**Kivikonstruktsioonid**



Konstruktsioonielementide ja sõlmede tugevusarvutused

Näited

**2000**

**Saateks**

Käesolevas abimaterjalis antakse juhised kivide ja plokkide ehitusel kasutamise kohta. Põhilised lahendid on seotud väikemajade (1…3 korrust) ehitamisega, valikuliselt on pakutavaid lahendeid võimalik kasutada ka kõrgemate hoonete puhul.

Abimaterjal koosneb kahest osast:

konstruktsioonielementide ja sõlmede tugevusarvutused,

hoonete stabiilsusarvutused.

Arvutuseeskirjade koostamise aluseks on võetud normieelnõu EPN-ENV 6.1.1 “Kivikonstruktsioonide projekteerimine”, selletõttu on ka abimaterjalis osaliselt korratud normi materjali. On eeldatud, et abimaterjal laiendab normide kasutamist sügavuti.

Abimaterjalis kasutatakse väljendeid konstruktiivne ja arvutuslik (projekteeritav). Esimesel juhul on konstruktsiooni mõõtmed ja lahendus saadud pikaajalisest praktilisest kogemusest, teisel juhul tuleb teha vajalik konstruktsiooni tugevusarvutus.

Abimaterjalis on kõik normi kohustuslikud punktid esitatud püstkirjas ja soovituslikud kaldkirjas.

Eurocode 6 pakutud väärtuste täpsustamisel on kasutatud Soome Rahvuslikku Rakendusdokumenti (Finnish NAD) ja Soome standardeid (SFS).

Kivikonstruktsioonide normis esineb küllalt palju mitmesuguseid tegureid ja konstruktiiv­seid soovitusi, mille väärtust oleks vaja praktikas täpsustada. Autor on tänulik kõikide märkuste ja soovituste eest selles suhtes. Käeolevas abimaterjalis tuuakse enamlevinud konstruktsioonide arvutusnäited. Näidete koostamisel on kasutatud abimaterjalina käsiraamatuid *Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81); Murverkshandboken MUR 90, TCK AB, 1990, Häfte 2, Häfte 4A…4C, Häfte 5C.* Põhilised teksti viited on tehtud EPN – ENV 6.1.1 -le.

Koostas V. Voltri

Sisukord

[1 Sissejuhatus 4](#_Toc523385665)

[1.1 Kasutusvaldkond 4](#_Toc523385666)

[1.2 Eeskirjad ja rakendusjuhised 4](#_Toc523385667)

[1.3 Eeldused 4](#_Toc523385668)

[1.4 SI mõõtühikud 5](#_Toc523385669)

[1.5 Abimaterjalis kasutatavad tähised 5](#_Toc523385670)

[2 Müüritise projekteerimine (arvutamine) 8](#_Toc523385671)

[2.1 Konstruktsiooni töötamisviis ja üldstabiilsus 8](#_Toc523385672)

[2.1.1 Konstruktsiooni arvutusskeemid ja koormustulemid 8](#_Toc523385673)

[2.1.1.1 Üldsätted 8](#_Toc523385674)

[2.1.1.2 Elastse skeemiga hoone 8](#_Toc523385675)

[2.1.1.3 Jäiga skeemiga hoone 9](#_Toc523385676)

[2.1.2 Kandeelementide projekteerimine 11](#_Toc523385677)

[2.2 Koormused, nende kombinatsioonid ja osavarutegurid 11](#_Toc523385678)

[2.2.1 Alaline normkoormus 11](#_Toc523385679)

[2.2.2 Muutuv normkoormus 11](#_Toc523385680)

[2.2.3 Normatiivne tuulekoormus 11](#_Toc523385681)

[2.2.4 Normatiivne pinnase külgsurve 11](#_Toc523385682)

[2.2.5 Arvutuslikud kombinatsioonid 11](#_Toc523385683)

[2.3 Müüritise arvutustugevus 11](#_Toc523385684)

[2.3.1 Üldsätted 11](#_Toc523385685)

[2.3.2 Müüritise normsurvetugevuse leidmine 12](#_Toc523385686)

[Näide 1 Müüritise tugevuse määramine 12](#_Toc523385687)

[2.4 Vertikaalselt koormatud konstruktsioonid 12](#_Toc523385688)

[2.4.1 Üldsätted 12](#_Toc523385689)

[2.4.2 Armeerimata seina ja postide tugevusarvutused 13](#_Toc523385690)

[2.4.2.1 Üldsätted 13](#_Toc523385691)

[2.4.2.2 Nõtke- ja ekstsentrilisustegur, survetsooni pindala 14](#_Toc523385692)

[2.4.2.3 Seina arvutuskõrgus 15](#_Toc523385693)

[2.4.2.4 Seina arvutuspaksus 17](#_Toc523385694)

[2.4.2.5 Seina saledus 17](#_Toc523385695)

[2.4.2.6 Koormuse ekstsentrilisus 17](#_Toc523385696)

[Näide 2 Välisseina tugevuskontroll 18](#_Toc523385697)

[Näide 3 Pilastriga post 20](#_Toc523385698)

[2.4.3 Avadega seina tugevusarvutused 24](#_Toc523385699)

[2.4.3.1 Üldsätted 24](#_Toc523385700)

[2.4.3.2 Monteeritavad sillused 24](#_Toc523385701)

[2.4.3.3 Kivisillused 24](#_Toc523385702)

[Näide 4 Võlvi tugevuskontroll 27](#_Toc523385703)

[Näide 5 Armeerimata ridasilluse tugevuskontroll 29](#_Toc523385704)

[2.4.3.4 Armeeritud kivisilluse tugevuskontroll 29](#_Toc523385705)

[Näide 6 Armeeritud ridasilluse tugevuskontroll 32](#_Toc523385706)

[Näide 7 Armeeritud ridasillus (kõrge tala) 33](#_Toc523385707)

[2.4.4 Armeeritud posti tugevusarvutused 34](#_Toc523385708)

[Näide 8 Armeeritud posti kandevõime 37](#_Toc523385709)

[2.5 Horisontaalselt koormatud konstruktsioonid 39](#_Toc523385710)

[Näide 9 Keldriseina kandevõime 40](#_Toc523385711)

[2.6 Vertikaalselt koormatud müüritise tugevdamine 42](#_Toc523385712)

[2.6.1 Üldsätted 42](#_Toc523385713)

[2.6.2 Müüritise armeerimine ladumise ajal 42](#_Toc523385714)

[Näide 10 Müüritise tugevdamine võrkudega 42](#_Toc523385715)

[2.6.3 Valmis müüritise tugevdamine 43](#_Toc523385716)

[Näide 11 Posti tugevdamine metallsärgiga 44](#_Toc523385717)

[Lisa 1 Graafikud ristlõike raskuskeskme ja inertsimomendi leidmiseks 46](#_Toc523385718)

[Lisa 2 Pinge jaotumine müüritises 48](#_Toc523385719)

[Lisa 3 Armeeritud ridasilluse parameetrid ja kasutusala 50](#_Toc523385720)

[Lisa 4 Armeeritud kõrge tala 51](#_Toc523385721)

[Lisa 5 Armeerimata müüritise normsurvetugevused ( EPN-ENV 6.1.1 lisa H) 52](#_Toc523385722)

[Lisa 6 Armeerimata müüritise normpaindetugevus (EPN-ENV 6.1.1 lisa I) 53](#_Toc523385723)

[Kasutatud kirjandus 54](#_Toc523385724)

# 1 Sissejuhatus

## 1.1 Kasutusvaldkond

Abimaterjal projekteerimisnormi EPN-ENV 6.1.1 kasutamiseks on ra­­kendatav armeerimata, armee­­ritud, eel­pingestatud ja betoonkarkassiga müü­riti­sega hoonete ja rajatiste projekteerimisel.

Abimaterjal käsitleb ainult konstruktsioonide tugevuse, kasutuse ja kestvuse küsimusi. Muid küsi­­musi, nagu näiteks soojus- ja heliisolatsiooni, ei vaadelda.

Projekteerimisel tuleb arves­se võtta konstruktsiooni materjalide ja detailide kvaliteeti ja tööde tegemise tehnoloogiat. Üldiselt peavad juhised, mis puudutavad töö­de tegemist ja töö­võt­teid, mini­maalselt puu­dutama nõudeid, mida võidakse hiljem muuta eri tüüpi konst­ruktsioonide, rajatiste ja ehitusmeetodite puhul.

Koormuste arvväärtusi hoonete ja rajatiste projek­teerimiseks abimaterjalis ei anta. Juhised nime­tatud arvväärtuste määramiseks on toodud EPN-ENV 1.1-s “Projekteerimise alused. Koormused.”

Abimaterjalis antakse hoonete ja rajatiste armee­rimata, armee­ritud ja liit­müüritise projekteerimise võimalikud arvutuseeskirjad eeldusel, et ladumisel kasutatakse mörte, mis on tehtud loodusliku liivaga või kivide, kruusa või kergete agregaatainete purustamisel saa­dud liivaga, ja järgmisi müürikive:

1. põletatud savikivid, kaasa arvatud kerge­kaalulised savikivid;
2. lubi-silikaatkivid;
3. kerg- või raskbetoonist kivid –betoonkivid (tsementkivid);
4. mullbetoonist väikeplokid;
5. looduskive asendavad tehiskivid;
6. mõõtu tahutud looduskivid.

Armeeritud müüritise projekteerimisel peab pro­jekteerija arvestama müüri ja betoontäite koostööd. Juhul, kui betooni osa muutub valdavaks konst­ruktsiooni üld­vastupanus, tehakse arvutused EPN-ENV 2.1.1 alu­sel ja müüritise osa ei arvestata.

Nende konstruktsioonide puhul, mille pro­jek­teerimine ei mahu täielikult käesoleva doku­mendi raami­desse, samuti olemasolevate ja uute materjalide uue kasutusviisi puhul või normaalsetest suuremate koormuste korral kasutatakse projekteerimisel samu eeskirju ja rakendusjuhiseid kui antud dokumendis, kuid vajalike täiendustega.

Detailsed juhised antakse lihtsate ehitiste jaoks. Keerulisematel juhtudel võib toodud juhiste kasu­tamine olla piiratud. Piirangud ja rakendamise või­malused antakse tekstis, kui see on vajalik.

Konkreetset arvutust illustreeritakse arvutusnäitega.

## 1.2 Eeskirjad ja rakendusjuhised

Abimaterjalis eristatakse eeskirju ja raken­dus­ju­hiseid.

Eeskirjad väljendavad:

— üldpõhimõtteid ja määratlusi, millel ei ole alternatiivi kui ka

* nõudeid ja arvutusmudeleid, millele alter­na­tiive ilma eripõhjenduseta ei ole lubatud.

E

eskirjad on trükitud püstkirjas.

*Rakendusjuhised tulenevad eeskirjadest ja on üldiselt soovitusliku iseloomuga. Rakendusjuhised on trükitud kaldkirjas.*

Projekteerimisel võib kasutada rakendusjuhiseid, mis erinevad käesolevatest, kui näidatakse, et nad vastavad eeskirjadele ja tagavad konstruktsioonile vähemalt EPN-ENV 6.1.1-ga võrdse tugevuse, kasutamiskõlblikkuse ja kestvuse.

## 1.3 Eeldused

Lähtutakse järgmistest eeldustest:

— konstruktsioone projekteerivad kvalifitseeritud ja kogemustega isikud;

— tööde juhtimine ja kvaliteedi kontroll on adekvaatne tehastes, ettevõtetes ja ehitusplatsil;

— ehitustöid teevad kogemustega isikud;

— kasutatavad materjalid vastavad EPN-ENV 6.1.1 või vastava toote standardi nõuetele;

— konstruktsioone hooldatakse vastavalt nõuetele;

— konstruktsioone kasutatakse eesmärgipäraselt.

Projektlahendused kehtivad ainult siis, kui täidetakse EPN-ENV 6.1.1 peatüki 6 nõudeid tööde tege­misel*.*

## 1.4 SI mõõtühikud

SI mõõtühikuid kasutatakse vastavalt standardile ISO 1000.

*Arvutamisel soovitatakse kasutada järgmisi mõõtühikuid:*

*jõud ja koormus kN, kN/m, kN/m2;*

*mahumass (tihedus) kg/m3;*

*mahukaal kN/m3;*

*pinge ja tugevus MPa (N/mm2);*

*moment (painde- jne ) kNm.*

## 1.5 Abimaterjalis kasutatavad tähised

*Sõltuvalt kontekstist kasutatakse järgmisi tähiseid:*

*γF — koormuse osavarutegur,*

*γG — alalise koormuse osavarutegur,*

*γp — pinnase mahukaal,*

*γM — materjali omaduse osavarutegur,*

*A — avariikoormus; ristlõikepindala,*

*E — koormustulem (konstruktsiooni sisemine reageering koormusele); elastsusmoodul,*

*Ev — võrkudega armeeritud müüritise elastsusmoodul,*

*F — koormus; jõud,*

*Fd — arvutuskoormus,*

*Fk — normkoormus,*

*G — alaline koormus,*

*Q — muutuvkoormus,*

*Qd — arvutuslik muutuvkoormus,*

*Rd — arvutuslik kandevõime, vastupanu (tugevus),*

*Sd — arvutuslik sisejõud,*

*Kontekstist sõltuvad tähised kivimüüritise puhul:*

α — survetsoonis betooni survetugevuse vähendustegur,

αm — tegur, mis arvestab müüritise koormamist paralleelselt sängitusvuugiga,

αsv —võrkudega armeeritud müüritise elastsustegur,

*δ — müürikivi laiusest ja kõrgusest sõltuv tegur,*

*ε — suhteline deformatsioon,*

*σ — normaalpinge,*

*ν — kaldenurk,*

*Φ — lõplik roometegur,*

*γc — pinnase mahukaal,*

*σd — arvutuslik vertikaalne survepinge,*

*εel — elastne suhteline deformatsioon,*

λ — saledus (λi – saledus inertsiraadiuse alusel, λh – saledus ristlõike kõrguse alusel),

*χ — nõtketegur,*

*χi — nõtketegur seina ülaservas või jalal,*

*χm — nõtketegur seina keskmisel kõrgusel,*

ρn —seina kinnitusi arvestav vähendustegur

(n = 2, 3 või 4),

*Ac — seina ristlõike survetsooni pindala,*

*Ab — toetuspindala,*

*Aef — seina ristlõike efektiivpindala,*

*al — toetuspikkus,*

*e — ekstsentrilisus,*

*ea — juhuslik ekstsentrilisus,*

*ek — roomest tingitud ekstsentrilisus,*

*f — müüritise survetugevus (üldiselt),*

*fme — müüritise keskmine survetugevus,*

*fb — müürikivi normaliseeritud survetugevus,*

fb,m — müürikivi normaliseeritud keskmine survetugevus,

*fd — müüritise arvutussurvetugevus,*

*fk — müüritise normsurvetugevus,*

*fm — mördi keskmine survetugevus,*

*fvd — müüritise arvutusnihketugevus,*

*fvk — müüritise normnihketugevus,*

*fvk0 — müüritise normnihketugevus vertikaa­l­koormuse puudumisel,*

*fvõlv — võlvi tõus,*

*fx — müüritise paindetugevus,*

*fxd — müüritise arvutuspaindetugevus,*

*fxk — müüritise normpaindetugevus,*

fvõr,d — võrkudega armeeritud müüritise arvutussurvetugevus,

fvõr,m — võrkudega armeeritud müüritise keskmine survetugevus,

*H — horisontaaljõud,*

*h — seina kõrgus ,*

*hef — seina efektiivkõrgus,*

*Ij — pinna inertsimoment,*

*K — konstant, mis on seotud müüritise normtugevusega,*

*L — ava pikkus tugede vahel või toe ja vaba serva vahel,*

*l — lae puhasava (ka l0),*

*Md — arvutuslik moment,*

*Mi — moment koormuse ekstsentrilisusest seina ülemises servas (M1) või jalal (M2),*

*Mm — moment seina keskmisel kõrgusel,*

*Ni — arvutuslik vertikaalkoormus seina peal (N1) või jalal (N2),*

*Nm — arvutuslik vertikaalkoormus seina keskmisel kõrgusel,*

*NRd — seina kandevõime (arvutustugevus) vertikaalkoormusel,*

*NSd — seina arvutuslik vertikaalkoormus,*

*qlat — külgsuunaline arvutuskoormus seina pikkusühiku kohta,*

*t — seina tegelik paksus (ka t1 ja t2),*

*tef — seina efektiivpaksus,*

*VRd — seina arvutuslik põikjõukandevõime (põikjõutugevus),*

*VSd — seina arvutuslik põikjõud,*

*WSd — seina arvutuslik horisontaalkoormus,*

*Z — ristlõike vastupanumoment.*

*Kontekstist sõltuvad tähised armeeritud müüritise puhul:*

* *— põikarmatuuri kaldenurk,*

αsv — võrkudega armeeritud müüritise elastsustegur,

εm — müüritise suhteline deformatsioon,

*εs — armatuuri suhteline deformatsioon,*

*γs — armatuurterase osavarutegur,*

*Am — müüritise ristlõikepindala,*

*As — armatuuri ristlõikepindala,*

*Asi — pikiarmatuuri ristlõikepindala,*

*Asw — põikarmatuuri ristlõikepindala,*

*b — ristlõike laius,*

*bef — riiulitega elemendi efektiivlaius,*

d( = d1) — ristlõike töötav kõrgus; geomeetriline mõõde,

d1 — vähem surutud armatuuri raskuskeskme kaugus survetsooni servast,

d2 — enam surutud armatuuri raskuskeskme kaugus survetsooni servast,

*fcd — täitebetooni arvutussurvetugevus,*

*fck — täitebetooni normsurvetugevus,*

*fcvd — täitebetooni arvutusnihketugevus,*

*fcvk — täitebetooni või müüritise normnihketugevus,*

*Fs — arvutuslik tõmbejõud armatuurvardas,*

*ft — armatuuri tõmbetugevus,*

*ftd — armatuuri arvutustõmbetugevus,*

*ftk — armatuuri normtõmbetugevus,*

*fyd — armatuuri arvutusvoolavuspiir,*

*fycd — armatuuri arvutussurvetugevus,*

*fywd — armatuuri arvutuspõikjõutugevus,*

*fyk — armatuuri normatiivne voolavuspiir,*

*h — ristlõike üldkõrgus,*

*lef — elemendi arvutusava,*

*MRd — arvutuslik vastuvõetav moment,*

*ø — armatuuri läbimõõt,*

s — põikarmatuuri samm; armatuurivõrkude samm,

*x — survetsooni kõrgus ristlõikes,*

*y — survetsooni arvutuskõrgus ristlõikes,*

z — armeeritud müüritise sisejõudude õlg paindel; vertikaalmõõt.

