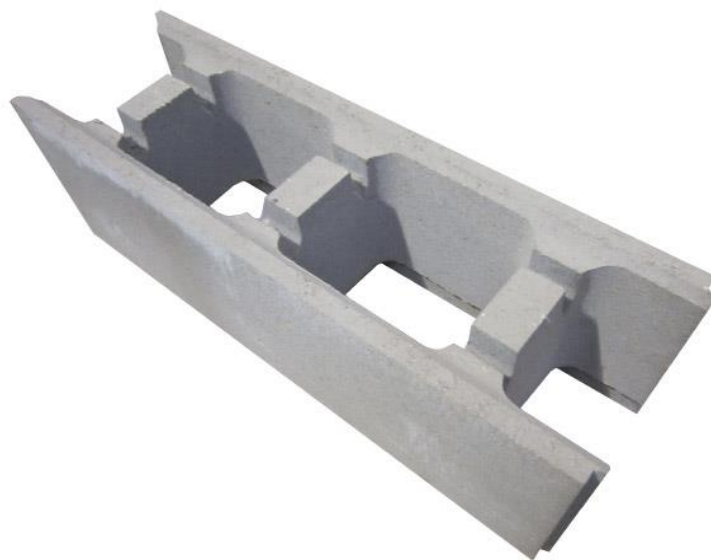


Normaalbetoonist raketisplokkseinte projekteerimisjuhend



SISUKORD

1. ÜLDIST.....	2
2. RAKETISPLOKKIDE OMADUSED.....	3
3. MOODULSÜSTEEM.....	5
4. ARVUTUSE ALUSED.....	6
5. KOORMUSED.....	8
6. MATERJALID JA NENDE ARVUTUSTUGEVUSED.....	9
7. SEINTE ARVUTAMINE VERTIKAALKOORMUSELE.....	10
7.1 Vertikaalkoormusega raketisplokksein.....	10
7.2 Armeerimata sein.....	12
7.3 Armeeritud sein.....	17
8. KELDRISEINTE ARVUTAMINE PINNASESURVELE.....	22
8.1 Üldist.....	22
8.2 Püstarmatuuriga keldriseinte arvutus.....	22
9. RAKETISPLOKKSILLUSTE ARVUTAMINE.....	24
9.1 Üldist.....	24
9.2 Silluse tugevuskontroll paindele.....	24
9.3 Põikjõukindluse kontroll.....	25
9.4 Sillustalade kandevoime tabelid.....	26
10. MINIMAALNE SARRUSTUS.....	29
11. TULEPÜSIVUS, HELIPIDAVUS.....	30

1. ÜLDIST

Käesolev juhend on abivahendiks AS Betoneks poolt toodetavatest raketisplokkidest seinte projekteerimisel.

Raketisplokkid valmistatakse muldniiskest betoonmassist, kasutatava betooni tugevusklass on C30/37. Raketisplokkseintel on hea tugevus ja külmakindlus. Seinte massiivsus tagab nende kõrge helipidavuse ja tulepüsivuse.

Raketisplokkid sobivad kandeseinte, vaheseinte, keldriseinte, tugimüüride ja aedade ehitamiseks. Samuti kasutatakse raketisplokke olemasolevate hoonete rekonstrueerimiseks, kus töötingimused on kitsendatud ja seetõttu tavapäraste betoonseinte ehitamine raskendatud. Raketisplokkseinad on niiskuskindlad ja praktiliselt hooldevabad.

Plokkid laotakse kohale kuivalt, ilma müürimördi või -liimita. Plokkid tõstetakse paigale, õõntesse paigaldatakse sarrusvardad ja valatakse seejärel hõlpsasti tihendatava betooniga täis. Moodustub tugev ja tihe betoonsein.

Laotavate raketisplokkide kõrgus on üldjuhul 200 mm, pikkus 600 mm. Valmistatakse ka 400 mm pikkusi plokkide. Lisaks reaplokkidele on nomenklatuuris ka otsa- ja nurgaplokkid. Plokkide ladumisel kasutatakse 200 mm suurust ülekatet. Plokkide õõnte täisvalamise ajaks tehakse seinte nurkadele ja otstele ajutine toetus.

Projekteerimisjuhendi koostamisel on kasutatud järgmisi kirjanduslikke allikaid:

EVS-EN 15435:2008 Betoonvalmistooted. Normaali- ja kergbetoonist raketisplokkid. Toodete omadused ja toimivus

EVS-EN 1990:2002+NA:2002 Eurokoodeks. Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused

EVS-EN 1992-1-1:2005+NA:2007 Eurokoodeks 2. Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1 Üldreeglid ja reeglid hoonetele

EPN 2/AM-1 Raudbetoonkonstruktsioonid. Eelpingestamata raudbetoonelementide kandepiiriseisundid. Abimaterjal EPN 2.1.1 kasutajale. Eesti Ehitusteave 1999

B9 Suomen rakentamismääräyskokoelma. Betoni harkkorakenteet. Ohjeet 1993

B4 Suomen rakentamismääräyskokoelma. Betonirakenteet. Ohjeet 2005

Ehituskonstruktori käsiraamat. Tallinn 2010

E. Saarinen L. Kähkönen Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja. Osa 2. BY 202

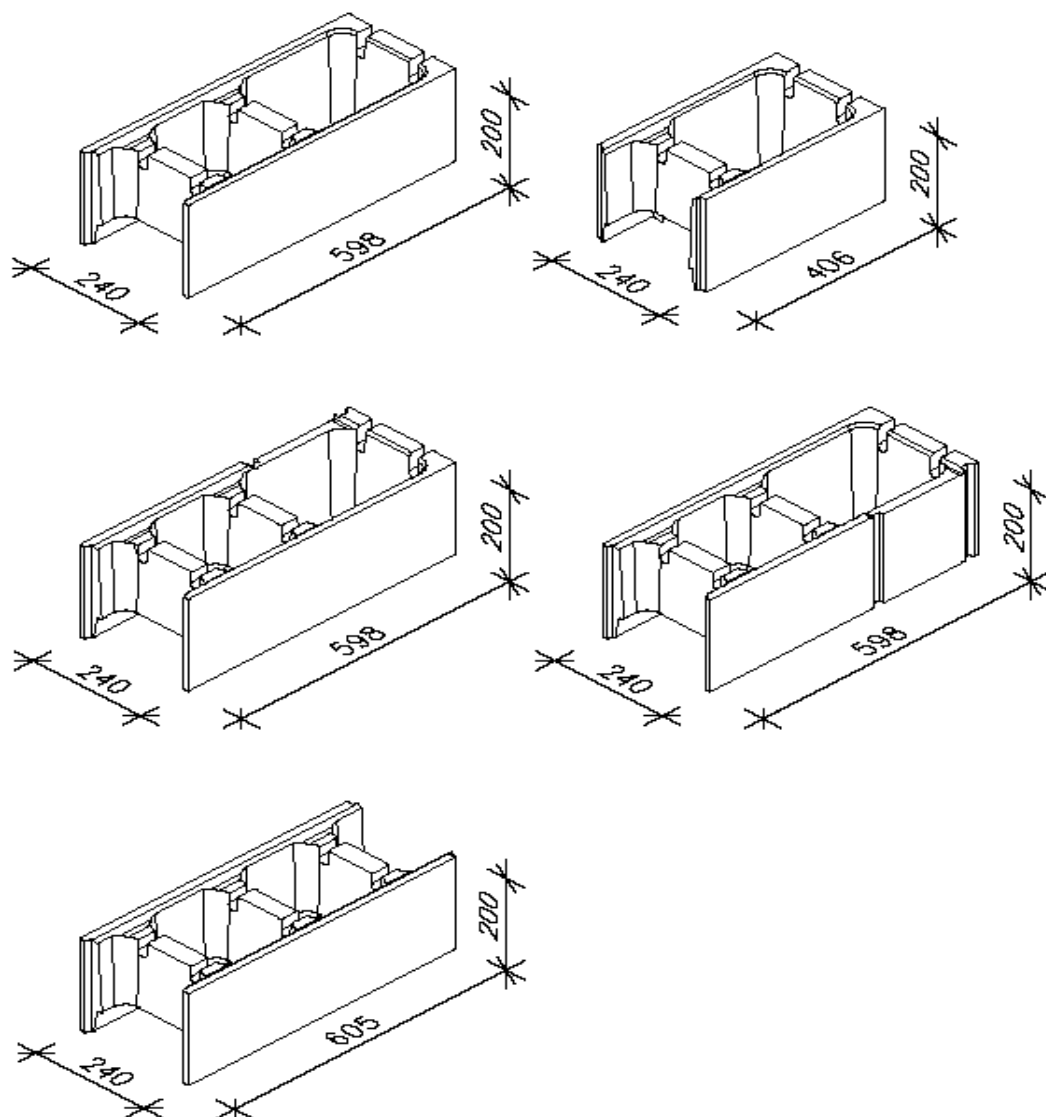
Plokkide valmistamisel, kvaliteedikontrollis ja katsetamisel järgitakse Eesti standardi EVS-EN 15435:2008 juhiseid.

2. RAKETISPLOKKIDE OMADUSED

AS Betoneks toodab raketisplokke 190 ja 240 mm paksuste seinte ehitamiseks. Raketisplokk koosneb ca 30 mm paksusest betoonkestast, mida ühendavad kestaga risti paiknevad betoonribid. Raketisplokkid laotakse kuivalt, ilma müürimördita. Plokkide õõnsustesse paigaldatakse sarrusvardad ja seejärel täidetakse ribide vahele jäävad õõnsused betooniga. Õõnesplokkid taluvad ca. 3 m kõrguse seina valamist ühes valamisjärjekorras. Õõnesploki nominaalkõrgus on 200 mm ja nominaalpikkus 600 mm. Lisaks reaplokkidele toodetakse ka otsa- ja nurgaplokke. Seinte liitumiskohtades kasutatakse nurgaplokke, mis võimalab sarrusterast painutada ja ettenähtud asendisse paigaldada. Seinte otstes (nt. akna- ja ukسلengide juures) kasutatakse spetsiaalseid otsaplokke.

Õõnesploki tunnus on BP + ploki laius.

Joonis 2.1. Raketisplokkid BP-240



Raketisplokkide ja raketisplokkmüritise peamised tehnilised omadused on esitatud tabelites 2.1 ja 2.2.

