

1 KOORMUSED

1.1 NORMATIIVSED KOORMUSED RUUTMEETRI KOHTA.

1.1.1 KANDVAD VÄLISSEINAD.

a) I ja II korruse ulatuses täisvalatud:

-Columbia kivi õõnesplokk 240 mm	$g_{1k} = 2,72 + 0,12 \times 24 =$ $= 2,72 + 2,88 = 5,60 \text{ kN/m}^2$
-vahtpolüstüreen (EPS) 150 mm	$g_{2k} = 0,3 \times 0,15 = 0,045 \text{ kN/m}^2$
-krohv 5mm	$g_{3k} = 20 \times 0,005 = 0,10 \text{ kN/m}^2$

KOKKU: $5,745 \approx 5,7 \text{ kN/m}^2$

b) III, IV ja V korruse ulatuses:

-Columbia kivi õõnesplokk 240 mm	$g_{1k} = 2,72 \text{ kN/m}^2$
-vahtpolüstüreen (EPS) 150 mm	$g_{2k} = 0,3 \times 0,15 = 0,045 \text{ kN/m}^2$
-krohv 5mm	$g_{3k} = 20 \times 0,005 = 0,10 \text{ kN/m}^2$

KOKKU: $2,865 \approx 2,9 \text{ kN/m}^2$

1.1.2 KANDVAD SISESEINAD

Kõigi korruste ulatuses täis valatud

Columbia kivi õõnesplokk 240 mm	$g_k = 5,60 \text{ kN/m}^2$
---------------------------------	-----------------------------

KOKKU: $5,60 \approx 5,6 \text{ kN/m}^2$

1.1.3 KERGED VAHESEINAD.

Lisame vaheseinte arvel vahelagedele täiendava ühtlaselt

jaotatud koormuse	$g_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$
-------------------	----------------------------

KOKKU: $0,5 \text{ kN/m}^2$

1.1.4 VAHELAED

- raudbetoon-õõnespaneel 220 mm	$g_{1k} = 3,40 \text{ kN/m}^2$
- betoontasanduskiht 50 mm	$g_{2k} = 24 \times 0,05 = 1,20 \text{ kN/m}^2$
- laminaatparkett	$g_{3k} = 0,1 \text{ kN/m}^2$

KOKKU: $4,7 \text{ kN/m}^2$

1.1.5 KATUSLAGI

- raudbetoon-õõnespaneel 220 mm	$g_{1k} = 3,40 \text{ kN/m}^2$
- mineraalvill 200 mm	$g_{2k} = 0,50 \times 0,20 = 0,10 \text{ kN/m}^2$
- 2 kihti rullmaterjal	$g_{3k} = 0,10 \text{ kN/m}^2$

KOKKU: $3,6 \text{ kN/m}^2$

1.1.6 TREPID

200 mm keskmise paksusega uudbetooniplaat	$g_{1k} = 25 \times 0,2 = 5,0 \text{ kN/m}^2$
--	---

KOKKU: $5,0 \text{ kN/m}^2$

1.1.7 KASUSKOORMUS

Eluruumi kasulik koormus $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Kurruse arvust sõltuv vähendustegur $\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n} = \frac{2 + (5 - 2) \times 0,7}{5} = 0,82$

$$q_k = 0,82 \times 2,0 = 1,64 \text{ kN/m}^2$$

KOKKU: $1,6 \text{ kN/m}^2$

1.1.8 LUMEKOORMUS

Kuni 30° kaldega katuse lumekoormus $s = \mu_i s_k = 0,8 \times 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2$.

Kuna lumekoormus on kombinatsioonis teine muutuv koormus, tuleb sellele rakendada kombinatsioonitegur ψ_0 ; lumekoormuse $\psi_0 = 0,5$

$$q_k = 0,5 \times 1,2 = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

KOKKU: $0,6 \text{ kN/m}^2$

1.2 NORMATIIVSED JA ARVUTUSLIKUD KOORMUSED VUNDAMENTIDELE

1.2.1 TELJEL 1 VAHEMIKUS D – F.

NORMATIIVNE KOORMUS :