*Märkus. Reeglina antakse tähise kasutamisel tekstis ka tema tähendus.*

# 2 Müüritise projekteerimine (arvu­tamine)

## 2.1 Konstruktsiooni töötamisviis ja üldstabiilsus

### 2.1.1 Konstruktsiooni arvutusskeemid ja koor­mustulemid

#### 2.1.1.1 Üldsätted

Iga piirseisundi kontrollimiseks tuleb luua vastav arvutusskeem, lähtudes:

— konstruktsiooni kirjeldusest, põhimaterjalidest ja töökeskkonnast;

— konstruktsiooni või tema osa töötamisviisist vastavas piirseisundis;

— koormustest ja nende rakendumisviisist.

*Konstruktsiooni või tema osa (näiteks seinu) võib arvutada eraldi juhul, kui arvesse võetakse tema ruumilist tööd ja ääretingimusi.*

Konstruktsiooni üldine kuju, side ja koostöö eriosade vahel peavad kindlustama tema üld­stabiilsuse ja kandevõime.

*Hooned on tervikuna keerukad ruumilised süs­teemid, hoone arvutamine tervikuna on üldiselt väga keeruline ja pole ka alati võimalik. Praktilised kogemused on näidanud, et piisavalt hea tulemuse saab, kui teha olulisi lihtsustusi hoone üldskeemis. Üldjuhul asendatakse arvutustes ruumiline skeem tasapinnalisega, hoone lõigatakse tinglikult tasapinnalisteks ribadeks, mida vaadeldakse kui kõrvuti töötavaid raame. Sellise raami elementideks võivad olla hoone seinad, vahelaed, põikseinad jne. Arvutuslik põikraam on üldjuhul staatikaga määramatu süsteem. Teatavatel juhtudel saab siiski olukorda lihtsustada ja arvutada raami elemente iseseisvate konstruktsioonidena.*

*Stabiilsuse ja tugevuse tagamiseks on vajalik, et kandekonstruktsiooni asend plaanis ja lõikes, müüri­tisosade koostöö omavahel ja konstruktsiooni muu­de osadega vastaks EPN-ENV 6.1.1 pea­tükkidele 5 ja 6. Lubatavaks kõrvalekaldeks võiks lugeda konstruktsiooni kallet vertikaalist nurga ν = = võrra, kus ν on radiaanides, kui konstruktsiooni üldkõrgus hc on m-tes.*

*Müüritisega koos töötavad konstruktsioonid projekteeritakse nii, et nende omavahelised sidemed ei võimalda konstruktsiooni õõtsumist.*

#### 2.1.1.2 Elastse skeemiga hoone

*Elastse skeemiga hoones (staatikaga määramatus süsteemis) põhjustab koormus ühel elemendil sisejõude ka kõikides ülejäänud elementides. Sisejõudude jaotusel on määrav süsteemi elementide omavaheline jäikus.*

Tuul

I1

I2

Joonis 2.1 *Elastse skeemiga hoone*

*Sisejõud vastasseintes sõltuvad seinte jäikuste suhtest.*

*Hoone arvutusskeem võiks olla järgmine –*

I1

I2

Joonis 2.2 *Hoone arvutusskeem*

*Kivihoonete puhul on siiski elastse skeemi järgi harva vajadust.*

#### 2.1.1.3 Jäiga skeemiga hoone

*Tüüpilisel kiviseintega hoonel on kivist välisseinad, kivist põikseinad ja raudbetoonvahelaed.*

Tuul

δ

Joonis 2.3 *Jäiga skeemiga hoone*

*Uurimised on näidanud, et tuulekoormuse puhul ei mõjuta hoone kui terviku deformatsioon δ välisseina kohalikke sisejõude (välissein jääb vertikaalis enamvähem sirgeks).*

N

w

δ

Joonis 2.4 *Seina tööskeem*

*Sein tervikuna kõverdub suhteliselt vähe, toetus vahelagedele jääb praktiliselt sirgjoonele. Seetõttu võime seina hoonest eraldada ja arvutada teda kui liikumatutel tugedel tala.*

*Vertikaalsuunas moodustub selliselt jätkuv süsteem. Kuivõrd põikseinte vahe on tavaliselt suurem kui korruse kõrgus, siis võib välisseina vaadelda kui plaati töötavana paindele lühema külje suunas. Sellisel juhul võime vaadelda seinast ainult ühiku laiust riba üle tugede (vahelagede).*

*Välisseintelt kandub tuulekoormus vahelagede kaudu põikseintele.*

M - epüür

w

w - epüür

Jätkuvtala

N - epüür

Joonis 2.5 *Seina töötamine horisontaalkoormusele*

*Vertikaalkoormuseks on seinte omakaal, lagede koormus, lumekoormus ja vertikaaljõud seinas tuu­lest. Vahelae kohal seinale rakendatud vertikaaljõu ekstsentrilisuse mõju kaob korruse kõrguse jooksul, s.t. alumise vahelae tasapinnas on seina ristlõige tsentriliselt surutud.*

N

M

M - epüür

Lihtsustatud M- epüür

Joonis 2.6 *Sisejõud välisseinas lagede koor­mu­sest*

### 2.1.2 Kandeelementide projekteerimine

Kandeelemente tuleb kontrollida kandepiirseisundi alusel. Konstruktsioon tuleb nii projekteerida, et hoitaks ära praod ja läbipainded, mis võivad kahjustada kattematerjale, vaheseinu, kinnitusi või tehnilisi seadmeid või rikkuda veetihedust.

*Kui hoolimata elementide kandevõime piisa­vusest tekib kahtlusi kasutuspiirseisundi nõuete osas, tuleks seda kontrollida. Teiste konstrukt­sioonielementide liigsed deformatsioonid (näiteks lagede suur läbipaine) ei tohiks mõjutada müüritise ka­su­tatavust.*

*Tuleks kindlaks määrata, kas on vaja erilisi ettevaatusabinõusid kogu konstruktsiooni või selle üksikosade üldstabiilsuse tagamiseks ehitamise ajal.*

## 2.2 Koormused, nende kombinatsioonid ja osavarutegurid

### 2.2.1 Alaline normkoormus

Alaline normkoormus Gk tuleb määrata vastavalt EPN-ENV 6.1.1 jaotisele 2.2.2.2.

### 2.2.2 Muutuv normkoormus

Muutuv normkoormus Qk kui ka muutuva koor­muse esin­dusväärtus arvutusolukordades tuleb määrata vastavalt EPN-ENV 6.1.1 jaotisele 2.2.2.2 ja EPN 1.1-le.

### 2.2.3 Normatiivne tuulekoormus

Normatiivne tuulekoormus Wk tuleb määrata vastavalt EPN-ENV 1.2.6-le.

### 2.2.4 Normatiivne pinnase külgsurve

Normatiivne pinnase külgsurve tuleb määrata vastavalt EPN-ENV 1.1 ja EPN-ENV 7.1-le.

### 2.2.5 Arvutuslikud kombinatsioonid

Kandepiirseisundi kontrollimisel tuleb arvu­tuskoormuste kombinatsioone arvestada EPN-ENV 6.1.1 jaotise 2.3.2.2 kohaselt koos jaotises 2.3.3.1 toodud osavaruteguritega. Kui on olemas alternatiivsed osavarutegurid, tuleb leida halvim kombinatsioon.

## 2.3 Müüritise arvutustugevus

### 2.3.1 Üldsätted

Müüritise arvutustugevuse saamiseks tuleb norm­tugevus jagada osavaruteguriga γM.

EPN-ENV 6.1.1 p 4.3(1) kohaselt leitakse müüritise arvutustugevus avaldisega:

— survel fd = **; (2.1)

— nihkel (lõikel) fvd = ; (2.2)

— paindel fxd =  , (2.3)

kus γM on EPN-ENV 6.1.1 jaotises 2.3.3.2 antud väärtus.

### 2.3.2 Müüritise normsurvetugevuse leidmine

Müüritise normsurvetugevus fk leitakse üldjuhul katsete alusel. Ajutiselt võib kasutada EPN-ENV 6.1.1-s toodud tabeleid.

*Põhimördil laotud armeerimata müüritise, mille kõik vuugid rahuldavad nõudeid ja on korralikult täidetud, normsurvetugevuse võib leida ka avaldisega [vt EPN-ENV 6.1.1 p 3.6.2.2(1)]*

*fk = K fb0,70 fm0,30, N/mm2 (2.4)*

*eeldusel, et fm ei võeta suurem kui 2fb ega suurem kui 20 N/mm2, kus K on kons­tant (N /mm2)0,10.*

*K väärtuseks võetakse:*

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| *Kivitüüp* | | *Põhimört* | *Õhuke mör­di ki­ht* | *Kergmört* | |
| *600≤ρ*  *≤700*  *kg/m3* | *700<ρ*  *≤1500*  *kg/m3* |
| *Savi* | *1.*  *grupp* | *0,46* | *0,56* | *0,31* | *0,39* |
| *2. gr.* | *0,42* | *0,44* | *0,31* | *0,39* |
| *3. gr.* | *0,32* | *-* | *-* | *-* |
| *Silikaat* | *1. gr.* | *0,46* |  |  |  |
| *2. gr.* | *0,42* |  |  |  |
| *Betoon-*  *kivid* | *1. gr.* | *0,46* | *0,48* | *0,31* | *0,45* |
| *2.gr.* | *0,42* | *0,44* | *0,31* | *0,45* |
|  | *3. gr.* | *0,32* |  |  |  |
| *Mull-*  *betoon* | *1. gr.* | *0,50* |  | *0,42* | *0,42* |
| *Töödel-dud ki-*  *vi* | *1. gr.* | *0,46* | *0,56* |  |  |

*fb —kivide normaliseeritud keskmine surve­tugevus N/mm2 koormuse raken­da­mise suunas bruto ristlõike järgi;*

*fm — põhimördi keskmine survetugevus N/mm2.*

Müüritise arvutustugevuse saamiseks tuleb norm­tugevus jagada osavaruteguriga γM.

*Kui kasutatakse teise tugevusgrupi betoonplokke, mille vertikaalõõned on kohapeal täielikult täidetud betooniga, siis võib fb määramisel eeldada, et tegemist on esimese tugevusgrupi kividega (plok­kidega) ja nende survetugevus põhineb netoristlõikel, kusjuures täite survetugevus ei tohi olla väiksem ploki omast. Kui täite survetugevus on väiksem ploki omast, määratakse ploki survetugevus täite tugevuse alusel.*

## Näide 1 Müüritise tugevuse määramine

Määrata müüritise tugevus järgmiste andmete alusel.

Õhukuivad täiskivid on keskmise survetugevusega fb,m = 18,0 MPa (N/mm2),

esimese tugevusgrupi kivide mõõtmed on 60x100x200 mm,

mördi keskmine survetugevus on fm = 2,5 MPa.

Määrame kivide normaliseeritud survetugevuse (vt EPN-ENV 6.1.1 j 3.1.2.1 )

fb = δxfb,m = 0,82x18,0 = 14,8 MPa.

Müüritise normsurvetugevus

fk = K fb0,70 fm0,30 = 0,46x14,80,70x2,50,30 =

= 4,0 MPa,

kus K = 0,46 esimese tugevusgrupi puhul.

(Soome normidest võetud ajutine väärtus on tundu­valt suurem, vt lisa 5 tabel H1, fk = 5,8 N/mm2).

## 2.4 Vertikaalselt koormatud konstruktsioonid

### 2.4.1 Üldsätted

Vertikaalselt koormatud armeerimata müüri ja muu­­­de kandeelementide kandevõime sõltub seina ja vastava kandeelemendi geomeetriast, koormuse ekstsentrilisusest ja müüritise omadustest.

Arvutuse eeldused:

— müüritise deformeerumisel jääb ristlõige ta­sapinnaliseks;

— müüritise tõmbetugevus risti sängitusvuuki on null;

— pinge-deformatsioonigraafik vastab EPN-ENV 6.1.1 joonisele 3.3.

*Tuleks arvestada:*

*— koormuse pikaajalisust;*

*— teist järku koormustulemeid;*

*— seinte asendist tekkivat ekstsentrilisust, lagede ja diafragmade koostööd;*

*— lisaekstsentrilisusi konstruktsiooni eri osade erinevatest deformatsioonidest erinevate mater­jalide eriomaduste tõttu.*

Kandepiirseisundis peab armeerimata kivikonst­ruktsiooni verikaalkandevõime NRd olema vähemalt võrdne arvutusliku vertikaalkoormusega NSd , s.t

NSd ≤ NRd . (2.5)

*Sobiv arvutusmeetod kandepiirseisundi kontro­l­limiseks vertikaalselt koormatud elemendis on antud j 2.4.2.*

*Märkus. J 2.4.2 on tehtud lihtsustusi seoses seinte saleduse määramise ja nõtketeguriga χ, teist järku koormustulem võetakse arvesse lihtsustatud viisil.*

### 2.4.2 Armeerimata seina ja postide tugevus­arvutused

#### 2.4.2.1 Üldsätted

*Vertikaalkoormusega ühekihilise seina ja posti kandevõime on EPN-ENV 6.1.1 p 4.4.2(1) alusel*

*NRd =  , (2.6)*

*kus*

*Ac — seina arvutusliku osa surutud tsooni ristlõikepindala.* *Vastavalt eeldustele ei võta ristlõige vastu tõmbepingeid, suru­tud osas pingeepüür täitub ja arvutustes võetakse see ristküliku kujuliseks. Selle pinna raskuskese peab seega asuma jõu rakenduspunkti all (sellega ühel joonel). See tingimus on pinna Ac määramise aluseks;*

*χi(m) — kandevõimet vähendav tegur (nõtke­tegur) χi või χm vastavalt saledusele ja ekstsentrilisu­sele (j 2.4.2.2);*

*fk — müüritise normsurvetugevus;*

*γM — materjali osavarutegur.*

*Seina arvutustugevus tuleks määrata kas tema kõrguse keskkohal ühe viiendiku kõrguse pikkusel alal, kasutades tegurit χm või seina alumises või ülemises lõikes teguriga χi .*

*Kui seina arvutuslik ristlõige tema pikkuseühikule (1 m) on vähem kui 0,1 m2, siis tuleks EPN-ENV 6.1.1 p 4.4.2(3) kohaselt normsurvetugevus fk korrutada teguriga*

*(0,7 + 3A), (2.7)*

*kus A on elemendi koormatud horisontaalne brutoristlõige m2.*

*Mitmekihilise kergseina puhul tuleks määrata igale kihile langev koormus ja iga kihi kan­de­võime NRd vastavalt avaldisele (2.6). Kui mitmekihilises kergseinas on ainult üks kiht vertikaalselt koorma­tud, siis tuleks määrata seina kandevõime selle kihi arvutusliku ristlõike järgi, kihi arvutuslik paksus saleduse määramiseks leitakse avaldisega (2.24), vt ka j 2.4.2.3.*