Tabel 2.1

190 MM LAIUSTE RAKETISPLOKKIDE TEHNILISED NÄITAJAD						
Tehniline näitaja	Ühik	BP-190 rea	BP-190 ots	BP-190 poolots	BP-190 vasaknurk	BP-190 paremnurk
Mõõtmed	mm	190x200x600	190x200x600	190x200x400	190x200x600	190x200x600
Kaal	kg	17,31	18,16	12,5	17,9	17,9
Õõnete maht kokku	l	14,5	13,8	9,0	13,9	13,9
Ploki materjali survetugevus f_{cd}	N/mm ²	20	20	20	20	20
Tuletundlikus		A1	A1	A1	A1	A1
Müritise tulepüsivus	min	RE240	RE240	RE240	RE240	RE240
Plokkide kulu	tk/m ²	8,3				

Tabel 2.2

240 MM LAIUSTE RAKETISPLOKKIDE TEHNILISED NÄITAJAD						
Tehniline näitaja	Ühik	BP-240 rea	BP-240 ots	BP-240 poolots	BP-240 vasaknurk	BP-240 paremnurk
Mõõtmed	mm	240x200x600	240x200x600	240x200x400	240x200x600	240x200x600
Kaal	kg	19,36	19,99	13,7	19,76	19,76
Õõnete maht kokku	l	19,82	19,18	12,97	19,29	19,29
Ploki materjali survetugevus f_{cd}	N/mm ²	20	20	20	20	20
Tuletundlikus		A1	A1	A1	A1	A1
Müritise tulepüsivus	min	RE240	RE240	RE240	RE240	RE240
Plokkide kulu	tk/m ²	8,3				

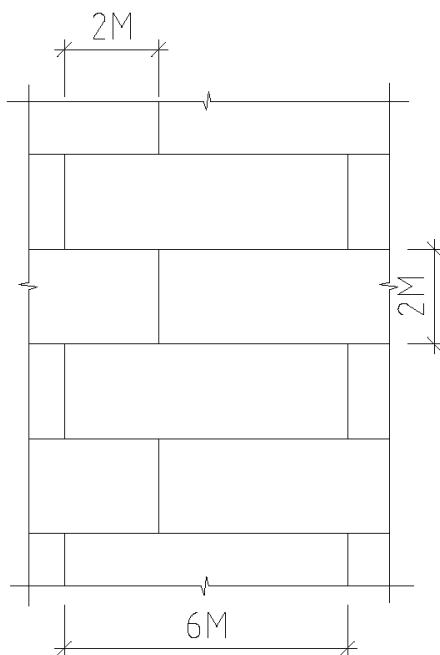
3. MOODULSÜSTEEM

Õõnesplokkidest seinte kavandamisel on otstarbekas seinamõõtmete aluseks võtta põhimoodul 100 mm, mida tähistatakse tähega M. Mõttelised mooduljooned paigutatakse välisseina sisepinnale. Õõnesplokkidest sein kujundatakse nii horisontaal- kui ka vertikaalsuunas 2M-mooduli abil. Müüriavade laiuse ja nende asukoha määramisel tuleks samuti järgida 2M-moodulit. Ka avade laius ja serva kaugus sisenurgast võetakse 200 mm kordne. Plokkide lõikamisvajaduse vähendamiseks tuleks hoone seinad kujundada võimalust mööda moodulmõõtmete abil. Teisalt tuleb meeles pidada, et tegemist on õõnesplokkidega, mida saab vajadusel hõlpsasti vajalike mõõtmeteni lõigata.

Ukse-aknalengide horisontaal- ja vertikaalmõõdud peaksid laotavates seintes olema $n \times 200 - 30$ mm.

Siin n- plokkide arv

Joonis 3.1. Plokkseina ülekate vertikaalsuunas



Tabel 3.1. Raketisplokkide nominaalmõõtmed ja valatava betoonimassi omadused

Tüüp	Mõõtmed pikkus × laius × kõrgus	Kulu tk/m ²	Mass kg/tk	Täitebetooni fraktsioon, max mm	Täitebetooni kulu l/m ²
BP-190 reaplokk	600 × 190 × 200	8,33	17,3	8 ... 16	120
BP-190 nurgaplokk	600 × 190 × 200		17,9	8 ... 16	
BP-190 poolotsaplokk	400 × 190 × 200		12,5	8 ... 16	
BP-190 otsaplokk	600 × 190 × 200		18,2	8 ... 16	
BP-240 reaplokk	600 × 240 × 200	8,33	19,4	8 ... 16	165
BP-240 nurgaplokk	600 × 240 × 200		19,8	8 ... 16	
BP-240 poolotsaplokk	400 × 240 × 200		13,7	8 ... 16	
BP-240 otsaplokk	600 × 240 × 200		20	8 ... 16	

4. ARVUTUSE ALUSED

Raketisplokkidest seinad tuleb projekteerida nii, et oleks täidetud kande- ja kasutuspiiriseisundi tingimused. Arvutustes kasutatakse nimimõõte. Seinad ristlõikest võetakse arvesse vaid monoliitbetoonist valatud südami kuosa, raketisplokk kui keht jäetakse arvutusmudelist välja. Arvestada tuleb ka kõigi seinad ristlõiget nõrgestavate asjaoludega.

Sõltuvalt mõjuvatest koormustest kontrollitakse raketisplokkimüüri kandevõimet nii vertikaal- kui ka horisontaalkoormustele või nende samaaegsele koormõjule. Kui seinad koormab samal ajal kaks muutuvkoormust (näiteks lumest tulenev vertikaalkoormus ja tuulekoormus), võib nende jõudude koormõju vaatlemisel võtta arvesse kombinatsioonitegureid.

Konstruksiooni arvutamisel järgitakse järgmiste dokumentide juhiseid:

EVS-EN 1990:2002+NA:2002	Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused
EVS EN 1991-1-1:2002+NA:2002	Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused
EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007	Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus
EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006	Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus
EVS-EN 1992-1-1:2005+NA:2007	Eurokoodeks 2: Betoonkonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele

Raketisplokkseinte arvutusel kasutatakse monoliitsete raudbetoonseinte arvutusmetoodikat.

Tabel 4.1. Raketisplokkidest seinad kogupaksus h_s ja monoliitbetoonist südami paksus ehk n.n. kasulik paksus h_c

Ploki tüüp	Raketisplokkseina kogupaksus h_s (mm)	Monoliitbetoonisüdami paksus h_c (mm)
BP-190	190	132
BP-240	240	184

Raketisplokkseina võib sarrustada nii vertikaal- kui ka horisontaalvarrastega. Horisontaalvardad paigaldatakse kihtide kaupa plokkides olevatesse soontesse (varrastest tsentrite kaugus plokkide välisservast 64 mm). Vertikaalvardad paigaldatakse plokkide õõntesse ja need tuleb asetada üldjuhul konstruktsiooni välispinnale võimalikult lähedale (arvestades nõutavat betoonkaitsekihti).

Betoonkaitsekiht määratakse EVS-EN 1992-1-1:2005+NA:2007 alusel. Konstruktsioonide arvutamisel kasutatakse nimikaitsekihti.

Nimikaitsekiht $s_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

Minimaalne vajalik sarruse kaitsekiht valitakse tingimusest:

$$c_{\min} = \max \{c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10\text{mm}\}$$

Raketisplokkseina puhul on betoonkaitsekiht kaugus sarruse pinnast kuni raketisploki seina sisepinnani. Kaitsekiht peab tagama armatuuri piisava korrosioonikaitse, betooni ja sarruse vaheliste nakkejõudude ülekandmise ning konstruktsiooni piisava tulekindluse.

Nakke tagamiseks vajalik minimaalne kaitsekiht $c_{\min,b} = \emptyset$

siin \emptyset - sarrusvarda nimiläbimõõt

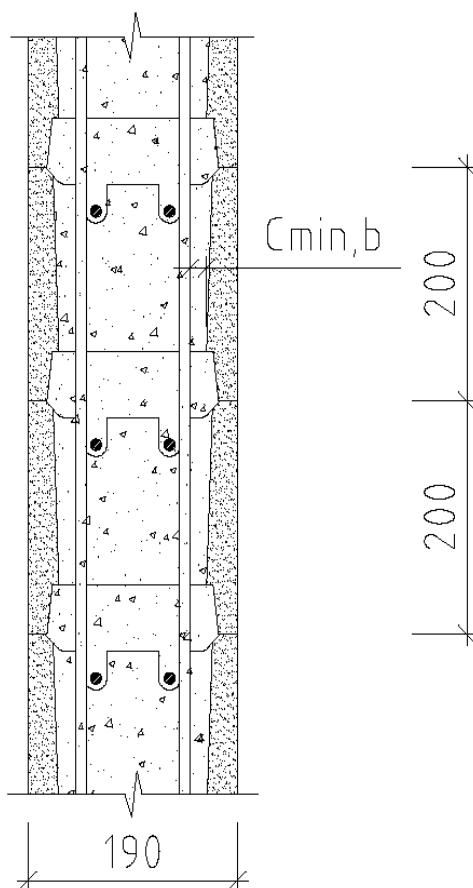
Korrosioonikindluse tagamiseks vajalik sarruse minimaalne kaitsekiht $c_{\min,dur}$ on antud tabelis 4.2 olenevalt keskkonnaklassist seintele, mis kuuluvad tavaliselt konstruktsiooniklassi S4. Sellesse keskkonnaklassi kuuluvate hoonete projekteeritud kasutusiga on 50 aastat.

Betoonkaitsekihi lubatav hälve on üldjuhul $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Tabel 4.2. Sarrusvarda miinimumkaugus ploki kesta sisepinnast $c_{\min,dur}$ (mm)

	Keskkonnaklass		
	XC0	XC1	XC3
Vertikaalvardad $c_{\min,dur}$	10	15	25

Joonis 4.1. Sarruse betoonkaitsekiht



5. KOORMUSED

Raketisplokkidest müürile rakenduvad koormused määratakse järgmiste standardite alusel:

EVS-EN 1991-1-1:2002 Ehituskonstruksioonide koormused. Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused

EVS-EN 1991-1-3:2005 Ehituskonstruksioonide koormused. Üldkoormused. Lumekoormus

EVS-EN-1991-1-4:2005 Ehituskonstruksioonide koormused. Üldkoormused. Tuulekoormus

Konstruksiooni arvutusega kontrollitakse, et ei ületataks kande- ega kasutuspiirseisundi tingimusi.

Kandepiirseisund seostub konstruktsiooni purunemise, staatilise tasakaalu kaotuse, stabiilsuse kaotuse või muude kahjustustega, millest tuleneb konstruktsiooni kandevõime kaotus.

Kasutuspiirseisund lähtub konstruktsiooni kasutamise nõuetest, inimeste mugavusest ja ehitiste välimusest.

Arvutusolukorrad valitakse selle järgi, millistes tingimustes peab konstruktsioon oma ülesannet täitma.

Vaadeldavale seinale ülemistelt korrustelt ülekanduva sama paksusega seina koormuse võib üldjuhul oletada tsentriliselt rakendatuks. Seinale toetuva vahelaepaadi koormus oletatakse mõjuvaks plaadi tugipinna keskel.

Tabel 5.1. Osavarutegurid kandepiirseisundis

Koormuse liik	Osavaruteguri tähis	Arvutusolukord	
		alaline/ajutine	avarii
Püsikoormused konstruktsioonide omakaalust, pinnasest ja pinnaseveest: staatilise tasakaalu kaotus (ei sõltu materjali tugevusest) – ebasoodne mõju – soodne mõju kandevõime kaotus (sõltub materjali tugevusest) – ebasoodne mõju – soodne mõju	$\gamma_{G,sup}$	1,10	1,00
	$\gamma_{G,inf}$	0,90	1,00
	$\gamma_{G,sup}$	1,20	1,00
	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00
Muutuvkoormused: (ebasoodne mõju) soodne mõju – kõik juhud, v.a pinnase tugevusest sõltuv kandevõime kaotus – pinnase tugevusest sõltuv kandevõime kaotus	γ_Q	1,50	1,00
	γ_Q	1,30	1,00
		0,0	0,0
Avariikoormused	γ_A	-	1,00

6. MATERJALID JA NENDE ARVUTUSTUGEVED

Raketisplokid valmistatakse betoonist tugevusklassiga C30/37

Täitebetooni tugevusklass peaks olema minimaalselt C16/20 ja maksimaalselt C25/30.