-kandev välissein (täisvalatud)	$g_{1k} = 8,2 \times 5,7 = 46,7 \text{ kN/m}$
-kandev välissein (täisvalamata)	$g_{2k} = 9,4 \times 2,9 = 27,3 \text{ kN/m}$
-kergetelt vaheseintelt tulev koormus	$g_{3k} = 5 \times (6,18 / 2) \times 0,50 = 7,7 \text{ kN/m}$

-vahelagedelt tulev koormus	$g_{4k} = 5 \times (6,18 / 2) \times 4,7 = 72,6 \text{ kN/m}$
- katuslaelt tulev koormus	$g_{5k} = (6,18 / 2) \times 3,6 = 11,1 \text{ kN/m}$
ALALINE KOORMUS KOKKU	$g_k = 165 \text{ kN/m}$
-kasuskoormus	$q_{1k} = 5 \times (6,18 / 2) \times 1,6 = 24,7 \text{ kN/m}$
-lumekoormus	$q_{2k} = (6,54 / 2) \times 0,6 = 2,0 \text{ kN/m}$
MUUTUV KOORMUS KOKKU	$q_k = 27 \text{ kN/m}$

KOKKU: $p_k = 192 \text{ kN/m}$

ARVUTUSLIK KOORMUS :

ALALINE KOORMUS KOKKU	$g_d = 1,2 \times 165 = 198 \text{ kN/m}$
MUUTUV KOORMUS KOKKU	$q_d = 1,5 \times 27 = 41 \text{ kN/m}$

KOKKU: $p_d = 233 \text{ kN/m}$

1.2.2 TELJEL 3 VAHEMIKUS D – F.

NORMATIIVNE KOORMUS:

- kandev sisesein (täisvalatud)	$g_{1k} = 16,6 \times 5,6 = 93,3 \text{ kN/m}$
- ukseavad seinas $2,1 \times 0,9 / (7,4 \times 2,8) = 9 \%$	$g_{1k} = -0,09 \times 93,3 = -8,4 \text{ kN/m}$
- kergetelt vaheseintelt tulev koormus	$g_{2k} = 5 \times ((6,18 + 3,21) / 2) \times 0,5 = 11,7 \text{ kN/m}$
- vahelagedelt tulev koormus	$g_{3k} = 5 \times ((6,18 + 3,21) / 2) \times 4,7 = 110,3 \text{ kN/m}$
- katuslaelt tulev koormus	$g_{4k} = ((6,18 + 3,21) / 2) \times 3,6 = 16,9 \text{ kN/m}$
ALALINE KOORMUS KOKKU	$g_k = 224 \text{ kN/m}$
- kasuskoormus	$q_{1k} = 5 \times ((6,18 + 3,21) / 2) \times 1,6 = 37,6 \text{ kN/m}$
- lumekoormus	$q_{2k} = ((6,30 + 3,45) / 2) \times 0,6 = 2,9 \text{ kN/m}$
MUUTUV KOORMUS KOKKU	$q_k = 41 \text{ kN/m}$

KOKKU: $p_k = 265 \text{ kN/m}$

ARVUTUSLIK KOORMUS:

ALALINE KOORMUS KOKKU	$g_d = 1,2 \times 224 = 269 \text{ kN/m}$
MUUTUV KOORMUS KOKKU	$q_d = 1,5 \times 41 = 62 \text{ kN/m}$

KOKKU: $p_d = 331 \text{ kN/m}$

2 ESIALGNE VUNDAMENDI TÜÜBI JA RAJAMISSÜGAVUSE VALIK

Valin esialgseks vundamendi tüübiks madalvundamendi, täpsemalt lintvundamendi. Vundamendi projekteerin monoliitsest raudbetoonist. Esialgseks rajamissügavuseks valin 0,60 meetrit keldri põrandast sügavamal see on suhtelise kõrgusmärgi -3.20 sügavusel.