*Vooderdatud seina, mille sidemed tagavad kihtide koostöö vertikaalkoormuse vastuvõtul, tuleks arvu­tada nagu ühekihilist seina, lähtudes nõrgemast kihist ja kasutades K väärtust, mis vastab pikivuugile seinas (vt EPN-ENV 6.1.1 j 3.6.2.2).*

*Kui vooderdatud seina kihtide koostöö ei ole tagatud, siis võib vaadelda teda mitmekihilise kerg­seinana koos sellistele seintele vastavate side­metega. Uurded ja tühemikud vähendavad seina kandevõimet. Kui uurded ja tühemikud on lubatud pii­rides, võib nende mõju mitte arvestada. Kui uurete või tühemike arv, suurus või paigutus ei mahu lubatud piiridesse, siis tuleks seina kan­devõimet kontrollida järgnevalt:*

*— vertikaalseid vagusid ja tühemikke vaadeldakse avadena, mis läbivad püstsuunas seina kas täie­likult või osaliselt või seina paksust vähendatakse,*

h

N2

q

2h/5

2h/5

h/5

Mm1

Mm2

N1

q

*— horisontaalseid või kaldvagusid vaadeldakse seinaläbivate avadena või kontrollitakse seina tuge­vust vao kohal arvestades netoristlõiget ja ekstsentrilisust.*

*Märkus. Üldjuhul võib eeldada, et kandevõime vähenemine seinas on võrdeline tema ristlõike vähenemisega, mis on põhjustatud vertikaalsetest vagudest ja tühemikest, kusjuures kandevõime kadu ei tohi ületada 25 %.*

*Kui seina kandevõime kandepiirseisundis on tagatud vastavalt avaldisele (2.5), siis võib eeldada, et ka kasutuspiirseisundi kontroll on rahuldatud.*

#### 2.4.2.2 Nõtke- ja ekstsentrilisustegur, surve­tsooni pindala

*Nõtke- ja ekstsentrilisusteguri χ ja survetsooni Ac pindala võib määrata järgnevalt (vt EPN-ENV 6.1.1 j 4.4.3).*

*a) Seina ülemises ja alumises lõikes (joonis 2.7)*

*χi = 1, (2.8)*

*ristkülikulise ristlõike puhul*

*Ac = (1 – 2)A, (2.9)*

*kus*

*ei — ekstsentrilisus seina ülemises või alu­mises lõikes vastavalt avaldisele (2.10)*

*ei =  + ehi + ea ≥ 0,05 t; (2.10)*

*Mi — arvutuslik moment seina ülemises või alumises lõikes lae toetamise ekstsent­rilisusest (vt ka joonis 2.7);*

*Ni — arvutuslik vertikaalkoormus;*

*ehi — horisontaalkoormuse (näiteks tuule) põhjustatud vertikaalkoormuse ekstsent­rilisus seina ülemises lõikes;*

*ea — juhuslik ekstsentrilisus (vt j 2.4.2.6.2);*

*t — seina paksus.*

*Joonis 2.7 Momendiepüür seinas*

*b) Üldjuhul (E = 1000 fk puhul) tehakse tugev­uskontroll seina keskkohal ühe viiendiku kõrguse pikkusel alal (joonis 2.7) avaldisega (2.6), kus*

*, (2.11)*

*e —naturaallogaritmi alus,*

*u = . (2.12)*

*Ristkülikulise ristlõike puhul*

*u = , (2.13)*

*kus*

*Ac = (1 – 2)A. (2.14)*

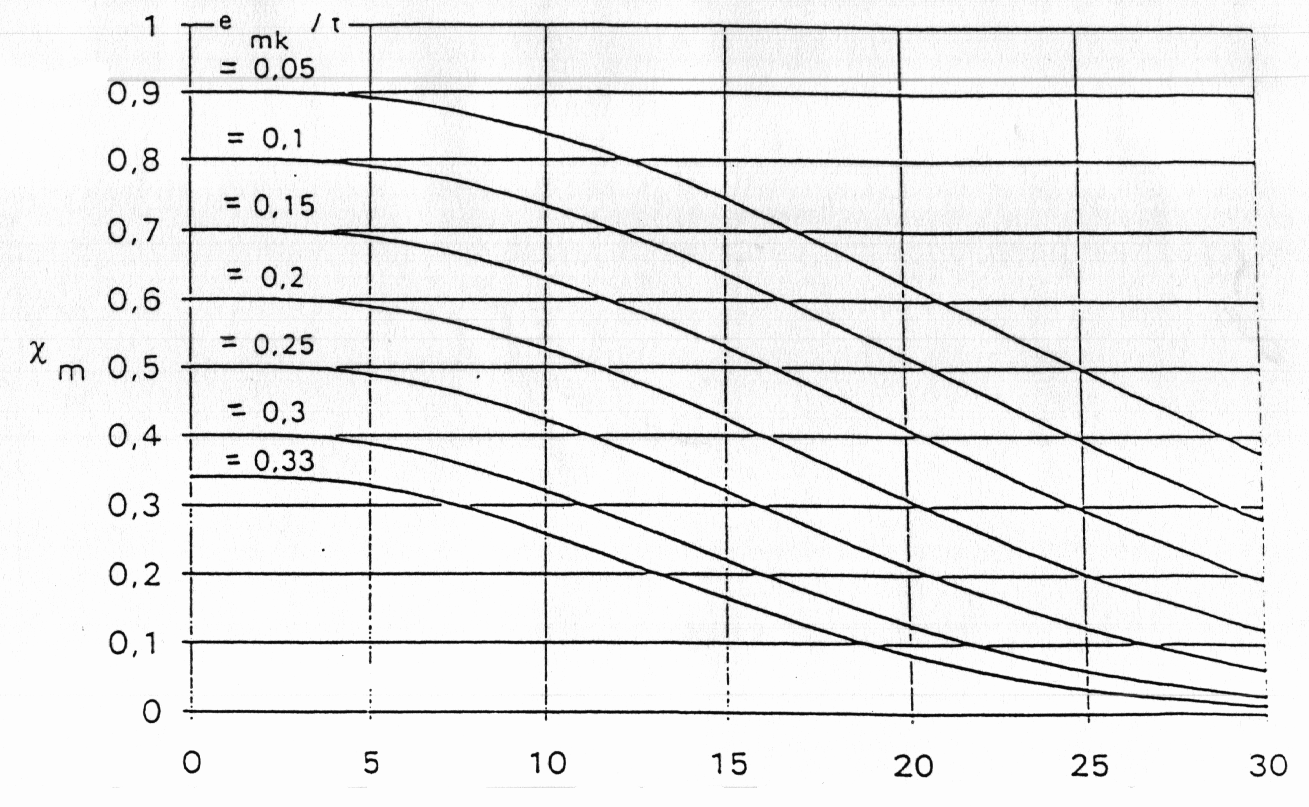
*Avaldiste (2.10…2.13) kasutamisel vajalikud tähised:*

*λi = — seinaosa või posti saledus inertsiraadiuse alusel ( i = );*

*λh =  — saledus ristlõike kõrguse alusel;*

*emk — avaldiste (2.15) ja (2.16) abil leitav ekstsentrilisus seina keskkohal ühe*

**Joonis 2.8** Teguri Λm sõltuvus saledusest λh erinevate ekstsentrilisuste puhul



Λm

*λ*h

emk/t = 0,05

*viiendiku kõrguse pikkusel alal;*

*emk = em + ek ≥ 0,05 t ; (2.15)*

*em =  + ehm + ea ; (2.16)*

*Mm — seina keskkohal momentidest suurem vastavalt joonisele 2.7;*

*Nm — arvutuslik vertikaaljõud samas kohas;*

*ehm — horisontaalkoormuse (näiteks tuule) põhjustatud ekstsentrilisus seina kesk­misel kõrgusel ;*

*hef — seina arvutuskõrgus (vastavalt j 2.4.2.3) sõltuvalt kinnitus- või jäigastustin­gimus­test;*

*tef — seina arvutuspaksus vastavalt j 2.4.2.4,*

*ek — roomest tekkiv ekstsentrilisus vastavalt avaldisele (2.17)*

*ek = 0,002 Φ∞ ; (2.17)*

*Φ∞ — lõplik roometegur EPN-ENV 6.1.1 tabelist 3.9.*

*Seina keskkohal ühe viiendiku kõrguse pikkusel alal võib j 2.4.2 antud metoodikat kasutades kontrollida ristkülikukujulist ristlõiget, E = 1000 fk puhul, avaldisega*

*NRd = , (2.18)*

*kus tegur Λm määratakse joonisel 2.8 toodud diagrammi abil.*

#### 2.4.2.3 Seina arvutuskõrgus

##### 2.4.2.3.1 Üldsätted

Kandevseina arvutuskõrguse määramisel arves­tatakse seinaga seotud konstrukt­sioo­ni­ele­mentide suhtelist jäikust ja sidemete efektiivsust.

*Seina arvutuskõrguse määramisel peab vahet tegema seina kinnitusti­n­gimustes (kinnitatud kahest, kolmest, neljast servast või vabaltseisev sein). Vahelagesid, sobivalt paiknevaid põikseinu ja muid seinaga seotud sama jäiku konstrukt­sioonielemente võib vaadelda seina kinnitusena ja neid arvestada konstruktsiooni üldstabiilsuse kontrollimisel.*

##### 2.4.2.3.2 Seina jäik kinnitus

*Seina vertikaalserva võib lugeda jäigalt kinnitatuks, kui:*

— arvutuslikult ei teki pragu jäigastava seina ja antud seina vahel, s.t mõlemad seinad on omavahel seotud ja samaaegselt tehtud enamvähem ühesuguste deformatsiooniomadustega materjali­dest, on enamvähem ühesuguselt koormatud ja mahukahanemine, koormamine jms ei põhjusta seinte omavahelist liikumist;

*— antud seina ja jäigastava seina vahel on võimalik vastu võtta tekkivat tõmbe- ja survejõudu ankrute, sidemete või muude sarnaste vahendite abil.*

*Jäigastava seina pikkus peaks olema vähemalt 1/5 korruse kõrgusest ja paksus vähemalt 0,3 jäigastatava seina arvutuspaksusest, kuid mitte vähem kui 85 mm.*

Joonis 2.9 Avadega jäigastava seina mini­maalnõuded

Jäigastatav sein

Jäigastav sein

Ava

h

h1

h2 akna puhul

h2

≥ h/5 ja ≥ 

≥ h/5 ja ≥ 

*Kui jäigastavas seinas on avad, siis peaks avade minimaalne vahekaugus kohas, kus kinnitatakse jäigastatav sein, olema vastav joonisele 2.9 ja jäigastatav sein jääma avade servast vähemalt 1/5 korruse kõrguse kaugusele.*

*Seinu võib jäigastada ka muude konstruktsioonielementidega eeldusel, et neil on samasuur jäikus kui jäigastaval tellisseinal ja nende ühendus jäigastatava seinaga tagab tekkivate tõmbe- ja survejõudude vastuvõtu.*

##### 2.4.2.3.3 Seina arvutuskõrguse määramine

*EPN-ENV 6.1.1 p 4.4.4.3(1) kohaselt võib seina arvutuskõrguse määrata avaldisega*

*hef = ρn h , (2.19)*

*kus*

*hef — seina arvutuskõrgus;*

*h — korruse puhaskõrgus;*

*ρn — vähendustegur, kus n = 2, 3 või 4 sõltub seina kinnitustingimustest.*

*Vähendusteguri ρn väärtuseks võib võtta:*

*a) seinale, mis on alt ja ülalt seotud mõlemale poole seina ulatuva raudbetoonvahelae või katusega või raudbetoonvahelaega ühelpool seina, mis toetub seinale vähemalt 2/3 seinapaksuse ulatuses, kuid mitte vähem kui 85 mm*

*ρ2 = 0,75,*

kui koormuse ekstsentrilisus seina ülaserval on suurem kui 0,25 seinapaksust, siis

*ρ2 = 1,0;*

*b) seinale, mis on alt ja ülalt seotud mõlemale poole seina ulatuva puitvahelae või katusega või puitvahelaega ühelpool seina, mis toetub seinale vähemalt 2/3 seinapaksuse ulatuses, kuid mitte vähem kui 85 mm*

*ρ2 =1,0 ,*

*kui koormuse ekstsentrilisus seina ülaserval on suurem kui 0,25 seinapaksust, siis alati*

*ρ2 =1,0;*

*c) kui ei sobi tingimus a) ega b), siis ρ2 =1,0;*

*d) seinale, mis on kinnitatud alt ja ülalt ning jäigastatud ühel vertikaalserval (teine serv vaba)*

*ρ3 =  , (2.20)*

*kus h ≤ 3,5 L puhul võetakse ρ2 a), b) või c) kohaselt;*

*h > 3,5 L puhul*

*ρ3 = , (2.21)*

*kus L on vaba serva kaugus jäigastava seina keskelt;*

*Märkus. ρ3 väärtuste graafik on antud EPN-ENV 6.1.1 lisas* *B.*

*e) seinale, mis on kinnitatud alt ja ülalt ning jäigastatud kahel vertikaalserval*

* , (2.22)*

*kus h ≤ L puhul ρ2 võetakse a), b) või c) kohaselt;*

*h > L puhul*

*ρ4 = , (2.23)*

*kus L on jäigastusseinte tsentrite vahekaugus.*

*Kui sein on jäigastatud kahel vertikaalserval, aga L ≥ 30t, või sein on jäigastatud ühel vertikaalserval, aga L ≥ 15t (t on jäigastusseina paksus), siis loetakse sein kinnitatuks ainult alt ja ülalt.*

##### 2.4.2.3.4 Avade ja vagude ja tühemike mõju seintele

*Kui sein on nõrgestatud avade, vagude või tühemikega, tuleks arvutustes kasutada tema vähendatud paksust t või eeldada, et seina vaba serv asub nõrgestuse kohal. Kohta, kus vertikaalse vao tõttu seina paksus väheneb poole võrra, tuleb alati vaadelda vaba servana.*

*Kui seinas on ava, mille puhaskõrgus on suurem kui 1/4 korruse kõrgusest, või puhaslaius on suurem kui 1/4 seina pikkusest või ava pind on suurem kui 1/10 selle seina pindalast, siis eeldatakse seina arvutuskõrguse määramisel, et ava ääres on seinal vaba serv.*

#### 2.4.2.4 Seina arvutuspaksus

*EPN-ENV 6.1.1 j 4.4.5 kohaselt võib ühekihilise, kahekihilise, vooderdatud, kesttoetusega seina või mittetöötava voodri ja betooniga täidetud kergseina arvutuspaksuseks tef võtta seina tegeliku paksuse t.*

*Kergseina arvutuspaksuseks tef võib võtta juhul, kui mõlemad seinakihid on seotud vastavalt nõuetele*

*tef = , (2.24)*

*kus t1 ja t2 on kihtide paksused.*

*Kui koormatud seinakihi elastsusmoodul E on suurem kui teisel ja see võib viia seina arvutuspaksuse ülehindamisele, tuleks tef määramisel aluseks võtta kihtide suhteline jäikus.*

*Kui kergseina puhul on ainult üks seinakiht koormatud, võib seina arvutuspaksuse mää­rata avaldisega (2.24) eeldusel, et kihtide omavahelised sidemed on küllalt elastsed ja sei­nakihtide erinevad deformatsioonid ei too kaasa vigastusi seinas. Arvutuspaksuse määramisel ei võeta koormamata seinakihi paksust suuremaks koormatud kihi omast.*

#### 2.4.2.5 Seina saledus

Seina saledus *λ*h = hef/tef ei tohi olla suurem kui 27,

postidel λi ≤ 95.

#### 2.4.2.6 Koormuse ekstsentrilisus

##### 2.4.2.6.1 Üldsätted

Arvutustes tuleb arvestada koormuse ekstsentrilisust risti seina pinnaga.

*Ekstsentrilisuse arvutamisel võib lähtuda materjalide omadustest vastavalt EPN-ENV 6.1.1 peatükile 3, ho­ri­sontaalvuugi töötamisest ja ehitusmehaanika põhimõtetest.*

##### 2.4.2.6.2 Juhuslik ekstsentrilisus

*Seina ehitamisega kaasnevate vigade arvestamiseks tuleb arvutustes eeldada kogu seina kõrguses juhuslikku ekstsentrilisust ea.*

*Juhusliku ekstsentrilisuse suuruseks lubab EPN-ENV 6.1.1 p 4.4.7.2(2) võtta hef/300, kus hef on seina arvutuskõrgus.*

*Märkus. Suurus 300 peegeldab tööde tegemise keskmist taset. Eestis ei ole seda suurust täpsustatud.*

## Näide 2 Välisseina tugevuskontroll

Hoone välissein on koormatud joonise 2.10 kohaselt. Kontrollida seina kandevõimet.

q = g + p

Nü

Nü

Nq

e

ap

h

M epüür

tegelik lihtsustatud

N epüür

2h/5

2h/5

h/5

L

Mm1

Paneelid

a≈ 7cm

10,6

t

Joonis 2.10 Konstruktsiooni koormamise skeem

Lähteandmed:

arvutuskoormused

Nü = 100 kN/m,

q = 22,0 kN/m2,

betoonkividest müüritise normsurvetugevus

fk = 5,0 MPa,

γM = 2,0,

t = 38 cm,

h = 300 cm,

paneelid toetuvad seinale 7,0 cm,

L = 6,0 m.