Täitebetooni arvutussurvetugevus $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$

Täitebetooni arvutustõmbetugevus $f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c$

Täitebetooni arvutuslik nihketugevus $\tau_{Rd} = 0,25 \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c$

Tabel 6.1 Täitebetooni arvutuskarakteristikud

Betooni tugevusklass				
- täitebetoon		C16/20	C20/25	C25/30
Survetugevus				
- normatiivne	f_{ck}	16 MPa	20 MPa	25 MPa
- arvutuslik	f_{cd}	7,5 MPa	9,3 MPa	11,7 MPa
Tõmbetugevus				
- normatiivne	$f_{ctk,0,05}$	1,3 MPa	1,5 MPa	1,8 MPa
- arvutuslik	f_{ctd}	0,52 MPa	0,6 MPa	0,72 MPa
Arvutuslik nihketugevus	τ_{Rd}	0,13 MPa	0,15 MPa	0,18 MPa
Elastsusmoodul	E_{cm}	29000 MPa	30000 MPa	31000 MPa
Betooni tugevuse osavarutegur	γ_c	1,5	1,5	1,5
Osavarutegur	α_{cc}	0,7	0,7	0,7
Osavarutegur	α_{ct}	0,6	0,6	0,6

Armatuurterase normvoolavustugevus f_{yk} on võrdne voolavuspiiri või selle puudumisel kontrollpinge $f_{0,2k}$ normsuurusega.

Armatuurterase arvutustugevus

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Materjali osavarutegur armatuurterasele alalises ja ajutises koormusolukorras on 1,2 ning erakordses koormusolukorras 1,0.

Tabel 6.2 Sarrusterase arvutuskarakteristikud

Sarrus		A 500 HW	B 500 (Bp-I)
Normvoolavustugevus	f_{yk}	500 MPa	500 MPa
Arvutuslik voolavustugevus	f_{yd}	417 MPa	417 MPa
Elastsusmoodul	E_s	200000 MPa	200000 MPa
Sarrusterase osavarutegur	γ_s	1,2	1,2

7. SEINA ARVUTAMINE VERTIKAALKOORMUSELE

7.1 Vertikaalkoormusega raketisplokksein

Raketisplokkseina arvutus peab tagama seina vastavuse kande- ja kasutuspiiriseisundi nõuetele. Tugevusarvutuses võetakse arvutuslikuks ristlõikeks seina valatud südamikuoja, raketisploki kestadid arvesse ei võeta.

Vahelagesid, sobivalt paiknevaid põikseinu, pilastreid ja muid seinaga seotud sama jäikusega konstruktsioonelemente võib vaadelda seina kinnitustena ja need võetakse arvesse tugevus- ja stabiilsusarvutuste tegemisel. Seina arvutuskõrguse määramisel on oluline vahet teha seina kinnitustingimustes. Sein võib olla kinnitatud kahest, kolmest või neljast servast või olla ka vabaltseisev.

7.1.1 Kahest servast kinnitatud sein

Kui seina alumine ja ülemine serv on toetatud piisavalt jäiga konstruktsiooniga (üldjuhul on selleks vundament või betoonvahelagi) ja põikseinte kaugus on suurem kui $2L$, on sein toetatud kahest servast ja seina nõtkepikkuseks võib võtta:

$$L_c = k \cdot L$$

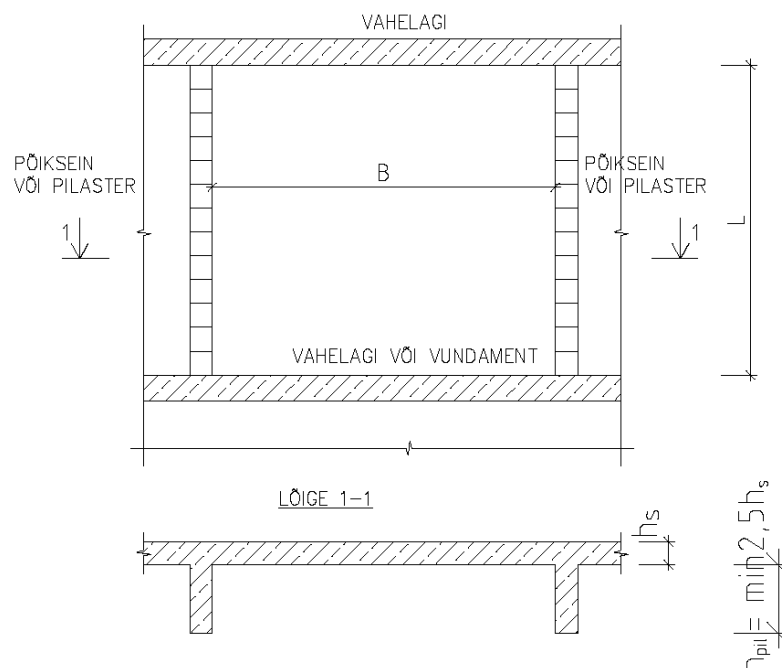
kus L on seina vaba kõrgus

$$k = 1,0$$

7.1.2 Kolmest või neljast servast kinnitatud sein

Ristuva seinaosa või pilastri võib lugeda arvutatava seina toetamiseks piisavalt jäigaks, kui selle küljemõõt h_{pil} arvutatava seina tasapinna ristsuunas on vähemalt $h_{pil} \geq 2,5 h_s$, kus h_s on raketisplokkseina kogupaksus.

Joonis 7.1 Neljast servast kinnitatud sein

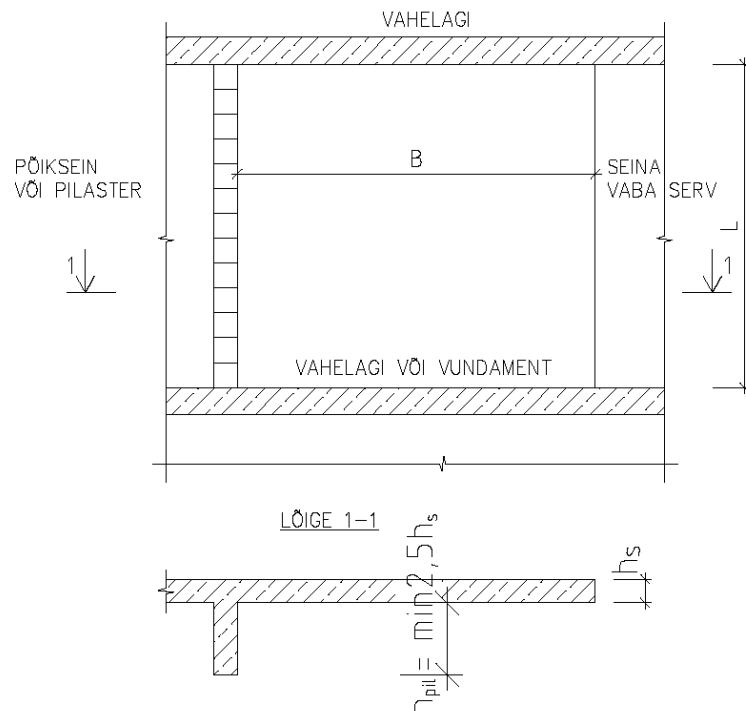


Mõõt B on:

- ristuvate toeseinte või -pilastrite vaba vahekaugus (tugi mõlemal vertikaalküljel);
- vaba serva kaugus ristuvast seinast (tugi ainult ühel vertikaalküljel).;
- vaba serva kaugus pilastrist (tugi ainult ühel vertikaalküljel).

Mõõt L on seina vaba kõrgus.

Joonis 7.2 Kolmest servast kinnitatud sein



Tabel 7.1. Koefitsient k

	Tugi mõlemal vertikaalküljel	Tugi ainult ühel vertikaalküljel
B/L	$B/h_s < 30$	$B/h_s < 15$
0,3	0,2	0,5
0,5	0,3	0,7
0,7	0,5	0,8
1,0	0,6	0,9
1,5	0,8	1,0
2,0	0,9	1,0
>2,0	1,0	1,0

Tabelis 7.1 mõõt B on ristuvate seinte vaba vahe, kui sein on toetatud mõlemal vertikaalküljel või vaba serva kaugus ristuvast seinast (tugi ainult ühel vertikaalküljel). Mõõt L on seina vaba kõrgus.

Arvutusskeemis oletatakse, et sein liigenditega kinnitatud ning selle ülemise ja alumise serva nihkumine on tõkestatud. Sellise seina nõtkepikkusena L_c kasutatakse üldjuhul seina vaba kõrgust. Normaallõud rakendub seina ülaotsas ekstsentrilisusega $e_o = 10 \dots 30$ mm lisaks geomeetriliste hälvete põhjustatud ekstsentrilisusele $e_a = 0,05 h_s$. Seina alumises osas oletatakseurve jagunevaks tsentriliselt.

Kui $B/h_s > 30$ (tugi mõlemal vertikaalküljel) või $B/h_s > 15$ (tugi ainult ühel vertikaalküljel), on $k = 1,0$ kõigi B/L-i väärtuste puhul.

Raketisplokkseina saledus L/h_s ei tohi olla suurem kui 25.

7.2 Armeerimata sein

Arvutuslik ekstsentrilisus

$$e_d = e_a + e_0 = 0,5h_s + e_0$$

Sarrustamata raketisplokkseina kandevõime N_{Rd} (kN/m) vertikaalkoormusele saadakse valemist:

$$N_{Rd} = \frac{1 - 2 \cdot \frac{e_d}{h_c}}{1 + 0,001 \cdot \left(\frac{L_c}{h_s}\right)^2} \cdot b \cdot h_c \cdot f_{cd}$$

kus

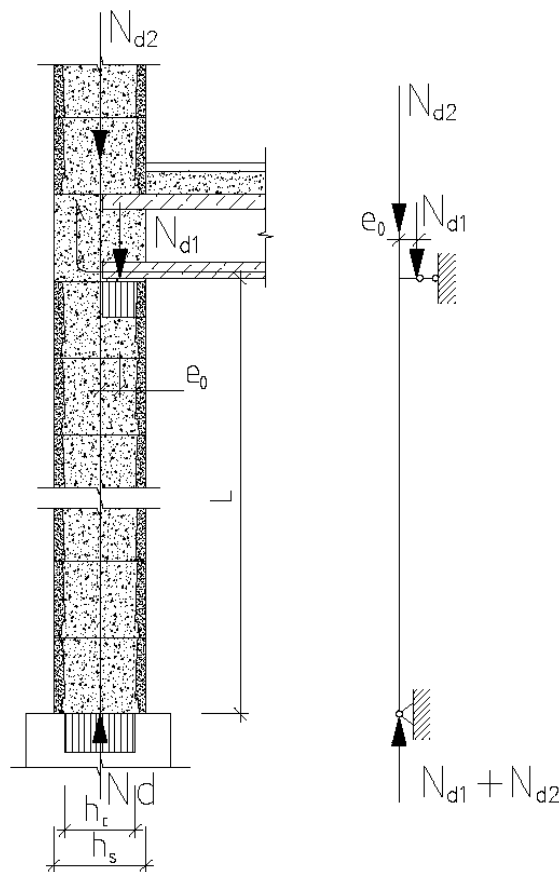
h_c on seina kasulik paksus (monoliitbetoonist südamiku paksus)

h_s on seina kogupaksus

$b = 1000$ mm (vaatleme 1 m laiust müüriosa)

Kui vertikaalkoormuse ekstsentrilisus e_0 ületab tabelites 7.1.....7.6 esitatud väärtusi, tuleb seinas kasutada vertikaalsarrust.