3 VUNDAMENDI TALDMIKE LAIUSTE ARVUTUS.

3.1 TELJEL 1 VAHEMIK D – F

Koormus keldripõranda kõrgusel: $V_{1d} = 233 \text{ kN/m}$

Täitepinnase ja põrandaplaadi keskmine mahukaal: $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$

Täitepinnase ja vundamendi keskmine mahukaal: $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$

Keskmine süvis: $d_k = (1,3 + 0,6) / 2 = 0,95 \text{ m}$

Taldmik toetub mõllise liiva kihile, mille $\gamma' = 18,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$; $\phi' = 26^\circ$; $c' = 2 \text{ kPa}$

Pinnasesurve talla tasapinnas: $q' = 0,60 \times 20 = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Kandevõimetegurid: $N_\gamma = 10,59$, $N_q = 11,85$, $N_c = 22,25$

Abisuurused: $a_1 = 0,5 \gamma' N_\gamma / \gamma_R = 0,5 \times 18 \times 10,59 / 1,5 = 63,54$

$$a_2 = \frac{q' N_q + c' N_c}{\gamma_R} - d_k \gamma_k \gamma_G = \frac{12 \times 11,85 + 2 \times 22,25}{1,5} - 0,95 \times 22 \times 1,2 = 99,39$$

Vajalik talla laius:

$$B = \frac{\sqrt{a_2^2 + 4a_1 V_1} - a_2}{2a_1} = \frac{\sqrt{99,39^2 + 4 \times 63,54 \times 233} - 99,39}{2 \times 63,54} = 1,29 \approx 1,30 \text{ m}$$

Valime $B = 1,30 \text{ m}$.

Täpsustame vundamendi kaalu:

-taldmiku kaal $0,35 \times 1,30 \times 25 = 11,4 \text{ kN/m}$

-sein taldmikul $0,25 \times 5,7 = 1,4 \text{ kN/m}$

$$\text{-pinnas ja keldripõrand taldmikul} \quad (0,25+0,95) \times 1,06/2 \times 20 = 12,7 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kokku normatiivne :} \quad 25,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kokku arvutuslik :} \quad 1,2 \times 25,5 = 30,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Koormus kokku :} \quad V_d = 233 + 30,6 = 264 \text{ kN/m}$$

Kandevõime kontroll:

$$R_d = B \cdot (0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma + q' \cdot N_q + c' \cdot N_c) / \gamma_R = \\ = 1,30 \times (0,5 \times 18 \times 1,30 \times 10,59 + 12 \times 11,85 + 2 \times 22,25) / 1,5 = 269 \text{ kN/m}$$

Kuna $R_d = 269 \text{ kN/m} > V_d = 264 \text{ kN/m}$, siis on vundamendi talla laius piisav.

3.2 TELJEL 3 VAHEMIK D – F

Koormus keldripõranda kõrgusel: $V_{1d} = 331 \text{ kN/m}$

Täitepinnase ja põrandaplaadi keskmine mahukaal: $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$

Täitepinnase ja vundamendi keskmine mahukaal: $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$

Taldmik toetub mõllise liiva kihile, mille $\gamma' = 18,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$; $\varphi' = 26^\circ$; $c' = 2 \text{ kPa}$

Pinnasesurve talla tasapinnas: $q' = 0,60 \times 20 = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Kandevõimetegurid: $N_\gamma = 10,59$, $N_q = 11,85$, $N_c = 22,25$

Abisuurused: $a_1 = 0,5 \gamma' N_\gamma / \gamma_R = 0,5 \times 18 \times 10,59 / 1,5 = 63,54$

$$a_2 = \frac{q' N_q + c' N_c}{\gamma_R} - d_k \gamma_k \gamma_G = \frac{12 \times 11,85 + 2 \times 22,25}{1,5} - 0,6 \times 22 \times 1,2 = 108,6$$

Vajalik talla laius:

$$B = \frac{\sqrt{a_2^2 + 4a_1 V_1} - a_2}{2a_1} = \frac{\sqrt{108,6^2 + 4 \times 63,54 \times 331} - 108,6}{2 \times 63,54} = 1,58 \approx 1,60 \text{ m}$$

Valime $B = 1,60 \text{ m}$.

Täpsustame vundamendi kaalu:

-taldmiku kaal	$0,35 \times 1,60 \times 25 = 14,0 \text{ kN/m}$
-sein taldmikul	$0,25 \times 5,6 = 1,4 \text{ kN/m}$
-pinnas ja keldripõrand taldmikul	$0,25 \times 1,36 \times 20 = 6,8 \text{ kN/m}$

Kokku normatiivne : 22,2 kN/m

Kokku arvutuslik : $1,2 \times 22,2 = 26,6$ kN/m

Koormus kokku : $V_d = 331 + 27 = 358$ kN/m

Kandevõime kontroll:

$$R_d = B \cdot (0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma + q' \cdot N_q + c' \cdot N_c) / \gamma_R = \\ = 1,60 \times (0,5 \times 18 \times 1,60 \times 10,59 + 12 \times 11,85 + 2 \times 22,25) / 1,5 = 362 \text{ kN / m}$$

Kandevõime on tagatud kuna $R_d = 362 \text{ kN/m} > V_d = 358 \text{ kN/m}$.

