dünaamilistele koormustele, ja konstruktsioonide suurem püsivus. On selge, et müüritise nende omadustega ei või arvestada konstruktsioonide projekteerimisel, kuna nad on vaid ajutised ja kaovad ülessulamisel.

Sulamisel saab külmunud mört tugevuse, mis tal oli enne külmumist, s. t. praktiliselt null. Tsementi sisaldav mört hakkab pärast ülessulamist kivistuma, tema tugevus 28 päeva pärast ülessulamist on normaalsetes tingimustes kivistunud mördi tugevusest väiksem: tsementmörtidel 20—30% ning segamörtidel 30—50%. Ülessulanud lubimördid enam ei kivistu. Suure veesisalduse tõttu (üle 30%) tekivad neis suured jääkristallide kogumikud, mis purustavad terakeste skeleti, mis pärast ülessulamist enam ei taastu. Seetõttu ei lubata külmutusmeetodi puhul lubimörte kasutada.

Võttes ühikuks suviste mörtide või müüritiste tugevuse 28 päeva vanuses, avalduvad nende suhtelised tugevused ülessulamisel ja esimese kuu vältel pärast sulamist graafikul joon. 95 [31].

Nagu nähtub graafikust joon. 95, on mördi tugevus ülessulamise momendil null, kuna müüritise suhtelised survetugevused on: looduslikest kividest müüritisel — 35%, tellismüüritisel — 50%, plokkmüüritisel — 75%. Talviste müüritiste iseärasuseks on asjaolu, et isegi mördi nulltugevuse juures on neil sulamise staadiumis suhteliselt küllaltki suur survetugevus. Kuu aja pärast on tellismüüritisel umbes 95% suvisest survetugevusest, looduslikest kividest müüritisel — 65%.

Külmutusmeetodil laotud müüritises avaldab varane külmumine suurt mõju mördi ja kivide nakkele. Mördiga kokkupuutel tekib kivi pinnale jääkile, mis takistab mördi naket kividega. Ülessulanud ja kivistunud mört ei nakku kividega enam sel määral kui suvine mört. Jääd tekib rohkem, seega on ka nakke kadu suurem looduslikest kividest müüritistes. *A. A. Šiškini* katsete tulemused normaalnakke kao kohta talvistes müüritistes on toodud tabelis 80 [31].



Joon. 95. Mörtide ja müüritiste tugevuse muutumise graafik pärast täielikku ülessulamist

Tabel 80

Tsementmördi normaalnake suvises ja talvises müüritises

Müüritise materjal	Mördi mahuline koostis (tsement : liiv)	Müüritise liik	Nakketugevus		Nakke kadu %
			kg/cm²	%	
Punane tellis	1:4	suvine	1,20	100	—
		talvine	0,29	24	76
Räbubetoonist kivi	1:4	suvine	0,64	100	—
		talvine	0,06	9	91
Lubjakivi	1:4	suvine	1,19	100	—
		talvine	0—0,06	0—4	100—96

Nagu nähtub tabelist 80, on normaalnakke kadu talvises punastest tellistest müüritises kuni 76% ja looduslikest kividest müüritises kuni 100%. Kivide ja mördi vahelise normaalnakke kadumisega väheneb ka müüritise monoliitsus, mis vähendab müüritise vastupanu nii horisontaaljõududele kui ka muljumisele.

Külmutusmeetodil teostatud müüritise iseärasuseks on veel müüritise suur vajumine sulamise perioodil, mis on tingitud horisontaalvuukides oleva ülessulanud mördi kokkusurumisest kõrgemal asuva müüritise omakaalu mõjul; vajumise suurus sõltub mitmest asjaolust. Üldreeglina on vajumised seda väiksemad, mida õhemad ja tihedamalt mördiga täidetud on horisontaalvuugid, mida aeglasemalt toimub mördi ülessulamine ning mida väiksem on koormus.

Normid [7] lubavad võtta külmutusmeetodil laotud müüritise vajumiseks sulamisel:

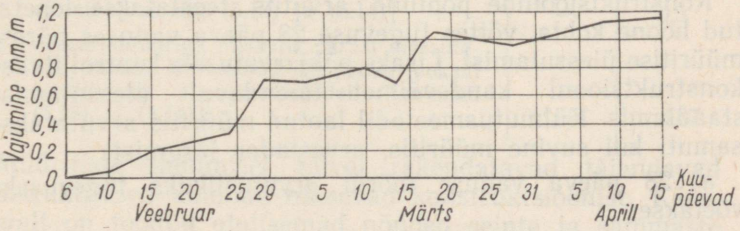
tellistest ja betoonkividest müüritises — 0,5 mm/m;

looduslikest kividest müüritises — 1,0—2,0 mm/m.

Paksemate vuukide ning kiire sulamise puhul võivad vajumised olla eeltoodust mitu korda suuremad, mille tõttu ei või lubada paksemaid vuuke kui on ette nähtud tehniliste tingimustega (keskmiselt kuni 12 mm, kuid üksik vuuk mitte üle 15 mm).

Müüritis vajub mitte ainult kevadperioodil, vaid pidevalt ka talviste sulailmadega. *A. A. Šiškin* [31] toob näitena ühe hoone müüritise vajumise veebruarist kuni aprillini (joon. 96).

Arvestades talvistes tingimustes laotud müüritiste iseärasusi, keelavad normid ja tehnilised tingimused kivi-



Joon. 96. Müüritise vajumise graafik

konstruktsioonide ladumise külmutusmeetodil järgmistel juhtudel:

a) konstruktsioonid puttbetoonist või murtud looduslikest kividest;

b) konstruktsioonid, mis võivad müüritise sulamise perioodil sattuda vibratsiooni või dünaamiliste koormuste mõju alla;

c) konstruktsioonid, mis töötavad sulamise perioodil paindele, survele ekstsentrilisusega $e_0 > 0{,}25\,y$ või põikjõule, kui $Q > 0{,}1\,N$;

d) konstruktsioonid, mis ei tohi müüritise ülessulamisel vajuda (näiteks võlvide toed).

Külmutusmeetodil laotud müüritisel on tööde algusest kuni mördi lõpliku kivistumiseni kolm tugevuse staadiumi: esimene — külmunud mördiga, teine — sulamise periood, kolmas — mördi kivistumise algusest kuni selle lõppemiseni. Tavaliselt on müüritise tugevus maksimaalne esimesel staadiumil ning minimaalne (nn. kriitiline tugevus) teisel staadiumil. Teise staadiumi kestus on tsementmörtide puhul orienteeruvalt 1,5—2 päeva ja segamörtide puhul 3—5 päeva. Kolmandas staadiumis saavutab talvine müüritis oma lõpliku tugevuse, kusjuures külmutusmeetodil laotud müüritise tugevus 28 päeva pärast ülessulamist on väiksem kui suvise müüritise R_{28}. Külmutusmeetodil püstitatavad konstruktsioonid arvutatakse teise ja kolmanda staadiumi järgi, s. t. mördi ülessulamisel ja pärast mördi kivistumist. Et tagada konstruktsioonidele tugevus ja püsivus nii ülessulamisel kui ka hilisemas ekspluatatsioonis, tuleb arvutuses võtta arvesse talvise müüritise iseärasused ning rakendada tööde teostamisel täiendavad konstruktiivsed abinõud.

Konstruktsioonide põhiline arvutus teostatakse lõpetatud hoone kohta, võttes tugevuse 28 päeva vanuses pärast müüritise ülessulamist. Lisaks põhiarvutusele kontrollitakse konstruktsiooni kandevõimet täiendavalt ülessulamise staadiumis. Külmutusmeetodil laotud müüritis arvutatakse samuti kui suvine müüritis, arvestades järgmist:

a) 28 päeva vanuse mördi arvutuslikuks tugevuseks võetakse:

— kui mördi külmumisel on päeva keskmine tempera-

tuur kõrgem kui —20°C — üks aste madalam sama mördi suvisest margist;

— kui mördi külmumisel on päeva keskmine temperatuur alla —20°C — kaks astet madalam sama mördi suvisest margist;

b) ülessulamise staadiumis võetakse mördi arvutuslikuks tugevuseks:

— portlandtsemendist mörtidel (ka külmakindlate lisanditega) mark 25 ja rohkem laotud müüritises paksusega vähemalt 38 cm — mark 2, alla 38 cm — mark 0;

— puzzolaan-portlandtsemendist, räbu-portlandtsemendist ja teistest madalatel temperatuuridel aeglaselt kivistuvatest sideainetest mörtidel olenemata margist — mark 0;

c) põhiarvutusel viiakse sisse täiendav töötingimuste tegur m', mis arvestab mördi väiksemat naket kividega ja armatuuriga (vt. tabel 81).

d) täiendaval kontrollil ülessulamise staadiumis võetakse töötingimuste tegur 1,25.

Tabel 81

Täiendavad töötingimuste tegurid m'

Müüritise olukord	Töötingimuste tegurid	
	müüritisel $m'_к$	armatuuril m'_a
1. Surutud müüritis tellistest või korrapärase kujuga kividest	1,0	—
2. Surutud müüritis looduslikest kividest	0,8	—
3. Tõmme, paine ja lõige piki vuuke . . .	0,5	—
4. Võrkarmatuuriga müüritis sulamise staadiumis [valemid (5.13) ja (5.14)] . .	—	0,5
5. Võrkarmatuuriga müüritis pärast ülessulanud mördi kivistumist 28 päeva jooksul positiivsetel temperatuuridel [valemid (5.13) ja (5.14)]	—	0,67

Müüritiste ladumisel talvel rakendatavad täiendavad konstruktiivsed abinõud olenevad konstruktsioonist. Käesolevalt on toodud olulisemad nõuded seinte ja sammaste kohta.

Seinte ja sammaste piirsaledused $[\beta] = \frac{H}{a}$ peavad rahuldama vastavalt müüritise grupile tabelites 35—38 toodud nõudeid, arvestades põhilises arvutuses mördi tugevuse vastavalt üks või kaks astet madalamana, kuna täiendaval kontrollil sulamise staadiumis tuleb mördi margiks võtta 2 või 0. Tsentriliselt surutud vabalt seisvate seinte ja sammaste piirsaledus sulamise staadiumis ei või ületada $^1/_2$ nimetatud tabelites toodud väärtusest. Kui konstruktsioon on saledam, tuleb sulamise staadiumiks paigaldada ajutised tugevdused, mille kohta peavad tööjoonistes olema erijuhised. Esialgses lähenduses võib külmutusmeetodil laotud seinte ja sammaste piirkõrguste määramisel lähtuda tabelis 82 [33] toodud andmeist. Lõplike piirkõrguste määramisel tuleb juhinduda tabelites 34—38 toodud piirsaledustest, arvestades eeltoodud märkusi.

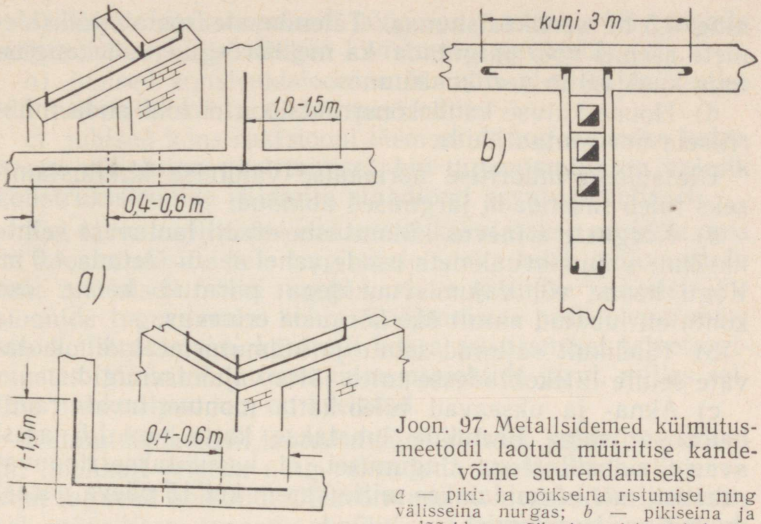
Tabel 82

Külmutusmeetodil laotavate seinte ja postide piirkõrgused m

Konstruktsioon	Mördi mark								
	100			50			25—10		
	seinte paksus või posti kitsama külje pikkus cm								
	38	51	64 või rohkem	38	51	64 või rohkem		51	64 või rohkem
Vahelagedega alt ja ülalt kinnitatud seinad ja postid	4,5	6,0	8,0	4,0	5,5	7,0	3,5	5,0	6,0
Vabalt seisvad seinad ja postid	2,25	3,0	4,0	2,0	2,75	3,5	1,75	,5	3,0

Külmutusmeetodil laotud seinte ja sammaste kandevõime suurendamiseks põiksuunas rakendatakse järgmised abinõud.

a) Välisseinte nurkadesse ning piki- ja põikseinte ristumiskohtadesse paigaldatakse horisontaalsed metallsidemed ∅ 12 mm. Sidemed peavad ulatuma ristumiskohast 1,0—1,5 m kaugusele ja lõppema otsas ankruga (vertikaalvuukidesse paigaldatud vardad ∅ 10—12 mm, pikkusega 0,5 m). Kui seinte ristumiskoha läheduses on ava,



Joon. 97. Metallsidemed külmutusmeetodil laotud müüritise kandevõime suurendamiseks
a — piki- ja põikseina ristumisel ning välisseina nurgas; *b* — pikiseina ja lõõridega põikseina ristumiskohas

siis tuleb side viia üle ava, ankurdades selle 0,4—0,6 m kaugusele (joon. 97, *a*).

Sidemed ei tohi läbida suitsu- või ventilatsioonilõõre. Lõõride puhul tehakse sidemed kaheharulistena (joon. 97, *b*). Analoogiliselt asetatakse sidemed ka kergseintes.

Sidemed asetatakse vahelae pinda. Kuni 4-korruseliste hoonete juures paigaldatakse sidemed üle ühe korruse; kõrgemate hoonete korral, samuti juhtudel, kui korruse kõrgus on üle 4,0 m — iga korruse vahelae pinda.

b) Korruste vahelagede monteeritavad elemendid paigaldatakse kohe pärast järjekordse korruse müüritööde lõppemist, ankurdades elementide otsad kohe müüritisesse. Vahelae peatalade ankrute vahekaugus ei või olla suurem kui 10-kordne seina paksus. Viimase korruse peatalade või sõrestikkude ankrute vahekaugus ei või ületada kuni 40 cm paksuste seinte korral 6,0 m; paksemate seinte korral — 15-kordset seina paksust. Talade ankrute vahekaugus ei või ületada 2,0 m.

c) Põikikivideta kergseintesse asetatakse peale sidemete seinte nurkades ja ristumiskohtades täiendavad metallpõiksidemed vahekaugustega kuni 1,5 m horisontaalsuunas

ning 0,5 m vertikaalsuunas. Täiendavate metall-põikside-mete asemel võib paigutada ka metallvõrgud vahekaugustega kuni 1,0 m vertikaalsuunas.

d) Hoone katuse kandekonstruktsioon ei tohi anda müüritisele horisontaaljõude.

Ülessulava müüritise normaalse vajumise kindlustamiseks tuleb rakendada järgmised abinõud:

a) Kõrguste erinevus külmutusmeetodil laotavate seinte üksikute vajumisvuukideta osade vahel ei või ületada 4,0 m. Kogu hoone või vajumisvuukidega piiratud hoone osa kohta on lubatud ainult üks kõrguste erinevus.

b) Täielikult vajunud seinte ja külmutusmeetodil laotavate seinte liitekohtadesse tuleb jätta vajumisvuugid.

c) Akna- ja ukseavad tuleb katta monteeritavate raudbetoonsillustega. Erandina lubatakse katta kuni 1,5 laiusi avasid ridasillustega tingimusel, et kasutatakse rippuvat raketist, mis eemaldatakse mitte varem kui 15 päeva pärast müüritise ülessulamist.

d) Seinte avadesse paigaldatud akna- ja uksepiitade kohale tuleb jätta vajumispilud. Pilu piida pealispinna ja müüritise vahel peab olema tellismüüritises vähemalt 5 mm ning korrapärase kujuga looduslikest kividest müüritises — 3 mm.

e) Kui talade tugiosade surve värskele müüritisele on liiga suur, siis asetatakse nende alla ajutised tugipostid. Postide toetumisel müüritisele peavad seejuures olema tarvitusele võetud abinõud müüritise ülekoormamise vältimiseks. Et võimaldada postide asendi reguleerimist vastavalt müüritise vajumisele, asetatakse postid kiiludele.

f) Sulamise perioodiks tuleb vahelagedelt eemaldada ajutised koormused (ehitusmaterjalid, inventar jm.).

g) Tuleb luua ajutised tugistused kaldtugede, sidemete ja tõmbitsate näol. Ajutised kindlustused paigaldatakse mitte harvemini kui 20-kordse seina paksuse tagant, seejuures mitte harvemini kui 10 m. Ajutise kindlustuse konstruktsioon ei tohi takistada müüritise loomulikku vajumist ega anda täiendavat koormust müüritise teistele osadele.

Vastavalt tehnilistele tingimustele [28] peavad külmutusmeetodil laotavate konstruktsioonide tööjoonised sisaldama järgmisi täiendavaid andmeid:

a) seinte maksimaalsed kõrgused, mida võib lubada seinte sulamise ja esialgse kivistumise perioodil;

b) juhised konstruktsioonide üksikute elementide ajutise kindlustamise kohta sulamisperioodil;

c) juhised konstruktsiooni elementide tugevdamise kohta hoone või ehitise püstitamisel, kui tugevdamine on vajalik konstruktsioonide sulamise staadiumi arvutuse kohaselt.

Kui talvetingimustes ehitamisel kasutatakse projekte, mis on koostatud suvistele tingimustele, siis tuleb tööjoonistele teha märkused mördi margi vastava tõstmise ja konstruktsioonide tugevdamise kohta. Tööjoonistes peab olema märkus konstruktsiooni kontrolli kohta püstitamisel talvetingimustes. Müüritööde teostamine projektide järgi, milles selline märkus puudub, on keelatud.

Külmutusmeetodil laotud müüritist tuleb sulamise perioodil hoolikalt jälgida ning rakendada konstruktsiooni püsivust tagavad abinõud. Ülekoormuse tundemärkide ilmnemisel müüritises (praod, ebaühtlased vajumised jne.) tuleb rakendada abinõud koormuste vähendamiseks — koormused taladelt kanda üle ajutistele postidele jne. Ülessulanud seinte või postide kõrvalekaldumisel vertikaalsuunast tuleb paigaldada kaldtoed, tõmbitsad jne. Tunduvate kõrvalekaldumiste korral tuleb element viia õigesse asendisse (näiteks pingutustrosside abil), see tuleb teha hiljemalt 5 päeva jooksul pärast müüritise ülessulamise algust.

Müüritööde teostamisel külmutusmeetodiga kasutatakse ehituspraktikas laialdaselt keemilisi külmakindlaid lisandeid mörtides. Selliste lisanditena kasutatakse kloorkaltsiumi 7%-list vesilahust, kloornaatriumi 5%-list vesilahust ja klooritud vett (erikaaluga 1,06 kuni 1,08). Lisandite mõjul alaneb mördi külmumistemperatuur ning suureneb kivide ja mördi vaheline nake, millega suureneb kogu müüritise monoliitsus. Keemiliste lisanditega mördid kivistuvad enne külmumist ainult osaliselt, seetõttu tuleb neid ülessulamisel ja hilisemal kivistumisel käsitleda nagu tavalisi külmutusmeetodil laotud müüritisi. Kuid eeltoodud lisandeil on ka teatud puudusi: mördile lisatud kloorkaltsium ja keedusool tekitavad müüritise välispindadele laike ja suurendavad tema hügroskoopsust; klooritud veel valmistatud mördid on kivistunult vähem tihedad ning seega

deformeeruvad surve all rohkem. Elu- ja tsiviilhoonete seinte ladumine klooritud vett sisaldavatel mörtidel on keelatud.