Lahendus

Arvutused teeme seina 1 m laiusele ribale.

Määrame laekoormuse ekstsentrilisuse seina telje suhtes

ap ≈ a/3…a/2,

e= t/2 – ap = 38/2 – 3,5 = 15,5 cm ≈ 0,16 m.

Moment laekoormusest

M = Nqe,

kus

Nq = qL/2 = 22,0x3 = 66,0 kN/m.

M = 66,0x0,16 = 10,6 kNm/m.

Seinas loetakse ülalt tulev koormus üldiselt rakendatuks seina teljel. Seina omakaalust korruse kõrguses võib lihtsustatud arvutusel loobuda.

Vastavalt normidele tuleb seina tugevust kontrol­lida kolmes kõrguse tsoonis.

Kõikides tsoonides peab olema rahuldatud tingimus (2.6)

N ≤ NRd =  .

Kontrollime ülemist tsooni (2h/5)

Lihtsustatud paindeskeemi järgi

M = 10,6 kNm/m ja

N = Nü + Nq = 100 + 66,0 = 166 kN/m.

Ristkülikristlõike puhul (2.9) põhjal

Ac = (1 – 2)A,

kus

e = + ea,

milles

ea ≈ 300/300 = 1 cm on juhuslik ekstsentrilisus,

e = 10,6/166 + 0,01 = 0,07 m.

Ac = (1 - 2)x0,38 = 0,24 m2.

Ristkülikukujulise ristlõike puhul võib survetsooni pindala määrata ka geomeetriliselt (joonise 2.11 abil).

t

b

Ac

e

c c

Joonis 2.11 Survetsooni pindala määramine

Antud juhul

c = 0,38/2 – e = 0,19 – 0,07 = 0,12 m.

Ac = 1,00x2x0,12 = 0,24 m2.

Ülemises ja alumises tsoonis (2.8) põhjal

χi = 1,0.

NRd = = 0,60x106 N/m =

= 600 kN/m > 166 kN/m.

Kandevõime on tagatud.

Kontrollime keskmist tsooni (kõrgusega h/5).

Keskmises tsoonis (2.11) põhjal

**,

kus (2.13) alusel ristkülikulise ristlõike puhul

*u =*  .

Seina saledus

λh =  ,

kus hef leitakse valemiga (2.19)

hef = ρnh.

Vastavalt jaotise 2.4.2.3.3 alapunktile a) tuleks võtta ρ2 = 1,0.

Seega

hef = 1,0x3,0 = 3,0 m.

Seina arvutuspaksus on j 2.4.2.4 alusel ühekihilise seina puhul tef = t.

Seina saledus

λh = 3,0/0,38 = 7,9.

Ekstsentrilisus seina keskkohal

emk = em + ek ≥ 0,05 t ,

kus

em =  + ea .

Moment Mm võetakse suurimana tsooni piirides koos temale vastava normaaljõuga (vt joonis 2.10).

Interpoleerime momendi lihtsustatud paindeskeemi järgi kaugusel 1,2 m seina ülemisest servast

Mm1 = 6,4 kNm/m.

Juhul kui me ei arvesta seina omakaalu juurdekasvu korruse kõrguses, siis normaaljõu väärtus samas lõikes on

N ≈ 166 kN/m

ja em = 6,4/166 + 0,01 = 0,05 m.

Ekstsentrilisus ek arvestab roome mõju seina kandevõimele, valem (2.17)

ek = 0,002 Φ∞ .

Betoonkivide lõpliku roometeguri arvu­tusväärtuseks saame EPN-ENV 6.1.1 tabelist 3.9

Φ∞ = 1,5,

ek = 0,002x 1,5x7,9x=0,0033m,

emk =0,05 + 0,003 = 0,053 m.

Siit u =  = 0,33

ja  **= 0,95.

Määrame survetsooni pindala:

Ac = (1 - 2)x0,38 = 0,27 m2.

Kontrollime ristlõike kandevõimet

NRd = 0,95x0,27x5,0x106/2,0 = 0,641x106 N =

= 641 kN > 166 kN.

Kandevõime on tagatud.

## Näide 3 Pilastriga post

Kontrollime joonisel 2.12 esitatud pilastriga posti kandevõimet.

Tala

Jaotuspadi

h

a

b

f

d

Nü

Nt

Võrgud

Joonis 2.12 Konstruktsiooni skeem

Lähteandmed:

müüritise normsurvetugevus

fk = 5,0 MPa,

arvutuskoormused

Nü = 200 kN,

Nt = 100 kN,

posti mõõtmed

a = 103 cm, b = 38 cm, f = 26 cm, d = 25 cm,

h = 3 m.

Raudbetoonpadja mõõtmed on 38x25x14 cm, raudbetoonpadi tuleks viia seina sisse pilastri taha vähemalt 12 cm, padja paksus peaks olema vähemalt 14 cm [2].

Tala laius vastab jaotuspadja laiusele, tala toetub jaotuspadjale ilma tsentreerimislapita. Tala toetus­pikkus lt = 25 cm, toetuspunkti kaugus servast ~ 7 cm.

Toetuspadja alune armeeritakse konstruktiivsete võrkudega.

Lahendus

Jaotame ülesande lahenduse kahte ossa:

posti tugevuse üldkontroll ja

muljumistugevuse kontroll padja all.

Posti tugevuse üldkontroll

Määrame ristlõike geomeetrilised karakteristikud.

1

2

103

38

26

1

1

xc

x

y

0

0

C

Nt

et

7

25

Joonis 2.13 Ristlõike skeem

Raskuskeskme kaugus teljest 1 - 1

xc = =0,24 m,

ristlõike inertsimoment

Iy = Σ (I0i + Δx2iAi) =+0,052×1,03×

×0,38++0,272×0,26×0,25 = 0,0108 m4.

Posti sisejõud (joonis 2.14)

3 m

M epüür

N epüür

200

300

33,0

1,2

1,2

0,6

M1

Joonis 2.14 Sisejõudude epüürid

Jõu Nt ekstsentrilisus

et = 0,64 – 0,24 – 0,07 = 0,33 m,

moment postis M = 0,33x100 = 33,0 kNm,

normaaljõud N = 300 kN.

Ülemine tsoon

eN = + ea,

eN = 33,0/300 + 0,01 = 0,12 m.

103

38

25

1

1

xc = 24

x

y

0

0

C

Nt

eN=12

N

Ac

x

2

2

24

14 26

Joonis 2.15 Survetsooni määramine

Survetsooni määramisel lähtume eeldusest, et jõud N on rakendatud survetsooni (Ac) raskuskeskmesse. Selle punkti kaugus teljest 2 – 2 (survetsooni servast, joonis 2.15) –

b

Nulljoon

h0

b0

NN

e2

eN

d

x

eN

Ac

xc

x – 0,02 =.

Siit saame ruutvõrrandi

0,52x2 - 0,021x – 0.01 = 0, mille lahend on

x = 0,16 m.

Survetsooni pindala

Ac = 0,16x1,03 + 0,26x0,25 = 0,23 m2.

Tugevuskontroll (2.6) alusel

NRd = 1x0,23x5x106/2,0 = 575x103 N= 575 kN> >300 kN.

Kandevõime on tagatud.

*Ristlõike survetsooni sügavuse võib leida ka jär­gmiste avaldiste abil [3].*

*Kui ekstsentrilisus on suunatud raskuskeskmest riiu­li poole (joonis 2.16), siis*

*x = ;*

h0

b

b0

NN

x

Nulljoon

e1

eN

xc

d

Ac

Joonis 2.16 Survetsooni määramine, kui eks­tsent­rilisuson riiuli poole

*kui ekstsentrilisus on suunatud ribi poole (joonis 2.17), siis*

*x = .*

Joonis 2.17 Survetsooni määramine, kui eks­tsentrilisus on ribi poole

*Ülesande lahendamiseks võib kasutada ka lisas 1 toodud graafikuid..*

*Määrame näite arvutuslikud suurused nimetatud abimaterjali alusel.*

*Nulljoone asukoht graafikute abil*

*α = h0/h = 0,38/0,64 = 0,59,*

*β = b0/b = 0,25/1,03 = 0,24,*

*graafikult*

*χ = 0,365,*

*z0 = 0,365x0,64 = 0,23 m (xc = 0,23 m).*

*Määrame survetsooni pindala lähtudes ekstsentrilisusest eN = 0,12 m (joonis 2.15) :*

*x = =*

*= = =0,139 m,*

*Ac = (x + 0,02)×1,03 + 0,260,25 = 0,16×1,03 +*

*+ 0,26×0,25 = 0,23 m2.*

*Täpse arvutuse puhul oli Ac = 0,23 m2, seega on arvutuse tulemus sama.*

Tugevuskontroll keskmises tsoonis

3 m

M epüür

kNm

N epüür kN

200

300

33,0

1,2

1,2

0,6

Mm1

Joonis 2.18 Sisejõudude epüürid

Sisejõud

Mm1 =  = 19,8 kNm,

N = 300 kN.

Koormuse ekstsentrilisus

e = 19,8/300,0 = 0,07 m.

Kandevõime kontroll (2.6), (2.11) ja (2.12) abil

N ≤ NRd =  ,

kus ,

milles

*u = .*

Alustame posti saleduse määramisest

*λ*i = ,

kus i = .

Ristlõike inertsimoment

I = 0,0108 m4.

Ristlõikepindala

A = 0,46 m2.

Inertsiraadius

i = = 0,15 m.

Posti arvutuskõrgus

hef = ρ2h = 1,0x3,0 = 3,0 m.

Posti saledus

*λ*i = 3,0/0,15 = 20,0 < 95.

Survetsooni pindala

x = =

= 0,17 m,

Ac = 1,03x(0,17+0,07) + 0,26x0,25 = 0,31 m2.

Suurus

u = *=* 0,22

ja  = 0,98, siit

NRd == 760x103 N =

= 760 kN >300 kN.

Kandevõime on tagatud.

Kontrollime müüritise tugevust padja all

Lähteandmed:

raudbetoonpadja mõõtmed 38x25x14 cm, toetuse skeem joonisel 2.19,

~ 7 cm, võetakse

1/3 tala toetuspik-kusest, kuid mitte rohkem kui 7 cm

σ1

Nt

38

26

38

H0

σ ep

s

Joonis 2.19 Toetuspadi

betooni elastsusmoodul

Eb = 25000 MPa,

tala arvutuskoormus

Nt = 100 kN.

Pinged padja all võib määrata [ 2 ] abil (vt ka lisa 2). Padja asendamine tingliku müüritisega kõrgusega

H0 = ,

kus

Ep = 0,85 Eb raudbetoonpadja puhul,

Ip - padja inertsimoment,

Em - müüritise elastsusmoodul,

d - padja mõõde vaatega ristsuunas.

Ep = 0,85x25000 = 21250 MPa,

Ip = = 57,2x10-6 m4,

müüritise algelastsusmooduli võib vastavalt EPN-ENV 6.1.1 j 3.8.2 -le võtta E = 1000fk ja tugevusarvutustes Em = 0,6E.

Em = 0,6x1000x5,0 = 3000 MPa.

H0 =2= 0,24 m.

Pingete jaotusraadius

s = = πx0,24/2 = 0,38 m.

Abisuurused

a1 = 7 cm, a2 = 19 cm.

Nendele parameetritele vastab pingejaotusskeem 4 ([lisa 2](#Lisa2)) vastavalt parameetrile a2,0. Skeem on kohandatud.

a1

a2

σ1

σ0

z

N

a2,0

Joonis 2.20 Pingeepüür padja all

Arvutame pinge σ0

**,

kus a0 =1,125 a1 =1,125x0,07=0,079 m ja

z ( = H0) = 0,24m,

=

= 2,6x106 N/m2 = 2,6 MPa.

a2,0 = **= = = 0,14 m < a2 = 0,31 m

σ1 =**=

= =

= 3,6x106 N/m2 = 3,6 MPa > 5,0/2,0 =2,5 MPa.

Tugevus ei ole piisav.

Tuleks kasutada tsentreerimislappi ja viia koormus padja keskpaiga poole.

Raudbetoonpatja kontrollitakse järgmise skeemi alusel (vt joonis 2.21) -

N

Ristlõige ei pöördu

Pinge- epüür

padja all

Koormus- epüür

M epüür

**Joonis 2.21** Padja arvutusskeem

### 2.4.3 Avadega seina tugevusarvutused

#### 2.4.3.1 Üldsätted

Avadega seina puhul tuleb tagada ava kohal oleva koormuse ülekandmine müürile.

*Ava katmiseks kasutatakse kas monteeritavaid silluseid (sillustalasid) või kivisillust. Mon­teeritavad sillused tehakse tavaliselt kas raudbetoonist või terasprofiilidest.*

#### 2.4.3.2 Monteeritavad sillused

l0 ≤ 6 m

l = l0 + 0,1h ≤ 1,07 l0

h2

fvõlv

hv

ϕ

r

l

*Monteeritav sillus tõstetakse müüri ladumise ajal ava peale, pärast seda müüri ladumine jätkub.*

*Kasutatakse nn*

*— mittekandvaid ja*

*— kandvaid silluseid.*

*Esimesel juhul on sillus ette nähtud ava peale tuleva värske müüritise massi kandmiseks. Eeldatakse, et peale müüritise kivinemist hakkab ta ise tööle ava kohal kandva elemendina (võlvina).*

*Sellise silluse peal peab olema vähemalt ava laiuse kõrguses avadeta vaba müür (ilma lagede koormuseta). Sillus projekteeritakse sellise müüri kaalule. Ava laius ei tohiks olla üle 2…2,5 m.*

*Teisel juhul peab sillus võtma vastu kõik koormused, mis esinevad ava peal eelpool mainitud alas.*

#### 2.4.3.3 Kivisillused

*Kivisilluse töötamise eelduseks on kaareefekti tekkimine vastavas müüritise osas. Kivisilluse töötamine on võimalik ainult juhul, kui temas tekkiva kaare horisontaaljõud võetakse hoone poolt vastu.*

*Eristatakse nn*

*— ridasillust,*

*— kaarsillust (võlvi) ja*

l0 ≤ 2 m

l = l0 + 0,1h ≤ 1,07 l0

h3

h

h1

l0/4 ≤ h ≤0,7 l0

*— kõrget tala (seintala).*

*Kõrge tala puhul on vajalik müüritise armeerimine.*

Eri silluste kasutamispiirkonnad on esitatud järgnevatel joonistel.