KANDEVÕIME ARVUTUS DREENIMATA NIHKETUGEVUSE JÄRGI

Kui vundament toetub savi(pinnase)le, siis selle pinnase väikese veejuhtivuse tõttu ei saa koormamisel poorirõhk selles kiiresti hajuda, suur osa koormusest jääb poorides olevale veele (vee väljasurumine pooridest ja koormuse kandumine pinnase skeetile kestab kaua) ning pinnase tugevuse määrab ainult nidusus c_u , mida nimetatakse nüüd dreanimata nihketugevuseks.

Kui vundament rajatakse pinnasele, mille tugevusparameetrik on dreanimata nihketugevus, siis tsentriliselt koormatud lintvundamendi vajalik talla laius avaldub:

$$B = \frac{V_1}{[(2 + \pi)c_u + q'] / \gamma_R - d_k \gamma_k} .$$

Ja dreanimata tingimustes pinnasele rajatava tsentriliselt koormatud lintvundamendi kandevõime avaldub:

$$R_d = B[(2 + \pi)c_u + q'] / \gamma_R .$$

NÕRGA VAHEKIHI KANDEVÕIME KONTROLLIMINE

Juhul kui tugevama kihi, millele toetub vundament, all asub nõrgem pinnas, tuleb viimase kandevõimet kontrollida. Lintvundamendi korral saab sügavamal asuva nõrgema kihi tugevusega määratud kandevõime arvutada avaldisega:

$$R = R_2 + h[2c_1' + (h\gamma_{1h}' + 2d\gamma_{1d}')K_s \tan \phi] / \gamma_R - hB'\gamma_{1h}\gamma_G,$$

kus

R_2 - kandevõime juhul, kui vundament asuks alumisel kihil (süvisega $d+h$),

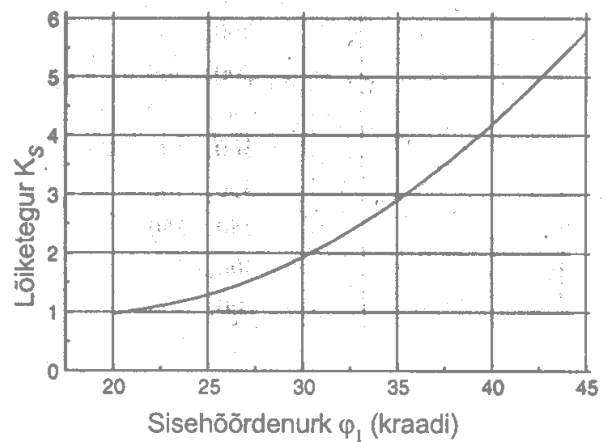
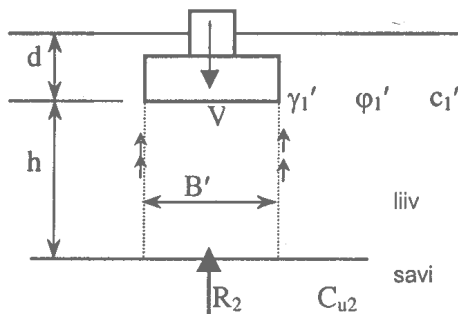
h - talla ja nõrga kihi vahele jääva kihi paksus,

d - vundamendi süvis,

γ_{1h}' - pinnase keskmine efektiivmahukaal h ulatuses,

γ_{1d}' - pinnase keskmine efektiivmahukaal d ulatuses,

K_s - lõiketegur



4 VUNDAMENDI TALDMIKE PAKSUSTE JA ARMATUURI ARVUTUS

Vundamentides kasutan betooni C20/25 ja armatuuri A-III ($f_{yk} = 390$ MPa)

4.2 TELJEL 3 VAHEMIKUS D – F

4.2.1 TALDMIKU PAKSUS (PÕIKJÕUKANDEVÕIME)

Lähtudes läbisurumisarvutustest saame arvutada vajalikud taldmiku paksused.