Looduslikest murtud kividest konstruktsioonide (vundamentide) ladumine külmutusmeetodil on keelatud; kuid kloorkaltsiumi või kloornaatriumi vesilahuse kasutamisel lubavad normid [7] laduda kuni kolmekorruseliste hoonete vundamente külmutusmeetodil sängpinnalistest looduslikest kividest. Müürimisel tuleb kasutada tsement- või segamörte margiga vähemalt 25. Tööde teostamisel peab vundament külgnema vahetult kaevikuga, või tuleb kaeviku ja vundamendi vahe täita sulanud pinnasega üheaegselt müüritöödega. Keldriseinte sisemine pind tuleb katta tellisvoodriga.

2. KUNSTLIK SOOJENDUS

Talvise müüritise kunstlik soojendus võib esineda põhimõtteliselt kahel viisil: kunstlik soojendus enne mördi külmumist või külmunud, vähekoormatud müüritise kunstlik soojendus. Rohkem on levinud viimane moodus.

Kunstliku soojenduse eesmärgiks on kergendada müüritise tööd ülessulamise perioodil. See meetod võimaldab suurendada konstruktsiooni üksikute elementide tugevust ja müüritise piirkõrgusi. Seejuures tuleb kunstlik soojendus teostada enne konstruktsiooni piirkõrguse saavutamist, samuti enne kevadise sulamisperioodi saabumist. Tavaliselt moodustatakse kunstlikuks soojenduseks konstruktsiooni olemasolevatest osadest soojak. Näiteks teostatakse mitmekorruselises hoones kunstlik soojendus korruste kaupa (ka üksikute, vajumisvuukidega piiratud sektsioonide kaupa).

Soojendamisel tuleb jälgida, et kõrgemal asuvate korruste koormus soojendatavale müüritisele ei ületaks müüritise lubatavaid tugevusi ja vajumisi (eriti mördi üleminekul külmunud olekust sulasse).

Korruse kaupa soojendamisel tuleb kõik avad välisseinas sulgeda (näiteks soojustatud kilpidega) ning vahelaed, mis piiravad soojendatavat korrust, katta soojapidava puistega, mattidega või kilpidega. Positiivse temperatuuri mõjul sulab siseseinte ja postide müüritis täielikult; välisseinte

müüritis sulab ainult sisemisest küljest. Välisseinte sulamise sügavus sõltub soojaku ja välisõhu temperatuuridest, seina paksusest ning positiivse temperatuuri kestusest soojakus. Talvise ehituse praktika on näidanud, et tavaliselt ei õnnestu saavutada soojakus kohe kõrget positiivset temperatuuri. Esimesel paaril päeval on soojaku temperatuur +3 kuni +5° C.

Välisseinte müüritise ülessulamise sügavus, olenevalt soojaku ja välisõhu temperatuuridest, välisseina paksusest ja positiivse temperatuuri kestusest, on toodud tabelis 83. Siseseinte ja sammaste ülessulamise orienteerivad tähtajad on toodud tabelis 84.

Tabel 83

Külmunud välisseinte sulamissügavus ühepoolsel soojendamisel

Õhu arvutuslik temperatuur °C		Müüritise sulamissügavus (% seina paksusest) seina paksusel											
		2 tellist				$2\frac{1}{2}$ tellist				3 tellist			
		soojenduse kestus päevades											
väli s	sise	5	10	15	28	5	10	15	28	5	10	15	28
−5	+5	20	25	30	35	15	25	30	35	15	20	25	35
−5	+15	50	60	65	70	40	55	60	70	35	50	55	70
−5	+25	65	75	80	80	55	70	75	80	50	65	70	80
−15	+5	—	—	—	—	—	5	5	5	5	5	10	10
−15	+15	30	30	35	35	25	30	35	35	25	30	35	35
−15	+25	40	45	45	45	35	45	50	50	45	45	50	50
−25	+5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
−25	+15	10	15	15	15	10	15	20	20	15	20	20	20
−25	+25	30	30	30	30	30	30	35	35	30	30	35	35

Müüritise sulatamine ühepoolse soojendusega on üldiselt vähe efektiivne; tema mõju avaldub peamiselt konstruktsiooni püsivuse suurenemises ning vajumiste vähenemises.

Müüritise soojendamisel jäävad üldiselt kehtima tingimused külmutusmeetodil laotud müüritiste kohta. Arvestada tuleb aga täiendavaid tingimusi, millest olulisemad on toodud allpool.

Tabel 84

Massiivsete tellisseinte täieliku ülessulamise kestus kahepoolsel soojendamisel konstantse temperatuuriga keskkonnas

Müüritise iseloom	Müüritise niiskus (kaaluline) %	Müüritise algtemperatuur °C	Temperatuur soojakus °C	Sulamise kestus päevades seina paksustel			
				1½ tellist	2 tellist	2½ tellist	3 tellist
Punane tellis rasketel mörtidel	6	—5	+5	4,5	7	—	—
	6	—5	+15	1,5	2,5	4	5,5
	6	—5	+25	1	1,5	2,5	2,5
Silikaattellis rasketel mörtidel	9	—5	+5	6	9	—	—
	9	—5	+15	2	3,5	5	8,5
	9	—5	+25	1,5	2	3	4

Ühepoolse soojendusega välisseinte arvutus tsentrilisele survele teostatakse nagu müüritisele mördi margiga 0. Seejuures lubavad normid [7] viia sisse tugevdusteguri ω, mis määratakse olenevalt seina sulamissügavusest ja mördi tugevusest seina sisemisel äärel (tabel 85).

Tabel 85

Tugevdustegur ω müüritise ühepoolsel soojendusel

Soojendatud mördi tugevus kg/cm² välisseina sisemisel äärel	Sulamise sügavus % seina paksusest		
	20—39	40—59	60 ja rohkem
2	1,00	1,05	1,20
4	1,00	1,05	1,20
10	1,05	1,10	1,30
15	1,10	1,20	1,50
25	1,15	1,40	1,70
50	1,20	1,60	1,90

Tabelis 85 toodud tugevdusteguri ω väärtused on kehtivad müüritistele, milles on kasutatud portlandtsemendist

mörte. Kui mörtides on kasutatud puzzolaan- või räbuportlandtsemente, siis võetakse tugevdusteguriks $\frac{\omega+1}{2}$.

Tabelis 85 lähteandmena toodud soojendatud mördi tugevused välisseina sisemisel äärel leitakse tabelist 86 vastavalt soojenduse temperatuurile ja kestusele.

Tabel 86

Tsement- ja segamörtide suhteline tugevus (%-des 15° C juures kivistuva mördi 28-päevasest tugevusest)

Müüritise vanus päeva	Kivistumistemperatuur °C									
	1	5	10	15	20	25	30	35	40	50
1	1	4	6	10	14	19	24	29	34	45
1,5	2	6	10	15	20	26	33	39	46	65
2	3	8	13	19	25	32	40	48	57	80
3	5	12	19	26	35	44	52	61	70	90
5	10	20	30	39	48	57	65	74	82	100
7	16	27	39	50	59	68	76	84	92	105
10	24	37	51	62	72	80	87	94	100	—
14	33	48	63	75	84	91	97	102	106	—
21	45	62	78	90	97	102	106	109	—	—
28	55	72	88	100	106	110	—	—	—	—

Ühepoolse soojendusega seina ekstsentrilisel survel lubatakse kivistunud ääre poole sama suurt ekstsentrilisust kui suvisel müüritisel. Sel juhul viiakse arvutus läbi nagu tsentrilisel survel, eeldades, et ekstsentrilisus kompenseeritakse elastse telje nihkumisega lõikes. Ekstsentrilisus ülessulamata ääre suunas ei või ületada 0,25 y.

Ühepoolse soojendusega seinte nõtketegur φ sulamisstaadiumis võetakse:

a) sulamissügavuse korral vähem kui 30% seina paksusest — nagu külmutusmeetodil laotud müüritises, mördi tugevusega sulamisstaadiumis;

b) sulamissügavuse korral rohkem kui 30% seina paksusest — nagu müüritises mördi keskmise redutseeritud tugevusega, arvestades soojendusel saavutatud tugevust.

3. MEETODID, KUS MÖRT ENNE KÜLMUMIST SAAVUTAB TEATUD ALGTUGEVUSE

Peale külmutusmeetodi kasutatakse ka teisi meetodeid, mis kindlustavad mördi teatud algtugevuse enne müüritise külmumist. Nende meetodite kasutamisel peab olema tagatud mördi algtugevus enne külmumist 20% projekteeritud tugevusest. Selle tugevuse säilitab mört ka sulamise staadiumis. Kui mört on saavutanud 20%-lise algtugevuse, siis ei kehti müüritisele eeltoodud kitsendused talviste müüritiste kohta.

Vaatleme lühidalt mõningaid sellesse gruppi kuuluvaid meetodeid.

Müüritööde teostamine soojakutes. Seda meetodit kasutatakse peamiselt allpool maapinda olevate konstruktsioonide ehitamisel (vundamendid, keldrikorruse seinad). Müüritööde maksumus soojakute kasutamisel on suurem kui teiste meetodite puhul, seetõttu kasutatakse seda meetodit ainult neil juhtudel, kui teised meetodid ei anna soovitud tulemusi. Soojaku kuju ja mõõted sõltuvad konstruktsiooni kujust. Otstarbekaim on soojakute moodustamine ümbertõstetavatest kilpidest. Soojaku kütmisviisi valikul tuleb arvestada, et positiivset temperatuuri peab olema võimalik luua soojaku kõikides tsoonides.

Müüritööde teostamisel soojakutes tuleb kasutada soojendatud kive (temperatuuriga vähemalt +5° C) ja mörte (vähemalt +10° C). Soojakutes kasutatava mördi mark peab olema vähemalt 25. Temperatuur soojakus 0,5 m kõrgusel vundamendi tallast peab olema vähemalt +5° C. Müüritise soojakus hoidmise kestus sõltub soojaku temperatuurist ja müüritise soovitavast tugevusest. Müüritise soojakus hoidmise kestus mördi tugevuse $0{,}2R_{28}$ saavutamiseks [29] on toodud tabelis 87.

Talvetingimustes võib soojakutes laduda ka murtud looduslikest kividest ja puttbetoonist müüritist. Mõlemal juhul tuleb kasutada soojendatud kive ja mörte või betooni. Puttbetoon tuleb hoida soojakus, kuni ta saavutab 50% projekteeritud tugevusest.

Müüritise aursoojendus. Seda meetodit kasutatakse vähe. Tema puuduseks on suur puidu kulu aurusärkidele.

Tabel 87

Müüritise soojakus hoidmise kestus (päevades)

Mördi mark	Õhutemperatuur soojakus °C			
	+5	+10	+15	+20
50—100	5	5	4	3
25	8	6	5	4

Meetodi kasutamisel rakendatakse peamiselt *A. A. Vatsuro* süsteemi kapillaarraketisi. Seinte ja sammaste ladumisel paigaldatakse raketise kilbid laotava elemendi kolmele küljele, ladumist teostatakse neljandalt. Kilbid neljandale küljele paigaldatakse müüritööde lõpul. Laotava müüritise külmumise vältimiseks müüri ladumise ajal juhitakse paigaldatud kilpide kapillaaridesse auru juba ladumise alustamisel. Põhiline soojendamine müüritise vajaliku tugevuse saavutamiseks toimub pärast ladumise lõpetamist ja neljanda kilbi paigaldamist.

Müüritise elektrisoojendus. Selle meetodi kasutamisel esineb kaks moodust: sisseasetatud küttekehade abil ja elektroodsoojendus.

Esimese mooduse puhul kasutatakse peamiselt *I. I. Bogotõrjovi* küttekehi. Need on õõnsad tellise suurused elemendid, millesse on paigutatud küttespiraal. Küttekehad paigaldatakse müüritisesse malekorras jäetud pesadesse. Pesade vahekaugus olgu seinas kuni 80 cm pikisuunas ja 6—7 kivirida vertikaalsuunas (3—4 küttekeha 1 m^2 seinapinna kohta); postide müüritises — 50 cm (umbes 8 küttekeha 1 m^3 müüritise kohta). Paigaldamisel täidetakse müüritise ja küttekeha vahelised vuugid savimördiga. Savimördi ülesandeks on soojuse ülekandmine ning küttekehade väljavõtmise hõlbustamine pärast soojenduse lõpetamist. Küttekehad ühendatakse järjestikku gruppi (umbes 10 küttekeha voolu pinge 220 V puhul) ning lülitatakse võrgu pingele.

Küttekehade kasutamine on vähem efektiivne kui elektroodsoojendus ning on soovitatav juhul, kui tuleb vähen-

dada müüritise vajumist, mitte aga tõsta tema tugevust sulamise staadiumis. Soojakadude vähendamiseks on soovitav konstruktsioon ajutiselt katta soojapidava materjaliga või kilpidega.

Elektroodmeetodi puhul paigutatakse müüritise horisontaalvuukidesse elektroodid, mis lülitatakse vooluahelasse, kusjuures takistuseks on müüritis (mört vuukides).

Seda meetodit rakendatakse tellismüüritise sula mördi soojendamiseks. Müüritise horisontaalvuukidesse asetatakse elektroodide grupid, kus üksikud elektroodid ∅ 6 mm terasvarrastest on paigaldatud teineteisega paralleelselt (seinaga risti). Elektroodide vahekaugus on 6—8 cm, nende harvem paigutus põhjustaks müüritise ebaühtlase soojenemise. Viimase grupi elektroodide peale tuleb paigaldada veel vähemalt kaks kivirida. Elektroodid asetatakse vuukidesse nii, et nende otsad ulatuksid müüritisest 4—5 cm välja. Elektroodide väljaulatuvad otsad ühendatakse vasktraadiga ∅ 1,5—2,5 mm ning lülitatakse sofiitide ja lülituskilbi kaudu vooluvõrku. Müüritise soojendust tuleb alata kohe peale müüritööde lõppemist haardealal. Müüritise külmumisel tõuseb tema elektriline takistus mitu korda ning soojendus võrguvooluga poleks enam teostatav. Soojenduse temperatuuri tuleb kontrollida perioodiliselt iga 2—3 tunni tagant; temperatuur ei tohi tõusta üle 60° C.

Külmunud müüritise soojendamiseks kasutatakse ka kombineeritud moodust, kus külmunud müüritise ülessulatamiseks kasutatakse küttekehi, edasi soojendatakse müüritist elektroodide abil.

SUURPLOKKEHITUSED

Kivikonstruktsioonid ei vasta kaasaegsetele ehitustööde teostamise põhimõtetele, kuna müüritis laotakse üksikutest väikestest kividest ehitusplatsil. Kaasaegse ehitustegevuse peasuund on üleminek industriaalsele ehitusviisile, mille peamiseks tunnuseks on monteeritavate ehitusdetailide ja toodete kasutamine ehitusplatsil. Ehitustööde industrialiseerimine ei ole mitte eesmärgiks omaette — ta võimaldab tõsta ehitustööde kvaliteeti, alandada nende maksumust ning lühendada ehituse kestust. Ehitustööde industrialiseerimist võimaldab ja dikteerib ehitajate valduses olev transpordi- ja tõstemehhanismide park. Transpordi- ja tõstemehhanismide võimsuse täielikuma kasutamise ja ehitustööde industrialiseerimise huvides ei saa rahulduda hoone sellise konstruktiivse skeemiga, kus sise- ja välisseinad tehakse müüritisena ning ainult sisemistes konstruktsioonides (vahelaed, trepid jne.) kasutatakse monteeritavaid elemente. Täielikult industriaalne on selline hoone konstruktiivne lahendus, kus ka hoone sise- ja välisseinad on monteeritavad. Sellele nõudele vastavad suurpaneel- ja suurplokkehitused. Suurpaneelehitused projekteeritakse ja ehitatakse raudbetoonkonstruktsioonide normide ja tehniliste tingimuste järgi; suurplokkehitused, olenemata plokkide materjalist, kivikonstruktsioonide normide ja tehniliste tingimuste järgi.

1. ÖKONOOMILISED KAALUTLUSED

Suurplokkehituse juures ehitustööde kvaliteet paraneb. Kvaliteedi tõus on tingitud eelkõige asjaolust, et ehitusplatsil kasutatavad detailid, sealhulgas ka suurplokid, valmistatakse tehastes. Detailide tootmine tehases tagab nende täpsemad mõõted ja laitmatu kvaliteedi.

Ehitustööde kestuse lühenemine suurplokkehitusel on vaieldamatu. Kõigepealt väheneb töömaht ehitusel — tavalise müüritöö asemel toimub ehitusplatsil plokkide montaaž. Tööde kestuse lühenemine sõltub monteeritavate plokkide gabariitidest: suuremate plokkide korral on töö kiirem. Peale selle paranevad suuremate gabariitide puhul ka plokkmüüritise tehnilised näitajad; tugevus, soojapidavus (väheneb läbipuhutavus) jne.; plokkidevaheliste vuukide arv väheneb.

B. M. Kolotilkini andmeil [34] oli 1954.—55. a. Moskva koolihoonete ehituse kestus nulltsüklist viimistlustöödeni tellishoonetel 115 päeva, suurplokkhoonetel — 50 päeva, nulltsüklist hoone valmimiseni vastavalt 162 ja 103 päeva. Võrreldud ehitustel kasutati viimistluseta plokke; täielikult viimistletud plokkide kasutamine võimaldab ehitus-montaaztööde kestust veelgi lühendada. Järgnevalt on antud võrdlevad tööjõu kulud 1 m² välisseina ehitamiseks (tabel 88) [34].

Tabel 88

Tööjõu kulu 1 m² välisseina ehitamiseks

Seina tüüp	Viimistlus	Tööjõu kulu	
		inim-päeva	%
2½ kivi paksune tellissein	Välisviimistlus — tellismüüritis puhta vuugiga, siseviimistlus — kuivkrohv	0,88	127
2 kivi paksune kärgtellissein		0,69	100
Räbubetoonplokkidest sein neljarealise jaotusega	Plokid viimistletud mõlemalt poolt	0,23	33
Räbubetoonplokkidest sein kaherealise jaotusega		0,11	16

Näeme, et tööjõu kulu suurplokkehitusel on tunduvalt väiksem tellisseintega hoone tööjõu kulust. Seega väheneb töötajate arv ehitusplatsil, mis on industriaalse ehitusmeetodi küllaltki oluline näitaja. Peale tööjõu kulu vähenemise

tõuseb suurplokkehitusel ka tööliste tootlikkus (ligikaudu 30—50%, võrreldes tellisseintega hoonetega).

Eeltoodu loob soodsad tingimused suurplokkehituse maksumuse alandamiseks, võrreldes tellisseintega ehitustega. Tööviljakuse tõus ja ehituse kestuse lühenemine võimaldavad alandada ehituse lisakulusid, mis on seotud ehitustööde kestusega ja tööviljakusega. Ehitustööde maksumuse alandamist soodustab ka kraanade ratsionaalne kasutamine ja nende ekspluatatsioonikulude vähenemine seoses ehitustööde lühenemisega. Eeltoodud faktoritele lisanduvad ehitusmaksumuse alanemine talviste tööde arvel, materjali vedudest koos peale- ja mahalaadimistöödega, kulutustest ehitusplatsi teenindamise arvel ning ehitusmaterjalide kokkuhoiust, kuna näiteks tellisseinte puhul esineb küllaltki suur telliste purunemine transpordil ning peale- ja mahalaadimisel.