Joonis 2.22 *Ridasilluse kasutamisala*

Joonis 2.23 *Võlvi kasutusala (eeldatakse, et võlvina töötab võlvi teljega risti laotud võlvikividest osa)*

*Tähised:*

*l0 — puhasava;*

*l — arvutusava;*

*t — seina paksus;*

*h — kaugus koormuse rakendamisjooneni, võlvi moodustumise ala;*

*h1 — müüritise üldkõrgus;*

*h2 — seina kõrgus võlvi peal;*

*h3 — võlvipealse seinaosa kõrgus.*

*hv — võlvi töötava osa kõrgus;*

*fvõlv — võlvi tõus*

*r — võlvi raadius;*

*2ϕ — avanemisnurk.*

*Koormused sillusele:*

60°

60°

60°

F

lF

l0

qF = F/ lF

Joonis 2.24 *Võlvi koormus koondatud koormusest*

Ridasillust kontrollitakse vastavalt joonisele 2.26:

*1. tsoonis – võlvi lukus tugevust;*

*2. tsoonis – kaldpragude tekkimist;*

*3. tsoonis – välisseina läheduses lõikeohtu.*

*Tugevusarvutus*

*1. tsoonis*

*Hd ≤ Rhd1 = (0,15…0,20)thαmfd, (2.25)*

*2. tsoonis*

*Hd ≤ Rhd2 = 0,5tl0fvd,. (2.26)*

*3. tsoonis*

*Hd ≤ Rhd3 = atfvd. (2.27)*

*Kasutatud tähised (vt joonis 2.26):*

*Hd — arvutuslik kannareaktsioon, survejõud lukus;*

*Rhdi — arvutustugevus vastavas tsoonis;*

*fd — müüritise arvutussurvetugevus;*

*fvd — müüritise arvutusnihketugevus;*

αm — müüritise horisontaalsuunalist töötamist arvestav tegur (vt märkus lk. 31);

lF — koormuse jaotusala.

l0

h3

h = l0

h1

*Koormus igasugusele võlvile määratakse punktiiriga tähistatud müüritise kaalust ja sellesse alasse rakendatud muudest koormustest*

q

h

Jaotub otse müürile

Joonis 2.25 *Koormus võlvile jaotatud koormusest*

h3

h

Hd

Hd

Hd

Hd

Vd

pd

αmfd

Hd

x = 0,3 h

x/3

z

0,1 h

l0 ≤ 2,0 m

l≈ l0 + 0,1h

l0/4 ≤ h ≤ 0,7 l0

2. tsoon

1. tsoon

3. tsoon

Survejoon

Võimalik pragu

a

Skeem

Joonis 2.26 *Kivisilluse töötamise skeem ridasillusena kui ka kaarena*

fvõlv

*Võlvilukk, Nh = Hd*

z

Hd

Na

hv

a

r

ϕ

*αm fd αm fd αm fd*

l0 /2

l /2

asin ϕ

e < hv / 6

e > hv / 6

e = hv / 6

a) b) c)

*a) Arvutus plastse tsooni arvestamisega b) ja c)Arvutus elastsusteooria järgi*

*Md =ql2/8 või Md = Fl/4*

*Hd = Md/z*

**Joonis 2.27** Võlvi (kaare) arvutusskeem

*(kaare-võlvi puhul on kaare kuju määratud geomeetriliselt, vt joonis 2.23)*

Kaare parameetrid –

fvõlv = r - √(r2 – l02/4) = r(1 – cos α/2) = l0/2 tg φ/2

## Näide 4 Võlvi tugevuskontroll

q

l0 = 4 m

hv

1,5 m

N

fvõlv

h4

Ava

Joonis 2.28 Võlvi skeem

Lähteandmed:

h4 = 3,5 m;

hv = 25 cm;

fvõlv = 0,50 m;

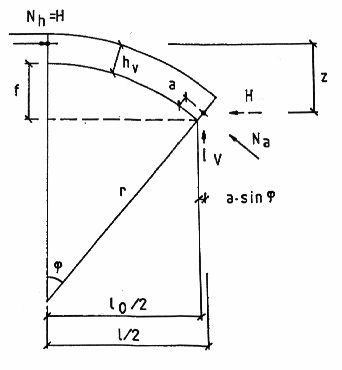
t = 38 cm;

arvutuskoormused

N = 500 kN postile, sellest Na = 400 kN alalist koormust;

g = 20 kN/m;

p = 10 kN/m;



a·cos φ

fvõlv

võlv on silikaatkividest

fk = 7,0 MPa.

Lahendus

Jaotame tugevuskontrolli kolme ossa [4] :

võlvi kandevõime kontroll,

võlvi kanna nihkekontroll,

hoone nurga tugevuskontroll.

Võlvi kandevõime kontroll

Kui võlvi telg moodustab ringi osa, siis

võlvilukus võib sisejõuõla määrata avaldisega

z = r(1-cos φ) + (2-cos φ). (2.28)

Kui φ < 20º , siis ligikaudselt

z = fvõlv + hv/3,

kui φ > 20º , siis

z = fvõlv + hv/3(2 – cos φ).

Arvutusliku ava võib võtta ligikaudselt

l = l0 + (0,1…0,2) m.

Võtame

l = 4,2 m.

Määrame võlvi avanemisnurga:

suhte = 4,0/0,50 = 8,0 puhul

2φ = 56º , siit φ = 28º > 20º.

Sisejõuõlg

z = 0,5 + 0,25/3(2 – cos 28º) = 0,59 m.

Määrame lihttala momendi avas

Md = = 30x4,22/8 = 66,2 kNm

ja horisontaaljõu lukus

Hd = Md/z = 66,2/0,59 = 112 kN.

Jõu H ekstsentrilisus lukus

e = (z + acos φ) – ( fvõlv + 0,5hv ) = 0,59 + 0,09 –

- 0,50 – 0,13 = 0,05 m.

hv/6 = 0,25/6 = 0,04 m < e = 0,05 m, vastavalt juhendi [4] soovitusele (vt joonis 2.27) võiks tugevusarvutused teha plastse tsooni arvestamisega ristlõikes.

Joonis 2.29 Võlvi geomeetria

Tugevustingimus

a = 0,1 m

V = q x l/2 = 33 kN

H = 112,2 kN

N = 500 kN

1,5 m

t = 0,38 m

3,5 m

e

q = 30 kN/m

H ≤ Rhd = αmt(hv – 2e),

Rhd = 0,8×7,0×106/2×0,38(0,25 - 2×0,05) =

= 0,160×106 N = 160 kN > 112 kN.

Kandevõime on piisav.

Võlvi kanna nihkekontroll

t

1,5 m

Vahelagi

Tinglik post

A

Hoone nurga skeem on esitatud joonisel 2.30.

Joonis 2.30 Hoone nurk

Tugevustingimus

Hd ≤ Rhd = fvdA.

Normnihketugevus

fvk = fvk0 +μσd piirväärtusega EPN-ENV 6.1.1 tabelist 3.5.

Garanteeritud vertikaalpingeks postis võtame

ΣN

H

Ms

3,5 m

M ep kNm

41,0 392 351 ~ 644

41,0 608

N ep kN

1

1

σv = (400x103 + 30x103x2,0 + 20x103x1,1)) /(1,5x

x0,38) = 0,91x106 N/m2 = 0,91 MPa.

Garanteeritud vertikaalpinge määramisel on arvestatud kogu koormust q = g + p võlvile, kuna horisontaaljõud H on määratud q alusel (tegemist on ühe ja sama koormuskombinatsiooniga).

fvk = 0,15 + 0,4x0,91 = 0,51 MPa < 1,2 MPa.

Rhd = x1,5x0,38 = 145,4x103 N=

= 145 kN > H = 112 kN.

Võlvikanna nihkeohtu ei ole.

Hoone nurga tugevuskontroll.

Hoone nurka vaatleme ekstsentriliselt surutud pos­tina.

Joonis 2.31 Hoone nurga skeem

Jõu V ekstsentrilisus

e = 1,5/2 – 0,1 = 0,65 m.

Summaarne vertikaaljõud

ΣN = 500,0 + 63,0 + 30,0x1,5 = 608 kN,

moment jõu V ekstsentrilisusest

M = Ve = 63,0x0,65 = 41,0 kNm.

Moment jõust H lõikes 1 - 1

M1-1 = 112×3,5 = 392 kNm.

Seinaposti arvutusskeem ja sisejõudude epüürid on toodud joonisel 2.32

Joonis 2.32 Sisejõudude epüürid

Ristlõike suurte mõõtmete tõttu paindetasapinnas nõtkeohtu ei ole, kontrollime tugevust lõikes 1 – 1.

Arvutuslik ekstsentrilisus

e = 351/644 = 0,55 m

ja tugevustingimus

N ≤ NRd =  ,

kus

χi = 1,0

ja Ac = 2x (1,5/2 – 0,55)x 0,38 = 0,152 m2.

NRd = 1,0x 0,152x = 532x103 N =

= 532 kN < 644 kN.

Kandevõime pole tagatud.

Hoone nurk vajab tugevdamist.

## Näide 5 Armeerimata ridasilluse tugevuskontroll

Lähteandmed:

l0 = 2,0 m ( ≤ 2 m);

hu = 3,0 m,

h = 1,0 m (l0/4 ≤ h ≤ 0,7l0);

t = 0,38 m;

arvutuskoormused

N = 500 kN;

q = 30,0 kN/m;

materjali normsurvetugevus (silikaatmüüritis)

fk = 6,0 MPa.

Arvutuslik ava

l = l0 + 0,1h = 2,2 m > 1,07l0 = 2,14 m, võtame

l = 2,14 m.

Konstruktsiooni skeem on joonisel 2.33.

l0

hu

q

2 m

h

N

Vahelagi

Joonis 2.33 Ridasillusega ava

Arvutuse aluseks võtame joonise 2.26.

Sisejõuõlg

z = h – 0,2h = 1,0 – 0,2 = 0,8 m,

avamoment

M = ql2/8 = 30,0x2,142/8 = 17,2 kNm,

horisontaaljõud

H = M/z = 17,2/ 0,8 = 21,5 kN.

Kontrollime tugevust lukus:

1.tsoonis (valemi 2.25 põhjal)

H ≤ Rhd1 = 0,15thα mfd,

Rhd1 = 0,15x0,38x1,0x0,8×=

= 136,8x103 N = 136,8 kN > 21,5 kN.

Tugevus on piisav.

Peapingete kontroll valemiga (2.26).

2. tsoonis

H ≤ Rhd2 = 0,5tl0fvd,

kus arvutusnihketugevus

fvd = .

Peapingesituatsioonis EPN-ENV 6.1.1 tabel 3.5 alusel

fvk = fvk0 = 0,15 MPa.

Rhd2 =0,5x0,38x2,0x0,15x106/2,0 = 28,5x103 N =

= 28,5 kN > 21,5 kN.

Tugevus on piisav (kuid juba väiksema varuga).

Nihkekontroll võlvikannas valemiga (2.27).

3. tsoonis

H ≤ Rhd3 = atfvd..

Arvestades nihketugevuse kasvu alaliste koormuste mõjul fvk = fvk0 +μσd, on tingimus ilmselt täidetud.

#### 2.4.3.4 Armeeritud kivisilluse tugevuskontroll

##### 2.4.3.4.1 Tavaline sillustala

Armeeritud kivisillust arvutatakse raudbetoonkonstruktsioonide arvutusreeglite alusel.

Ülearmeerimise kontrolli võib teha kas [5] või [6] alusel.

Vastavalt [5] on ristlõige normaalarmeeritud, kui on täidetud tingimus (vt joonis 2.34)

x ≤ xc või ξ ≤ ξc või ω ≤ ωc, (2.29)

kus

ξ = x/d on survetsooni suhteline kõrgus;

ω = y/d on survetsooni suhteline arvutuskõrgus;

y = 0,8x on survetsooni arvutuskõrgus.

EPN-ENV 6.1.1 j 4.7.1.6 alusel tuleks kontrollida ka tingimust

*MRd ≤ 0,3 bd12,* (2.30)

mis peaks vältima müüritise purunemist survepeapingete toimel.

d1(d)

h

b

x

y = 0,8x

αmfd(αfcd)

MSd

Fs1=σs1 As1

z

εm = -0.0035

As1

e

või NSd

Fs2

As2

d2

Joonis 2.34 Ristkülikulise ristlõike deformatsiooni- ja pingejaotus (x – survetsooni kõrgus, y – survetsooni arvutuskõrgus)

Joonisel 2.34 esinev tegur αm arvestab müüritise koormamist paralleelselt sängitusvuugiga (vt EPN-ENV 6.1.1 p 3.1.2.1(4)[[1]](#footnote-1)1 ).

Tuleb meeles pidada, et СНиП- is [6] on tähistused natuke erinevad: ξ = x/h0, kus x on võrdne y – ga joonisel 2.34 ja h0 = d.

Survetsooni kõrgus juhul, kui pinge tõmbearmatuuris saavutab suuruse fyd üheaegselt kandepiirseisundi saabumisega, on

xc = . (2.31)

Tegurid ξc ja ωc on toodud tabelis 2.1

**Tabel 2.1**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Armatuur | ξc | ωc | ξc2 |
| A - I | 0,773 | 0,618 | 1,414 |
| A – II | 0,733 | 0,586 | 1,573 |
| A – III | 0,673 | 0,538 | 1,944 |
| Bp -I d = 3 | 0,664 | 0,531 | 2,029 |
| Bp -I d = 4 | 0,667 | 0,534 | 2,000 |
| Bp -I d = 5 | 0,670 | 0,536 | 1,972 |
| Bst 220/340 | 0,787 | 0,630 | 1,373 |
| Bst 420/500 | 0,657 | 0,526 | 2,090 |
| Bst 500/550 | 0,617 | 0,494 | 2,333 |
| Fe 37 B | 0,778 | 0,622 | 1,400 |
| A (B) 400 | 0,667 | 0,534 | 2,000 |
| A (B) 500 | 0,617 | 0,494 | 2,333 |

Kui

ξ ≤ ξc , siis σs1 = fyd

ja tugevustingimuse võib kirjutada kujul

.MSd ≤ MRd = Fsz,

kus

 *,* (2.32)

kus

b — ristlõike laius;

d — ristlõike arvutuskõrgus;

As — tõmbearmatuuri ristlõikepindala;

fk — müüritise normsurvetugevus koormatud suunas või täitebetooni normsurvetugevus (väiksem nendest);

fyk — armatuuri normatiivne voolupiir;

γS — terase osavarutegur.

##### 2.4.3.4.2 Põikjõukindluse kontrollimine

Kandepiirseisundis peab armeeritud müüritise arvutuslik põikjõutugevus VRd olema vähemalt võrdne arvutusliku põikjõuga VSd elemendis

** . (2.33)

*Ühtlaselt jaotatud koormusega elemendis arvutusliku põikjõu leidmisel võib eeldada, et maksimaalne põikjõud tekib kaugusel d/2 toe servast, kus d on elemendi arvutuskõrgus.*

*Kui maksimaalne põikjõud võetakse mõjuvana d/2 kaugusel toe servast, peavad olema täidetud järgmised tingimused:*

*— koormus ja toereaktsioon on sellised, et nad põhjustavad elemendis diagonaalsurve (otsene toetumine);*

*— tõmbearmatuur, mis on vajalik 2,5 d kaugusel toe servast, on viidud äärmisele toele ja ankur­datud;*

*— vahetoe serva kohal vajalik tõmbearmatuur ulatub vähemalt 2,5 d pluss ankur­dus­pikkuse võrra avasse.*

*Armeeritud elemendi arvutusliku põikjõutugevuse VRd võib arvutada kas*

*— elemendis sisalduvat põikarmatuuri arvestamata, kui nõutud põikarma­tuuri mini­maalset kogust ei ole ette nähtud või*

*— võttes arvesse elemendis sisalduva põikarmatuuri kaasatöötamist, kui põikarmatuuri mini­maalne kogus on ette nähtud.*

*Element, mille põikarmatuuri kaasatöötamist ei arvestata, peaks rahuldama tingimust*

* , (2.34)*

*kus*

* , milles (2.35)*

*b — elemendi minimaalne laius*

*arvutuskõrguse ulatuses;*

*d — elemendi arvutuskõrgus;*

*fvk — müüritise normnihketugevus või täitebetooni normnihketugevus (väiksem nendest).*

*Märkus. Kui vajalik, võib VRd1 arvutamisel arvesse võtta normnihketugevuse fvk suurenemist pikiarmatuuri olemasolu tõttu.*

*Lihttalal või konsoolil, mille põikjõuava ja arvutuskõrguse suhe on väiksem kui 2, võib VRd1 määramiseks kasutatavat fvk suurendada teguriga*

* , (2.36)*

*kus*

*d — elemendi arvutuskõrgus,*

*av — kaugus toe servast koormuseni,*

*juhul, kui arvutuslik põikjõud on arvutatud toe serva kohal, fvk ei ole võetud suuremana kui 0,7 MPa ja põikjõuava on määratud kui maksimaalse arvutusliku paindemomendi ja maksimaalse arvu­tusliku põikjõu jagatis.*

*Elementi, milles arvestatakse põikarmatuuriga, tuleks kontrollida avaldisega*

* , (2.37)*

*milles*

*VRd1 saadakse avaldisest (2.35) ja*

* , (2.38)*

*kus*

*d — elemendi arvutuskõrgus;*

*Asw — põikarmatuuri ristlõikepindala;*

*s — põikarmatuuri samm;*

*α — nurk põikarmatuuri ja elemendi telje vahel (45o kuni 90o );*

*fyk  — terase normatiivne voolupiir;*

*γs — terase osavarutegur.*

*Tuleks rahuldada tingimust*

* , (2.39)*

*kus*

*b — elemendi minimaalne laius arvutuskõrguse ulatuses;*

*d — elemendi arvutuskõrgus;*

*fk — müüritise normsurvetugevus koormuse suunas, või täitebetooni normsurvetugevus (väiksem nendest).*

*Sellega välditakse müüritise survepurunemine kaldpragude vahelises osas.*

##### 2.4.3.4.3 Vertikaalkoormusega kõrge müüritistala

*Käesolev jaotis vaatleb vertikaalselt koormatud seina või seinaosa, mis sildab sellist ava, mille kohal oleva seina kogukõrguse ja arvutusliku silde suhe on vähemalt 0,5.*

*Sellise tala arvutamisel tuleks kasutada sobivat arvutusteooriat.*

*Võiks kasutada lisas 4 toodud arvutusskeemi [4],*

*kus*

*l = (1,15…1,20) l0 , (2.40)*

*milles*

*l0 — ava puhaspikkus,*

*l — ava arvutuspikkus.*

*Kõrge tala puhul tuleks kontrollida müüritise survetugevust koondatud koormuse rakenduskohas ja survetsooni väljanõtkumisohtu, kui see pole välistatud.*

*Kandepiirseisundis peab armeeritud kõrge müüritistala kontrollimisel olema täidetud tingimus*

*= Tzf . (2.41)*

*Arvestada tuleks kõiki verikaalkoormusi, mis asuvad arvutusliku sildeava kohal, välja arvatud juhud, kui need koormused võetakse vastu mõnel teisel moel, näiteks kõrgemal olevate vahelagede kui sidemetega. Antud meetod ei arvesta koormusi, mis rakenduvad tala arvutuslikus kõrguses. Koor­muste jaotusel võiks arvestada skeemi joonisel 2.24.*

## 

## Näide 6 Armeeritud ridasilluse tugevuskontroll

Kivisilluse kontrollimisel on kaks võimalust:

kui h/l ≤ 0,5, siis kontrollitakse tugevust sillustalas



**Joonis 2.36** Armeeritud kivisillus

EPN-ENV 6.1.1 ja lisa 3 alusel või

kui h/l > 0,5, siis vaadeldakse konstruktsiooni kui kõrget müüritistala (vt lisa 4 ).

l0

hu

q

a

h

Vahelagi

Kivisillus

Joonis 2.35 Ava katmine armeeritud sillusega

Lähteandmed:

l0 = 5,0 m;

t = 19 cm;

h = 40 cm,

hu = 3,0 m;

arvutuskoormus

q = 7,0 kN/m;

müüritis on õõnesplokkidest, normsurvetugevus

fk = 6,0 MPa;

täitebetoon C16/20, mille

fck = 16,0 MPa.