Arvutuslik pinge vundamendi talla all: $\sigma = \frac{V_{ld}}{A} = \frac{331}{1,00 \times 1,60} = 207 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Põikjõudu kontrollitakse toe servast kaugusel d .

Sellel kohal mõjuva põikjõu suurus:

$$V_{Ed,d} = \sigma \frac{(A - A_d)}{2} = 207 \times \frac{(1,60 - (2 \times d + 0,24))}{2} = 165,6 - 207d - 24,8 = 140,8 - 207d$$

Ainult betooniga tagatud põikjõukandevõime:

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} b_w d,$$

kus $v_{min} = 0,035 \times \sqrt{k^3 f_{ck}}$,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}.$$

Valime $d = 240$ mm ja kontrollime kas põikjõu vastuvõtt on tagatud.

$$V_{Ed,d} = \sigma \frac{(A - A_d)}{2} = 140,8 - 207 \times 0,24 = 91,1 \text{ kN};$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{240}} = 1,91;$$

$$v_{min} = 0,035 \times \sqrt{k^3 f_{ck}} = 0,035 \times \sqrt{1,91^3 \times 20} = 0,413 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2};$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} b_w d = 0,413 \times 1000 \times 240 = 99,2 \times 10^3 \text{ N}$$

Kuna $V_{Ed,d} = 91 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 99 \text{ kN}$, siis taldmiku põikjõukandevõime on tagatud.

PÕIKJÕUKANDEVÕIME ARVESTADES PIKIARMATUURIGA

Põikjõudu kontrollitakse toe servast kaugusel d .

Sellel kohal mõjuva põikjõu suurus:

$$V_{Ed,d} = \sigma \frac{(A - A_d)}{2} = 207 \times \frac{(1,60 - (2 \times d + 0,24))}{2} = 165,6 - 207d - 24,8 = 140,8 - 207d$$

Ainult betooniga tagatud põikjõukandevõime pikiarmatuuri arvestades:

$$V_{Rd,c} = 0,12 k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} b_w d ,$$

kus

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} .$$

Valime $d = 240$ mm ja kontrollime kas põikjõu vastuvõtt on nüüd tagatud.

$$V_{Ed,d} = \sigma \frac{(A - A_d)}{2} = 140,8 - 207 \times 0,24 = 91,1 \text{ kN} ;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{240}} = 1,91 ;$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{645}{1000 \times 240} = 0,0027 ;$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} b_w d = 0,12 \times 1,91 \times \sqrt[3]{100 \times 0,0027 \times 20 \times 1000 \times 240} = 96,5 \times 10^3 \text{ N}$$

Kuna $V_{Rd,c} = 96,5 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 99 \text{ kN}$, siis on määrav viimane. Põikjõukandevõime on tagatud.

4.2.2 TALDMIKU ARMATUUR (PAINDEKANDEVÕIME)

Leiame arvutuslikus lõikes mõjuva paindemomendi:

$$M_{Ed} = \frac{207 \times 0,68^2}{2} = 48 \text{ kNm} .$$

Dimensioneerime vajaliku armatuuri:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{48 \times 10^6}{13,3 \times 1000 \times 240^2} = 0,0626 ;$$

$$\varpi = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,0648 ; \quad \zeta = 1 - \frac{\varpi}{2} = 0,968 ;$$

$$A_{s1} = \frac{\varpi f_{cd} b d_l}{f_{yd}} = \frac{0,0648 \times 13,3 \times 1000 \times 240}{340} = 608 \text{ mm}^2 .$$

Valime $\varnothing 12$ s = 175, siis $A_{s,prov} = \frac{1000}{175} \times \frac{\pi \times 12^2}{4} = 5,7 \times 113 = 645 \text{ mm}^2$.