Kõik see annab põhjust eeldada, et plokkehitusel on saavutatud kõik industriaalse ehituse põhitingimused, s. t. kvaliteedi tõus, ehituskestuse lühenemine ning ka ehitusmaksumuse alanemine. Kuid vaatamata kõigile soodsatele tingimustele on käesoleval ajal suurplokkehituse maksumus NSV Liidus suurem või äärmisel juhul lähedane tellisseintega hoonete maksumusele. See näib arusaamatuna ning põhjendamatuna. Olukord on tingitud asjaolust, et suurplokkide müügihind on väga kõrge, mille tulemusena on plokkidest seina ruutmeetri maksumus tunduvalt kõrgem tellisseina ruutmeetri maksumusest. Plokkide müügihind on kõrge eelkõige seetõttu, et puuduvad suured tehased plokkide tootmiseks. Seni toodetud plokid on valmistatud väikese võimsusega ettevõtetes või tsehhides, kus plokkide valmistamise tehnoloogia on välja kujunemata ning tööprotsessid suures enamuses mehhaniseerimata. Sellele lisanduvad tavaliselt suured lisakulud plokkide valmistamisel. Sellise ebanormaalse olukorra likvideerimiseks on asutud kogu NSV Liidus suurte plokke tootvate tehaste ehitamisele. Täiustatud tehnoloogiaga plokitehaste ekspluatatsiooni andmisega on võimalik plokkide maksumust tunduvalt alandada, mis viib ka suurplokkehituse maksumuse alanemisele.

2. SUURPLOKID

Suurplokkehituse efekt seisneb selles, et ehituse püstitamine industriaalmeetodil saavutatakse, kasutades plokkides mitmesuguseid kohalikke ehitusmaterjale, jättes defitsiitsed materjalid (tsement) konstruktsioonide jaoks, kus nende kasutamine on vältimatu. Alljärgnevalt on kirjeldatud enamkasutatavaid plokitüüpe.

TELLISPLOKID

Tellismüüritise ladumine ei vasta kaasaegsele industriaalse ehituse põhimõttele. Ent samal ajal areneb meil pidevalt tellisetööstus ning kasvab telliste tootmine. Siin esineb nagu teatud vastuolu, kuna suurem tellisetoodang hakkaks paratamatult pidurdama industriaalsete meetodite rakendamist ehitusplatsidel. See vastuolu on likvideeritav tellistest suurplokkide kasutamisega.

Tellisplokkides kasutatakse kõiki tellise liike ja mörte, mis vastavad kivikonstruktsioonide normidele. Plokkide konstruktsiooni valikul tuleb jälgida, et oleks tagatud kivimaterjalide ja mördi ökonoomia ja minimaalne tööjõu kulu plokkide valmistamisel, lähtudes kehtivast tellisplokkide nomenklatuurist [36]. Nende nõuete täitmisele avaldavad olulist mõju plokkide mõõted ja müüritise seotis.

Tellisplokkide mõõdete valikul esineb raskus ning teatud mõttes isegi vastuolu. Teatavasti on ehitusnormidega [1] kehtestatud moodulisüsteem ning kõik ehitised ja nende konstruktiivelemendid, näiteks monteeritavad raudbetoontooted, projekteeritakse kümnendmooduli (100 mm) alusel. Oleks otstarbekas, et ka tellisplokkide mõõted vastaksid kümnendmoodulile, millega oleks tagatud kõikide monteeritavate elementide ja plokkide unifitseerimise võimalus. Kuid tellise mõõted ei vasta kümnendmoodulile, seega nõuaks tellisplokkide valmistamine kümnendmoodulis suurel hulgal telliste raiumist. Selle vastuolu likvideerimiseks on põhimõtteliselt kaks võimalust:

a) toota tellisplokid nn. «tellismoodulis», kus plokkide mõõted on kordsed tellise mõõdetele koos vuukidega;

b) kasutada plokkides telliseid, mille mõõted vastaksid kümnendmoodulile.

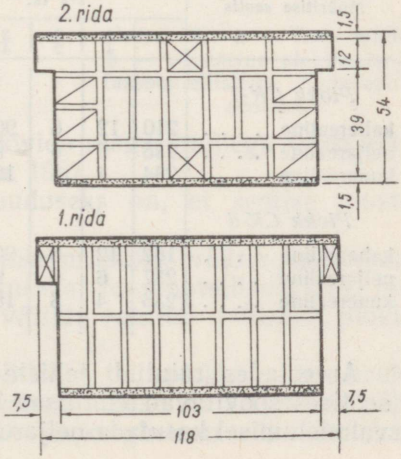
Viimast moodust kasutatakse Tšehhoslovakkia Vabariigis, kus tellisplokkide valmistamisel kasutatakse telliseid mõõdetega 29×14×6,5 cm.

Monteeritavate elementide unifitseerimise huvides on tellisplokkide nomenklatuur NSV Liidus kehtestatud, lähtudes kümnendmoodulist. Plokkide valmistamisel on suure hulga telliste raiumine vältimatu.

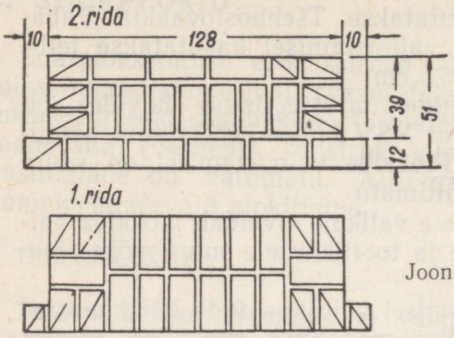
Lisaks plokkide mõõdete valikule avaldab plokkide valmistamise ökonoomsusele ja tootlikkusele suurt mõju plokkide müüriseotise valik.

Tellisplokkide valmistamisel võib kasutada kõiki seotisi, mida rakendatakse tavalise monoliitse müüritise juures. Seejuures peab aga $^3/_4$-, $^1/_2$- ja $^1/_4$-telliste arv plokis olema minimaalne. Mida vähem on raiutud telliseid, seda suurem on müürsepa tööviljakus ning seda väiksem on telliste kulu plokkidele.

Praktilise kasutamise esimesel perioodil valmistati tellisplokid plokkseotisega. Teatavasti tuleb aga plokkseotisega müüritise lõpetamisel kasutada $^3/_4$- või $^1/_2$-telliseid. Arvestades plokkide suhteliselt väikesi mõõteid on $^3/_4$- ja $^1/_2$-telliste arv sel juhul väga suur. Joonisel 98 on toodud Moskva projekteerimisorganisatsiooni САКБ poolt koostatud plokkseotises tellisploki konstruktsioon [37], joonisel 99 — «Kiievprojekti» katsetusi [38] kaherealise seotisega plokkide alal.



Joon. 98. Keldrikorruse seina plokk, laotud plokkseotises



Joon. 99. Välisseina plokk, laotud plokkseotises

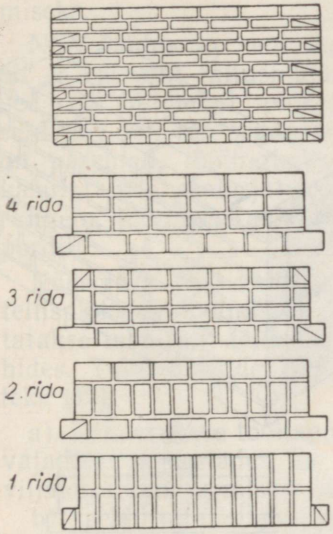
Tingituna plokkseotise eeltoodud puudusest valmistatakse käesoleval ajal plokke mitmerealise seotisega. Algul kasutati tellisplokkide valmistamisel kuuerealist seotist. Kuid osutus, et mõningail juhtudel on neljarealine seotis otstarbekam, mida tõestab näiteks «Kiievprojekti» tüüpprojektide seeria 424 plokkide analüüs [38] (tabel 89).

Tabel 89

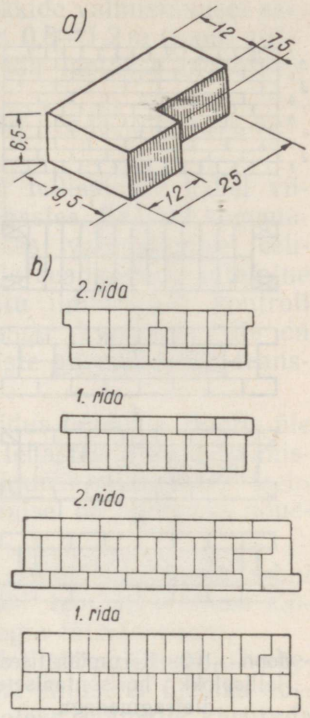
Telliste ja raiutud telliste hulk plokkides

Müüritise seotis	Telliste ja raiutud telliste hulk									
	arv tk.					% kogu hulgast				
	1	¼	½	¾	kokku	1	¼	½	¾	kokku
Plokk CK-1										
kaherealine	210	12	6	90	318	66	3,78	1,89	28,33	100
neljarealine	285	6	6	9	306	93,2	1,95	1,95	2,9	100
kuuerealine	284	4	8	10	306	92,82	1,3	2,61	3,27	100
Plokk CK-6										
kaherealine	162	12	6	90	270	60	4,44	2,22	33,39	100
neljarealine	237	6	6	9	258	92	2,25	2,25	3,50	100
kuuerealine	236	4	8	10	258	91,5	1,55	3,10	3,85	100

Arvestades raiutud telliste vähemat kulu neljarealises seotises soovitavad tehnilised tingimused [39] tellisplokkide valmistamisel kasutada neljarealist seotist: iga kolmas piki-



Joon. 100. Välisseina plokk, laotud neljarealises seotises



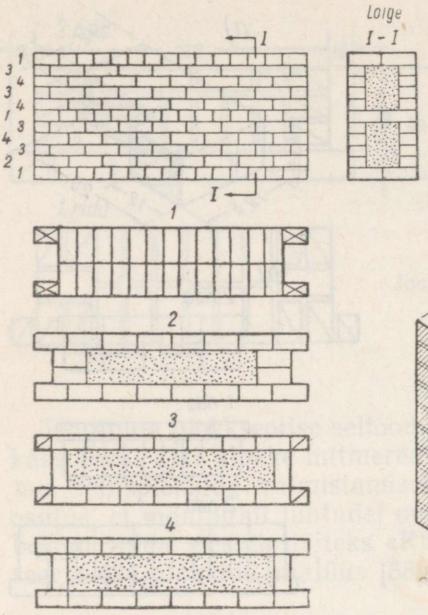
Joon. 101. *a* — fassoontellis; *b* — välisseina plokke, laotud fassoontellistega, kaherealises seotises

kivide rida seotakse põikikivide reaga, millega tuleb alata ka ploki alumist rida (joon. 100).

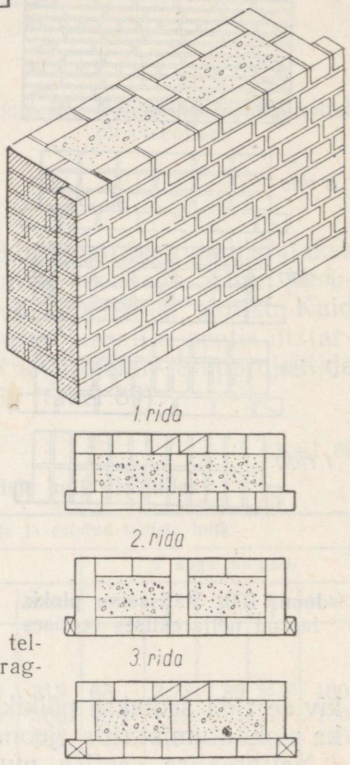
Neljarealise seotise puuduseks on, et seotise muster jätab soovida.

Tellisplokkide valmistamise praktikas väärib tähelepanu ukrainlaste ettepanek kasutada fassoontelliseid [38], millega osutub võimalikuks vältida raiutud telliseid plokkides (joonis 101).

Seni käsitlesime monoliitsete tellisplokkide konstruktsioone. Kuid tellisplokke valmistatakse ka kergseinte põhimõttel, kus täitematerjaliks on kergbetoon või täitekehad.



Joon. 102. Kergmüüritisest tellisplokk horisontaalsete diafragmadega



Joon. 103. Kergmüüritisest tellisplokk vertikaalsete diafragmadega

Plokke valmistatakse nii horisontaalsete kui ka vertikaalsete diafragmadega. Horisontaalsete diafragmadega 2 tellise paksustes plokkides asetatakse põikread ühte horisontaalpinda 3—5 rea tagant (joon. 102).

38 cm paksustes plokkides paigaldatakse põikikivide read kõrguse suunas vaheldumisi malekorras. Horisontaalsete diafragmadega plokid alatakse põikikivide reaga.

Vertikaalsete diafragmadega plokkide valmistamisel asetatakse diafragmad vahekaugusega 0,6—1,2 m (joon. 103). Selle plokitüübi alumised kaks rida laotakse monoliitse müüritisena.

Mõnikord armeeritakse tellisplokid nende tugevuse tõstmiseks.

NSV Liidus on seni valmistatud tellisplokke kahel viisil — vahetult ehitusplatsidel ja tehastes. Saadud kogemused on näidanud plokkide tehases valmistamise eeliseid [37, 40]: töö organiseerimine ja seadmete kasutamine on paremad, töötingimused ei sõltu ilmastikust, kontroll kasutatavate materjalide ja toodangu kvaliteedi üle on rangem, likvideeritakse kulud telliste purunemisest transpordil.

Käesoleval ajal valitseb NSV Liidus tendents minna üle tellisplokkide tootmisele põhiliselt tehastes. Plokid valmistatakse tavaliselt telliskivitehaste juures paiknevates tsehhides. Tellisplokkide tsehhide rajamisel on olulisteks nõueteks [40]:

a) tellisetehase toodang peab täielikult rahuldama tsehhi vajaduse, arvestades ka plokitsehhi toodangu tõusu tööviljakuse suurenemisest ja tehnoloogia täiustamisest;

b) tsehhi on otstarbekas rajada telliste põletusahju vahetusse lähedusse, et telliste transport ahjust ei ületaks normaalset väljaveo kaugust ning et oleks võimalik kasutada jahtuvate telliste soojust mördi kivistumise kiirendamiseks (eriti oluline talveperioodil).

Tsentraalse koha tehnoloogilises protsessis omab ladumisseade. Tellisplokkide valmistamise senise lühikese aja vältel on NSV Liidus loodud juba mitmesuguse konstruktsiooniga ladumisseadmeid ning neid täiustatakse pidevalt.

Põhiline operatsioon ploki ladumisel — telliste paigaldamine — toimub käsitsi. Ladumisseadme mehhanismid ja abiseadmed annavad tellised ja mördi müürsepa töökohale. Ladumisseade loob müürsepale tingimused, mis kergendavad tema tööd ja võimaldavad tunduvalt tõsta tööviljakust. Peale selle toimub ploki ladumine kogu aeg müürsepale optimaalsel kõrgusel. Peale ühe kihi ladumist laskub ploki alus 7,5 cm (tellise ja horisontaalvuugi paksus) võrra allapoole. Ladumisseadme mördikäru abil laotatakse ühtlane

mördikiht üle kogu laotud pinna, kusjuures mört täidab ka vertikaalvuugid; edasi paigaldatakse jällegi tellised jne. Plokkide vajalikud mõõted tagatakse ladumisseadme vormimissektsiooniga, mis on moodustatud külg- ja otsasein-test. Tellisploki mõõdete lubatud kõrvalekaldumised etteantuist on toodud tabelis 92 [28]. Ladumisseadmete juures jääb telliste ladumine käsitööks; selle ajal seade ei tööta. Uuemates seadistes laotakse tellised mitte otseselt vormimissektsiooni, vaid kahel pool ladumiskasti olevatesse kassettidesse. Kassetid liiguvad vaheldumisi kasti kohal ja paigaldavad tellised. Sellise seadise tootlikkus on kuni 16 000 tellist ööpäevas.

BETOONPLOKID

Betoon-suurplokke liigitatakse kasutatava materjali järgi:

tavalisest (raskest) betoonist — mahukaaluga üle 1800 kg/m³;

kerg- või mull- (vaht- ja gaas-) betoonist — mahukaaluga alla 1800 kg/m³.

Tavalisest betoonist plokid ei erine üldiselt betoontoodetest. Tavalisest betoonist valmistatakse peamiselt vundamentide ja keldrikorruse seinte plokke. Mullbetoonide valmistamine on põhimõtteliselt analoogiline käesoleva peatüki lõpul käsitletud Eesti NSV-s toodetavate kohalikest materjalidest vahtbetoonide valmistamisega. Seetõttu on järgnevalt käsitletud ainult kergbetoonplokke.

Kuna suurplokke kasutatakse ka hoonete välisseintes, siis püütakse plokkide mahukaalu vähendada: väiksem mahukaal tagab plokkide paremad soojustehnilised näitajad. Seega tuleb plokkide valmistamisel kasutada täitematerjale, mis kindlustavad betooni väikese mahukaalu. NSV Liidus kasutatakse kergbetoonplokkide valmistamisel peale looduslike täitematerjalide rohkesti ka kivisöe ja maakide räbusid.

Kergbetoonplokkide valmistamisel kasutatakse sideainena portlandtsementi, puzzolaan-portlandtsementi ja räbuportlandtsementi. Tsemendi kulu 1 m³ kergbetooni valmistamiseks on toodud tabelis 90 [41].

Tabel 90

Tsemendi kulu 1 m³ kergbetooni kohta suurte seinaplokkide valmistamisel

Täitematerjali nimetus	Tsemendi (mark 300) kulu 1 m³ kergbetooni kohta, kui ploki mark on		
	50	75	100
Poorne kõrgahjuräbu tükkides	140—170	180—200	210—250
Antratsiidi- või kivisöeräbu kihilisel põletamisel	160—190	200—250	260—290
Kivi- ja pruunsöeräbu kihilisel segapõletamisel . . .	180—220	230—280	—
Tuff	150—190	200—220	230—290
Pimss	170—210	220—270	—
Keramsiit	150—200	210—230	240—280

Kui kergbetooni valmistamisel kasutatakse tsementi, mille mark erineb tabelis 90 toodust, siis võetakse tsemendikulu parandusteguriga vastavalt tabelile 91.

Tabel 91

Tsemendikulu parandustegur olenevalt tsemendi margist

Tsemendi mark	Tsemendikulu parandustegur
200	1,25
250	1,15
300	1,00
400	0,85

Käesoleval ajal kasutatakse kergbetoonplokkide valmistamisel peamiselt kahte tehnoloogilist skeemi: betoonisegistitega ja -kolleritega. Esimene moodus on senini laialdaselt kasutusel; see on üle võetud betoontoodete valmistamise praktikast. Selle meetodi puuduseks on suur tsemendikulu, kuna pole kasutatud räbude aktiivseid omadusi ning tsemendi sideaineomadustest kasutatakse ära tegelikult vähem kui pool [42].

Kergbetoonide valmistamine kollerites annab tunduvalt suurema efekti. Kollermeetodi juures sõelutakse räbu kolme fraktsiooni: 5—10, 10—20 ja 20—40 (50) mm. Peenike puru jämedusega kuni 5 mm eraldatakse üldse, kuna selles fraktsioonis on palju betoonile kahjulikke osiseid. Fraktsioneeritud räbu doseeritakse koos tsemendi ja jahvatatud kustutamata lubjaga kollerisse, kus toimub intensiivne segamine ilma veeta 1—2 min. vältel. Esimesel segamisel saavutatakse üksikute komponentide hea läbisegamine ja sideaine osade tihe ühendus räbu peenendatud osadega. Sellele segule lisatakse nüüd minimaalne hulk vett ning segatakse täiendavalt 2—4 min. Saadud jäiga konsistentsiga massist vormitakse plokid. Kolleri kasutamine võimaldab kasutada ka räbude aktiivseid omadusi, millega tsemendi kulu plokkide valmistamisel väheneb umbes 2 korda, võrreldes tabelis 90 tooduga. Kuid kollermenetlusel valmistatud betooni mahukaal on suurem (tavaliselt mitte vähem kui 1650 kg/m^3), mis halvendab plokkide soojustehnilisi omadusi.