Joonis 7.3. Sein arvutuskeem ja vertikaalkoormuse ekstsentrilisus



Seina ristlõige arvutatakse seina koormava normaaljõu N_d ja sellele jõule vastava paindemomendi $M_d = N_d \cdot e_d$ alusel kas sarrustamata, tõmbesarrusega või tõmbe- ja survesarrusega seinana. Kasutatakse kas tabelites 7.1.....7.6 toodud väärtusi või nomogrammidel 7.3.1.....7.3.3 toodud momendi ja normaaljõu koosmõju kõveraid. Sarrustatud seina puhul peaksid nii horisontaal- kui ka vertikaalsarrus seina mõlematel pindadel vastama jaotises 10 toodud miinimumnõuetele ning sarrusvarraste vahekaugus ei tohiks ületada 300 mm. Kui sein armeeritakse ainult tõmbele töötava konstruktiivse sarrusega, siis piisab, et tõmmatud serva vertikaalsarrus vastaks jaotises 10 toodud miinimumsarruse nõuetele.

Tabelites 7.2.....7.7 on esitatud armeerimata raketisplokkseina kandevoime vertikaalkoormusele N_{Rd} (kN/m).

Tabel 7.2 Vertikaalkoormusega koormatud 190 mm paksuse **armeerimata** sein kandevoime N_{Rd} (kN/m) .

e_o on vertikaalkoormuse ekstsentrilisus ja e_d arvutuslik ekstsentrilisus. **Täitebetooni klass C16/20**

BP-190							
e_o (mm)	0	10	15	20	30	40	45
e_d (mm)	10,0	20,0	25,0	30,0	40,0	50,0	55,0
L_c (m)	N_{Rd} (kN/m)						
1,8	771	633	564	496	358	220	151
2,0	756	621	554	486	351	216	149
2,2	741	608	542	476	344	212	145
2,4	724	595	530	466	336	207	142
2,6	708	581	518	455	328	202	139
2,8	690	567	505	444	320	197	136
3,0	672	552	492	432	312	192	132
3,2	654	538	479	421	304	187	129
3,4	636	523	466	409	295	182	125
3,6	618	508	453	397	287	177	121
3,8	600	493	439	386	279	171	118
4,0	582	478	426	374	270	166	114
4,2	564	464	413	363	262	161	111
4,4	547	449	400	351	254	156	107
4,6	530	435	388	340	246	151	104
4,8	513	421	375	330	238	146	101

Tabel 7.3 Vertikaalkoormusega koormatud 190 mm paksuse **armeerimata** sein kandevoime N_{Rd} (kN/m) .

e_o on vertikaalkoormuse ekstsentrilisus ja e_d arvutuslik ekstsentrilisus. **Täitebetooni klass C20/25**

BP-190							
e_o (mm)	0	10	15	20	30	40	45
e_d (mm)	10,0	20,0	25,0	30,0	40,0	50,0	55,0
L_c (m)	N_{Rd} (kN/m)						
1	2	3	4	5	6	7	8
1,8	956	785	700	614	444	273	188
2,0	938	770	687	603	435	268	184
2,2	918	754	672	590	426	262	180
2,4	898	738	658	577	417	257	176
2,6	877	721	642	564	407	251	172
2,8	856	703	627	550	397	245	168

Tabel 7.3 jätkub

1	2	3	4	5	6	7	8
3,0	834	685	610	536	387	238	164
3,2	811	667	594	522	377	232	159
3,4	789	648	578	507	366	225	155
3,6	766	630	561	493	356	219	151
3,8	744	611	545	478	345	213	146
4,0	722	593	528	464	335	206	142
4,2	700	575	512	450	325	200	137
4,4	678	557	496	436	315	194	133
4,6	657	539	481	422	305	188	129
4,8	636	522	466	409	295	182	125

Tabel 7.4 Vertikaalkoormusega koormatud 190 mm paksuse **armeerimata** seinade kandevõime N_{Rd} (kN/m) .

e_o on vertikaalkoormuse ekstsentrilisus ja e_d arvutuslik ekstsentrilisus. **Täitebetooni klass C25/30**

BP-190							
e_o (mm)	0	10	15	20	30	40	45
e_d (mm)	10,0	20,0	25,0	30,0	40,0	50,0	55,0
L_c (m)	N_{Rd} (kN/m)						
1,8	1200	986	879	772	557	343	236
2,0	1177	967	862	757	547	336	231
2,2	1153	947	844	741	535	329	226
2,4	1127	926	825	724	523	322	221
2,6	1100	904	805	707	511	314	216
2,8	1072	881	785	689	498	306	211
3,0	1044	858	765	671	485	298	205
3,2	1016	835	744	653	472	290	200
3,4	987	811	723	635	458	282	194
3,6	959	788	702	616	445	274	188
3,8	930	764	681	598	432	266	183
4,0	902	741	660	580	419	258	177
4,2	874	718	640	562	406	250	172
4,4	847	695	620	544	393	242	166
4,6	820	673	600	527	381	234	161
4,8	793	652	581	510	368	227	156

Tabel 7.5 Vertikaalkoormusega koormatud 240 mm paksuse **armeermata** seinakandevõime N_{Rd} (kN/m) .

e_o on vertikaalkoormuse ekstsentrilisus ja e_d arvutuslik ekstsentrilisus. **Täitebetooni klass C16/20**

BP-240							
e_o (mm)	0	10	20	30	40	50	60
e_d (mm)	12	22	32	42	52	62	72
L_c (m)	N_{Rd} (kN/m)						
1,8	1136	994	852	710	568	426	284
2,0	1122	982	842	701	561	421	281
2,2	1107	969	830	692	553	415	277
2,4	1091	955	818	682	545	409	273
2,6	1074	940	805	671	537	403	268
2,8	1056	924	792	660	528	396	264
3,0	1038	908	778	649	519	389	259
3,2	1019	892	764	637	509	382	255
3,4	999	874	750	625	500	375	250
3,6	980	857	735	612	490	367	245
3,8	959	840	720	600	480	360	240
4,0	939	822	704	587	470	352	235
4,4	898	786	674	561	449	337	225
4,8	857	750	643	536	429	321	214
5,2	817	715	612	510	408	306	204
5,6	777	680	583	486	388	291	194

Tabel 7.6 Vertikaalkoormusega koormatud 240 mm paksuse **armeermata** seinakandevõime N_{Rd} (kN/m) .

e_o on vertikaalkoormuse ekstsentrilisus ja e_d arvutuslik ekstsentrilisus. **Täitebetooni klass C20/25**

BP-240							
e_o (mm)	0	10	20	30	40	50	60
e_d (mm)	12	22	32	42	52	62	72
L_c (m)	N_{Rd} (kN/m)						
1	2	3	4	5	6	7	8
1,8	1409	1233	1057	880	704	528	352
2,0	1391	1217	1044	870	696	522	348
2,2	1373	1201	1029	858	686	515	343
2,4	1353	1184	1015	845	676	507	338
2,6	1332	1165	999	832	666	499	333
2,8	1310	1146	982	819	655	491	327
3,0	1287	1126	965	804	643	483	322
3,2	1263	1105	948	790	632	474	316

Tabel 7.6 jätkub

1	2	3	4	5	6	7	8
3,4	1239	1084	929	775	620	465	310
3,6	1215	1063	911	759	607	456	304
3,8	1190	1041	892	744	595	446	297
4,0	1165	1019	873	728	582	437	291
4,4	1114	974	835	696	557	418	278
4,8	1063	930	797	664	531	399	266
5,2	1013	886	759	633	506	380	253
5,6	963	843	723	602	482	361	241

Tabel 7.7 Vertikaalkoormusega koormatud 240 mm paksuse **armeermata** seina kandevõime N_{Rd} (kN/m) .

e_o on vertikaalkoormuse ekstsentrilisus ja e_d arvutuslik ekstsentrilisus. **Täitebetooni klass C25/30**

BP-240							
e_o (mm)	0	10	20	30	40	50	60
e_d (mm)	12	22	32	42	52	62	72
L_c (m)	N_{Rd} (kN/m)						
1,8	1772	1551	1329	1108	886	665	443
2,0	1750	1532	1313	1094	875	656	438
2,2	1727	1511	1295	1079	863	648	432
2,4	1702	1489	1276	1064	851	638	425
2,6	1675	1466	1257	1047	838	628	419
2,8	1648	1442	1236	1030	824	618	412
3,0	1619	1417	1214	1012	810	607	405
3,2	1589	1391	1192	993	795	596	397
3,4	1559	1364	1169	974	780	585	390
3,6	1528	1337	1146	955	764	573	382
3,8	1497	1310	1123	935	748	561	374
4,0	1465	1282	1099	916	733	549	366
4,4	1401	1226	1051	876	701	525	350
4,8	1337	1170	1003	836	669	501	334
5,2	1274	1115	955	796	637	478	318
5,6	1212	1061	909	758	606	455	303

7.3 Armeeritud sein

Armeeritud seina arvutuslik ekstsentrilisus ning seina kandevõime arvutatakse alltoodud valemeid kasutades. Saleduse saab arvutada, kasutades kogu seina paksust h_s :

$$\lambda = \frac{L_c \sqrt[3]{12}}{h_s}$$

Geomeetrilisi hälbeid arvestav ekstsentrilisus e_a on:

$$e_a = \frac{h_c}{20} + \frac{L_c}{500} \cdot \frac{h_c}{h_s}$$

Teist järku ekstsentrilisus e_2 arvutatakse valemist:

$$e_2 = \left(\frac{\lambda}{145} \right)^2 \cdot h_c = 0,083 \cdot \left(\frac{L_c}{h} \right)^2$$

Arvutuslik ekstsentrilisus on:

$$e_d = 0,6 \cdot e_0 + e_a + e_2$$

Armeeritud betoonseinte kui surutud konstruktsioonielementide arvutusmetoodika on toodud järgmistes dokumentides:

EVS-EN 1992-1-1:2005+NA:2007 Eurokoodeks 2 Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1 Üldreeglid ja reeglid hoonetele

EPN2/AM-1 Abimaterjal EPN-ENV 2.1.1 kasutajale. Eelpingestamata raudbetoon-elementide kandepiiriseisundid. Normaallõike arvutus (paine, surve, tõmme) ning pöikjõu- ja väändearvutus

Ülalnimetatud dokumentides toodud arvutusmeetodid on üldjuhul töömahukad ja nende kasutamine nõuab palju aega. Praktiliste ülesannete lahendamiseks võib kasutada ka pikijõu-paindemomendi koosmõju nomogramme, mis võimaldavad lihtsalt dimensioneerida sümmeetrilise armatuuriga ($A_{s1} = A_{s2}$) ekstsentriliselt surutud raudbetoonelemente. Alltoodud nomogrammide võimaldavad määrata sarrusterase koguse raketisplokkidest seintes, mis on samaaegselt koormatud normaaljõu ja paindemomendiga.