Armeerimistegur

$$\rho_1 = \frac{A_{s,prov}}{b d} = \frac{645}{1000 \times 240} = 0,0027 > \rho_{1,min} = 0,0013 > \rho_{1,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 \div \frac{2,2}{390} = 0,0015$$

4.2.3 PAINDEARMATUURI ANKURDUS

Nõutav baasankurduspikkus:

$$l_{b,req} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{12}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}.$$

Armatuuris arvutusliku koormuse poolt tekitatav pinge:

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{Ed}}{\zeta d A_{s,prov}} = \frac{48 \times 10^6}{0,968 \times 240 \times 645} = 320 \text{ MPa}.$$

Betooni ja armatuuri vaheline nakketugevus:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 2,25 \times 1 \times 1 \times \frac{1,5}{1,5} = 2,25 \text{ MPa}.$$

Nõutav baasankurduspikkus:

$$l_{b,req} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{12}{4} \times \frac{320}{2,25} = 3 \times 142 = 426 \text{ mm}.$$

Varda 1 mm pikkuse kohta vardalt betoonile kantav arvutuslik ankurdusjõud:

$$F_{bd,l} = \frac{\sigma_{sd} A_{s,prov}}{l_{b,req}} = \frac{320 \times 113}{426} = 84,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}}.$$

175 mm sammuga varraste arv 1 m laiuses ribas

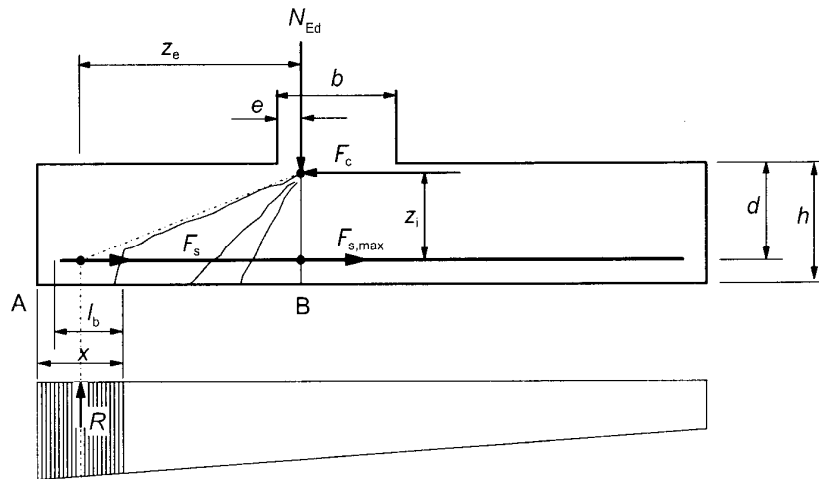
$$n = \frac{1000}{175} = 5,71$$

Vundamendi paindearmatuuri ankurduse kontroll EVS-EN 1992-1-1 jaotise 9.8.2.2 järgi

Armatuuri tõmbejõud määratakse tasakaalutingimustest, võttes arvesse kaldpragude mõju, vt järgnev joonis. Tõmbejõud F_s kohal x tuleks betoonis ankurdada sama lõigu x ulatuses lugedes vundamendi servast.

Ankurdatav tõmbejõud leitakse valemiga

$$F_s = R \cdot z_e / z_i ,$$



Joonis - Kaldpragused arvestav arvutusskeem tõmbejõu määramiseks

kus

- R on pinnasesurve resultant lõigul x ;
- z_e on välisjõudude õlg, so R ja vertikaaljõu N_{Ed} vahekaugus;
- N_{Ed} on vertikaaljõud, mis võrdub lõigete A ja B vahelise üldise pinnasesurvega;
- z_i on sisejõudude õlg, so armatuuri ja horisontaaljõu F_c vahekaugus;
- F_c on maksimaalsele tõmbejõule $F_{s,max}$ vastav survejõud.

Õlad z_e ja z_i võib määrata, arvestades jõudude N_{Ed} ja F_c vastuvõtmiseks vajalikku survetsooni. Lihtsusena võib z_e määrata oletades, et $e = 0,15b$ ja z_i suuruseks võtta $0,9d$ (vt joonis).

Sirge varda võimalik ankurduspikkus on joonisel tähistatud l_b -ga. Kui see pikkus ei ole piisav jõu F_c ankurdamiseks, võib ankurduspikkuse suurendamiseks varda üles pöörata või varda otsa ette näha spetsiaalankru.