Vormimine peab tagama betoonplokkide täpsed mõõted. Tehniliste tingimustega [28] on lubatud betoonist suurplokkide mõõdete kõrvalekaldumised tabelis 92 toodud piirides.

Tabel 92

Suurplokkide mõõdete lubatud kõrvalekaldumised

Ploki liik	Kõrvalekaldumine mm			Ühe külje diagonaalide pikkuste vahe
	pikkuses	kõrguses	paksuses	
Betoonplokid	−10 +5	−10 +5	±5	15
Tellisplokid	±7	±5	±5	10

Täpsete mõõdetega plokkide saamiseks tuleb nende vormimisel kasutada jäiku metallvorme. Betoonplokke tootvais tehastes on vormide pargi probleem küllaltki oluline, kuna metallvormide soetamine nõuab märkimisväärseid kapitaalmahutusi ja hulga metalli. Plokkide seeriaviisilise tootmise praktika on aga tõestanud lisaks mõõdete täpsusele ka metallvormide majanduslikkust võrreldes puitvormidega.

Üheaegselt vormimisega toimub ka betooni tihendamine. Betooni tihendamine toimub viimasel ajal tavaliselt vibreerimise teel, mis võimaldab kasutada jäiku betoone, vesitsementteguriga 0,32—0,35. Kõige efektiivsem on plokkide tihendamine vibrolaual, millise moodusega *V. B. Elsinovski* [42] andmetel saavutatakse peale maksumuse vähenemise ka suurt aja säästu (tabel 93).

Tabel 93

Aja kulu kergbetoon-suurploki (paksusega 40—50 cm) tihendamisele

Tihendamise viis	Tööliste arv	Üldine aeg min.	Betooni paigaldamine
Käsitsi tampimine . . .	2	30	kahes kihis
Pindvibreerimine	2	15	kahes kihis
Vibrolaual	2	3	ühes kihis

Tehnilised tingimused [41] nõuavad, et vibrolaua gabariidid oleksid suuremad vormitava ploki vormi mõõdetest ning et vibrolauad tagaksid ühtlase võnkeamplituudi kõigis vormi osades.

Betoonplokkide vormimisele ja tihendamisele järgneb nende termiline töötlemine. Nagu teada, saavutab betoon normaalsetes tingimustes kivistudes kahe nädala jooksul umbes 70% projekteeritud tugevusest. Plokkide termiline töötlemine aurutuskambrites võimaldab sellist tugevust saavutada 24 tunni jooksul. Käesoleval ajal on termiline töötlemine aurutuskambrites plokkide kivistumise peamiseks mooduseks ning aurutusrežiimi valik seega üheks plokkide valmistamise põhiprobleemiks.

3. PROJEKTEERIMISE PÕHIMÕTTED JA KONSTRUKTIIVSED NÕUDED

Industriaalsete meetodite areng ehitustegevuses on seotud tehastes valmistatud detailide ja konstruktsioonide laialdase kasutamisega. Seetõttu peavad ehitiste ja tehaste toodangu mõõted olema omavahel seotud, mida saavuta-

takse ühtse moodulisüsteemi rakendamisega. Projekteerimine moodulisüsteemi alusel võimaldab vähendada tehastes toodetavate detailide ja konstruktsioonide tüüpide arvu ning neid omavahel asendada. NSV Liidus on ühtse moodulisüsteemi aluseks (mooduliks) 10 cm. Kuna ehitusdetailid ja konstruktsioonid paigaldatakse montaažil teineteise kõrvale vahedega, esinevad moodulisüsteemis järgmised mõõted [1]:

— nominaalsed,
— konstruktiivsed,
— tegelikud.

Nominaalseiks mõõteiks nimetatakse ehitise osade konstruktiivsete elementide ja toodete äärte tinglikke (nominaalseid) vahekaugusi ning hoonete ja ehitiste telgede vahekaugusi.

Konstruktiivseiks mõõteiks nimetatakse ehitise osade, konstruktiivsete elementide ning toodete projekteeritud mõõteid, eeldades, et mõõdetes ei esine mingeid kõrvalekaldumisi.

Tegelikud mõõted erinevad konstruktiivsetest mõõdetest lubatavate kõrvalekaldumiste võrra.

Konstruktiivsed mõõted peavad olema nominaalsetele võimalikult lähedased ning erinema neist ainult vaheliiduste laiuse võrra. Toodete juures näidatakse tavaliselt nende tegelikud mõõted, kuna projektide plaanilistes lahendustes ja montaažjoonistes näidatakse elementide nominaalmõõted.

Moodulisüsteemi eeliseid on tõestanud ka suurplokkehitiste projekteerimise ja teostamise senine praktika. Siinjuures tuleb mainida, et suurplokkehituse algperioodil kasutati plaanilisel lahendusel moodulvõrku 50×50 cm, mis pärines välisseinte plokkide paksusest 50 cm. Edasine suurplokkehitiste projekteerimise praktika tõestas, et otstarbekam on valida moodulvõrguks 40×40 cm, mis on käesoleval ajal kehtestatud ka suurplokkide tehnilistes tingimustes [39, 41].

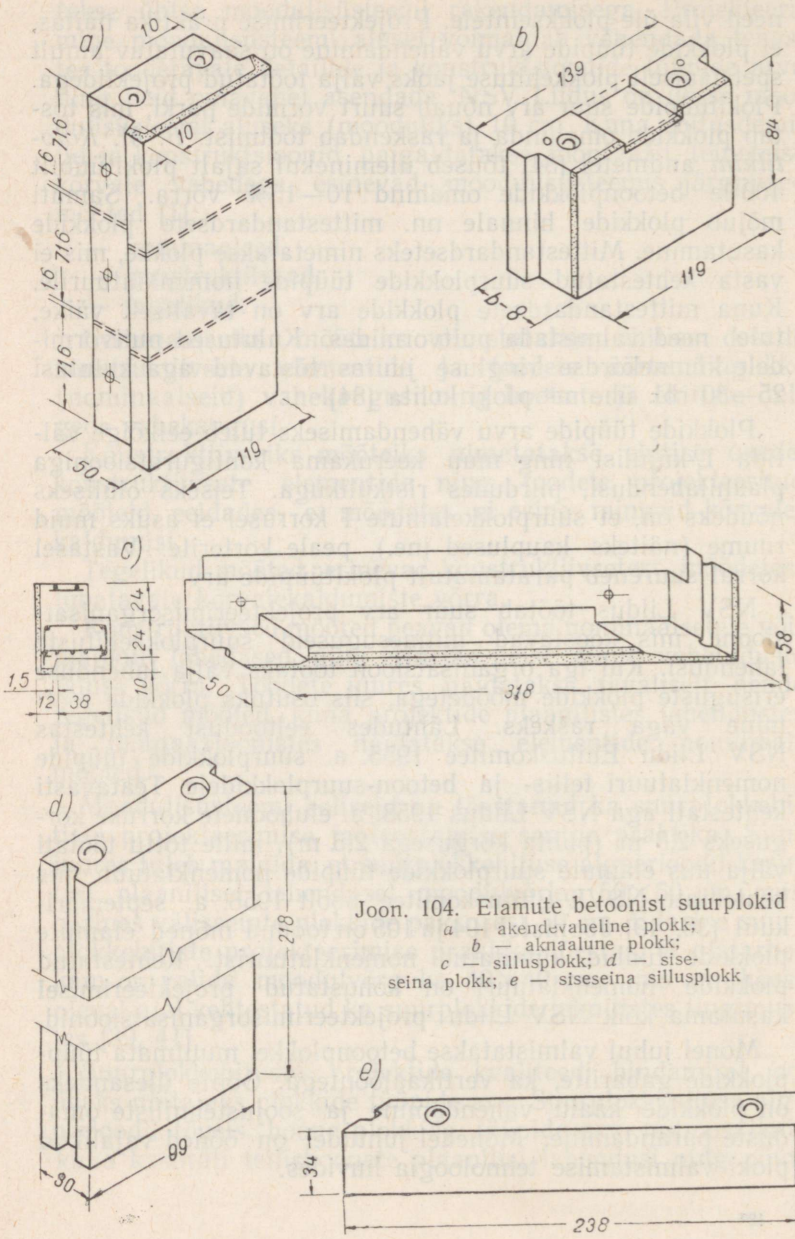
Suurplokkehituste projektide kvaliteedi hindamisel on üheks näitajaks plokkide tüüpide arv. Suurplokkehituse algperioodil tõusis hoone plokkide tüüpide arv mitmesajani, kuna kasutati tellishoonete plaanilisi lahendusi ning püüti

need viia üle plokkseintele. Projekteerimise praktika näitas, et plokkide tüüpide arvu vähendamine on saavutatav ainult spetsiaalselt plokkehituse jaoks välja töötatud projektidega. Plokitüüpide suur arv nõuab suurt vormide parki, mis tõstab plokkide omahinda ja raskendab tootmist. *B. M. Kolotilkini* andmetel [34] tõuseb üleminekul sajalt plokitüübilt 400-le betoonplokkide omahind 10—15% võrra. Samuti mõjub plokkide hinnale nn. mittestandardsete plokkide kasutamine. Mittestandardseteks nimetatakse plokke, mis ei vasta kehtestatud suurplokkide tüüpide nomenklatuurile. Kuna mittestandardsete plokkide arv on tavaliselt väike, tuleb need valmistada puitvormides. Kulutused puitvormidele kümnekordse ringluse juures tõstavad aga kulutusi 25—30 rbl. ühe m^3 ploki kohta [34].

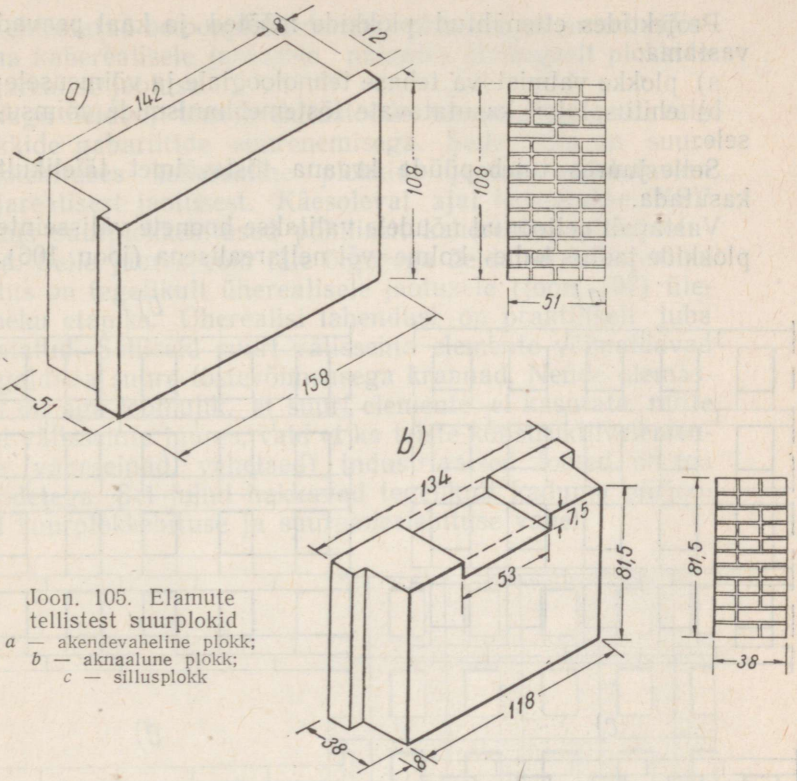
Plokkide tüüpide arvu vähendamiseks tuleb eelkõige vältida L-kujulisi ning muu keerukama konfiguratsiooniga plaanilahendusi, piirdudes ristkülikuga. Teiseks oluliseks nõudeks on, et suurplokkelamute I korrusel ei asuks muid ruume (näiteks kauplused jne.) peale korterite. Vastasel korral suureneb paratamatult plokitüüpide arv.

NSV Liidus töötab suur arv projekteerimisorganisatsioone, mis koostavad mitmesuguseid suurplokkehituste lahendusi. Kui iga organisatsioon töötaks välja lahenduse erisuguste plokkide mõõdetega, siis osutuks plokkide tootmine väga raskeks. Lähtudes eeltoodust kehtestas NSV Liidu Ehituskomitee 1955. a. suurplokkide tüüpide nomenklatuuri tellis- ja betoon-suurplokkidele. Teatavasti kehtestati aga NSV Liidus 1958. a. eluhoonete korruse kõrguseks 2,8 m (puhta kõrgusega 2,5 m), mille tõttu töötati välja uus elamute suurplokkide tüüpide nomenklatuur, mis kehtestati NSVL Ehituskomitee poolt 1958. a. septembrikuul [36, 43]. Joonistel 104 ja 105 on toodud mõned elamute plokkide tüübid kinnitatud nomenklatuurist. Kehtestatud plokkide nomenklatuuri on kohustatud projekteerimisel kasutama kõik NSV Liidu projekteerimisorganisatsioonid.

Mõnel juhul valmistatakse betoonplokke, muutmata tüüpplokkide gabariite, ka vertikaalõõntega. Õõnte ülesandeks on plokkide kaalu vähendamine ja soojustehniliste omaduste parandamine. Mõnedel juhtudel on õõned vajalikud ploki valmistamise tehnoloogia huvides.



Joon. 104. Elamute betoonist suurplokid
a — akendevaheline plokk;
b — aknaalune plokk;
c — sillusplokk; *d* — siseseina plokk; *e* — siseseina sillusplokk



Joon. 105. Elamute tellistest suurplokid
a — akendevaheline plokk;
b — aknaalune plokk;
c — sillusplokk

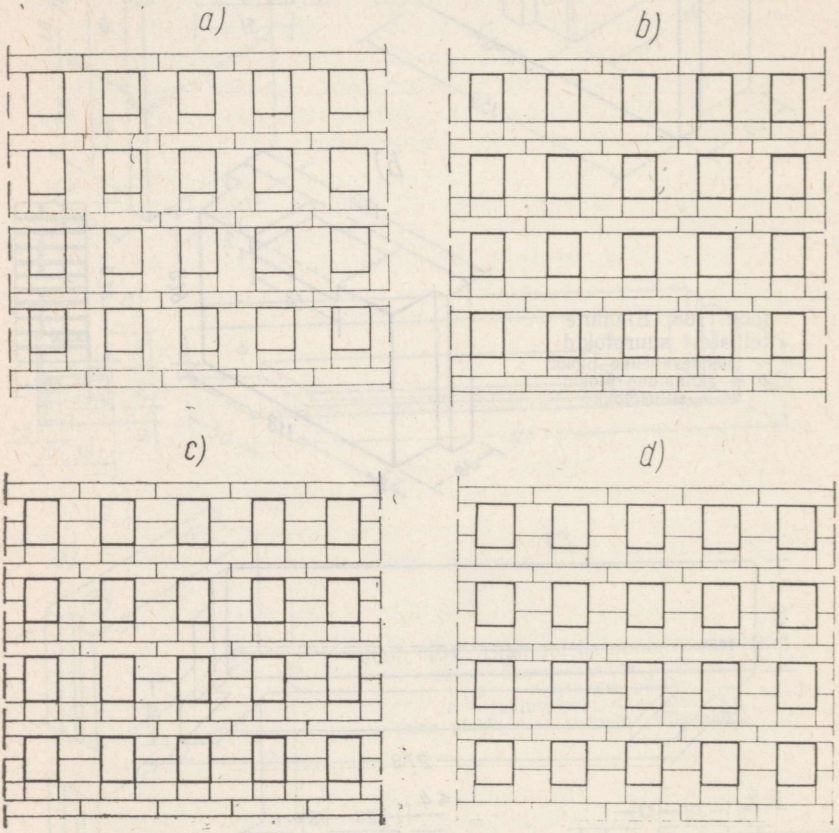
Projektides ettenähtud plokkide mõõted ja kaal peavad vastama:

a) plokke valmistava tehase tehnoloogiale ja võimsusele;

b) ehitusplatsil kasutatavate tõstemehhanismide võimsusele.

Selle juures tuleb püüda kraana tõstevõimet täielikult kasutada.

Vastavalt eeltoodud nõudele valitakse hoonete välisseinte plokkide jaotus kahe-, kolme- või neljarealisena (joon. 106).

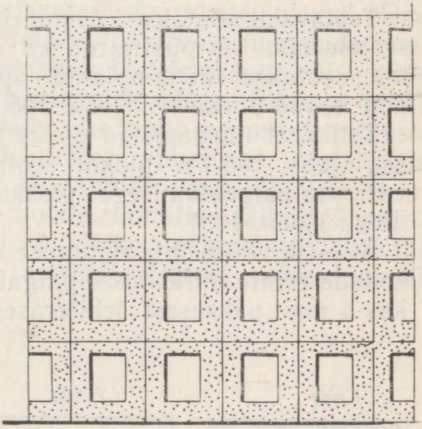


Joon. 106. Hoonete välisseinte plokkide jaotus

a — kahe realine; *b* — kolmerealine; *c* — neljarealine; *d* — kolmerealine, erikõrguste plokkidega

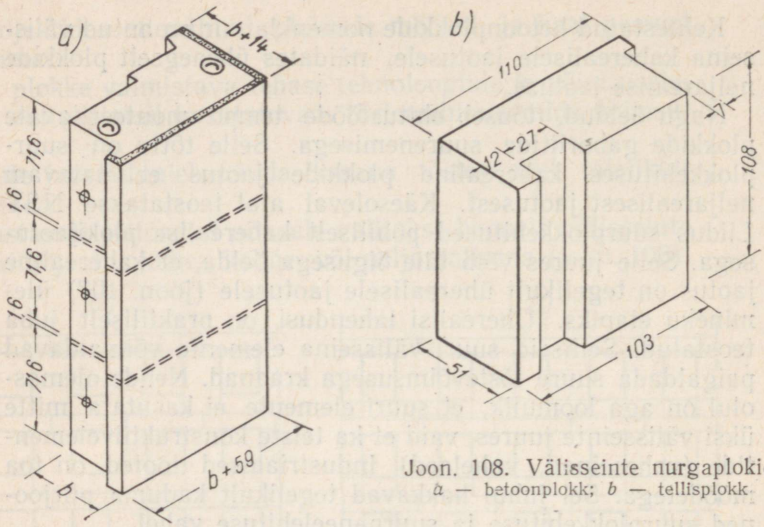
Kehtestatud betoonplokkide nomenklatuur on antud välisseina kaherealisele jaotusele, näidates üheaegselt plokkide neljarealise jaotuse.

Nagu öeldud, tõuseb ehitustööde tempo monteeritavate plokkide gabariitide suurenemisega. Selle tõttu on suurplokkehituses kaherealine plokkide jaotus eelistatavam neljarealisest jaotusest. Käesoleval ajal teostatakse NSV Liidus suurplokkehitused põhiliselt kaherealise plokijaotusega. Selle juures võib täie õigusega öelda, et kaherealine jaotus on tegelikult üherealisele jaotusele (joon. 107) ülemineku etapiks. Üherealisi lahendusi on praktiliselt juba teostatud. Selliseid suuri välisseina elemente võimaldavad paigaldada suure tõstevõimsusega kraanad. Nende olemasolul on aga loomulik, et suuri elemente ei kasutata mitte üksi välisseinte juures, vaid et ka teiste konstruktiivelementide (vaheseinad, vahelaed) industriaalsed tooted on toa mõõdetega. Sel juhul hakkavad tegelikult kaduma piirjooned suurplokkehituse ja suurpaneelehituse vahel.