Nomogrammide kasutamisel on arvutuskäik on järgmine:

1. Leitakse seina arvutuskõrgus valemiga $L_c = k L$
Kui arvestatakse pöikseinte mõju, leitakse koefitsient k tabelist 7.1
2. Arvutatakse geomeetrilisi hälbeid arvesse võttev ekstsentrilisus e_a ja teist järku ekstsentrilisus e_2 jaotises 7.3 toodud valemitega
3. Leitakse arvutuslik ekstsentrilisus e_d jaotises 7.3 toodud valemiga
4. Leitakse arvutuslik moment $M_{Sd} = N_{Sd} e_0$
5. Arvutatakse abisuurus $\nu = N_{Sd} / b h_c f_{cd}$
6. Arvutatakse abisuurus $\mu = M_{Sd} / b h_c^2 f_{cd}$
7. Vastavalt leitud ν ja μ väärtustele leitakse nomogrammilt sobiv ω väärtus.
8. Leitakse vajalik sarrustus $A_s = A_{s1} + A_{s2} = \omega b h f_{cd} / f_{yd}$

Jaotise 7.3 valemities on kasutatud järgmisi tähistusi:

$M_{Sd} = M_{Ed}$ – arvutuslik moment,

$N_{Sd} = N_{Ed}$ – arvutuslik pikijõud,

b – ristlõike laius, $b=1000$ mm (vaatleme ühe meetri laiust seiniosa),

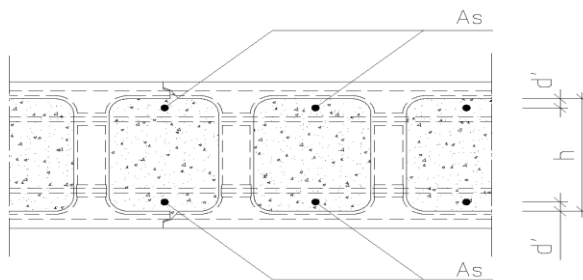
h_c – monoliitbetoonist südamiku ristlõike kõrgus,

f_{cd} – täitebetooni arvutuslik survetugevus,

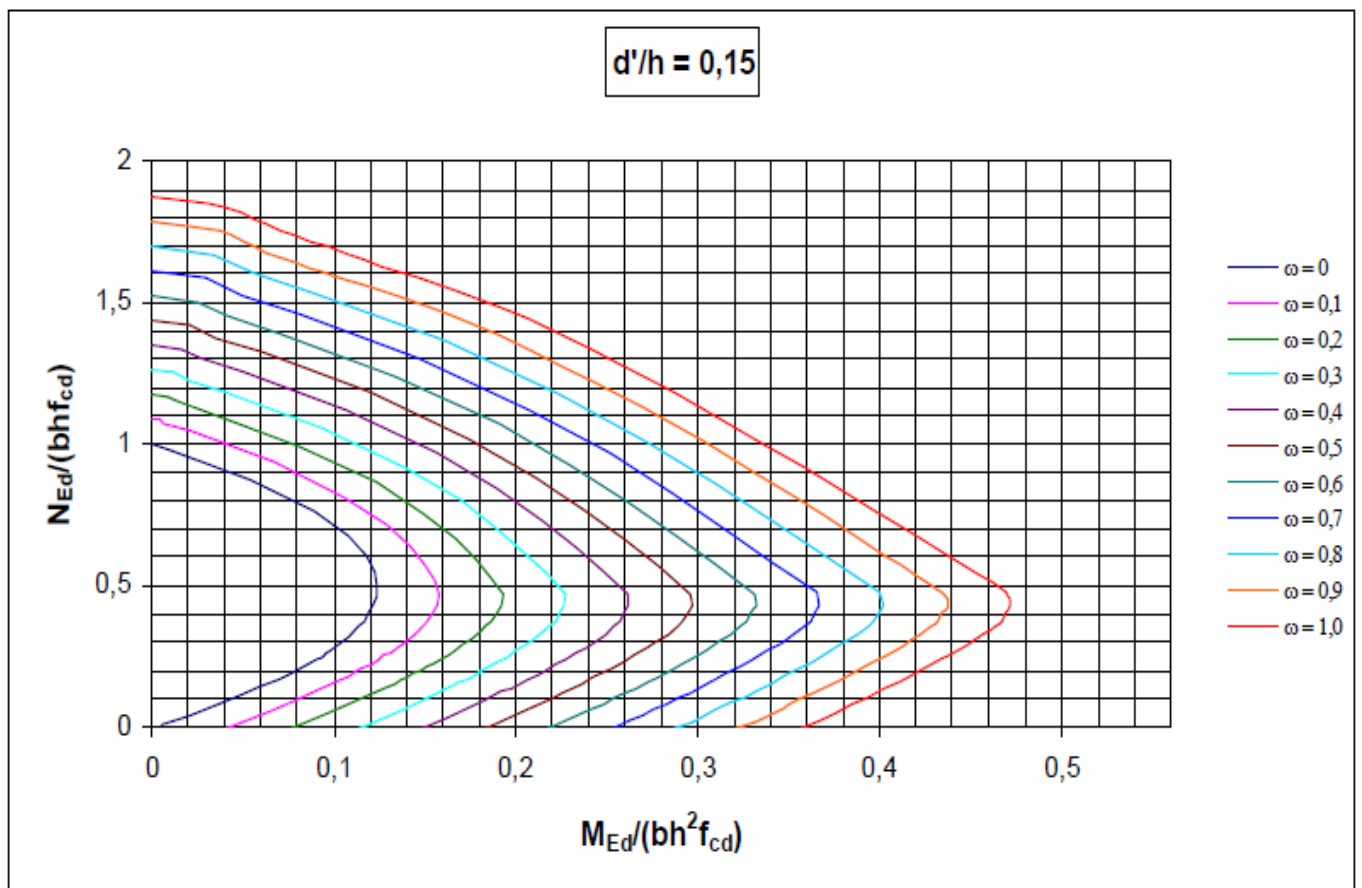
f_{yd} – sarrusterase arvutuslik voolamispiir,

A_s – armatuuri pindala kogu ristlõikele.

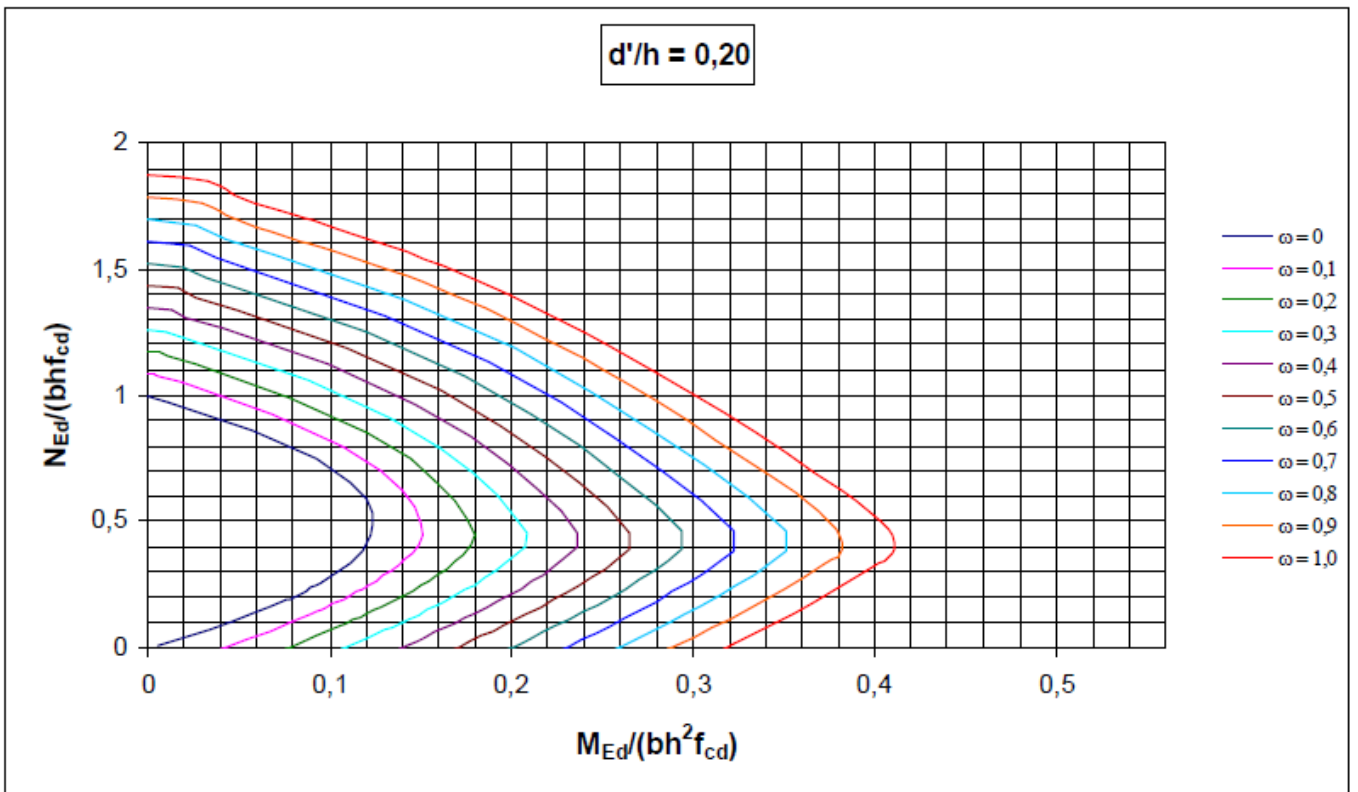
Joonis 7.4 Raketisplokkseina ristlõige sümmeetrilise armeeringuga, tähised nomogrammidel