Arvutuslik ava

l ≈ 1,05 l0 = 1,05x 5,0 = 5,25 m,

h/l = 0,40/5,25 = 0,08 < 0,5.

Arvutame müüritist ava peal sillustalana.

Arvutuslik moment

M = ql2/8 = 7,0x5,252/8 = 24,2 kNm.

Eeldame, et sein on tehtud õõnesplokkidest ja sillusena armeeritakse kaks rida plokke.

Silluse lõige on toodud joonisel 2.37.

d

t

y

As

Asw

30 mm

toestus

Joonis 2.37 Silluse lõige

Kontrollarvutused teeme EPN-ENV 2.1.1 – Raudbetoonkonstruktsioonid – alusel.

Valime armatuuri A-II, mille

fyk = 295,0 MPa,

fyd =  = 256,5 MPa.

Ülesande lahendamisel on põhimõtteliselt kaks võimalust:

tala survetsoonina vaatleme ainult täitebetoonist osa või

tala survetsoonina vaatleme betooni koos teda ümbritseva müüritisega.

Esimesel juhul võetakse survetsooni tugevuseks betooni tugevus, teisel juhul – müüritise tugevus, mis on määratud tugevusena jõu mõjumisel piki müüririda või betooni tugevus, kui see on väiksem eelpool mainitust.

Võtame survetsooni müüritise ristlõike järgi.

y

d

αmfd

Ns

M

Joonis 2.38 Arvutusskeem

Tasakaaluvõrrandid

yt αmfd – NS = 0 ja

M = ytαmfd(d – 0,5y).

Vähendusteguri võtame αm = 0,8 ( EPN-ENV 6.1.1 p 3.1.2.1(4)).

Avaldame teisest võrrandist y

y×0,19×0,8×× (0,35 – 0,5y) =

= 24,2x103 , siit

0,228y2 – 0,16y + 0,0242 = 0

ja y = 0,22 m.

Vajaliku armatuuri saame võrrandist

NS = Asfyd =ytαmfd .

As×256,5×106 = 0,22×0,19×0,8×3,0×106 , siit

As = 3,9x10-4m2.

Valime 2 Ø 16 A-II, As = 4,02 cm2.

Tuleks kontrollida ka vajaliku põikarmatuuri võimsust.

l0

hu

q

a

h

Vahelagi

Armatuur

d

## Näide 7 Armeeritud ridasillus (kõrge tala)

Kontrollida armeeritud kivisilluse kandevõimet.

Joonis 2.39 Silluse skeem

Lähteandmed:

q = 20,0 kN/m;

l0 = 5,0 m;

t = 19 cm;

h = 3,0 m;

hu = 3,0 m;

d = 2,9 m;

fyd = 256,5 MPa (A-II);

As = 3,39x104 m2 (3Ø12 A-II).

Arvutuslik ava

l ≈ 1,15 l0 = 1,15x 5,0 = 5,75 m.

Suhte h/l = 3,0/5,75 = 0,52 > 0,5 tõttu arvutame müüritist ava peal kõrge talana (käsiraamatutes kasutatakse ka tingimust l0/3 < h ≤ l0).

Pingejaotust toel ja avas vaata lisas 4.

Tugevustingimus on

M ≤ MRd = fydAszf, (2.42)

kus sisejõuõlg

zf = (0,65 + 0,05x5,0/3,0)x2,9 = 2,13 m.

MRd = 256,5x106x3,39x10-4x2,13 = 185x103 Nm=

= 185 kNm > M = ql2/8 = 82,7 kNm.

Kandevõime on tagatud.

Sisejõuõla võib lihtsustatult määrata tabelist 2.2.

**Tabel 2.2**

|  |  |
| --- | --- |
| Koormus | z |
| l | zf = (0,65 + 0,05)d ≤ 0,85 d |
|  | zf = (0,65 + 0,67)d ≤ 0,85 d |
|  | zf = (0,65 + 0,1)d ≤ 0,85 d |
| V3oooo  V3oooo | zf = (0,35 + 0,9)h ≤ 0,85 d |

Kõrge tala võib armeerida kas lihttalana või kinnistugedega talana. Viimasel juhul võib lihttala momendi jaotada võrdselt toe ja ava vahel.

### 2.4.4 Armeeritud posti tugevusarvutused

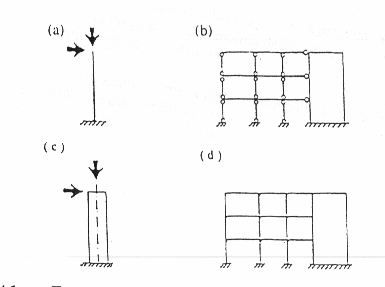
Armeerimine ja arvutused tehakse raud­betoonkonstruktsioonide arvutuseeskirjade alusel [7]. Üldised nõuded on loetletud j 2.4.1. Täiendava tingimusena liitub elementide saleduse arvestamine.

Arvutustes võib lähtuda täitebetooni ristlõikest või posti brutoristlõikest, viimasel juhul on arvutus­likuks tugevuseks müüritise tugevus või betooni tugevus, kui see on väiksem müüritise tugevusest.

Tuleks arvestada asjaolu, et surutud element loe­takse saledaks ja tema kontrollimisel tuleks arves­se võtta teist järku koormustulemite (konstruktsiooni deformeerunud kuju) mõju siis, kui elemendi deformeerumise põhjustanud paindemoment on suurem kui 10 % esimest järku paindemomendist.

Selgitamaks teist järku koormustulemite arves­sevõtmise vajadust, võrreldakse konstruktsiooni tegelikku saledust *λ* piirsaledusega *λ*u või *λ*crit.

Üksikut eraldiseisvat elementi või mittepaigutuva raami surutud elementi (ka sideelementi) käsitletakse arvutusel eraldiseisva postina (vt joonis 2.40).



Joonis 2.40 Eraldiseisvate postide tüübid:

(a) üksik eraldiseisev post; (b) postid, mis on seotud mittepaigutuva konst­rukt­siooniga; (c) eraldiseisva postina vaadeldav sideelement; (d) jäiga kinni­tusega postid mittepaigutuvas konstruktsioonis.

Eraldiseisva posti saledus ,

kus l0 - elemendi arvutuspikkus,

i - elemendi ristlõike inertsiraadius.

Eraldiseisev post loetakse saledaks, kui  > u . Piirsaleduseks u on suurem väärtustest u1 = 25 või

u2 = ,

kus pikijõutegur νu = .

Elemendi arvutuspikkus määratakse üldjuhul elastse nõtketeooriaga .

Hoonete korral võib kasutada käesolevas jaotises esitatud lihtsustatud arvutusmeetodit, mis vaatleb surutud elementi eraldiseisva postina ja lähtub posti deformeerunud telje lihtsustatud kujust (vt. ka EPN-ENV 2.1.1 jaotis 4.3.5.6).

Posti ristlõike üldine ekstsentrilisus

etot = e0 + ea + e2, (2.43) kus

e0 = MSd1 / NSd - esimest järku ekstsentrilisus;

MSd1 - esimest järku arvutuslik paindemoment;

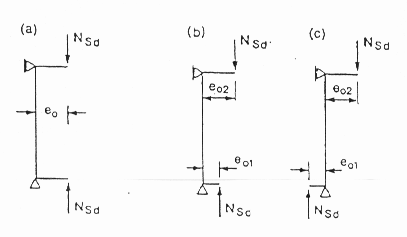
NSd - arvutuslik pikijõud;

ea - vertikaalhälvete põhjustatud lisaekstsentrilisus;

e2 - teist järku ekstsentrilisus.

Konstantse ristlõike ja pikiarmatuuriga mittepaigutuva posti kõige enam koormatud lõike (kriitilise lõike) üldine ekstsentrilisus etot määratakse järgmiselt:

* kui esimest järku ekstsentrilisused posti mõlemas otsas on võrdsed (vt joonis 2.41), siis üldine ekstsentrilisus etot leitakse eelpool toodud valemiga (2.43);

Joonis 2.41 Mudel üldise ekstsentrilisuse mää­­ramiseks mittepaigutuvas konstruktsioonis:

1. ekstsentrilisus on võrdne mõlemas otsas; (b) ja (c) ekstsentrilisus on kummaski otsas erinev.

— kui esimest järku ekstsentrilisused on kummaski elemendi otsas erinevad oma väärtuse ja/või märgi poolest (vt joonis 2.41 (b) ja (c)), siis tuleks kriitilise lõike jaoks etot avaldises e0 asemel kasutada ekvivalent­ekstsentrilisust ee, milleks on suurem väärtustest:

ee = 0,6e02 + 0,4e01 või (2.44)

ee = 0,4e02, (2.45)

kus

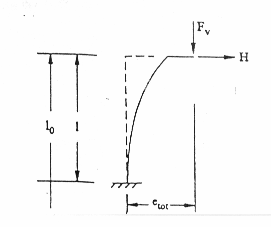
e01, e02 - esimest järku ekstsentrilisused elemendi otstes ja | e01  e02

Kriitiline lõige asub sel juhul kaugusel 0,4 l või 0,6× ×l/(1 – e01/e02) posti sellest toelõikest, mille ekstsentrilisus on e02.

Posti otsaristlõigete kontrollimisel tuleb võtta

etot  e0 + ea ja etot  h/20, kus h on ristlõike kõrgus kontrollitavas suunas.

Teist järku ekstsentrilisuse e2 määramisel vaadeldakse alt jäigalt kinnitatud ja ülalt vaba konsoolposti, mille deformeerunud kuju on lihtne ja suurim pain­demoment on kinnituslõikes (nn. näidispost, vt. joonis 2.42). Posti saleduse < 140 korral võib ekstsentrilisust e2 leida kahel järgneval meetodil.



Üldine arvutuslik ekstsentrilisus

etot = e0+ea+e2,

Joonis 2.42 Näidispost

Ristkülikulise või ümarristlõikega postidele, kus esimest järku ekstsentrilisus e0 0,1h (h on rist-lõike kõrgus vaadeldavas tasapinnas), võib teist järku ekstsentrilisuseks võtta

, (2.46)

kus

l0 - posti arvutuspikkus;

1 / r - posti telje kõverus kinnitus­kohas asuvas kriitilises lõikes, mis määratakse valemiga

, (2.47)

kus

, (2.48)

milles

Nud - ristlõike arvutuslik survekandevõime tsentrilise surve korral; üldiselt võib võtta

Nud = fdAc + fycdAs ; (2.49)

NSd - arvutuslik normaaljõud;

Nbal - normaaljõud, mille rakendamisel vaadeldava lõike piir­paindemoment on maksimaalne,

fycd - armatuuri arvutuslik survetugevus,

α - tegur, mis arvestab plastseid deformatsioone surveepüüri kujunemisel. Betoonil võetakse üldiselt α = 0,8, müüritisel α = 1,0.

Sümmeetriliselt armeeritud ristkülikulisel ristlõikel võib võtta Nbal = 0,5fdAc, ebasümmeetrili­se armatuuri korral Nbal = 0,5fdAc + fycdAs2 – fydAs1.

Tagavara kasuks võib alati eeldada, et K2 

Sõltumata suhtest e0 / h ja võttes ligikaudu arvesse roome (kestva koormuse) mõju, võib teist järku ekstsentrilisuse arvutada valemiga

, (2.50)

kus

NS d - arvutuslik normaaljõud;

Ncr - kriitiline jõud

 , (2.51)

kus

I, Is - betoonristlõike ja kogu armatuuri ristlõike inertsimoment betoon­ristlõike raskuskeset läbiva telje suhtes;

l = 1 + M1l / M1 - koormuse kestuse mõju arvestav tegur;

M1, M1l - kogukoormuse ja kestva koor­muse põhjustatud moment telje suhtes, mis on paralleelne ristlõike nulljoonega ja läbib enimtõmmatud (või vähimsurutud) armatuuri raskus­keset. Kui paindemomendid kogu- ja kestvast koormusest on erimärgilised, siis kogukoormuse põhjustatud ekstsentrilisuse absoluutväärtus e0 < 0,1h korral l = 1, vastasel juhul

l = l 1 + 10(1 – l1 )e0 / h, kus l 1 leitakse eelpool toodud valemiga, võttes M1 võrdseks kogupikijõu NSd ja ristlõike raskuskeskme ja kestvast koormusest enimtõm­ma­tud (või vähimsurutud) armatuuri raskuskesk­me vahelise kauguse kor­rutisega; tavalisel betoonil

 = 1;

e = e0 / h - tegur, mida ei võeta suuremaks piirsuurusest

e,min = 0,5 – 0,01l0 / h – 0.002fd, kus fd on MPa;

α = Es / Em.

Ristkülikulisel ja sümmeetrilisel I-ristlõikel võib võtta

Is = (As1 + As2) = ρtotbh,

(2.52)

kus

tot = . (2.53)

Armatuuri dimensioneerimisel tuleks Ncr mää­ra­miseks tot ette valida. Kui dimensioneerimisel saa­dud armatuuri pindalale vastav tot  on esialgu vali­tust 0,003 võrra väiksem või 0,006 võrra suurem, tuleb arvutust korrata, andes ette uue tot suuruse.

Surutud saleda elemendi kandevõime arvutamisel tuleb arvesse võtta teist järku koor­mustulemite mõjust põhjustatud nõtkeohtu ning elemendi mõõtmete ebatäpsuse ja pikikoormuse asukoha ja suuna määramatuse põhjustatud lisaekstsentrilisust.

Kui pikiarmatuur on koondatud elemendi sümmeetriapinnaga ristiolevate välispindade lähedusse, siis lähtutakse sümmeetriapinnas mõjuva pikijõuga ristkülikulise ristlõike arvutamisel ristlõike pikisisejõudude tasakaalutingimusest (vt. joonis 2.34)

αfdby +s2As2 –s1As1 – NSd = 0 (2.54)

ja tugevustingimusest

(Ne)Sd ≤(Ne)Rd= αfdby(d1 – 0,5y) + s2As2(d1 – d2),

(2.55)

kus

; (2.56) ; (2.57) sc,u = 0,0035Es; x =y/0,8. (2.58)

Avaldistes (2.56 ja 2.57) on pinge s1 positiivne tõmbel.

ξ = x/d1 ≤ ξc korral s1 = fyd,

ξ ≥ ξc2 korral s1 = – fycd.

Avaldistes (2.56 ja 2.57) on pinge s2 positiivne survel.

x/d2 ≥ ξc2 korral s2 = fycd.

ξc ja ξc2 , vt. tabel 2.1.

Survetsoonikõrgus tugevuskontrollil

y =. (2.59)

Kui x ≤ ξcd1, siis on tugevustingimuseks

(Ne)Sd ≤ (Ne)Rd=αfdby(d1 – 0,5y)+ fycdAs2(d1 – d2). (2.60)

Kui valemi (2.59) järgi x < ξc2d2, siis toimub tugevuskontroll valemiga (2.55).

## Näide 8 Armeeritud posti kandevõime

Kontrollida joonisel 2.43 esitatud armeeritud aknavaheposti kandevõimet

± 0.00

+ 7.00

1

1

Q

Joonis 2.43 Aknavahepost

Sein on laotud columbiakivi-õõnesplokkidest 19x19x39 cm. Posti lõige on toodud joonisel 2.44.

79 cm

19

59

39 cm

4 Ø 14 A-II

Rangid Ø 8 A-I

s = 40 cm

Joonis 2.44 Posti lõige

Lähteandmed:

arvutuskoormus

Q = 150 kN,

plokkide normaliseeritud survetugevus

fb = 18,0 MPa,

mördi keskmine survetugevus

fm = 5,0 MPa,

täitebetoon C16/20, mille

fck = 16,0 MPa,

armatuuri A-II, mille normtõmbetugevus

ftk = 295,0 MPa.