Joon. 107. Hoone välisseina plokkide üherealine jaotus

Nagu mainitud, projekteeritakse ja ehitatakse suurplokkehitused kivikonstruktsioonide projekteerimise normide ja tehniliste tingimuste järgi. Lisaks konstruktiivsetele nõuetele kivikonstruktsioonide alalt püstitatakse suurplokkehitustele täiendavaid nõudeid, mis on tingitud suurplokkehituste omapärast. Allpool on toodud olulisemad nendest.

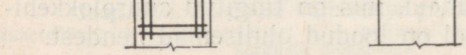


Joon. 108. Välisseinte nurgaplokid
a — betoonplokk; *b* — tellisplokk

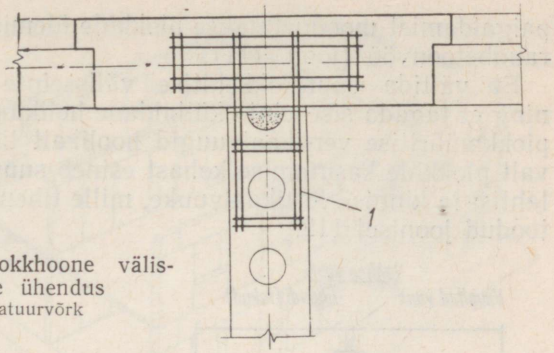
Teatavasti nõutakse kivimüüritises kivide seotist. Sarnane seotise nõue on püstitatud ka suurplokkmüüritisele. Näites seotakse betoonplokid spetsiaalsete nurgaplokkide abil hoone nurkades (joon. 108, *a*).

Tellistest nurgaplokid on ka nurgas ainult seina paksused (joon. 108, *b*), plokid seotakse täiendavalt armatuurvarraste paigaldamisega plokkmüüritise horisontaalvuukidesse (joon. 109).

Sise- ja välisseinte ristumise kohtadesse, samuti ka trepikodade seinte nurkadesse paigaldatakse T-kujulised ankrud kas 4 mm paksusest lehtterasest või 6 mm läbimõõduga



Joon. 109. Välisseina nurk tellis-suurplokkidest
1 — armatuurvõrk



Joon. 110. Suurplokkhoone välis- ja siseseinte ühendus
1 — armatuurvõrk

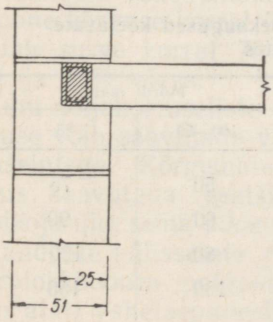
ümarterasest. Ankrud paigaldatakse sise- ja välisseinte ühes tasapinnas asuvasse horisontaalvuuki (joon. 110).

Sellised ankrud tuleb paigaldada vähemalt ühte horisontaalvuuki korruse kõrguse kohta.

Suurplokkehitiste püstitamisel ebaühtlastele pinnastele on hoone ruumilise jäikuse suurendamiseks soovitav ühendada omavahel kõik horisontaalseis ridades olevad elemendid (sillused, plokid). Betoonplokid võib ühendada metallvarraste keevituse teel plokkide tõstekonksude või spetsiaalsete sissebetoneeritud lisalappide külge. Piki- ja põikseinad on soovitav ühendada sel juhul samuti keevitusega.

Tellisplokkide korral, millel puuduvad tõstekonksud ning millesse metallist lisalappide paigaldamine on raskendatud, saavutatakse hoone ruumiline jäikus järgmiselt.

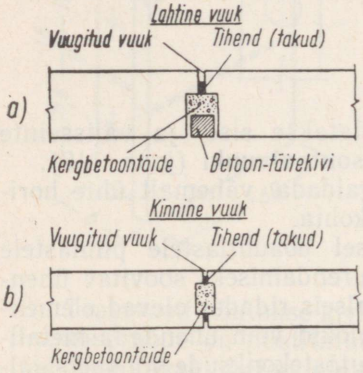
Silluserea plokkide väljalõike sügavuseks võetakse 25 cm (tavalise 13 cm asemel). Pärast vahelaepaneelide



Joon. 111. Raudbetoonvöö tellis-suurplokkidest hoone sillusplokkide ülemises pinnas

paigaldamist moodustatakse plokkide ülemises pinnas pidev raudbetoonvöö (joon. 111).

Et vältida suurplokkehitise välisseinte läbipuhutavust ning et tagada siseseinte küllaldane helikindlus, tuleb suurplokkmüüritise vertikaalvuugid hoolikalt tihendada. Olenevalt plokkide kasutamise kohast esineb suurplokkmüüritises lahtisi ja kinnisi vertikaalvuuke, mille tihendamise viisid on toodud joonisel 112.



Joon. 112. Suurplokkmüüritise vertikaalvuu kide tihendamine
a — lahtine vuuk; *b* — kinnine vuuk

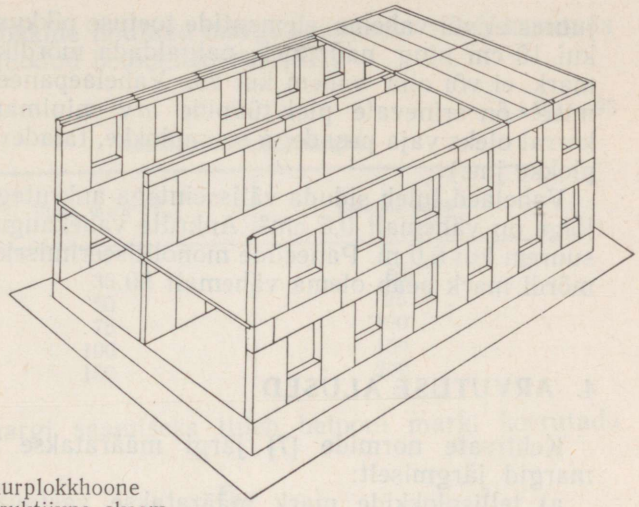
Betoon-suurplokkide lahtise vertikaalvuugi sisekülg kaetakse betoonist täitekiviga, mille mõõted vastavad lahtise vertikaalvuugi mõõdetele. Tellistest suurplokkide korral kaetakse lahtise vuugi sisekülg tavaliselt tellisega.

Temperatuurivuukide maksimaalsed vahekaugused suurplokkehitistes ei või ületada tabelis 94 toodud väärtusi.

Tabel 94

Temperatuurivuukide maksimaalsed vahekaugused köetavate suurplokkhoonete seintes

Talvine arvutuslik välistemperatuur °C	Mördi mark	
	100—50	25
alla −30	50	75
−21 kuni −30	60	90
−11 kuni −20	80	120
−11 ja kõrgem	100	150



Joon. 113. Suurplokkhoone põhiline konstruktiivne skeem

Suurplokkhoonete põhiliseks konstruktiivseks skeemiks on NSV Liidus kuni käesoleva ajani kandvad välisseinad koos kandva sisemise pikiseinaga (joon. 113).

Näiteks raudbetoonkarkassi kasutamine kandva pikiseina asemel toob *B. M. Kolotilkini* andmeil [34] kaasa suure terase ülekulu ning üldehitustööde kallinemise umbes 1—1,5% võrra.

Suurplokkehitiste ruumiline jäikus kindlustatakse põikseintega, mille vahekaugus ei või ületada 40 m. Põikseinte vahekaugust vähendatakse:

hoone kõrguse korral üle 20 m — 10% võrra,

tuule surve korral 70 kg/m² ja 100 kg/m² — vastavalt 10% ja 25% võrra.

Kuni neljakorruseliste (kaasa arvatud) hoonete ruumilise jäikuse võib saavutada vahelagedega, trepikoja seintega ja otsaseintega. Kõrgemate hoonete juures tuleb ruumiline jäikus saavutada sektsioonidevaheliste põikseintega või trepikoja ühe seina pikendamisega üle hoone laiuse.

Kandvate välisseinte ning kandva sisemise pikiseinaga suurplokkhoones paigaldatakse vahelae elemendid (peaaegu alati vahelaepaneelid) põiksuunas, (joon. 113). See-

juures ei või vahelae elementide toetuse pikkus olla vähem kui 10 cm ning nad tuleb paigaldada mördikihile. Mördi mark ei või olla vähem kui 25. Vahelaepaneelide kasutamisel on erinevate plokitüüpide arv minimaalne (talade korral oleks vaja pesadega seinaplokke, taladevahelisi täiteplokke jne.).

Vahelaed tuleb siduda välisseintega ankrutega, mille ristlõige on vähemalt 0,6 cm². Ankrute vahekaugus ei või olla suurem kui 6,0 m. Paneelide monolitiseerimiseks kasutatava mördi mark peab olema vähemalt 50.

4. ARVUTUSE ALUSED

Kehtivate normide [7] järgi määratakse suurplokkide margid järgmiselt:

a) tellisplokkide mark määratakse vastavalt müüritise normatiivsele survetugevusele tabeli 23 järgi olenevalt kasutatavate telliste ja mördi margist; kergseina konstruktsiooniga tellisplokkide mark määratakse mitmekihilise müüritise normatiivse survetugevusena;

b) betoonplokkide mark määratakse valemiga

$$R_{pl} = R^{н}_{пр} \frac{F_{нт}}{F_{бр}} \mu \qquad (10.1)$$

kus R_{pl} — betoonploki mark;

$R^{н}_{пр}$ — betooni normatiivne prismaline survetugevus (betoon- ja raudbetoonkonstruktsioonide projekteerimise normide järgi);

$F_{нт}$ — ploki netopind (õõnsusteta);

$F_{бр}$ — ploki brutopind;

μ — vähendustegur, mis sõltub plokkide valmistamise tehnoloogiast ja õõnte kujust ning mõõdetest; tegur määratakse plokkide proovimise teel. Andmete puudumisel on lubatud võtta

$$\mu = \frac{F_{нт}}{F_{бр}}$$

Betoonplokkide nõutava margi saamiseks tuleb kasutada tabelis 95 toodud betooni marke [41]:

Tabel 95

Betoonplokkide margid

Ploki mark R_{pl}	Betooni mark
35	50
50	75
75	100
100	150
150	200

Ploki margi saamiseks tuleb betooni marki korrutada teguriga

$$\frac{F_{бр}}{F_{нт}\,\mu}.$$

Tellisplokkidest müüritises kasutatav mördi mark peab olema ühe astme võrra kõrgem plokkides kasutatud mördi margist; betoonplokkidest müüritises (nulltsüklist kõrgemal) peab mördi mark olema vähemalt 25.

Suurplokkidest müüritise arvutuslik tugevus määratakse olenevalt suurplokkide ja montaažvuukides kasutatud mördi margist vastavalt tabelile 49.

Suurplokkmüüritise juures kehtivad kõik varemtoodud andmed kivimüüritiste elastsusomaduste, nõtketeguri ja saleduste piirväärtuste kohta. Betoonplokkidest müüritise (mördi mark 25) elastsustegur α võetakse [41]:

kergbetoonplokkide puhul $\alpha = 750$;

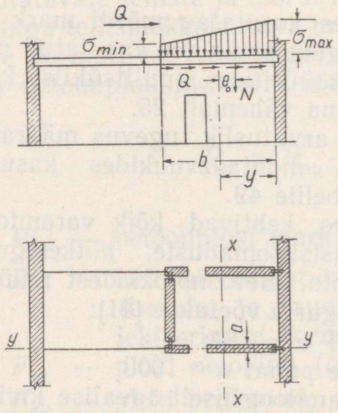
raskest betoonist plokkide puhul $\alpha = 1000$.

Nõtketegur määratakse analoogiliselt tavalise kivimüüritisega olenevalt redutseeritud saledustest β_{red} või λ_{red} vastavalt tabelile 32.

Suurplokkidest hoonete seinte arvutusel eeldatakse jäika konstruktiivset skeemi, mille juures vahelaed moodustavad seintele liikumatud toed. Seinte arvutus viiakse läbi analoogiliselt kiviseinte arvutusega, arvestades järgmisi märkusi.

Eespool oli mainitud, et suurplokkehitiste (analoogiliselt tavalisest müüritisest hoonetega) ruumiline jäikus kindlustatakse põikseintega ja trepikoja seintega, mida tuleb kontrollida nende tasapinnas mõjuvatele momentidele ja põikjõududele. Põikseinu käsitletakse kui pinnasesse kinnitatud konsoole ning arvutatakse ekstsentrilisele survele ja lõikele. Suurplokkehitises saavutatakse piki- ja põikseinte ühendus tavaliselt metallankrutega (joon. 110). Sel juhul, erinevalt kivimüüritise põikseinte arvutusest, loetakse töötavaks ainult põiksein ilma pikiseinteta. Ainult konstruktiivse ühenduse puhul — spetsiaalsed sideplokid, pesadega plokid, betoonist tüüblid jne., mis kindlustavad piki- ja põikseinte koostöö horisontaalkoormustele — loetakse pikiseinad töötavateks koos põikseintega nagu kivimüüritises.

Põikseinad (ilma pikiseinteta) arvutatakse arvutuslike koormustega kahe telje — *x-x* ja *y-y* — suhtes (joon. 114).



Joon. 114. Põikseinte arvutusskeem

Telje *y-y* tasapinnas arvutatakse vertikaaljõuga N ja tuule koormusest Q tekitatud momendiga

$$N \leqslant \frac{mm_{\kappa} RF}{1 + \frac{e_0}{b - y}} \qquad (10.2)$$

Telje x-x tasapinnas arvutatakse vertikaaljõuga N:

$$N \leqslant m m_к \varphi R F \qquad (10.3)$$

Neis valemeis:

N — arvutuslik pikijõud;
R — plokkmüüritise arvutuslik tugevus;
F — seina ristlõige (arvestades nõrgestust avadest);
e_0 — pikijõu N ekstsentrilisus ristlõike raskuskeskmest ($e_0 = \frac{M}{N}$; M — arvutuslik paindemoment horisontaaljõust Q);
b — põikseina pikkus;
y — ristlõike raskuskeskme kaugus ekstsentrilisuse poolsest seina äärest;
m — konstruktsiooni elemendi töötingimuste tegur (vt. III ptk.);
$m_к$ — plokkmüüritise töötingimuste tegur (vt. III ptk.);
φ — nõtketegur (vt. tabel 32).

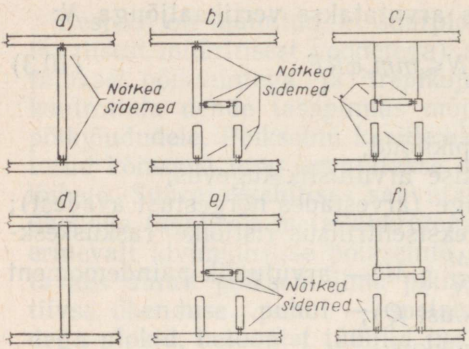
Suurplokkehitiste põikseinte arvutus põikjõududele horisontaalkoormusest Q teostatakse avaldise järgi:

$$Q \leqslant \frac{m m_к R_{ск} a b}{\mu} \qquad (10.4)$$

kus a — seina minimaalne paksus;
$R_{ск}$ — arvutuslik nihketugevus vastavalt avaldisele (7.17); juhul, kui suurplokkmüüritis on armeeritud — vastavalt avaldisele (7.19);
μ — tegur, mis oleneb piki- ja põikseinte seotisest (joon. 115); nõtkete sidemete puhul $\mu = 1{,}5$; konstruktiivsete sidemete puhul mõlema pikiseinaga $\mu = 1{,}15$; konstruktiivse sideme puhul ühe pikiseinaga $\mu = 1{,}35$.

Põikseintes olevad sillused arvutatakse nihkele ja paindele. Nihkejõud silluses määratakse avaldisega

$$T = \frac{\mu Q h}{b} \qquad (10.5)$$



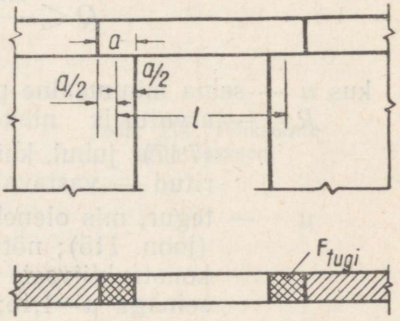
Joon. 115. Piki- ja põikseinte seotised

a, *b*, *c* — nõtked sidemed; *d*, *e* — konstruktiivsed sidemed; *f* — konstruktiivne side ühe pikiseinaga

kus h — korruse kõrgus;
μ — tegur — nagu valemis (10.4).
Moment silluses määratakse avaldisega

$$M = \frac{Tl}{2} \tag{10.6}$$

kus l — silluse arvutuslik ava (silluse tugipindade raskuskeskmete vahekaugus — joon. 116).



Joon. 116. Silluse arvutuslik ava

Tellistest sillusplokid arvutatakse armeeritud kivikonstruktsioonidena, kuna betoonist sillusplokid raudbetoonkonstruktsioonidena.

5. SUURPLOKKEHITUSED EESTI NSV-s

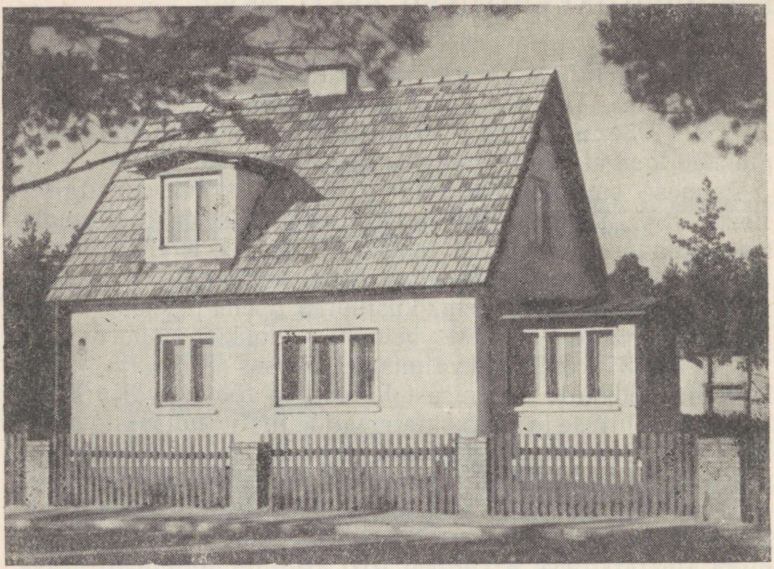
Suurplokkehitiste hoogne püstitamine algas Eesti NSV-s 1959. aastal. Perioodi suurplokkehituse algusest Eesti NSV-s (1954. a.) kuni 1959. aastani võib pidada suurplokkehituse ettevalmistavaks perioodiks vabariigis.

Esimese suurplokkehitusena püstitati 1954. a. sügisel Eesti NSV TA Ehituse ja Ehitusmaterjalide Instituudis koostatud projekti alusel tehase «Silikaat» territooriumile laohoone. Laohoone välisseina plokid valmistati vahtkukermiidist, paksusega 35 cm, kusjuures 5 cm paksuse väliskihina kasutati tavalist betooni. Plokkide suurus oli 124×118×35 cm ja nad valmistati tehases «Silikaat». Vahtkukermiitplokkide tootmise tehnoloogia töötati välja Eesti NSV TA Ehituse ja Ehitusmaterjalide Instituudis ning plokkide tootmine toimus instituudi töötajate vahetul osavõtul.