Otsas ankurdamata sirgele vardale on kõige kriitilisem minimaalne x väärtus. Lihtsustusena võib oletada, et $x_{min} = h/2$. Muud tüüpi ankrute korral võivad kriitilised olla suuremad x väärtused.

Leiame paindearmatuuris vundamendi äärest kaugusel $x = x_{min}$ mõjuva jõu:

$$x_{min} = h/2 = 300/2 = 150 \text{ mm}; \quad R = 0,15 \times 207 = 31,1 \text{ kN};$$

$$z_e = 0,15b + (a - x/2) = 0,15 \times 240 + (680 - 150/2) = 36 + 605 = 641 \text{ mm};$$

(a – vundamendi ääre kaugus vundamendile toetuvast seinast)

$$F_s = R \cdot z_e/z_i = 31,1 \times 641 / (0,9 \times 240) = 92,3 \text{ kN}.$$

Leiame paindearmatuuri ankurdusega vundamendi äärest kaugusel x vastu võetava jõu:

$$F_{bd} = l_{b,prov} n F_{bd,1} = (150 - 35) \times 5,71 \times 84,9 = 55,7 \times 10^3 \text{ N} < F_s = 92,3 \text{ kN};$$

($l_{b,prov} = x - c$; c – sirge varda otsa või põlvega varda vertikaalosa keskelje kaugus äärest)

Järelikult ankurdus ei ole piisav ja varraste otstesse tuleb painutada põlved.

Teeme vardad mõlemast otsast 100 mm pikemaks (90° pööre pluss sirge osa).

Sellisel juhul paindearmatuuri ankurdusega vundamendi äärest kaugusel x vastu võetav jõud:

$$F_{bd} = l_{b,prov} n F_{bd,1} = (150 - 35 + 100) \times 5,71 \times 84,9 = 104,2 \times 10^3 \text{ N} > F_s = 92,3 \text{ kN}.$$

Ankurdus on tagatud varuga $104,2 / 92,3 = 1,13$.

Valime painutusspindli diameetriga 50 mm, st varda painutusraadius on 25 mm. $\phi < 16$ varda lubatav minimaalne painutusspindli diameeter on $4\phi = 4 \times 12 = 48$ mm. Kontrollime, kas ka betooni muljumiskandevõime painutuskohas on tagatud.

Betooni muljumist arvestav varda minimaalne lubatav painutusspindli diameeter leitakse:

$$\phi_{m,\min} \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right),$$

kus

F_{bt} on arvutuskoormuse põhjustatud varda või ühendatud varraste grupi tõmbejõud painutuse alguses;

a_b on antud varda (või ühendatud varraste grupi) korral pool painutuse tasapinnaga risti mõõdetud varraste (või vardagruppide) tsentrite vahekaugusest. Elemendi välispinna juures paiknevale vardale või vardagrupile tuleks a_b võtta võrdseks betoonkaitsekihile pluss $\phi/2$.

f_{cd} betooni arvutuslik tugevus.

Vundamendi äärest kaugusel x oleva löike ja painutuse alguse vahekaugus on

$$150 - 35 - 25 - 12 = 78 \text{ mm.}$$

Painutuse alguseks varrastes mõjuv jõud

$$F_{bt} = F_s - l_{b,\text{prov}} n F_{bd,1} = 92,3 \times 10^3 - 78 \times 5,71 \times 84,9 = (92,3 - 37,8) \times 10^3 \text{ N} = 54,5 \times 10^3 \text{ N.}$$

Ühe varda kohta $F_{bt1} = 54,5 / 5,71 = 9,54 \text{ kN}$.

Betooni muljumist arvestav varda minimaalse lubatav painutusspindli diameeter

$$\phi_{m,\min} \geq \frac{F_{bt,1}}{f_{cd}} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right) = \frac{9540}{13,3} \left(\frac{1}{0,5 \times 175} + \frac{1}{2 \times 12} \right) = 38,1 \text{ mm}$$

Järelikult painutusspindli läbimõõt $\phi_m = 50 \text{ mm}$ on sobiv.