Kuivõrd täite survetugevus on väiksem müürikivide survetugevusest, tuleb müüritise survetugevus määrata lähtudes täite tugevusest. Valem (2.4) annab

K = 0,48 korral (plokid on betooniga täidetud)

fk= K fb0,65 fm0,25 = 0,48x18,00,65 x5,00,25 = 4,7 MPa.

Võttes γM = 2,0, saame müüritise arvutus­sur­vetugevuse

fd = 4,7/2,0 = 2,35 MPa.

Armatuuri arvutustugevus (γs = 1,15)

ft = 295,0/1,15 = 256,5 MPa.

Laetala on toetatud pilastrile joonise 2.45 kohaselt.

e0 ≈ 23 cm

Q

e

Toetuspadi

~ 7 cm

Joonis 2.45 Toesõlm

Kuna posti riiulid (laiendused) asuvad suurema momendi alas tõmbetsoonis, siis võib tugevusarvutustes vaadelda ristkülikukujulist ristlõiget mõõtmetega 39x59 cm.

Hindame teist järku ekstsentrilisuse arvestamise va­ja­dust. Posti arvutusskeem on joonisel 2.46.

Posti arvutuspikkus

l0 ≈ 0,7hp = 0,7x 7 = 4,9 m.

Ristlõike inertsiraadius

i = = h/,

kus

h on ristlõike kõrgus paindetasapinnas.

i = 0,59/3,46 = 0,17 m,

posti saledus

*λ* = l0/i = 4,9/0,17 = 28,8 > 25,

teist järku koormustulemit tuleks arvestada.

Arvutuslikud momendid

M1 = 150x0,23 =34,5 kNm,

alumises otsas ligikaudu

M2 ≈ 17,0 kNm.

hp = 7,0 m

Q

M1

M2

M-tagavara kasuks

Nõtkejoon

Joonis 2.46 Posti arvutusskeem

Normaaljõud lõikes 1 – 1 on ligikaudselt

N1 ≈ 180 kN.

Võtame avaldises (2.47) K2 = 1, armatuuri piirdeformatsiooniks εyd = fyd/Es = 0,0017 ja ristlõike töötavaks kõrguseks d1 = 0,59 – 0,06 =0,53 m.

Kõverus kriitilises lõikes (2.47) põhjal

= 1/m.

Teist järku ekstsentrilisuse arvutame valemiga (2.46) võttes K1 ≈ 1

e2 = = 0,017 m.

Kuna ekstsentrilisused posti otstes on erinevad, siis määrame ekvivalentekstsentrilisuse avaldistega (2.44) ja (2.45) (e01 ≈ 0,12 m)

ee1 = 0,6e02 + 0,4e01 = - 0,6x0,23 + 0,4x0,12 =

= - 0,09m,

ee2 = 0,4e02 = -0,4x0,23 = -0,092 m.

Võtame ee = | ee2 | = 0,092 m.

Võtame ekstsentrilisuse posti kõrvalekaldest

ea = 0.

Lõplik ekstsentrilisus

etot = 0,092 + 0 + 0,017 = 0,109 m.

Kriitilise lõike kaugus posti ülemisest otsast on

lcri = 0,4l =0,4x7,0 = 2,8 m.

Kui post armeerida ühtlaselt terves kõrguses, siis ei ole määravaks kriitiline lõige, vaid posti ülemine ots, kus ekstsentrilisus on

e02 = 0,23 m.

On ilmne, et antud juhul, kus *λ* ≈ *λ*u ja post on koormatud kahaneva momendiga, ei ole teist järku ekstsentrilisuse arvestamine vajalik.

Kandevõime kontroll

Kontrollime survetsooni arvutuskõrgust avaldisega (2.54) eeldades, et tegemist on suure ekstsentrilisusega

(σs1 = ft = 256,5 MPa) ja σs2 = abs σs1.

Sel juhul

y = = = 0,20 m.

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus

ω = 0,20/0,53 = 0,37 < ωc =0,586 (vt tabel 2.1), seega on eeldus õige.

Kontrollime kandevõimet avaldisega (2.60)

(Ne)Rd =1,0x2,35x106x0,39x0,20x(0,53 – 0,5x

x0,20) + 256,5x106x3,08x10-4(0,53 – 0,06) =

=0,116x106Nm=116,0 kNm> 180x0,47= 84,6 kNm.

Kandevõime on varuga tagatud.

Arvestades tsementkivi-plokkidest müüritise suurt tugevust, on seinte ja postide armeerimine koos betoneerimisega tegelikult üldjuhul mitte vajalik. Üldiselt võiks osa õõnsusi täita betooniga ja konstruktiivselt armeerida müüritise kvaliteedi puu­duste korvamiseks ja seina või posti üldise varuteguri tõstmiseks.

## 2.5 Horisontaalselt koormatud konstruktsioonid

Külgkoormusega koormatud armeerimata seina kontrollitakse EPN-ENV 6.1.1 j 4.6 alusel. Vertikaallõikes kontrollitakse seina painet või horisontaalvõlvi tugevust, kui on võimalik selle tekkimine. Horisontaallõikes kontrollitakse tugevust ekstsentrilisele survele.

*Kui müüritis on laotud ühtse tervikuna tugede vahele, mis on võimelised vastu võtma võlvi kannas tekkivaid jõude, või kui mitu seina on laotud jätkuvalt üle tugede, võib seina arvutada eeldades, et seina paksuse piirides tekib horisontaalne või vertikaalne võlv.*

*Arvutada tuleks sellist seina lihtsa kolme liigendiga kaarena (võlvina), kaare kanna- ja lukuliigendi kaugusega 0.1 seinapaksust seinapinnast. Arvutuses vaadeldakse tava­liselt võlvi ühiku laiust riba kaarena (joonis 2.47).*

*Kaare tõusu võib määrata avaldisega*

*0,8 t - d , (2.61)*

*kus*

*t — seina paksus, mis võtab arvesse uurded sügavusega üle 5 mm,*

*d — seina läbipaine arvutusliku külgkoormuse mõjul; seinal, mille pikkuse ja paksuse suhe on 25 või vähem, võib selle võtta nulliks.*

*Maksimaalse survejõu seinariba laiusühiku kohta võiks võtta*

* .* (2.62)

*Kui külgläbipaine on väike, võib külgkandevõime arvutada valemiga*

* ,* (2.63)

*kus*

*qlat — arvutuslik külgkandevõime seina pinnaühiku kohta;*

*t — seina paksus, mis võtab arvesse uurded sügavusega üle 5 mm;*

*fk — müüritise normsurvetugevus töötamisel paralleelselt sängitusvuugiga;*

*L — seinapaneeli pikkus;*

*αm — müüritise horisontaalsuunalist töötamist arvestav tegur.*

*Seina, mis rahuldab kandepiirseisundi nõudeid, võib lugeda ka kasu­tuspiir­seisundi nõudeid rahuldavaks.*

qhor

L

t

Joonis 2.47 Külgkoormusega sein

Juhul kui sellise skeemiga arvutamine ei garanteeri seina tugevust, tuleks seina kontrollida vertikaalse ekstsentriliselt surutud vardana ja vajadusel armeerida kas vertikaal- või horisontaalsuunas.

## Näide 9 Keldriseina kandevõime

N1

N2

e1

e2

H2

H1

N1

N2

ΣN

e1

e2

q1

q2

x

ΣM

M1

M2

Mq

Mmax

p

Pinnasesurve keldriseinale arvutatakse avaldisega

q1 = γFγpHredtan2(45º - φ/2) ja

q2 = γG γp (Hred + H2)tan2(45º - φ/2),

kus

γF - maapinnale mõjuva koormuse osavarutegur;

γG - pinnasekoormuse osavarutegur;

γp - pinnase mahukaal;

Hred = p/γp - koormust p asendava tingliku pinnasekihi paksus;

φ - pinnase sisehõõrdenurk.

Arvutuslik vertikaalsuunaline moment seinas pin­nase survest

Joonis 2.48 Keldriseina skeem

MqV(x) =. (2.64)[[2]](#footnote-2)

Horisontaalsuunaline moment põikseinte vahel (vt joonis 2.47)

MqH(x) ≈ .

Lähteandmed:

H1 = 3,0 m;

H2 = 2,5 m;

L = 6,0 m (põikseinte vaheline kaugus);

arvutuskoormused

N1 = 100 kN/m, N2 = 30,0 kN/m, p = 5,0 kN/m2;

γp = 16,0 kN/m3, φ = 32º;

t = 38 cm,

e1 = 7 cm;

e2 = 5 cm;

fk = 6,0 MPa.

Vaatleme seina töötavana horisontaalsuunas võlvina.

Arvutustes vaatleme seina 1 m laiust vertikaalset ja ka horisontaalset riba.

Määrame sisejõud seinas. Arvutuste lihtsustamiseks (tagavara kasuks) võtame, et H2 = H1 ja eeldame, et kõik koormustegurid γF = 1,0.

Redutseeritud pinnasekihi paksus

Hred = p/γp = 5,0/16,0 = 0,31 m.

Määrame pinnasesurve seinale

q1 = 1,0x16,0x0,31xtan2(45º - 32º/2) = 1,5 kN/m2 ja

q2 = 1,0x16x(1,0x0,31 + 3,0)tan2(45º - 32°/2) =

= 16,3 kN/m2.

Maksimaalne surve seinale on vundamendi talla juures, samal ajal on seal soodustavaks teguriks vundamendi taldmiku ja põranda suur vastupanu nihkele. Võtame arvutuslikuks sügavuseks 1,8 m laest (~Mmax)

q3 = 1,0x16x(1,0x0,31 + 1,8)tg2(45º - 32°/2) =

= 10,4 kN/m2.

Moment horisontaalsuunas –

MqH(x) ≈ = = 41,6 kNm/m.

Seina vastupanu (2.63) põhjal

**=

= **=9,6x103 N/m2 =

= 9,6 kN/m2 > 10,4 kN/m2.

Horisontaalsuunas ei ole seina vastupanu horisontaalvõlvina tagatud.

Juhul, kui keldrisein on arvutatud horisontaalsuunalise võlvina, ei tohi temasse teha avasid (välja arvatud keldri lae alla). Avasid ei tohi teha ka toetava põikseina taha (põikseina lähedusse 1…1,5 m) horisontaalvõlvis tekkivate horisontaaljõudude vastuvõtu tagamiseks.

Seina töötamine ekstsentriliselt surutud vertikaalse vardana

Arvutustes vaatleme seina 1 m laiust vertikaalset riba.

Kui arvestada, et pinnas on seina taga terves kõrguses H1, siis maksimaalne vertikaalsuunaline moment seinas on sügavusel

x ≈ 0,6H1 = 0,6×3,0 = 1,8 m ja

Mmax = (0,056q1 + 0,06q2)xH12 = (0,056•1,5 +

+ 0,06•16,3)x3,02 = 9,6 kNm/m.

Määrame momendid jõududest N1 ja N2:

M1 = 100x 0,07 = 7,0 kNm/m,

M2 = 30,0x 0,05 = 1,5 kNm/m.

Määrame summaarse momendi lõikes 1,8 m laest

M1,8 = 9,6 +  -  = 11,8 kNm/m.

Summaarne normaaljõud (ilma keldriseina kaaluta)

ΣN = 100 + 30,0 = 130 kN/m.

Summaarse jõu ekstsentrilisus

e0 = 11,8/130,0 = 0,09 m.

Kandevõime kontroll

N ≤ NRd = ,

kus

Λm määratakse graafiku abil joonisel 2.8.

Vajalikud abisuurused:

e0/t = 0,09/0,38 = 0,24 ja

h/t = 3,0/0,38 = 7,9 ja vastav

Λm ≈ 0,45.

NRd = 0,45x1,0x0,38x 3,0x106 = 0,51x106 N/m =

= 510 kN/m > 130 kN/m.

Kandevõime on tagatud.

Juhul, kui seina tugevus sellise skeemiga arvutades ei oleks piisav (liiga suure ekstsentrilisuse tõttu) võiks seina armeerida püstsuunas.

Vertikaalselt koormatud armeeritud seina tuleks arvutada j 2.4.4 alusel.

## 2.6 Vertikaalselt koormatud müüritise tugevdamine

### 2.6.1 Üldsätted

Eristatakse kahte tugevdamise viisi:

— müüritise armeerimine ladumise ajal,

— valmis müüritise tugevdamine.

Mõlemal juhul saavutatakse müüritise tugevnemine nn kaudse tugevdamise teel. Müüritise armeerimise või valmis müüri kesta sulgemisega luuakse müüris ruumiline pingeolukord, millega oluliselt tõuseb müüritise kui materjali tugevus.

Eraldi tuleks vaadelda müüritisest konstrukt­sioonide armeerimist.

### 2.6.2 Müüritise armeerimine ladumise ajal

Põhiliseks võtteks on siin müüritise armeerimine võrkudega. Tugevnemine saavutatakse survel tekkiva külgdeformatsiooni piiramisega armatuuri abil (ruumilise pingeolukorra tekitamisega müüri­tises).

*Tugevuse kasvu hinnatakse järgmiselt [2]:*

*fvõr,d = fd + 2μfyd, (2.65)*

*kus*

fvõr,d - müüritise tugevus pärast armee­rimist,

fd - müüritise algarvutussurvetugevus, soo­vitatakse kasutada mörti margiga vähe­malt M5,

*fyd - armatuuri arvutustugevus,*

μ =  - põikarmeerimise tegur,

*Vs - ühe töötava varda maht,*

Vm - ühe töötava vardaga kaetud müüritise osa maht. Võrkude samm ei tohiks olla suurem kui s = 450 mm.

Tugevuse arvutamisel saab arvestada ainult neid vardaid, mis takistavad müüritise põikde­for­mat­siooni.

*Võrkudega armeerimisel müüritise deformatiivsus muutub. Võiks kasutada müüritise elastsusmooduli määramiseks järgmist meetodit [2].*

*Ev = αsvfvõr,m,(2.66)*

*kus*

Ev — armeeritud müüritise algelast­susmoodul,

αsv = α — elastsustegur võrkudega ar­mee­ritud müüritisel (rea kõrguse puhul mitte üle 150 mm, α vt [2] tabel 15),

fvõr,m = kfd +2fyk μ — müüritise keskmi­nesurvetugevus võrkudega armeerimisel,

*k = 2 müüritisel, millel γm > 15 kN/m3,*

*k = 2,25, kui γm < 15 kN/m3,*

*kus γm on müüritise mahukaal.*

Vastavalt EPN-ENV 6.1.1 j 3.8.2 kasutatakse tugevuskontrollis elastsusmooduli väärtust

Em = 0,6E (Evm = 0,6Ev).

Ristlõike arvutuseks vajalik tegur χm leitakse EPN-ENV 6.1.1 lisas A toodud avaldisega.

## Näide 10 Müüritise tugevdamine võrkudega

Tugevdada silikaatsein ladumise ajal võrkudega.

Lähteandmed

Jaotatud arvutuskoormus müürile

q = 600 kN/m,

müüritise paksus

t = 38 cm,

silikaatkividest müüritise normtugevus

fk = 3,0 MPa.

Joonis 2.49 Müüritise tugevdamine võrkudega

Kontrollime 1 m laiust armeerimata müüritise vertikaalset riba valemi (2.6) järgi.

Tsentrilisel survel on tugevustingimus

N ≤ NRd = ,

kus

N = 600 kN,

χi = 1,0 ülemises osas,

Ac = A = 0,38 m2,

fd = 3,0/2,0 = 1,5 MPa.

Müüritise kandevõime

NRd = 1,0x0,38x1,5x106 = 570x103 N = 570 kN <

< 600 kN.

Kandevõime pole tagatud.

Armeerime seina võrkudega silmaga 100x100 mm, sammuga s = 400 mm (4 rea tagant), võrguvarraste d = 4 mm (A-I), fyd = 235/1,15 =205,0 MPa.

Määrame armeerimisteguri. Tuleb arvestada, et seina puhul (arvutuslikult lõpmatu pikk) võib arvestada ainult seinaga risti olevaid vardaid.

Deformeerunud kuju

s

Ristvarras loob ankurduse

Võrgud

Jõud müüritise deformatsioonist

Deformatsiooni suunaline varras

Vs = 10x0,38x0,13x10-4 = 0,49×10-4 m3,

Vm = 0,4x1,0x0,38 = 0,15 m3,

μ = 0,49×10-4/0,15 = 3,27×10-4.

Armeeritud müüritise tugevus –

fvõr,d = 1,5x106 + 2×3,27×10-4×205,0×106 =

= (1,5 + 0,13)x106 = 1,63x106 N/m2 = 1,63 MPa.