Esimesed positiivsed tulemused nii plokkide valmistamise kui ka montaaži alal innustasid järgmise objekti — A. Sommerlingi nim. sovhoosi karjalauda ehitamisele, mida alustati 1954. a. sügisel RPI «Põllumajandusprojekt» projekti järgi. Lauda välisseintes kasutati aurutuskambrites valmistatud vahtkukermiitplokke paksusega 40 cm, kusjuures 5 cm paksune väliskiht oli tavalisest betoonist. Selle ehituse juures jäid lauda välisseinad ilma katuseta kogu talveperioodiks, kusjuures ilmnes harilikust kukermiidist valmistatud vahtkukermiitplokkide vähene külmakindlus.

1954. a. lõpul alustas Tallinna Ehitustrust ühekorruselise elamu ehitamist instituudis «Ростсельпроект» koostatud projekti järgi. Siin kasutati välisseinte plokkide kaherealise jaotuse juures 40 cm paksusi tehases «Silikaat» valmistatud vahtkukermiitplokke.

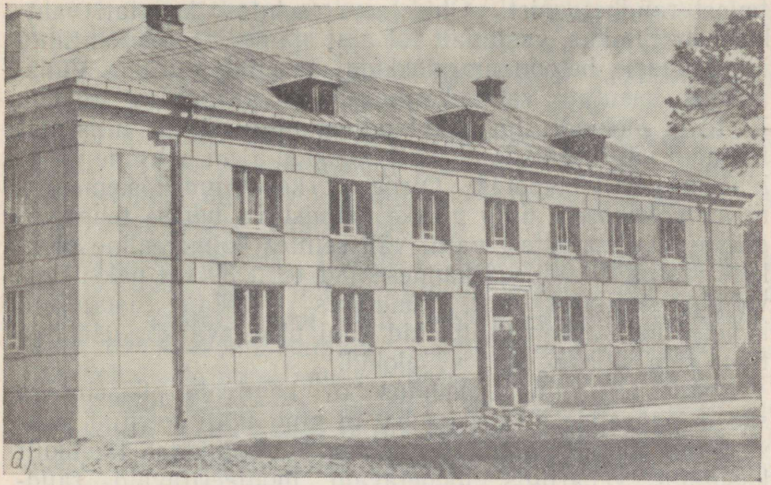
1955. a. algul püstitati Tallinnas talvetingimustes vahtsilikaltsiitplokkidest üheperekonnaelamu Katsetehases koostatud projekti järgi (joon. 117). Selle projekti koostamisel oli lähtealuseks elamu montaaž autokraanaga, seega oli elementide maksimaalne kaal 700 kg. Lähtudes sel ajal kehtinud individuaalelamute ruumide minimaalsest kõrgusest kujunes välisseinte plokkide neljarealise jaotuse juures plokkide kõrguseks 77 cm. Välisseina plokkide paksus oli 30 cm — 4 cm paksune vibreeritud silikaltsiidist väli-

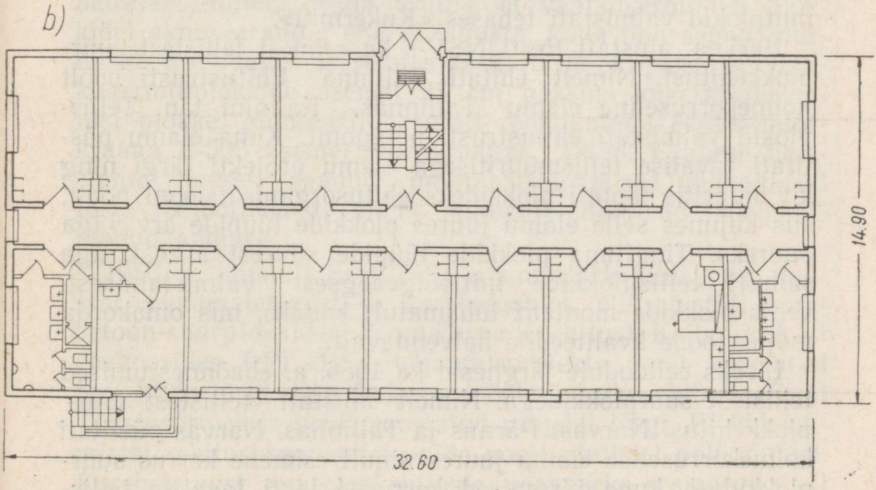


Joon. 117. Vahtsilikaltsiitplokkidest üheperekonnaelamu

kiht ning 26 cm paksune vahtsilikaltsiidi kiht mahukaaluga 0,9 t/m³. Selle elamu juures väärib tähelepanu veel asjaolu, et ka teistes kandvates elementides on kasutatud armeeritud silikaltsiit- ja vahtsilikaltsiitelemente. Nii näiteks on vahelaed armeeritud silikaltsiit- ja vahtsilikaltsiitpaneelidest pikkusega 360 cm, laiusega 80 cm ja paksusega vastavalt 16 ja 22 cm. Kandvad vaheseinad on moodustatud toa kõrgustest 16 cm paksustest armeeritud silikaltsiitpaneelidest laiusega 80 cm ja 160 cm (ukseavaga paneelid). Kõik silikaltsiidist ja vahtsilikaltsiidist elemendid toodeti Eesti NSV RMN Ehitusmaterjalide Tööstuse Valitsuse Katsetehases ning alates 1955. a. kujunesid nimetatud elamute elemendid tehase peamiseks toodanguks. Kui 1955. a. tootis Katsetehas elemente 15 elamu jaoks, siis 1956. a. toodeti elemente juba 55 elamu jaoks ning 1957. ja 1958. a. vastavalt 80 ja 90 elamu jaoks.

Eesti NSV suurplokkehituses oli sammuks edasi 1955. a. suvel Tallinna Ehitustrusti poolt alustatud 100 kohaga ühiselamu Männikule, mis püstitati RPI «Estonprojekt» poolt koostatud projekti järgi (joon. 118). Selle ühiselamu





Joon. 118. Ühiselamu vahtkukermiit-suurplokkidest
a — vaade; *b* — plaan

juures oli peaaegu täielikult rakendatud industriaalse ehituse põhimõtteid ning enamik hoone konstruktiivseist elementidest olid monteeritavad. Vundamendi talad ja keldrikorruse välis- ning siseseinad olid betoon- ja puttbetoonplokkidest; trepikäigud, podestid ja vahelaed — monteeritavast raudbetoonist. Ühiselamu seintes kasutati vahtkukermiitplokke, vastavalt tol ajal elamuehituses kehtinud üleliidulisele betoon-suurplokkide nomenklatuurile. Välisseintes kasutati vahtkukermiitplokke paksusega 40 cm. Et tõsta plokkide ilmastikukindlust ning vältida hilisemat fassaadi välisviimistlust, tehti plokkide 5 cm paksune väliskiht dekoratiivbetoonist. Olenevalt kasutatud tõstemehhanismi võimsusest ning plokke valmistava tehase tehnoloogilistest võimalustest valiti välisseintes kolmerealine plokkide jaotus. Sisemised kandeseinad tehti 39 cm paksustest vahtkukermiitplokkidest, kusjuures siseseinte jaotus oli kaherealine — vertikaalplokid kuni ukse ava kõrguseni ja teine rida silluse- ning vööplokid.

Hoone plaaniline lahendus — kandvate pikiseintega skeem paneelide pikkusega 6,0 m ning unifitseeritud sektsioonide telgede sammuga 3,60 m — võimaldas täielikult kasutada vabariigis toodetavaid monteeritavaid raudbetoonelemente. Ühiselamu seintes kasutatud vahtkukermiitplokid valmistati tehases «Kukermiit».

1955. a. alustati Eesti NSV-s ka esimest tellistest suurplokkehitust. Nimelt ehitati Tallinna Ehitustrusti poolt kolmekorruseline elamu Tallinnas, Kalinini tän. Tellisplokid valmistati ehitustrusti polügonil. Kuna elamu püstitati tavalise tellismüüritisega elamu projekti järgi ning kivimüüritis jaotati plokkideks ehitusorganisatsiooni poolt, siis kujunes selle elamu juures plokkide tüüpide arv väga suureks. Tingituna plokkide tüüpide suurest arvust, aga samuti tellisplokkide mitteõigeaegsest valmistamisest, venis plokkide montaaž lubamatult kauaks, mis omakorda mõjus tööde kvaliteedile halvendavalt.

Lisaks eeltoodule järgnesid ka 1956. a. ebaõnnestumised tellistest suurplokkidega. Nimelt alustati tellistest suurplokkehitusi Narvas, Pärnus ja Tallinnas. Narvas püstitati kolmekorruselise elamu juures ainult esimene korrus suurplokkidest, kuna järgmised korrused laoti tavalise tellis-

müüritisena. Plokkehitusest loobumise põhjuseks oli asjaolu, et ehitusorganisatsioon keeldus Aseri tehases toodetud suurplokkide vastuvõtmisest nende mõõdete suurte ebatäpsuste tõttu. Tellistest suurplokkehitus ebaõnnestus ka Pärnus, kus nähti ette neljakorruselise kooli ehitus. Pärnu tellisetehases valmistatud tellisplokkide halva kvaliteedi tõttu mindi ka siin üle tavalisele müüritisele.

1955. a. kasutas Tallinna Ehitustrust osaliselt tellisplokke ka 4-korruselise elamu ehitusel Endla tänaval.

Sellega piirduvad tellistest suurplokkehituse kogemused Eesti NSV-s. Ka käesoleval ajal pole tellistest suurplokkide valmistamise ja kasutamise kohta Eesti NSV ehitustegevuses selget perspektiivi.

Ebaõnnestumised tellistest suurplokkidega 1956. a. kompenseeriti aga teiste suurplokkehitustega. Nagu öeldud, püstitati mitmel pool Eesti NSV-s vahtsilikaltsiitplokkidest üheperekonnaelamuid. Vahtkukermiit-suurplokkidest 100-kohalisele ühiselamule järgnes nüüd teine 108 kohaga ühiselamu Männikule tehases «Kukermiit" valmistatud plokkidest. Selle juures võttis «Estonprojekt» arvesse esimese ühiselamu plokkide valmistamise ja montaaži kogemused. Näiteks valmistati nüüd välisseina plokid ilma aknaveeranditeta, kuna osutus, et vahtkukermiidist plokkidel aknaveerandid end ei õigusta, kuna nad sageli murdusid. Kandvates siseseintes kasutati 39 cm paksuste vahtkukermiitplokkide asemel 25 cm paksusi kukermiitbetoonist plokke. Montaažil kasutati roomikutega ekskavaatorkraana E-505 asemel tornkraanat T-128. Esimese ühiselamu juures saadud montaažikogemused võimaldasid tõsta töötootlikkust, mida kujukalt näitavad tabelis 96 toodud andmed.

1956. a. alustati Eesti NSV-s suurplokkehitusi ka uudsest seinamaterjalist — korebetoonist. Nii alustati korebetoon-suurplokkidest loomalautade ehitust Keila ja Ausi sovhoosides RPI «Põllumajandusprojekt» poolt koostatud projektide järgi ning Rakvere mööblivabriku ehitust «Eesti Tööstusprojekti» poolt koostatud projekti järgi. Plokid valmistati ehitusorganisatsioonide poolt ajutistel polügonidel. Korebetoonist suurplokkehituste peamiseks eesmärgiks oli

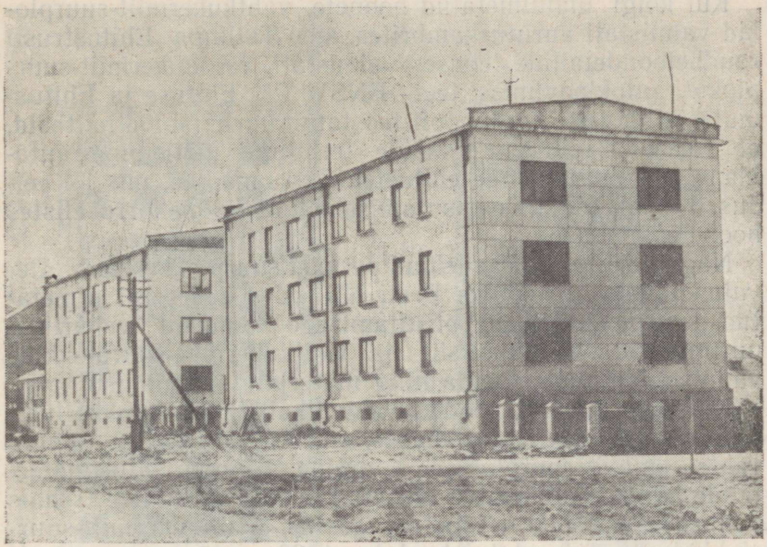
Tabel 96

Konstruktsioon	Mõõtühik	Tootlikkus montaažil ühe inimpäeva kohta mõõtühikutes	
		1955	1956
Hoone tervikuna	m^3	1,23	1,39
Vundamendid	m^3	1,72	1,87
Seinad	m^2	4,17	9,09
Vahelaed	m^2	18,18	21,84

anda suurplokkehituste püstitamise kogemusi Eesti NSV ehitajaile ka väljaspool Tallinna.

Materjalide kasutamise mõttes oli 1956. a. Eesti NSV suurplokkehituses senisest kõige laialdasem. 1956. a. kasutati vahtsilikaltsiidist, vahtkukermiidist, tellistest ja korebetoonist suurplokke. Alates 1957. a. kuni käesolevani on Eesti NSV suurplokkehituses kasutatud ainult vahtsilikalt-

Joon. 119. Vahtkukermiit-suurplokkidest elamud Männikul



Joon. 120. Vahtkukermiit-suurplokkidest elamud Tallinnas Pae tänaval

siidist ja vahtkukermiidist suurplokke. Vahtsilikaltsiidist suurplokke kasutati kuni 1959. aastani põhiliselt eelmainitud üheperekonnaelamute ehitamiseks. Vahtkukermiit-suurplokkehituste ala on aga aastatel 1957 ja 1958 laienenud. Nii püstitati Tallinna Ehitustrusti poolt 1957. ja 1958. a. Männikule lisaks olemasolevatele ühiselamutele veel kolmas, teistega analoogiline ühiselamu ning samade mõõdetega plokkidest 3 elamut (joon. 119). Elamud püstitati «Estonprojekti» projektide järgi; plokid valmistati tehases «Kukermiit».

1958. a. püstitas Tallinna Ehitustrust Tallinna Pae tänavale kaks kolmekorruselist elamut vahtkukermiit-suurplokkidest (joon. 120).

Sama aasta lõpul alustati veel kolmanda analoogilise elamu ehitust ning viidi see katuse alla. Elamud püstitati «Estonprojekti» projekti järgi; nende plokid valmistati Tallinna Ehitustrusti raudbetoondetailide tehases.

Kui kõigi ülalnimetatud hoonete vahtkukermiit-suurplokid valmistati aurutuskambrites, siis Tallinna Ehitustrusti raudbetoondetailide tehases valmistati vahtkukermiit-suurplokid autoklaavimise teel. ENSV TA Ehituse ja Ehitusmaterjalide Instituudi poolt teostatud uurimistööd näitasid, et vahtkukermiit-suurplokkide termiline töötlemine autoklaavides tõstab nende ehitustehnilisi omadusi, mis lõi eeldused nende plokkide kasutamiseks juba kolmekorruselistes hoonetes.

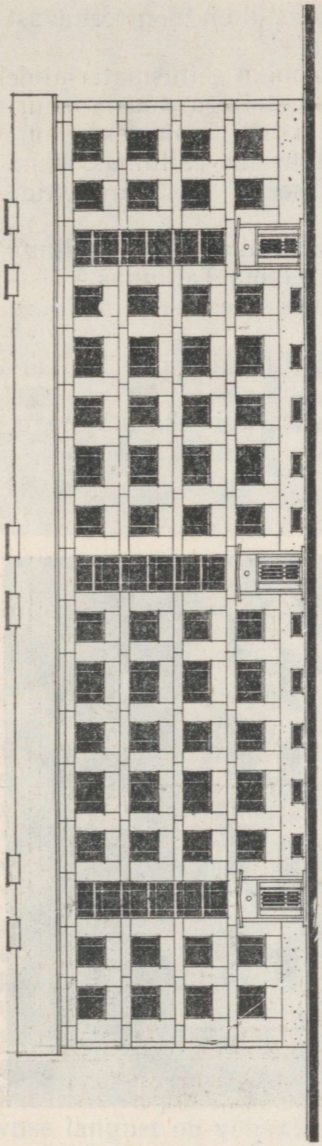
Nagu öeldud, oli vaadeldud periood suurplokkehituse ettevalmistavaks perioodiks Eesti NSV-s. Üheaegselt nimetatud suurplokkehituste püstitamisega toimusid vabariigis uurimistööd vahtsilikaltsiit- ja vahtkukermiit-suurplokkide valmistamise tehnoloogia ning materjalide omaduste alal.

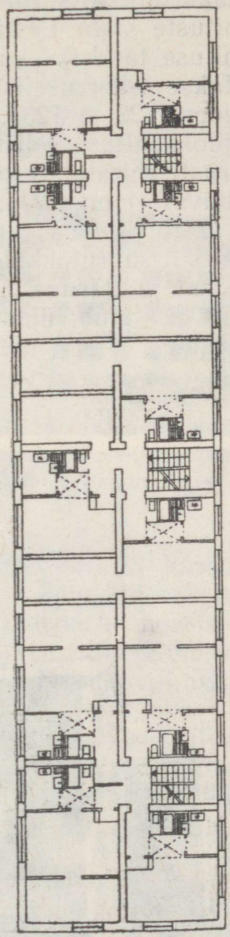
Kui kuni 1959. a. toodeti vahtsilikaltsiit-suurplokke väikese võimsusega Katsetehases, siis alates 1959. a. toimub vahtsilikaltsiit-suurplokkide tootmine Männiku ehitusmaterjalide kombinaadi juurde ehitatud silikaltsiittoodete tsehhis võimsusega 25000 m³ tooteid aastas. Vahtkukermiit-suurplokkide tootmine toimub alates 1960. a. lõpust peamiselt Ahtme põlevkivituhk-sideainete tehases, mille toodang täie tootmisvõimsuse saavutamisel on 100 000 m³ vahtkukermiitplokke aastas.

Sellise küllaltki tugeva suurplokkide tootmise baasi olemasolu nõudis tehnilise dokumentatsiooni koostamist suurplokkide kasutamiseks. Arvestades asjaolu, et vahtsilikaltsiidi ja autoklaavitud vahtkukermiidi ehitustehnilised omadused on enam-vähem ühesugused, tuli koostada sellised projektid, mis võimaldaksid kasutada nii vahtsilikaltsiitkui ka vahtkukermiit-suurplokke. Seda arvestades koostas RPI «Estonprojekt» väikekorteritega 2-, 3- ja 4-korruseliste vahtsilikaltsiit- ja vahtkukermiit-suurplokkidest elamute tüüpprojektide seeria (1-317) (joon. 121).

Elamute konstruktiivne skeem on kandvate välisseintega ja sisemise kandva pikiseinaga. Välisseinad on projekteeritud kaherealise jaotusega, paksusega 40 cm. Siseseinad on projekteeritud samuti 40 cm paksustena. Plokkide gabariidid on vahtsilikaltsiit- ja vahtkukermiitplokkidel ühesugused.