Nomogramm 7.3.1

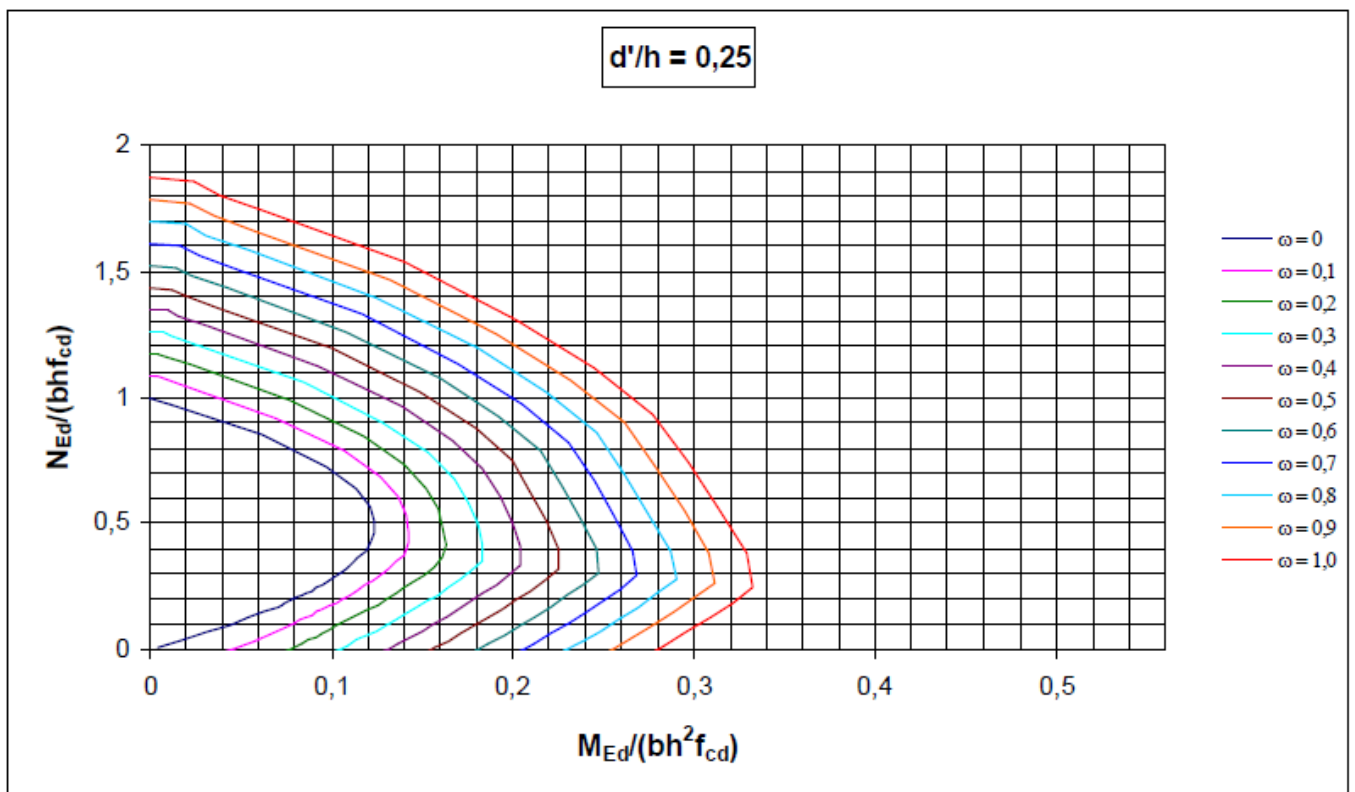


Nomogramm 7.3.2



Siin $M_{sd} = M_{ed}$ ja $N_{sd} = N_{ed}$ $h = h_c$

Nomogramm 7.3.3



Siin $M_{sd} = M_{ed}$ ja $N_{sd} = N_{ed}$ $h = h_c$

Näide 7.1 Raketisplokkseina sarrustuse määramine nomogrammi abil

Antud: mitmekordse hoone esimese korruse kandev välissein, millele toetub raubetoonpaneelidest vahelagi.

Arvutuslik koormus seinale vahetult toetuvalt vahelaelt $N_{d1} = 64 \text{ kN/m}$, vahelaelt edasiantav pikijõu ekstsentrilisus seinale telje suhtes $e_0 = 52 \text{ mm}$,

Arvutuslik koormus ülemistelt korrustelt $N_{d2} = 140 \text{ kN/m}$,

Seina vaba kõrgus on 3,0 meetrit, ristuvad põikseinad puuduvad,

Sein on laotud raketisplokkidest paksusega $h_s = 190 \text{ mm}$, monoliitbetoonist südamikuga $h_c = 132 \text{ mm}$,

Täitebetooni tugevusklass C20/25; $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{cd} = 9,3 \text{ Mpa}$ ($\gamma_b = 1,5$; $\alpha_{cc} = 0,7$)

Sarrusteras A500HW; $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$; $f_{yd} = 417 \text{ Mpa}$; $\gamma_s = 1,2$

Arvutus:

Leiame seinale arvutuskõrguse vastavalt jaotisele 7.1.1:

$$L_c = k L = 1,0 \times 3,0 = 3,0 \text{ m}$$

9. Arvutatame geomeetrilisi hälbeid arvestava ekstsentrilisuse e_a ja teist järku ekstsentrilisuse e_2 jaotises 7.1.3 toodud valemitega:

$$e_a = \frac{h_c}{20} + \frac{L_c}{500} \cdot \frac{h_c}{h_s}$$

$$e_a = 132 / 20 + (3000 \times 132) / (500 \times 190) = 10,8 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_c \sqrt[3]{12}}{h_s}$$

$$\lambda = 3000 \times 12^{0,5} / 190 = 54,7$$

$$e_2 = \left(\frac{\lambda}{145} \right)^2 \cdot h_c = 0,083 \cdot \left(\frac{L_c}{h_s} \right)^2 \cdot h_c$$

$$e_2 = (54,7/145)^2 \times 132 = 18,8 \text{ mm}$$

10. Leiame arvutusliku ekstsentrilisuse e_d jaotises 7.3 toodud valemiga:

Pikijõu N_{d1} ekstsentrilisus (n.n. esimest järku ekstsentrilisus) $e_0 = 52 \text{ mm}$

$$e_d = 0,6 \cdot e_0 + e_a + e_2$$

$$e_d = 0,6 \times 52 + 10,8 + 18,8 = 60,8 \text{ mm}$$

11. Leiame arvutusliku momendi $M_{sd} = N_{sd} e_d$

$$M_{sd} = N_{sd} e_d = (N_{d1} + N_{d2}) e_d = (64 + 140) \times 0,0608 = 12,40 \text{ kNm}$$

12. Arvutatame abisuuruse v :

$$N_{sd} = (N_{d1} + N_{d2}) = 64 + 140 = 204 \text{ kN}$$

$$v = N s_d / b h_c f_{cd} = 204000 / (1000 \times 132 \times 9,3) = 0,166$$

13. Arvutame abisuuruse μ :

$$\mu = M_{Sd} / b h_c^2 f_{cd} = 12400000 / (1000 \times 132^2 \times 9,3) = 0,0765$$

14. Vastavalt v ja μ väärtustele leiame nomogrammilt ω väärtuse (meie poolt vaadeldaval raketisplokkseinal $d_1 / h_c = 30 / 132 = 0,23$. Seega ω tuleb valida nomogrammilt 7.3.3, kus $d_1 / h = 0,25$). Nomogrammil peab v ja μ väärtuste lõikepunkt jääma ω -kõvera ja telgedega piiratud alasse.

$$\omega = 0,1$$

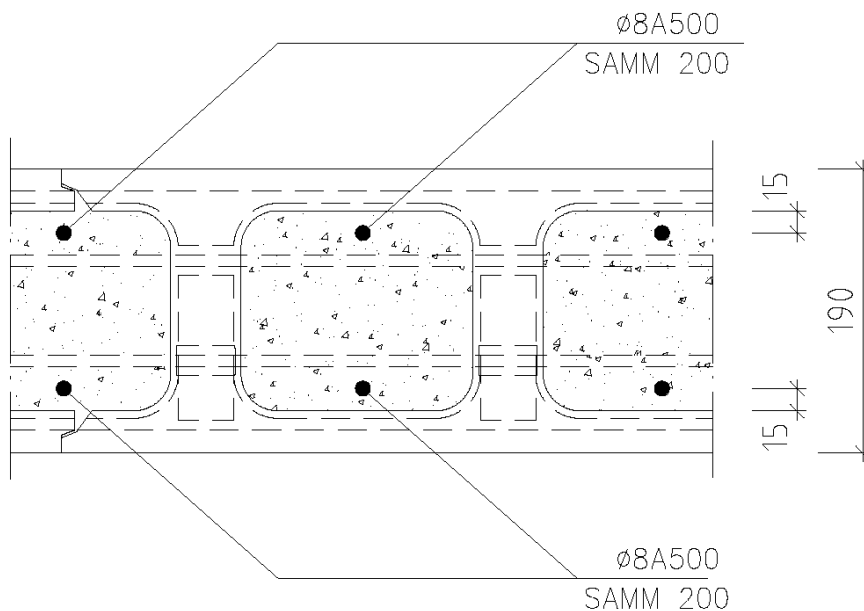
$$\rho = \omega \times (f_{cd} / f_{yd}) = 0,1 \times 12,5 / 417 = 0,003$$

15. Määrame vajaliku sarrustuse A_s

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \rho b h_c = \rho A_c = 0,003 \times 1000 \times 132 = 396 \text{ mm}^2$$

$$\text{valime püstisarrustuseks } 5\emptyset 8 + 5\emptyset 8, \text{ mille } A_s = 500 \text{ mm}^2$$

Sarrustame raketisplokkseina õõntesse paigaldatavate püstvarrastega $\emptyset 8$, varraste samm 200 mm. Horisontaalsuunas paigaldatakse miinimumnõetele vastav sarrustus vastavalt jaotisele 10.



8. KELDRISEINTE ARVUTAMINE PINNASESURVELE

8.1 Üldist

Raketisplokkidest ehitatud keldrisein arvutatakse üldjuhul ala- ja ülapinnas šarniirselt toetatud, töötava püstsarrusega seinana. Töötavaks ristlõikeks võetakse vaid ploki kesta vahele jääv kohapeal valatud täitebetoonist osa, mille paksuseks võetakse $h_c = h_s - 60 \text{ mm}$.

Keldriseinte arvutamisel tuleb lisaks vertikaalkoormusele arvestada ka pinnase rõhtsurve ja maapinnal asuvate koormustega. Koormuseks maapinnale võetakse täpsemate andmete puudumisel minimaalselt $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$. Keldrisein arvutatakse vertikaalse lihttalana, arvutus-kõrguseks võetakse vahekaugus keldrivahelae alumisest pinnast kuni vundamenditaldmikuni. Kui keldris on betoonpõrand, võib keldriseina arvutuskõrguseks võtta keldripõranda ja vahelae vahekauguse.