Tugevuskontroll –

N ≤ NRd = χiAcfa = 1x0,38x1,63x106 = 0,62x106 N=

= 620 kN > 600 kN.

Tugevus on tagatud.

### 2.6.3 Valmis müüritise tugevdamine

Müüritise tugevdamine toimub samuti temas ruumilise pingeolukorra tekitamise teel.

Kasutatakse

* metallsärki,
* raudbetoonsärki,
* võrgule krohvitud särki,
* mitmesuguseid kombinatsioone läbi müüritise puuritud varrastega.

*Tugevuse tõus müüritises määratakse üldiselt katsete alusel. Normi [2] alusel määratakse müüri kandevõime järgmiselt.*

*a) Metallsärgi puhul –*

*N ≤ NRd = ψ χi(m) [( γmfd +*

*+ η)A + +fycdAs2 ], (2.67)*

*kus*

ψ - koormuse ekstsentilisust arvestav tegur;

χi(m) - nõtke- (pikipainde)tegur, mis määratakse vastavalt j 2.4.2.1;

γm - müüritise seisundi hindetegur. Kui müüritises ei ole vertikaalpragusid, siis γm =1, süsteemsete pragude puhul γm = 0,7;

*fd - müüritise arvutustugevus,*

*η - ekstsentrilisust arvestav tegur;*

fywd - põikarmatuuri (-varraste) arvutustugevus;

fycd - püstvarraste arvutussurvetugevus;

*As2 - püstvarraste ristlõikepindala.*

*Tsentrilise surve puhul*

*ψ = η = 1,*

*ekstsentrilise surve puhul*

*ψ = 1 – 2e0/t,*

*η = 1 – 4e0/t,*

*kus t on ristlõike kõrgus.*

*b) Raudbetoonsärgi puhul –*

*N ≤ NRd = ψ χi(m) [( γmfd + η)A +*

*+ γbfbAb + fycd As2 ] , (2.68)*

*kus*

γb — betoonsärgi töötamist arvestav tegur. Kui koormus antakse vahetult betoon­särgile ja on olemas alumine toetus, siis γb =1, kui alumine toetus puudub, siis γb = 0,7, kui betoonsärk ei ole otseselt koormatud ega toetatud, siis γb = 0,35.

*Avaldises (2.67) väljendab sulgudes olev 1. liige pragunenud posti tugevuse eksperthinnangut, 2. liige – sama posti tugevdamisest saadavat lisa, 3. liige – püstvarraste iseseisvat tööd.*

*Arvutustes soovitatakse kasutada teraste vähendatud tugevusi (tabel 2.3) arvestades, et süsteem hakkab tööle alles pärast kõikide osapoolte ühisdeformatsioonide tekkimist.*

*Armatuuri soovituslikud tugevused* **Tabel 2.3**

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| *Armatuuri (terase) tööskeem* | *Arvutuslik tugevus MPa* | |
| *Klass A-I* | *Klass A-II* |
| *Põikarmatuur fywd* | *130* | *130* |
| *Püstarmatuur ilma alumise ja ülemise toetuseta fycd* | *40* | *50* |
| *Sama, ühest otsast ülekandega* | *120* | *145* |
| *Sama, toetus mõle­mast otsast* | *170* | *220* |

## 

## Näide 11 Posti tugevdamine metallsärgiga

s

a

b

N

H

Joonis 2.50 Posti tugevdamine metallsärgiga

Lähteandmed:

H = 3,0 m;

a = 0,38 m;

b = 0,51 m;

arvutuskoormus

N = 500 kN;

fk = 6,0 MPa.

Kandevõimearvutuse teeme avaldisega (2.67).

Valime kõik tugevdusprofiilid klassist A-I, madalama klassi terase kasutamine on tugevduste puhul efektiivsem (teras kasutatakse paremini ära). Eeldame, et kivipost oli pragudega, seega γm = 0,7.

Tugevduselemendid valitakse üldiselt kogemuste alusel, tehakse kontroll ja vajadusel korrigeeritakse valitud profiile või mõõtmeid.

Eeldame, et koormuse ekstsentrilisus on null ja nõtketeguriks võtame χi = 1,0.

Kontrollime posti kandevõimet avaldise (2.67) esimese liikme järgi:

NRd=ψχi(m)γmfdA=1,0x1,0x0,7x3,0x106x0,38x0,51 =

= 410x103 N = 410 kN < 500 kN, post vajab tugevdamist.

Valime püstelementideks nurkrauad ∟63x4 ja põikelementideks ribaterase 4x40 mm sammuga s = 400 mm, terase klass A-I, fywd = 130 MPa.

Arvutame põikarmeerimise teguri

μ = =(2x0,38 + 2x0,51)×1,6×10-4/

/(0,38×0,51×0,40) = 3,7×10-3.

Kontrollime tugevust kahe esimese liikmega

NRd = ψ χi(m) γmfdA +ψ χi(m) ηA=

Keevisliide

Krohvitakse täis

=410×103 + 1,0×1,0×1,0×

××0,38×0,51=

= 410×103 + 121×103 = 530×103 N =

= 530 kN > 500,0 kN.

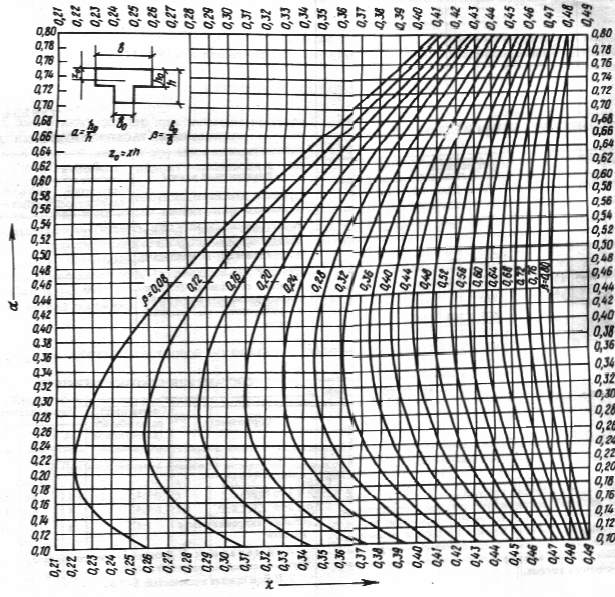
Kandevõime on tagatud.

Antud arvutuses ei arvestatud püstraudade kandevõimet. Juhul, kui püstrauad ei ole korralikult alt ja ülevalt konstruktsioonile toetatud, võetakse püstraua arvutustugevuseks fycd = 40,0 MPa.

See annaks kandevõimele võrdlemisi vähe juurde.

## Lisa 1 Graafikud ristlõike raskuskeskme ja inertsimomendi leidmiseks

Graafik ristlõike raskuskeskme määramiseks



χ

β=0,08 0,12 0,16 0,20 0,24 0,28 0,32

0,36 0,44 0,52 0,54 0,68

z0

b

b0

h0

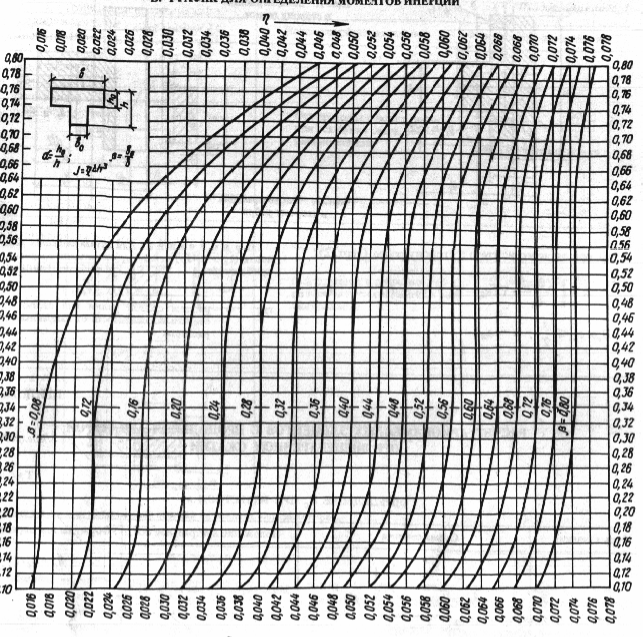
h

α=h0/h

β=b0/b

z0=χh

Graafik ristlõike inertsimomendi määramiseks.



z0

b

b0

h0

h

α=h0/h

β=b0/b

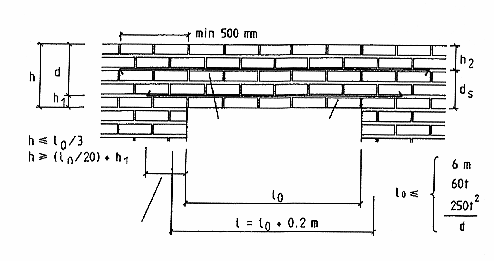
I = ηbh3

α

## Lisa 2 Pinge jaotumine müüritises

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Koormuse asetus | Avaldised on raken­data­vad, kui | Pinge avaldised |
| 1  z  N  d  s  s  a1  a2  σ0 | a1 ja a2 > s = | σ0 = 0,64 |
| 2  z  N  a  a  σ0  σ1 | a < s |  |
| 3  a1  a2  σ1  σ2  σ0  z  N | a1 < s  a1 ≥ | σ1=  σ2=  a0= |
| 4  a1  a2  σ1  σ0  z  N  a2,0 | a1 < s  a1 <  a2,0 < a2 | σ1 =  a0 = 1,125a1  a2,0 = |
| 5  a1  a2  σ1  σ0  z  N  s0  u | a1 < s a2 ≥ s0  a1 <  s0 < a2  u ≥ 12 cm > z | σ1 =  a0 =0,15s + 0,85a1  s0 = 0,4a1 + 0,6s |
| 6  ~~b~~ ~~s~~  b  ~~b~~ ~~s~~  b  z  a1  a2  σ0 | a1 ja a2 on suuremad kui s+b/2  ja samaaegselt b < 2s | σ0 =  q = |
| 7  s  b-2s  b  z  a1  a2  σ0  s  s  s | a1 ja a2 > s + b/2  ja b > 2s | σ0 = |
| 8  z  a  σ0  σ1  a  b | a < s +  ja b < 2s | σ0 =  σ1 =  β = |
| 9  b-2s  b  z  a1  a2  σ0  σ1 | a < s +  ja b > 2s | σ0 =  σ1 = |

## Lisa 3 Armeeritud ridasilluse parameetrid ja kasutusala



ülemine armatuur

alumine armatuur

d1

d2

d1

a2

a1

(l0/20) + a1

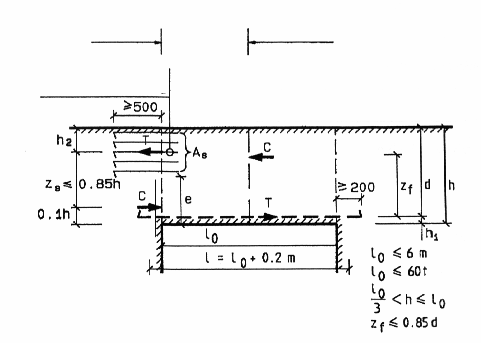
min 200 mm

## Lisa 4 Armeeritud kõrge tala

Toelõige

Ülemine armatuur

Avalõige



a1

a2

Ft

Fc

Ft

Fc

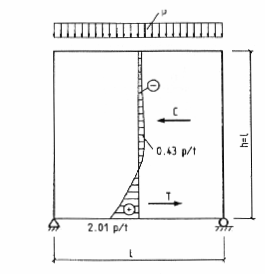
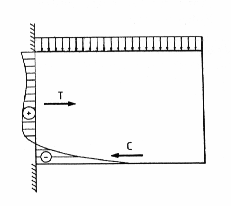
Fc

Ft

Fc

zs

Pingejaotus kõrges talas



zf

p

Pingejaotus

avalõikes toelõikes

l

## Lisa 5 Armeerimata müüritise normsurvetugevused ( EPN-ENV 6.1.1 lisa H)

Täiskividest müüritise normsurvetugevus fk (N/mm2) **Tabel H1**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Kivide normaliseeritud survetugevus fb (N/mm2) | Mördi survetugevus fm (N/mm2) | | | |
| 2,5 | 5 | 10 | 15 |
| 5 | 2,3 | 2,5 | 2,6 | 2,6 |
| 10 | 4,7 | 5,0 | 5,2 | 5,3 |
| 15 | 5,8 | 6,3 | 6,6 | 6,8 |
| 25 | 7,6 | 8,2 | 8,7 | 9,0 |
| 35 | 9,1 | 10,0 | 10,5 | 10,9 |
| 45 | 10,3 | 11,5 | 12,1 | 12,7 |
| 55 | 11,2 | 12,9 | 13,6 | 14,3 |

Õõntega (aukudega) kividest müüritise normsurvetugevus fk (N/mm2) **Tabel H2**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Kivide normaliseeritud survetugevus fb (N/mm2) | Mördi survetugevus fm (N/mm2) | | | |
| 2,5 | 5 | 10 | 15 |
| 5 | 1,6 | 2,1 | 2,6 | 2,6 |
| 10 | 3,3 | 4,3 | 5,2 | 5,3 |
| 15 | 4,1 | 5,4 | 6,6 | 6,8 |
| 25 | 5,3 | 7,0 | 8,7 | 9,0 |
| 35 | 6,4 | 8,5 | 10,5 | 10,9 |
| 45 | 7,2 | 9,8 | 12,1 | 12,7 |
| 55 | 7,8 | 11,0 | 13,6 | 14,3 |

Plokkidest müüritise normsurvetugevus fk (N/mm2) **Tabel H3**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Plokkide normaliseeritud survetugevus fb (N/mm2) | | Mördi survetugevus fm (N/mm2) | | | |
| 2,5 | 5 | 10 | 15 |
| Kergbetoonist plokid | 2  3  4 | 1,4  2,0  2,5 | 1,8  2,4  2,9 | 1,8  2,4  3,0 | 1,8  2,4  3,0 |
| Mullbetoonist plokid | 2  3  4 | 1,3  1,7  2,0 | 1,4  1,8  2,2 | 1,4  1,8  2,3 |  |
| Betoonplokid | 5  10 | 1,6  2,2 | 1,7  2,4 | 1,7  2,4 | 1,7  2,4 |

Kivide ja mördi tugevused vaata EPN-ENV 6.1.1 j 3.1.2.1 ja 3.2.2.1. On lubatud lineaarne interpoleerimine.

Kõik tugevused on määratud brutoristlõike järgi.

## 

## Lisa 6 Armeerimata müüritise normpaindetugevus (EPN-ENV 6.1.1 lisa I)

Armeerimata müüritise normpaindetugevus fxk1 (N/mm2)  **Tabel I1**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Kivide normaliseeritud survetugevus fb (N/mm2) | | Mördi survetugevus fm (N/mm2) | |
| ≤ 5 | ≤ 10 |
| Täiskivid | 15  25  ≥ 35 | 0,10  0,15  0,20 | 0,15  0,20  0,30 |
| Õõntega (aukudega) kivid | 25  30  ≥ 35 | 0,30  0,40  0,40 | 0,50  0,55  0,60 |
| Kergbetoonplokid | 2  3  ≥ 4 | 0,20  0,20  0,25 | 0,20  0,25  0,30 |
| Mullbetoonplokid | 2  3  ≥ 4 | 0,15  0,20  0,20 | 0,15  0,20  0,25 |
| Betoonplokid | 5  ≥10 | 0,17  0,24 | 0,17  0,24 |

fxk1 — müüritise normpaindetugevus sidumata vuugis,

fxk2 — müüritise normpaindetugevus seotud vuugis.

Paindetugevuse fxk2 normväärtus võetakse

— mullbetoonkividest müüritisel võrdseks tabelis I1 toodud väärtusega,

— muudest kividest müüritise puhul tabelis I1 toodud väärtus korrutatuna 3-ga.

## Kasutatud kirjandus

1. EPN-ENV 6.1.1 – Eest projekteerimisnormid – Kivikonstruktsioonid (eelnõu).

2. СНиП II-22-81 Нормы проектирования. Каменные и армокаменные конструкции.

3. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81).

4. Murverkshandboken MUR 90, TCK AB, 1990, Häfte 2, Häfte 4A…4C, Häfte 5C.

5. EPN-ENV 2.1.1 – Eesti projekteerimisnormid – Raudbetoonkonstruktsioonid (eelnõu).

6. СНиП II 2.03.01-84 Нормы проектирования. Бетонные и железобетонные конструкции.

7. EPN2/AM-1- Raudbetoonkonstruktsioonid – Abimaterjal EPN 2.1.l kasutajale.

1. 1 Kahjuks on EPN-ENV 6.1.1 punktis 3.1.2.1(4) viga, vastav märkus on sattunud p 3.1.1(4). [↑](#footnote-ref-1)
2. Avaldis parandatud /H2 [↑](#footnote-ref-2)