Elamute vundamendid ja keldrikorruse seinad on projekteeritud raudbetoontaldmikest ning õõnsustega betoonplok-





Joon. 121. 4-korruseline suurplokkelamu seeriast 1-317
Vaade ja plaan

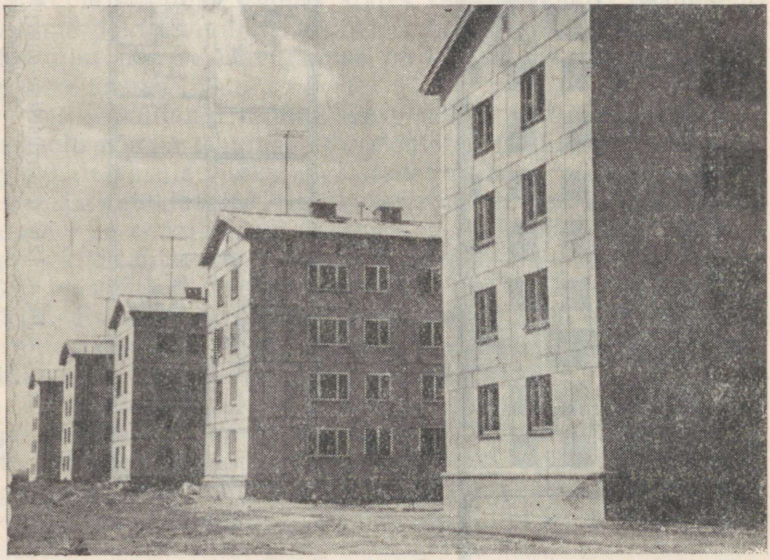
kidest. Vahelaed, trepikäigud ja podestid on monteeritavast raudbetoonist.

1959. a. anti ekspluatatsiooni Männiku ehitusmaterjalide kombinaadi silikaltsiittoodete tsehh; sellega tõusis suurplokkehituste maht Eesti NSV-s järsult. Peamiseks suurplokkehituse tandriks kujunes Pelgurand Tallinnas, kuhu püstitatakse 4-korruselisi elamuid seeria 1-317 projektide järgi (joon. 122 ja 123).

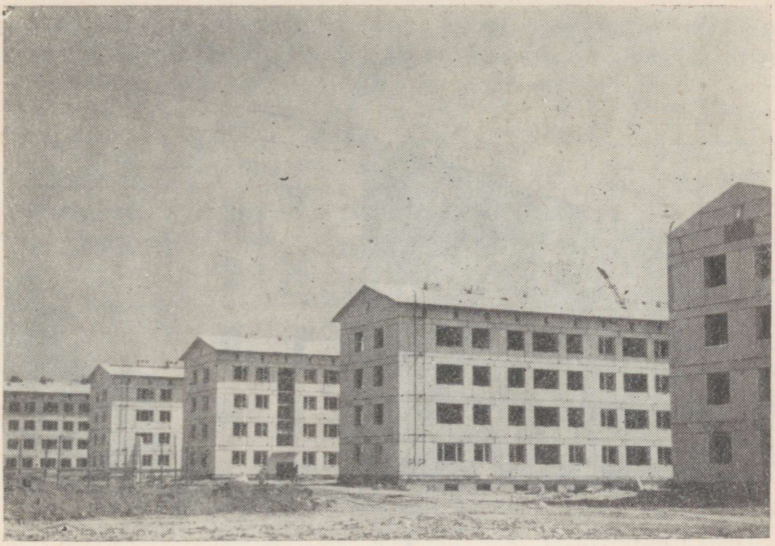
Suurplokkehituse eelistest andis kujuka näite Tallinna Ehitustrusti ehitatud 4-korruseline elamu Tallinnas Võistluse tänaval (joon. 124), mille ehituse kestuseks kujunes 2 kuud ja 20 päeva.

Silikaltsiit-suurplokkidest elamuid püstitatakse ka Tartus, Narvas ja Pärnus.

Lõpuks peatume lühidalt veel vabariigis kasutatavatel suurplokkidel.



Joon. 122. Esimesi suurplokkelamuid Pelguranna rajoonis



Joon. 123. Ehitatavad suurplokkelamud Pelgurannas

Põlevkivituhast suurplokke valmistatakse ja kasutatakse peamiselt kahel viisil: vahtkukermiitplokkidena hoonete välisseintes ja kukermiitbetoonplokkidena hoonete siseseintes. Vahtkukermiitplokkide valmistamise tehnoloogiline skeem on toodud joonisel 125 [44]. Nende valmistamisel kasutatakse toormaterjalidena tolmpõlevkivituhka, liiva ja vett ning vahtu. Käesoleval ajal kasutatakse Eesti NSV-s vahutekitajana peamiselt liim-kampoli vesilahust. Olenevalt valmistatava vahtkukermiidi mahukaalust võetakse sideaine ja liiva kaaluline suhe 1 : 0,5 kuni 1 : 1,2. Liiva lisamine ei tõsta alati vahtkukermiidi tugevust. Lisades tolmpõlevkivituhale liiva, mille eripind on 300—500 cm^2/g, väheneb vahtkukermiidi survetugevus umbes 2 korda, võrreldes liivata vahtkukermiidi survetugevusega. Vahtkukermiidile on aga liiva lisamine vajalik, kuna see vähendab mahukahanemist, plastilisi deformatsioone jne. Materjali tugevuse langust on võimalik vähendada peene liiva lisamisega. Selle tõttu on otstarbekas jahvatada tolmpõlev-

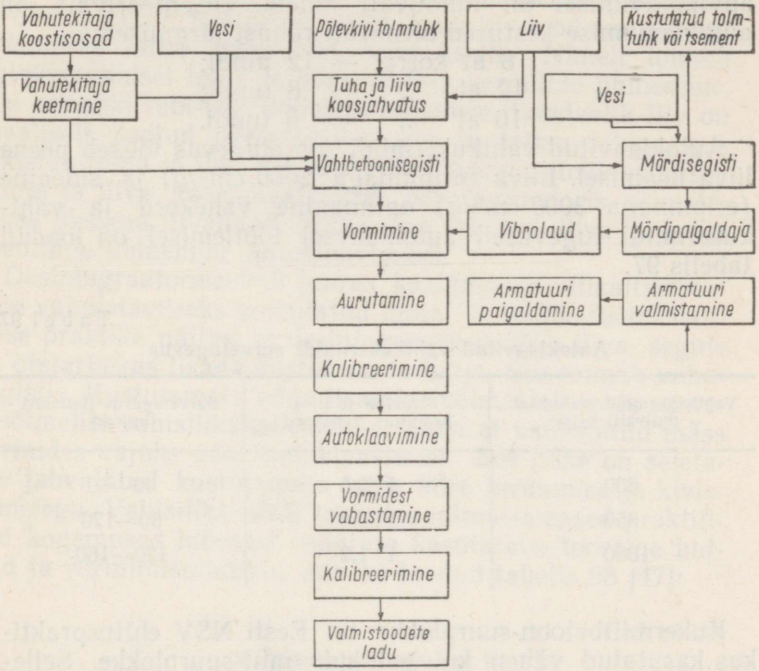
Joon. 124. Suurplokkelamu Tallinnas Võistluse tänaval

kivituhka koos liivaga — jahvatus peaks tagama sideaine eripinna orienteeruvalt 3000 cm^2/g ja liiva eripinna 2000 cm^2/g.

Optimaalseks vesi-sideaine teguriks tolmpõlevkivituha kasutamisel vahtkukermiidis on 0,28—0,32, kusjuures sideaine kaaluks on loetud kogu kuivaine kaal, s. t. tolmpõlevkivituha ja liiva kogukaal. Vesi-sideaine tegur suureneb jahvatuspeensuse suurenemise korral. Optimaalse vesi-sideaine teguri tähtsus seisneb mitte maksimaalse tugevuse saavutamises, vaid vahustatud toormassi otstarbekas konsistentsis, mis tagab vahttoodete normaalse valamise ja soovitava struktuuri. Optimaalne vesi-sideaine tegur kindlustab ka mördi ja vahu ühtlase segamise, millega saavutatakse õhumullide ühtlane jaotus vahtkukermiidis.

Vahtkukermiidi toormass valatakse vormidesse ning läheb termilisele töötlemisele (aurutamisele või autoklaavimisele). Eesti NSV-s kasutatakse vahtkukermiitplokkide aurutamist tehases «Kukermiit». Ehitatavas Ahtme põlevkivi-

tuhkplokkide tehases toimub plokkide töötlemine autoklaavimise teel. Termilise töötluse efektiivsuse mõttes tuleb eelistada autoklaavset töötlemist.



Joon. 125. Vahtkukermiit-suurplokkide valmistamise tehnoloogiline skeem

F. P. Kiviselja uurimused [44] näitasid, et 80° C juures aurutuskambris töödeldud vahtkukermiidi tugevus kasvab intensiivselt 40 tunni vältel — seega on aurutustsükli kestus ligikaudu 2 päeva. Madalamatel temperatuuridel aeglustub tugevuse kasv veelgi (näiteks 60° C juures üle 60 tunni). Aurutatud tolmpõlevkivituhast lisanditeta vahtkukermiidi (mahukaaluga $\gamma = 1000$ kg/m³) survetugevus on 100—150 kg/cm² ning tavalisest kukermiidist 50—100 kg/cm². Inertmaterjalide lisamisel aurutatud vaht-

kukermiidi tugevus langeb: loodusliku liiva lisamisel vahekorras 1 : 1 väheneb tugevus umbes kaks korda, jahvatatud liiva lisamisel on tugevuse langus tunduvalt väiksem.

Vahtkukermiit-suurplokkide termilise töötlemise kestus autoklaavimisel on tunduvalt lühem. Orienteerivalt on autoklaavimise kestused olenevalt rõhust järgmised:

8 at korral — 12 tundi;
12 at „ — 8 tundi;
16 at „ — 6 tundi.

Autoklaavitud vahtkukermiidi survetugevus tõuseb peene liiva lisamisel. Liiva (eripinnaga 2000 cm^2/g) ja sideaine (eripinnaga 3000 cm^2/g) optimaalne vahekord ja vahtkukermiidi tugevused autoklaavsel töötlemisel on toodud tabelis 97.

Tabel 97

Autoklaavitud vahtkukermiidi survetugevus

Vahtkukermiidi mahukaal γ (kuivalt) kg/m^3	Sideaine ja liiva kaaluline vahekord	Survetugevus (kuivalt) kg/cm^2
600	1 : 0,5	40—60
850	1 : 0,8	80—120
1000	1 : 1,2	120—160

Kukermiitbetoon-suurplokke on Eesti NSV ehituspraktikas kasutatud vähem kui vahtkukermiit-suurplokke. Sellealased uurimistööd [45] on näidanud, et tolmpõlevkivituhk-sideainete baasil on võimalik valmistada õõnsustega kukermiitbetoon-suurplokke. Nende kasutusala on kõigi eelduste kohaselt siiski ainult hoonete kandvates siseseintes. Nende kasutamine välisseintes pole otstarbekas, kuna isegi nelja rea pikiõõnte korral kujuneb ploki paksuseks soojustehnilistest nõuetest tingituna 50 cm.

Vahtsilikaltsiit-suurplokid. Kuni 1958. a. lõpuni toodeti Eesti NSV-s vahtsilikaltsiit-suurplokke ainult Katsetehases. Plokkide tootmine toimus desintegraatormeetodil [46]. Alates 1959. a. on peamiseks vahtsilikaltsiit-suurplokke tootvaks ettevõtteks Männiku ehitusmaterjalide kombinaat, kus samuti on rakendatud desintegraatormeetodit. Vahtsilikalt-

siit-suurplokkide valmistamisel on toormaterjalideks liiv, lubi, vaht ja vesi. Vahutekitajatena on seni kasutatud liimi ja kampoli vesilahust.

Teatavasti on betoontoodete sideaineks tsement; killustik ja liiv on ainult täitematerjaliks. Lubi-liiv-toodetes aga on sideaineks mitte ainult lubi, vaid ka liiv. Nimelt toimub autoklaavimisel lubja ja liiva (SiO_2) keemiline ühinemine, mis annabki lubi-liiv-toodetele tugevuse. Looduslik liiv on tavaliselt kaetud peeneteralise savi ja tolmu kihiga, mis takistab lubja ja liiva keemilist reaktsiooni autoklaavimisel. Lubja ja liiva koosjahvatamisel desintegraatoris purustatakse üksikud liivaterad, millega on tagatud liiva ja lubja keemiline ühinemine autoklaavimisel.

Desintegraatormeetodi juures kasutatakse silikaltsiittoodete valmistamiseks kustutatud lupja. Vahtsilikaltsiidi tootmise praktika näitas, et desintegreeritud lubja-liiva segule on otstarbekas lisada kustutamata lupja. See toimub vahusegistis. Kustutamata lubja lisamine võimaldab toota suuremõõtmelisi vahtsilikaltsiittooteid, ilma et vahustatud mass vormides vajuks enne autoklaavimist. See nähe on seletatav jahvatatud kustutamata lubja kiire tardumise ja kivistumisega. Vahtsilikaltsiidi tootmise mitmeaastased praktilised kogemused lubavad määrata kasutatava tooraine hulgad ja vormimisniiskuse, mis on toodud tabelis 98 [47]:

Tabel 98

Vahtsilikaltsiitsegud

Vahtsilikaltsiidi mahukaal kg/m³	Liiva eripind cm²/g	Kustutatud lubja hulk segus %	Kustutamata lubja hulk segus %	Vormimisniiskus %
600—800	1000—1200	4—5	13—15	40—46
800—1000	800—1000	4—5	11—13	36—40
1000—1200	600—800	4—5	10—11	32—36

Kasutada võib ka suurema eripinnaga liivasid, kui see on toodud tabelis 98. Väiksema eripinnaga liivade kasutamine pole aga soovitav, kuna siis toote tugevus langeb.

Kuna liiva ja lubja keemiline ühinemine toimub ainult kõrgetel temperatuuridel vee juuresolul, siis toodetakse

vahtsilikaltsiit-suurplokke ainult autoklaavimise teel. Teatavasti jaguneb autoklaavimise protsess kolme ossa: rõhu tõstmine, rõhu hoidmine ja rõhu alandamine. *J. Hint* soovitab [47] vahtsilikaltsiit-suurplokkide tootmisel kasutada tabelis 99 toodud autoklaavimisrežiime.

Tabel 99

Vahtsilikaltsiit-suurplokkide autoklaavimisrežiimid

Vibreeritud silikaltsiidist väliskihiga vahtsilikaltsiidist plokkide paksused cm	Autoklaavimise režiim tundides				
	rõhu tõstmine	rõhu alalhoidmine		rõhu alandamine	
		10 at	12 at	10 at	12 at
kuni 10	1	8	6	1	1,5
10—20	1	10	8	1,5	2,0
20—30	1	12	10	2,0	2,5
30—40	1	14	12	3,0	3,5

Tööstuslikes tingimustes valmistatud vahtsilikaltsiidi survetugevused olenevalt mahukaalust on orienteerivalt järgmised [48]:

Tabel 100

Vahtsilikaltsiidi survetugevus

Mahukaal kg/m³	800	900	1000	1100	1200
Survetugevus kg/cm²	50—60	60—70	80—90	100—110	110—120

Silikaltsiit-suurplokkide kasutamise kohta kehtivad samad märkused, mis on toodud kukermiitbetoon-suurplokkide kohta.

Korebetoon-suurplokid. Korebetoon (nimetatud varem ka jämepoorseks ehk liivata betooniks) erineb tavalisest betoonist peeneteralise täitematerjali — liiva — puudumisega. Seejuures kasutatakse korebetoonis enamvähem ühesuguse jämedusega killustikku, mis tagab suure hulga omavahel

ühendatud poore betoonis. Eesti NSV-s kasutati korebetoon-suurplokkide valmistamisel paekivikillustikku. Tugevuse seisukohast lähtudes on kõige otstarbekam kasutada killustikku jämedusega 20—40 mm. Suurte omavahel ühendatud pooride tõttu on niisugusel agregaadil valmistatud korebetooni soojustehnilised omadused halvemad. Juhul, kui soojustehniliste omaduste kõrval on oluline tähtsus ka tugevusel, siis on otstarbekam 5—20 mm jämedusega killustiku kasutamine [49].

Orienteeriv tsemendikulu 1 m³ kohalikust paekivikillustikust korebetooni kohta (optimaalse vesitsementteguri juures) on toodud tabelis 101[49].

Tabel 101

Tsemendikulu korebetoonile

Tsemendi ja killustiku liik	28 päeva vanuse korebetooni survetugevus kg/cm²				
	15	25	35	50	75
	Tsemendi kulu 1 m³ korebetooni kohta kg				
Tsement mark 400, killustik 10—20 mm	70	80	110	165	—
Tsement mark 400, killustik 5—20 mm	70	75	100	135	—
Tsement mark 500, killustik 10—20 mm	65	70	80	110	170

Nagu selgub tabelist 101, on otstarbekam kasutada korebetooni valmistamisel suure aktiivsusega tsementi. Võrdse tsemendikulu juures on tsemendi aktiivsuse suhe korebetooni vastavasse survetugevusse aktiivsema tsemendi puhul väiksem.

Tabelis 102 on toodud 10—20 mm jämedusega paekivikillustikust valmistatud korebetooni optimaalsed vesitsementtegurid sõltuvalt tsemendi hulgast [49].

Korebetoon-suurplokkide valmistamisel on vältimatu plokkide tihendamine vormides. Vormimisel ilma tihendamiseta osutub korebetooni survetugevus 10—20 mm jämeduse killustiku kasutamisel vaatamata suurele tsemendi-

Tabel 102

Korebetooni optimaalsed vesitsementtegurid

Tsemendi hulk kg/m³	70	80	100	120	140	170
Optimaalne vesitsementtegur	0,7	0,65	0,61	0,58	0,55	0,50

kulule (kuni 140 kg tsementi mark 400 1 m³ korebetooni kohta) väga väikeseks — 15 kuni 25 kg/cm².

Korebetoon-suurplokkide valmistamine suvistes tingimustes ei nõua termilist töötlemist ning nende kivistumise aeg on analoogiline betoontoodete kivistumise ajaga. Talvistes tingimustes, samuti suvel, kui on vaja kiiremat kivistumist, on vajalik korebetoon-suurplokkide termiline töötlemine. *S. A. Dokelini* andmetel [49] on otstarbekas korebetoon-suurplokkide termiline töötlemine aurutuskambrites 80° C juures tsükli kestusega 20 tundi.

Korebetoon-suurplokkide suhteliselt vähene kasutamine Eesti NSV ehituspraktikas on tingitud sellest, et korebetoon nõuab defitsiitse tsemendi kulutamist seinakonstruktsioonides.

Paekivist suurplokid. Eesti NSV ehituspraktikas (Kergetööstuse Tehnikumi hoone ja elamu Endla tänaval Tallinnas jne.) on kasutatud keldrikorruse seinte ehitamiseks ka paekivist suurplokke.

T. Randvee uurimused [50] on näidanud, et paekivist suurplokkide ehitustehnilised omadused (survetugevus, paindetugevus jne.) on paremad kui tavalisel paekivimüüritisel. Seejuures olenevad paekivist suurplokkide ehitustehnilised omadused plokkide valmistamise meetodist. Parimaid tulemusi on andnud plokkide valmistamine vibrotsementeerimise meetodil, mida seni on kasutatud betoneerimisel. Paekivist suurplokkide tootmine vibrotsementeerimise meetodil võib toimuda kolmel viisil olenevalt vibraatori tüübist: kihtide kaupa pindvibraatori abil, sisevibraatori abil või vibroplatvormi abil. Esimest viisi võib kasutada ainult sängpinnaliste kivide korral, kuna teist ja kolmandat viisi nii säng- kui ka murdpinnaliste kivide puhul.