Maapinnale mõjuv koormus teisendatakse lisakõrguseks valemiga:

$$H_{lk} = q_k / \gamma_p$$

Siin q_k - normkoormus maapinnale kN/m^2 ,

γ_p – pinnase mahukaal, tagasitäitel tavaliselt 20 kN/m^3

Pinnase külgrõhu ordinaadid arvutatakse valemite:

$$q_1 = \gamma_Q \gamma_p H_{lk} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$$

$$q_2 = \gamma_G \gamma_p (H_{lk} + H_{täide}) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$$

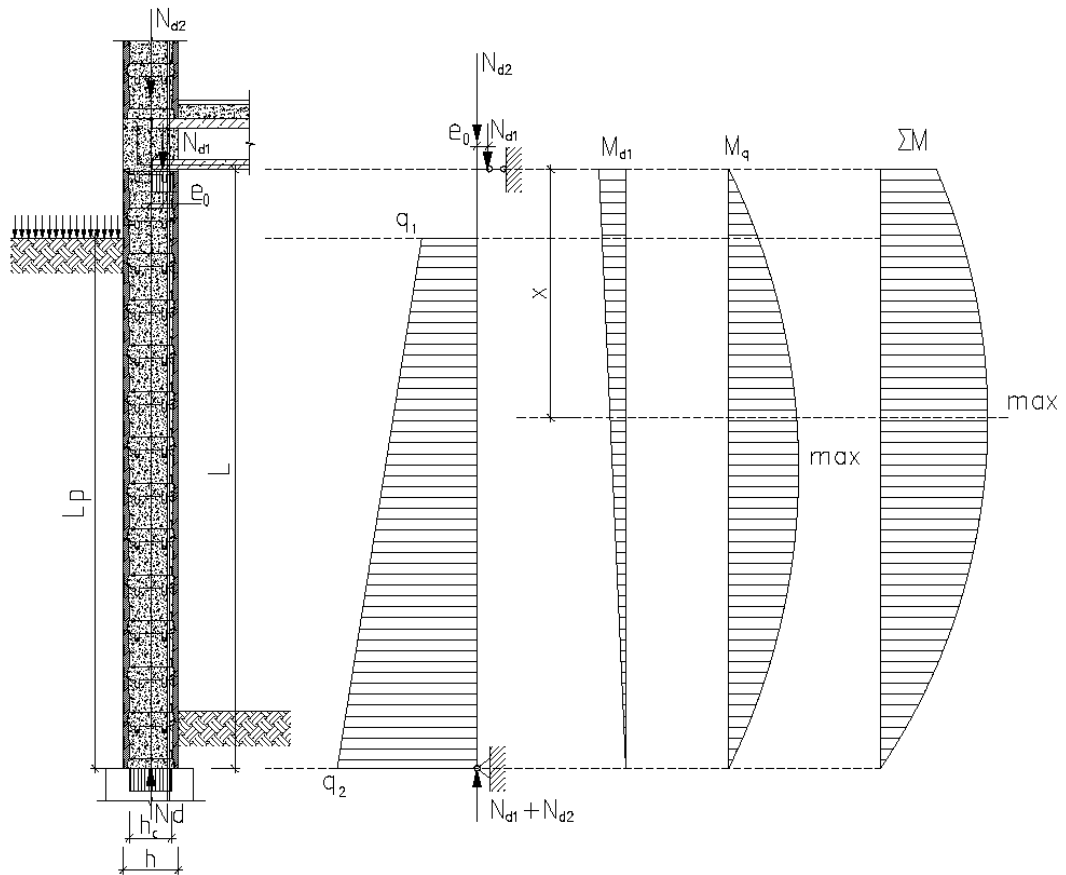
kus γ_Q – maapinnal asuva koormuse ülekoormustegur,
 γ_G – pinnase mahukaalu ülekoormustegur,
 $H_{täide}$ – pinnaserõhu epüüri kõrgus,
 φ – pinnase sisehõõrdenurk, tagasitäiteks kasutataval liival tavaliselt $20^\circ \dots 30^\circ$

Kui esimese korruse sein paikneb vundamendiseina suhtes sümmeetriliselt, loetakse ülalt vundamendile antav koormus tsentriliseks, ning arvestatakse ainult pikijõu juhuslikke ekstsentrilisusi e_a ja e_2 . Keldriseina ristlõikeid, kus pikijõud või paindemoment on maksimaalne, kontrol-litakse ekstsentrilise surve valemitega või jaotises 7.3 toodud nomogrammide abil.

8.2 Püstarmatuuriga keldriseinte arvutus

Keldriseintes on üldjuhul töötavaks armatuuriks sein sisepinna lähedusse paigutatud püstvardad, muu armatuur paigaldatakse konstruktiivsetest kaalutlustest lähtudes. Lisaks pinnasesurvele on sein tavaliselt koormatud normaaljõududega, nende mõju tuleb arvesse võtta vastavalt jaotises 7 toodud juhiste. Staatika meetodeid kasutades määratakse keldriseinas mõjuv maksimaalne paindemoment ja normaaljõud. Vastavalt nende väärtustele määratakse vjalik sarrustuse intensiivsus kas analüütiliselt või kasutades jaotises 7 toodud nomogramme 7.3.1...7.3.3.

Arvutustega määratud töötav sarrus tuleb paigaldada joonise 8.1 kohaselt täite suhtes vastaspoolsele küljele, kaugus raketisploki kestast on minimaalselt võrdne varda läbimõõduga (üldjuhul $10 \dots 12 \text{ mm}$). Ristlõike kasulik kõrgus on $d = h_c - 10 - \varnothing/2 \text{ mm}$. Vertikaalsarruse ankurdamis pikkus on mõlemast otsast vähemalt 300 mm . Horisontaalsarrusena kasutatakse vähemalt tabelis 10.1 toodud mahukahanemispragunemist piiravat sarrust.

Joonis 8.1 Pinnasesurvele allutatud raketisplokkseina arvutuskeem

Kui keldrisein on toetatud ristuvate seinte või pilastritega, mille küljemõõt horisontaalsuunas on vähemalt $h_{pil} > 2,5 h_s$ ja nende seinte või pilastrite vahekaugus horisontaalsuunas on mitte rohkem kui $2 L$, võib seina arvutada pinnasesurve suhtes nii horisontaal- kui ka vertikaalsuunas töötava plaadina. Töötavaks sarruseks on sel juhul nii horisontaal- kui vertikaalvardad.

9. RAKETISPLOKKSILLUSTE ARVUTAMINE

9.1 Üldist

Müüriavade sildamiseks sobivad samad plokid, mida kasutatakse seinakonstruktsioonides. Raketisplokkidest sillused avade sildamiseks tehakse vastavalt vajadusele ühe, kahe või kolme ploki kõrgused. Joonistel 9.1 ja 9.2 on esitatud sillustalade kõrguse variandid.

Armeeritud raketisplokksillust arvutatakse raudbetoonkonstruktsioonide arvutusreeglite alusel.

Alltoodud arvutusmeetod pärineb juhendmaterjalist:

EPN 2/AM-1 Raudbetoonkonstruktsioonid. Eelpingestamata raudbetoonelementide kandepiir seisundid. Abimaterjal EPN 2.1.1 kasutajale. Eesti Ehitusteave 1999

Silluste tugevuskontroll tehakse paindemomendi ja põikjõu koosmõjule. Lisaks kontrollitakse tõmbele töötava pikisarruse ankurdust tugele ja muljumispingeid tala otsa all. Täidetud peavad olema ka konstruktiivsed tingimused põiksarrusele.

9.2 Silluste tugevuskontroll paindele:

1. Määratakse surutud tsooni kõrgus:

$$x = f_{yd} A_{s1} / 0,8 \alpha f_{cd} b$$

2. Arvutatakse survetsooni suhteline kõrgus ξ

$$\xi = x/d_1$$

3. Kontrollitakse, kas ristlõige on normaalarmeeritud. Ristlõige on normaalarmeeritud, kui on täidetud tingimus:

$$\xi \leq \xi_c$$

kus

ξ_c – survetsooni suhteline piirkõrgus,

armatuurterasele A500HW on ξ_c väärtuseks 0,617;

4. Leitakse survetsooni arvutuskõrgus

$$y = 0,8x$$

5. Määratakse ristlõike paindekandevõime valemist:

$$M_{Rd} = \alpha f_{cd} b y (d_1 - 0,5y)$$

Näide 9.2.1 Antud: raketisplokksillus 190x400 mm; monoliitbetoonist südamikuristlõikemõõtmed $b = 132$ mm, $h = 400$ mm, $d_1 = 370$ mm; täitebetooni klass C20/25 ($f_{cd} = 9,3$ MPa); pikitõmbearmatuur A500 ($f_{yd} = 417$ MPa), armatuuri pindala $A_{s1} = 157$ mm² (2Ø10); arvutuslik paindemoment $M_{Sd} = 18,2$ kNm.

Teha: ristlõike kandevõime kontroll.

Arvutus:

Määrame survetsooni kõrguse:

$$x = f_{yd} A_{s1} / 0,8 \alpha f_{cd} b = 417 \times 157 / 0,8 \times 0,85 \times 9,3 \times 132 = 78,4 \text{ mm}$$

Armatuurile A500 tegur $\xi_c = 0,617 > \xi = x/d_1 = 78,4 / 370 = 0,21$. Seega on ristlõige normaalarmeeritud ja survetsooni arvutuskõrgus $y = 0,8x = 0,8 \times 78,4 = 63$ mm.

Ristlõike paindekandevõime on arvutatav valemist:

$$M_{Rd} = \alpha f_{cd} b y (d_1 - 0,5y) = 0,85 \times 9,3 \times 132 \times 63 \times (370 - 0,5 \times 63) =$$

$$22252306 \text{ Nmm} = 22,3 \text{ kNm} > M_{sd} = 18,2 \text{ kNm}.$$

Seega on ristlõike paindekandevõime küllaldane.

9.3 Põikjõukindluse kontroll

Raketisplokksillus võib olla kujundatud kas:

- põikjõudu vastuvõtivate rangidega
- ilma rangideta

Põikjõukindluse arvutuslused. Põikjõukindluse arvutus põhineb kolmel arvutusliku piirpõikjõu väärtusel:

V_{Rd1} - põikarmatuurita elemendi arvutuslik põikjõukandevõime

V_{Rd2} - pragudevahelise surutud betoonkaldriba arvutuslik põikjõukandevõime

V_{Rd3} - põikarmatuuriga elemendi arvutuslik põikjõukandevõime.

Lõiked, kus on täidetud tingimus $V_{sd} \leq V_{Rd1}$, ei vaja arvutuslikku põikarmatuuri.

Lõigetesse, kus $V_{sd} > V_{Rd1}$, tuleb ette näha selline põikarmatuur, mille puhul on täidetud tingimus $V_{sd} \leq V_{Rd3}$.

Arvutusliku põikarmatuurita elemendid

Arvutuslik põikjõukandevõime V_{Rd1} arvutatakse valemist

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_l)] b d$$

kus:

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctk 0.05} / \gamma_c - \text{betooni arvutuslik nihketugevus};$$

k - elemendil, millel enam kui 50% alumisest armatuurist on katkestatud, võetakse $k = 1$;

muudel juhtudel $k = 1,6 - d \geq 1$ (d on meetrites);

$$\rho_l = A_{s1} / b d \leq 0,2$$

Arvutuslik põikjõukandevõime V_{Rd2} määratakse arvutusliku põikarmatuurita elemendil avaldisega

$$V_{Rd2} = 0,45 v f_{cd} b d$$

kus

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200 \geq 0,5 \text{ (} f_{ck} \text{ on MPa)}.$$

Arvutusliku põikarmatuuriga elemendid

Standardmeetodi korral rakendatakse tugevustingimust elemendi telje suhtes 45 kraadi all paiknevale kaldlõikele. Arvutuslik põikjõukandevõime on määratud avaldisega

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$

Betooniga vastuvõetav piirpõikjõud $V_{cd} = V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_l)] b d$

Vertikaalse põikarmatuuriga vastuvõetav piirpõikjõud

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd}.$$

Vajalik rangide intensiivsus

$$a_{sw} = V_{wd} / 0,9 d f_{ywd}$$

9.4 Sillustalade kandevõime tabelid

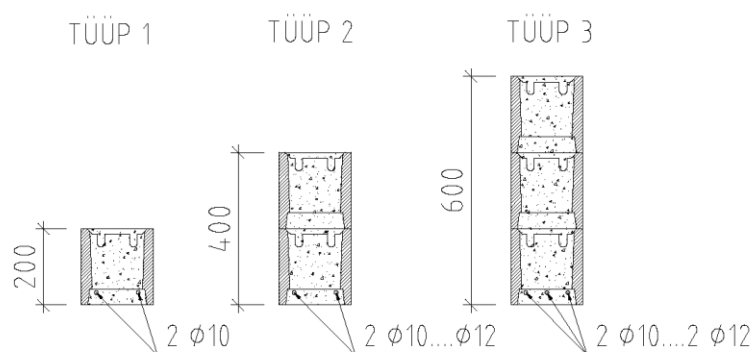
Pikisarrusena kasutatakse terasvardaid 2 $\phi 10$... 2 $\phi 12$ A500HW tabeli järgi. Pikisarruse ristlõike tsentri kaugus tala alaservast on 30 mm (betoonkaitsekiht 25 mm). Tala pikisarrus peab ulatuma toele vähemalt 300 mm.

Tabel 9.1. Arvutusliku põiksarruseta sillustala

Plokkide kihte 1, 2 või 3 Pikisarrus 2 ϕ 10 / 2 ϕ 12 A500HW. Betoon C20/25. Tulepüsivus R 60. Lubatud koormuse arvutuslik väärtus q_u kN/m.

	BP-190			BP-240		
Silluse tüüp	1	2	3	1	2	3
Pikisarrus	2 $\phi 10$	2 $\phi 10$	2 $\phi 10$	2 $\phi 10$	2 $\phi 10$	2 $\phi 12$
M_{Rd} (kNm)	9,4	22,5	35,6	9,9	23,0	51,0
V_{Rd} (kN)	6,8	14,8	18,3	9,3	19,6	24,7
Ava laius L (m)	q_u kN/m					
0,6	33	92	115	44	125	160
0,8	23	92	115	30	125	160
1,0	17	92	115	23	108	160
1,2	14	52	115	18	70	160
1,4	12	36	115	15	49	140
1,6	10	28	65	13	38	90
1,8	9	22	45	12	31	63
2,0	8	19	35	10	26	48
2,2	7	16	28	9	22	39
2,4	6	14	24	8	20	33
2,6	6	13	20	8	17	28
2,8	5	12	18	7	16	25
3,0	5	11	16	7	14	22
3,2	5	10	14	6	13	20
3,4	4	9	13	6	12	18
3,6	4	8	12	5	11	17
3,8	4	8	11	5	11	16

Joonis 9.1. Arvutusliku põiksarruseta sillustalad



9.3 Arvutusliku põiksarrusega sillustala

Arvutusliku põiksarrusega sillustalades kasutatakse pikisarrusena terasvardaid 2 ϕ 10 ... 2 ϕ 16 A500HW nii, nagu tabelis näidatud. Põiksarruseks on rangid ϕ 6 s. 100/200 A500HW. Tabelis on näidatud ka pikisarruse minimaalne ankurdamispikkus tuge del l_b .

Tabel 9.2. Arvutusliku põiksarrusega sillustala

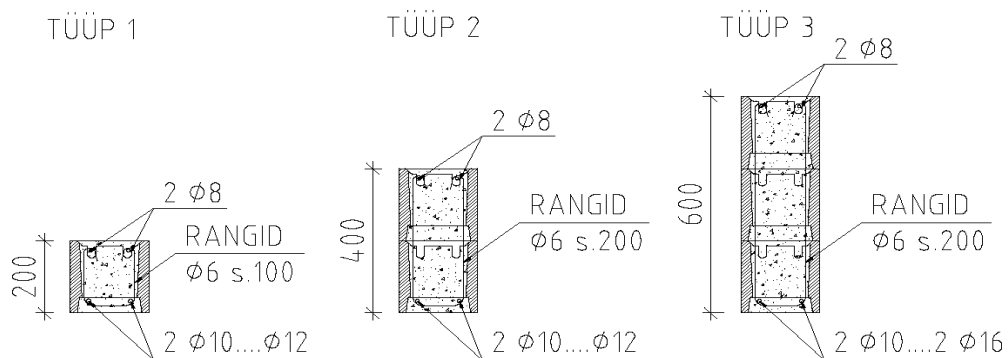
Plokkide kihte 1, 2 või 3, sarrusterase klass A500HW. Täitebetoon C20/25. Tulepüsivus R60
Lubatud koormuse arvutuslik väärtus q_u kN/m

	BP-190			
Silluse tüüp	1	2	3	
Pikisarrus	2 ϕ 10	2 ϕ 12	2 ϕ 12	2 ϕ 16
Ankurduspikkus toel (mm)	400	500	500	600
Rangid	ϕ 6 s. 100	ϕ 6 s. 200	ϕ 6 s. 200	ϕ 6 s. 200
M_{Rd} (kNm)	9,4	31,2	50,1	83,7
V_{Rd} (kN)	26,5	57,6	88,8	88,5
Ava laius L (m)	q_u kN/m			
0,6	90	219	306	306
0,8	60	147	263	263
1,0	43	105	230	230
1,2	32	79	176	204
1,4	25	61	137	184
1,6	20	49	110	167
1,8	17	40	90	149
2,0	14	34	75	124
2,2	12	28	63	105
2,4	10	24	54	90
2,6	9	21	47	78
2,8	8	18	41	68
3,0	7	16	36	60
3,2		14	32	54
3,4		13	29	48
3,6		12	26	43
3,8		11	24	39
4,0		10	21	36

Tabel 9.3. Arvutusliku põiksarrusega sillustala

Plokkide kihte 1, 2 või 3, sarrusterase klass A500HW. Täitebetoon C20/25. Tulepüsivus R60
Lubatud koormuse arvutuslik väärtus q_u kN/m

BP-240					
Plokkide kihte	1	2		3	
Pikisarrus	2 ϕ 12	2 ϕ 12	2 ϕ 16	2 ϕ 12	2 ϕ 16
Ankurduspikkus (mm)	500	500	600	500	600
Rangid	ϕ 6 s. 100	ϕ 6 s. 200	ϕ 6 s. 200	ϕ 6 s. 200	ϕ 6 s. 200
M_{Rd} (kNm)	112,9	32,2	53,2	51,0	86,7
V_{Rd} (kN)	46,4	64,3	63,9	99,1	98,8
Ava laius L (m)	q_u kN/m				
0,6	127	264	268	380	386
0,8	85	180	183	260	263
1,0	61	137	139	197	200
1,2	46	110	112	159	161
1,4	36	88	94	133	135
1,6	29	70	81	114	116
1,8	23	58	71	92	102
2,0	20	48	63	77	91
2,2	17	41	57	65	82
2,4	14	35	52	56	74
2,6	12	30	47	48	68
2,8	11	26	44	42	63
3,0	9	23	38	37	59
3,2		21	34	33	55
3,4		19	31	30	50
3,6		17	28	27	45
3,8		15	25	24	41
4,0		14	23	22	37

Joonis 9.2. Arvutusliku põiksarrusega sillustalad

10. MINIMAALNE SARRUSTUS

Horisontaalkoormusele allutatud armeeritud raketisplokkseintes (nt. tuule või pinnasesurvega koormatud seinad) peaks sarruse pindala kandvas suunas (üldjuhul püstsuunas) moodustama vähemalt 0,1% seina ristlõikepindalast. Varraste samm ei tohiks olla suurem kui 300 mm. Horisontaalsuunas piisab mahukahanemispragude tekkimist piiravast sarrusest.

Kui sein on arvutatud kahes suunas töötava plaadina (seina arvutuskõrgust on vähendatud tabeli 7.1 järgi), peaks lisaks vertikaalsele sarrusele olema paigaldatud ka arvutuslik horisontaalsarrus minimaalse pindalaga A_s vähemalt 0,1% seina ristlõikepindalast.

Minimaalsarrustuse puhul ei eeldata seinal horisontaalsuunas arvutuslikku kandevoimet olevat. Sellisel juhul piisab horisontaalseks sarruseks mahukahanemispragude tekkimist piiravast sarrusest.

Tabel 10.1 Raketisplokkidest sarrustatud seina minimaalne sarrustus:

		BP-190	BP-240
Horisontaalkoormus, sarrustatud sein	$A_{s,min} \text{ (mm}^2\text{/m)} \geq$	200	250
	Vertikaalsarrus $A_s \text{ (mm}^2\text{/m)}$	ϕ 8 k 200 252	ϕ 8 k 200 252
	Horisontaalsarrus $A_s \text{ (mm}^2\text{/m)}$	ϕ 10 k 400 252	ϕ 8 k 200 252
Vertikaalkoormus, tõmbe- ja survesarrusega sein Sarrus horisontaal- ja vertikaalsuunas mõlemas pinnas	$A_{s,min} \text{ (mm}^2\text{/m)} >$	133	181
	Vertikaalsarrus $A_s \text{ (mm}^2\text{/m)}$	ϕ 8 k 200 mõlemas pinnas 252 + 252	ϕ 8 k 200 mõlemas pinnas 252 + 252
	Horisontaalsarrus $A_s \text{ (mm}^2\text{/m)}$	ϕ 8 k 200 mõlemas pinnas 252 + 252	ϕ 8 k 200 mõlemas pinnas 252 + 252
Mahukahanemist piirav sarrus	Horisontaalsarrus $A_{s,min} \text{ (mm}^2\text{/m)}$	ϕ 8 k 400 mõlemas pinnas 126 + 126	ϕ 8 k 400 mõlemas pinnas 126 + 126

Avaservadesse tuleks paigaldada vähemalt üks sarrusvarras ϕ10.

Sillustalad sarrustatakse alumises pinnas minimaalselt kahe sarrusvardaga ϕ10. Minimaalne konstruktiivne põiksarrus peaks koosnema rangidest ϕ 6 sammuga 200 mm.

11. TULEPÜSIVUS, HELIPIDAVUS

Raketisplokkidest BP-190 ja BP-240 ehitatud sein vastab tabelis 12.1 esitatud tulepüsivuse nõuetele.

Tabel 12.1. Raketisplokkidest sein BP-190 ja BP-240 tulepüsivus

Plokk	Tuletõkkesein, mittekandev	Kandev sein
BP-190	EI 240	REI 240
BP-240	EI 240	REI 240

Raketisploki sein (kesta) paksus on 30 mm. Nii kandva kui ka tuletõkkeseina miinimumpaksuse määramisel võib plokki kesta arvestada sein nõutava paksuse hulka.

Tabel 12.2. Raketisplokkseina sarruse minimaalne betoonkaitsekiht sõltuvalt nõutavast tulepüsivusajast

Tulepüsivusaeg	Betoonkaitsekiht (mm) plokki kesta välispinnast
≤ R 90	45
R 180	50
R 240	60

Tabel 12.3. Sillustalade tulepüsivus ning sellele vastav sarruse nõutav minimaalne betoonkaitsekiht (mm)

Tulepüsivusaeg	BP-190	BP-240
R 60	30	25
R 90	50	40
R 120	-	60
R 180	-	-
R 240	-	-

Tabel 12.4. Raketisplokkidest sein helipidavus

	Heliisoleerivus
BP-190	56 dB
BP-240	58 dB