Teatavasti tehakse Eesti NSV-s enamik hoonete vundamente ja keldrikorruse seinu monoliitsest paekivimüüritisest. Ehitustegevuse industrialiseerimise seisukohast lähtudes on otstarbekam teha vundamendid ja keldrikorruse seinad mitte monoliitse müüritisena, vaid paekivist suurplokkidest, et vähendada tööjõu kulu ehitusplatsil. See nõuab paekivist suurplokkide mehhaniseeritud tootmist, mida senini Eesti NSV-s pole organiseeritud. Senine paekivist suurplokkide pooltööstuslik tootmine on põhjustanud nende kõrge maksumuse, mis on käesoleval ajal peamiseks takistuseks nende laialdasele kasutusele tegelikus ehituspraktikas.

Seoses normide [1] osalise muutmisega tuleb tekstis lk. 77 toodud tabeli 40 asemel kasutada järgnevat tabelit.

Tuule surve kg/m²

Geograafiline rajoon	Kõrgus maapinnast m									
	kuni 10	20	21—30	31—40	41—50	51—60	61—70	71—80	81—90	91—100
I	30	40	45	50	55	60	64	68	70	72
II	55	70	75	84	92	95	98	104	108	112
III	80	100	106	120	130	136	142	148	154	158
IV	155	190	210	225	235	245	255	265	273	280

Märkus. Kõrguse puhul 10—20 m määratakse tuule surve lineaarse interpolatsiooni teel.

Üldistatud sisejõud

M — moment arvutuslikest koormustest;
$M^{н}$ — moment normatiivsetest koormustest;
N — normaaljõud arvutuslikest koormustest;
$N^{н}$ — normaaljõud normatiivsetest koormustest;
Q — põikjõud arvutuslikest koormustest;
$Q^{н}$ — põikjõud normatiivsetest koormustest.

Materjalide karakteristikad

E — müüritise elastsusmoodul;
E_0 — müüritise algelastsusmoodul;
$E_{окс}$ — komplekskonstruktsiooni redutseeritud elastsusmoodul;
$E_0^{н}$ — betooni normatiivne elastsusmoodul;
E_a — armatuuri elastsusmoodul;
ε — müüritise relatiivne deformatsioon;
$\varepsilon_{пр}$ — müüritise relatiivse deformatsiooni piirväärtus;
f — hõõrdetegur;
γ — müüritise mahukaal;
$R_к$ — müüritise arvutuslik survetugevus;
$R_к^{н}$ — müüritise normatiivne survetugevus;
R_a — armatuuri arvutuslik survetugevus;
$R_a^{н}$ — armatuuri normatiivne survetugevus;
$R_б$ — betooni arvutuslik survetugevus;
$R_б^{н}$ — betooni normatiivne survetugevus;
$R_и$ — müüritise arvutuslik survetugevus suure ekstsentrilisusega survel;
$R_и^{н}$ — müüritise normatiivne tugevus suure ekstsentrilisusega survel;
$R_р$ — müüritise arvutuslik tõmbetugevus;

$R^{н}_{р}$ — müüritise normatiivne tõmbetugevus;
$R_{ри}$ — müüritise arvutuslik tõmbetugevus paindel;
$R^{н}_{ри}$ — müüritise normatiivne tõmbetugevus paindel;
$R_{ср}$ — müüritise arvutuslik tugevus lõikel;
$R^{н}_{ср}$ — müüritise normatiivne tugevus lõikel;
$R_{см}$ — müüritise arvutuslik muljumistugevus;
$R^{н}_{см}$ — müüritise normatiivne muljumistugevus;
$R_{гл}$ — müüritise arvutuslik tugevus tõmbepeapingetele;
$R^{н}_{гл}$ — müüritise normatiivne tugevus tõmbepeapingetele;
R_{red} — mitmekihilise müüritise arvutuslik tugevus;
$R_{ак}$ — armeeritud müüritise arvutuslik survetugevus;
$R^{н}_{ак}$ — armeeritud müüritise normatiivne survetugevus;
$R_{аки}$ — põikarmatuuriga müüritise arvutuslik tugevus väikese ekstsentrilisusega survel;
$R^{н}_{аки}$ — põikarmatuuriga müüritise arvutuslik tugevus väikese ekstsentrilisusega survel;
$R^{н}_{кс}$ — komplekskonstruktsiooni redutseeritud normatiivne survetugevus.

Geomeetrilised suurused

a — armeeritud ristlõike tõmbearmatuuri F_a raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud äärest; täisnurkse ristlõike lühem külg;
a' — survearmatuuri F_a' raskuskeskme kaugus ristlõike rohkemsurutud äärest;
b — ristlõike laius;
$[\beta]$ — täisnurkse ristlõikega elemendi saleduse piirväärtus;
$[\beta]_{red}$ — täisnurkse ristlõikega elemendi redutseeritud saleduse piirväärtus;
e — välisjõu rakenduspunkti kaugus vähemsurutud või tõmmatud armatuuri F_a raskuskeskmest;
e' — välisjõu rakenduspunkti kaugus survearmatuuri F_a' raskuskeskmest;

e_0 — välisjõu rakenduspunkti kaugus elemendi ristlõike raskuskeskmest;
$e_{пр}$ — ekstsentrilisuse piirväärtus;
F — elemendi ristlõike pind;
$F_{бр}$ — elemendi ristlõike brutopind;
$F_{нт}$ — elemendi ristlõike netopind;
F_c — elemendi ristlõike survetsooni pind;
$F_{см}$ — muljumispind;
F_a — tõmbearmatuuri pind;
F_a' — survearmatuuri pind;
$F_б$ — betooni pind komplekskonstruktsioonides;
h — elemendi ristlõike kõrgus;
h_0 — armeeritud elemendi ristlõike kasulik kõrgus;
H — elemendi pikkus;
I — ristlõike inertsmoment tema raskuskeset läbiva telje suhtes;
l_0 — konstruktsiooni arvutuslik kõrgus;
λ_{red} — meelevaldse ristlõikega elemendi redutseeritud saledus;
p — müüritise armeerimise protsent;
p_{min} — minimaalne armeerimise protsent;
r — elemendi ristlõike inertsraadius;
S_0 — armeeritud ristlõike staatiline moment tõmmatud (või vähemsurutud) armatuuri F_a raskuskeskme suhtes;
S_c — ristlõike survetsooni pinna staatiline moment tõmmatud (või vähemsurutud) armatuuri F_a raskuskeskme suhtes;
S_a — survearmatuuri F_a' staatiline moment tõmmatud (või vähemsurutud) armatuuri F_a raskuskeskme suhtes;
S_0' — ristlõike staatiline moment survearmatuuri F_a' raskuskeskme suhtes;
S_a' — tõmbearmatuuri F_a staatiline moment survearmatuuri F_a' raskuskeskme suhtes;
S_{cN} — ristlõike survetsooni staatiline moment välisjõu N rakenduspunkti suhtes;

x — nulljoone kaugus ristlõike rohkemsurutud äärest;
y — ristlõike raskuskeskme kaugus rohkemsurutud äärest;
z — ristlõike survetsooni raskuskeskme kaugus tõmbearmatuuri F_a raskuskeskmest.

Koefitsiendid

α — müüritise elastsustegur;
α_a — armeeritud müüritise elastsustegur;
φ — nõtketegur;
$\varphi_и$ — nõtketegur ekstsentrilisel suure ekstsentrilisusega survel;
φ_c — nõtketegur, arvestades ainult ristlõike survetsooni pinda;
$\varphi_{кс}$ — komplekskonstruktsiooni nõtketegur;
k_a — armatuuri ühtlustegur;
$k_к$ — müüritise ühtlustegur;
m — konstruktsiooni elemendi töötamistingimuste tegur;
$m_к$ — müüritise töötingimuste tegur;
m_a — armatuuri töötingimuste tegur;
$m_б$ — betooni töötingimuste tegur;
$m_{тр}$ — müüritise töötingimuste tegur pragude arvutusel;
m_{kuk} — müüritise töötingimuste tegur kukermiitmörtide kasutamisel;
m_0 — mitmekihilise müüritise töötingimuste tegur, mis arvestab üksikute kihtide omavahelist sidet tsentrilisel survel;
$m_и$ — mitmekihilise müüritise töötingimuste tegur, mis arvestab üksikute kihtide omavahelist sidet ekstsentrilisel survel;
$m_к'$ — talvise müüritise täiendav töötingimuste tegur;
m_a' — armatuuri täiendav töötingimuste tegur talvises müüritises;
n — ülekoormustegur;
ω — tugevdustegur talvise müüritise arvutusel tsentrilisele survele ühepoolsel soojendusel.

1. Строительные нормы и правила. Часть I, II, IV. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.
2. *L. Jürgenson, E. Möls.* Mineraalsetest ehitusmaterjalidest Eesti NSV-s. RK «Teaduslik kirjandus», 1946.
3. *О. А. Маддисон, Ф. П. Кивисельг.* Строительные свойства известняков карьера Ласнамяэ. Рукопись, 1948.
4. *Р. П. Рейзман.* Использование местных известняков для строительства стен зданий в условиях Эстонской ССР. Рукопись, 1951.
5. *B. G. Skramtajev, N. A. Popov, N. A. Gerlivanov, G. G. Mudrov.* Ehitusmaterjalid. Eesti Riiklik Kirjastus, 1951.
6. *И. Т. Котов.* Прочность и устойчивость кирпичной кладки в ранних возрастях. Статья в сборнике «Исследования по каменным конструкциям». Стройиздат, 1949.
7. Нормы и технические условия проектирования каменных и армокаменных конструкций (НиТУ 120-55)
8. Juhised põlevkivituhk-sideainete kasutamiseks mörtides, betoonis ja raudbetoonis. Eesti Riiklik Kirjastus, 1955.
9. *С. А. Андреев.* Каменные конструкции. Издательство Минкомхоза РСФСР, 1948.
10. *С. А. Семенцов.* Каменные конструкции. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953.
11. Инструкция по назначению типов каменных стен при проектировании зданий (И 102-55)
12. *Л. И. Онищик.* Каменные конструкции. Стройиздат, 1939.
13. *М. Я. Пильдиш, С. В. Поляков.* Каменные и армокаменные конструкции зданий. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.
14. *И. И. Гольденблат.* Основные положения метода расчета строительных конструкций по расчетным предельным состояниям и нагрузкам. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.
15. *Х. Х. Ээсорг.* Определение несущей способности и деформативности кладок на кукермитовых растворах. Рукопись, 1957.
16. *В. А. Камейко.* Экспериментальное исследование армированных кирпичных столбов. Статья в сборнике «Исследования по каменным конструкциям», 1949.
17. *С. В. Поляков.* Каменные и армокаменные конструкции. Госстройиздат, 1957.
18. *С. А. Семенцов.* Расчет каменных и армокаменных конструкций по расчетным предельным состояниям. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.

19. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций (НиТУ 123-55).
20. Нормы и технические условия проектирования стальных конструкций (НиТУ 121-55).
21. *С. В. Поляков.* Определение усилий в несущих стенах и столбах кирпичных зданий. Статья в сборнике «Исследования по каменным конструкциям». Стройиздат, 1949.
22. Нормы и технические условия проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений (НиТУ 127-55).
23. *И. А. Рохлин.* Расчет керамических конструкций. Госстройиздат УССР, 1956.
24. Временные указания по проектированию и возведению конструкций из эффективной строительной керамики. Издательство Академии архитектуры Украинской ССР, 1954.
25. *А. А. Шеренцис.* Конструкции керамиковых перекрытий. Издательство Академии архитектуры СССР, 1947.
26. Инструкция по проектированию и возведению каменных сводов двоякой кривизны (И 133-56 МСПМХП).
27. *А. И. Рабинович.* Опытное исследование тонкостенных сводов двоякой кривизны. Статья в сборнике «Исследования по каменным конструкциям». Стройиздат 1949.
28. Ehitus- ja montaažtööde teostamise ja vastuvõtmise tehnilised tingimused. II jagu. Müüri- ja pottsepatööd. Eesti Riiklik Kirjastus, 1956.
29. Ehitustööd talvetingimustes. Eesti Riiklik Kirjastus, 1956.
30. *А. А. Шишкин.* Современная техника строительства каменных зданий в зимних условиях. Стандартгиз, 1950.
31. *А. А. Шишкин.* Зимняя каменная кладка. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1951.
32. *А. А. Шишкин.* Учет особенности зимней кладки при проектировании каменных конструкций жилых зданий. Академия строительства и архитектуры СССР, 1957.
33. Руководство по производству общестроительных работ в зимнее время. Министерство строительства предприятий металлургической и химической промышленности СССР, 1957.
34. *Б. М. Колотилькин.* Вопросы экономики крупноблочного строительства. Госстройиздат, 1956.
35. *В. В. Ельсиновский.* Строительство домов из крупных блоков. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953.
36. Индустриальные строительные изделия. Серия ИИ-03-06. Рабочие чертежи крупных стеновых блоков из кирпича. Центральный институт типовых проектов Государственного Комитета Совета Министров СССР по делам строительства, Москва, 1958.
37. *С. Козлов, В. Колосов.* Заводское изготовление крупных кирпичных блоков. Статья в сборнике «Крупные кирпичные блоки», Московский рабочий, 1955.
38. *М. И. Медведьев.* Жилые дома из кирпичных блоков. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре УССР. Киев, 1957.

39. Временные технические условия на производство и применение крупных стеновых кирпичных блоков (ТУ 107-55).
40. *O. Vahelaid, H. Ivand.* Suurplokid tellistest. Eesti Riiklik Kirjastus, 1956.
41. Технические условия на производство и применение крупных стеновых бетонных блоков (ТУ 106-55).
42. *В. В. Ельсиновский.* Производство крупных стенных блоков. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956.
43. Индустриальные строительные изделия. Серия ИИ-03-05. Рабочие чертежи крупных стеновых легкобетонных блоков. Центральный институт типовых проектов Государственного Комитета Совета Министров СССР по делам строительства. Москва, 1958.
44. *Ф. П. Кивисельг.* Исследование технологии и свойств сланцезольного пенобетона. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Рукопись, 1958.
45. *О. А. Маддисон, Э. Г. Оямаа, В. А. Рейман.* Автоклавный сланцезольный мелкозернистый бетон. Научно-технический отчет. Институт строительства и строительных материалов АН ЭССР. Таллин, 1957.
46. *И. А. Хинт.* Дезинтеграторный способ изготовления силикатных и силикальцитных изделий. Эстонское государственное издательство, 1952.
47. *И. А. Хинт, В. А. Кузминов.* Производство силикальцита и его применение в жилищном строительстве. Научно-технический Комитет Совета Министров Эстонской ССР. Таллин, 1958.
48. *В. К. Райдна.* Исследование вопроса о применении силикатных и пеносиликатных изделий в малоэтажном строительстве Эстонской ССР. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Рукопись, 1955.
49. *С. А. Докелин.* Стеновые конструкции из крупнопористого бетона в условиях Эстонской ССР. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Рукопись, 1955.
50. *T. Randvee.* Paekivist suurplokid. Eesti NSV Ministrite Nõukogu Riiklik Teaduslik-Tehniline Komitee. Tallinn, 1958.
51. Справочник по гражданскому строительству. Государственное издательство технической литературы УССР. Киев 1958.
52. *П. Л. Пастернак.* Комплексные конструкции. Стройвоенмориздат, 1948.

Eessõna 3

I peatükk. **Materjalid** 5
1. Kivimaterjalid 5
Tehiskivid 7
Looduslikud kivid 15
2. Mõrdid 18
3. Nõuded kasutatavate materjalide kohta 32

II peatükk. **Armeerimata müüritis** 36
1. Müüritise liigid ja seotised 36
2. Armeerimata müüritise normatiivsed tugevused 47
Survetugevus 47
Tõmbe-, lõike- ja paindetugevus 53
Tugevus muljumisel 58
Tugevus ekstsentrilisel survel 59
3. Armeerimata müüritise deformatsiooniomadused 59

III peatükk. **Arvutuse alused** 73
1. Koormused 74
2. Töötingimuste tegurid 82
3. Müüritise arvutuslikud tugevused 86

IV peatükk. **Armeerimata kivikonstruktsioonide tugevusarvutus** . 93
1. Tsentriline surve 93
2. Tsentriline tõmme 95
3. Paine 97
4. Muljumine 98
5. Lõige 101
6. Ekstsentriline surve 102
Väike ekstsentrilisus 103
Suur ekstsentrilisus 105
7. Mitmekihilised elemendid 111

V peatükk. **Armeeritud kivi- ja komplekskonstruktsioonid ja nende tugevusarvutus** 118
1. Põikarmeerimine 118
2. Pikiarmeerimine 128
Tsentriline surve 131
Tsentriline tõmme 133
Ekstsentriline surve 134
Paine 151
3. Komplekskonstruktsioonid 153
4. Kestadega tugevdatud konstruktsioonid 159

VI peatükk. **Kivikonstruktsioonide deformatsioonide ja pragude avanemise arvutus** 162
1. Deformatsioonide arvutus 163
2. Pragude avanemise arvutus 168

VII peatükk. **Seinte ja sammaste arvutus** 173
1. Jõudude määramine jäiga konstruktiivse skeemiga hoonete seintes ja sammastes 176

2. Jõudude määramine elastse konstruktiivse skeemiga hoonete seintes ja sammastes 186

VIII peatükk. **Hoonete konstruktiivsed elemendid** 197
1. Sillused 197
2. Karniisid 203
3. Vundamendid 208
4. Talade toetumine seintele 213
5. Seinte ja sammaste ankurdus 217
6. Deformatsioonivuugid 220
7. Keraamilistest kividest vahelaed 224
8. Pingete jaotus müüritises 227
9. Kahe kõverusega võlvid 232

IX peatükk. **Kivikonstruktsioonide ehitamine talvetingimustes** . 243
1. Külmutusmeetod 243
2. Kunstlik soojendus 254
3. Meetodid, kus mört enne külmumist saavutab teatud algtugevuse 258

X peatükk. **Suurplokkehitused** 261
1. Ökonoomilised kaalutlused 261
2. Suurplokid 264
Tellisplokid 264
Betoonplokid 270
3. Projekteerimise põhimõtted ja konstruktiivsed nõuded . . 273
4. Arvutuse alused 284
5. Suurplokkehitused Eesti NSV-s 289

Kasutatud tähistusi 308
Kasutatud kirjandus 312

Райдна Вальтер Карлович
КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

На эстонском языке

Эстонское Государственное Издательство
Таллин, Пярнуское шоссе, 10

*

Toimetaja T. Masso
Kunstiline toimetaja R. Tungla
Tehniline toimetaja A. Tõnisson
Korrektorid V. Tui ja V. Kuresson

Ladumisele antud 9. I 1960. Trükkimisele antud 15. VI 1960. Paber 54×84, 1/16. Trükipoognaid 19,75. Formaadile 60×92 kohaldatud trükipoognaid 16,2. Arvutuspoognaid 15,22. Trükiarv 3000. MB-03457. Tellimise nr. 373.

Hans Heidemanni nimeline trükikoda, Tartu, Ülikooli 17/19. III

Hind rbl. 6.10 (61 kop.)

3—3

Trükivigu

Lehekülg	Rida	On trükitud	Peab olema
7	12. alt	väliskonstruktsioonid	väliskonstruktsioonides
233	6. alt	$\frac{f}{l} < \frac{1}{5}$	$\frac{f}{l} \leqslant \frac{1}{5}$
250	—	(tühi lahter tabeli peas)	38
„	tabeli alumine	‚5	2,5

Kõik vead on tekkinud trükikoja süü läbi.

RBl.6.10
1961. a. – 61 kopl.

A-23285

TÜ RAAMATUKOGU
1 0300 00376119 6