Kontrollime ankurdatust $x = 200 \text{ mm}$ korral:

$$x = 200 \text{ mm}; \quad R = 0,20 \times 207 = 41,4 \text{ kN};$$

$$z_e = 0,15 b + (a - x/2) = 0,15 \times 240 + (680 - 200/2) = 36 + 580 = 616 \text{ mm};$$

$$F_s = R \cdot z_e / z_i = 41,4 \times 616 / (0,9 \times 240) = 118 \text{ kN.}$$

Paindearmatuuri ankurdusega vundamendi äärest kaugusel x vastu võetav jõud:

$$F_{bd} = l_{b,\text{prov}} n F_{bd,1} = (200 - 35 + 100) \times 5,71 \times 84,9 = 128 \times 10^3 \text{ N} > F_s = 118 \text{ kN.}$$

Teeme muljumiskontrolli:

Vundamendi äärest kaugusel x oleva löike ja painutuse alguse vahekaugus on

$$200 - 35 - 25 - 12 = 128 \text{ mm.}$$

Painutuse alguseks varrastes mõjuv jõud

$$F_{bt} = F_s - l_{b,\text{prov}} n F_{bd,1} = 118 \times 10^3 - 128 \times 5,71 \times 84,9 = (118 - 62,1) \times 10^3 \text{ N} = 55,9 \times 10^3 \text{ N.}$$

Ühe varda kohta $F_{bt1} = 55,9 / (1000 / 175) = 9,78 \text{ kN}$.

Betooni muljumist arvestav varda minimaalse lubatav painutusspindli diameeter

$$\phi_{m,min} \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right) = \frac{9780}{13,3} \left(\frac{1}{87,5} + \frac{1}{2 \cdot 12} \right) = 39,3 \text{ mm}$$

Järelikult painutusspindli läbimõõt $\phi_m = 50 \text{ mm}$ on sobiv.

Ankurdus on tagatud varuga $128 / 118 = 1,08$.

Kontrollime ankurdatust $x = 250 \text{ mm}$ korral:

$$x = 250 \text{ mm}; \quad R = 0,25 \times 207 = 51,8 \text{ kN};$$

$$z_e = 0,15 b + (a - x / 2) = 0,15 \times 240 + (680 - 250 / 2) = 36 + 555 = 591 \text{ mm};$$

$$F_s = R \cdot z_e / z_i = 51,8 \times 591 / (0,9 \times 240) = 142 \text{ kN}.$$

Leiame paindearmatuuri ankurdusega vundamendi äärest kaugusel x vastu võetava jõu:

$$F_{bd} = l_{b,prov} n F_{bd,1} = (250 - 35 + 100) \times 5,71 \times 84,9 = 153 \times 10^3 \text{ N} > F_s = 142 \text{ kN}.$$

Ankurdus on tagatud varuga $153 / 142 = 1,08$.

Teeme muljumiskontrolli:

Vundamendi äärest kaugusel x oleva löike ja painutuse alguse vahekaugus on

$$250 - 35 - 25 - 12 = 178 \text{ mm}.$$

Painutuse alguseks varrestes mõjuv jõud

$$F_{bt} = F_s - l_{b,prov} n F_{bd,1} = 142 \times 10^3 - 178 \times 5,71 \times 84,9 = (142 - 86,3) \times 10^3 \text{ N} = 55,7 \times 10^3 \text{ N}$$

Ühe varda kohta $F_{bt1} = 55,7 / (1000 / 175) = 9,75 \text{ kN}$.

Betooni muljumist arvestav varda minimaalse lubatav painutusspindli diameeter

$$\phi_{m,min} \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right) = \frac{9750}{13,3} \left(\frac{1}{87,5} + \frac{1}{2 \cdot 12} \right) = 38,9 \text{ mm}$$

Järelikult painutusspindli läbimõõt $\phi_m = 50 \text{ mm}$ on sobiv.

5 VUNDAMENDI VAJUMITE ARVUTUS

5.2 VAJUM TELJEL 3 VAHEMIKUS D – F

Kuna tegemist on kasutuspiiriseisundi järgse arvutusega (paigutised), tuleb vundamendilt pinnasele kanduvate jõudude suuruste määramisel kasutada koormuste normväärtusi, st koormuste osavarutegurid $\gamma_G = \gamma_Q = 1$.

Vundamendi tallalt pinnasele rakenduv jõud:

$$V_k = 265 + 22 = 287 \text{ kN}$$

Vundamendi tallalt pinnasele rakenduv pinge:

$$\sigma_{p0} = \frac{V_k}{A} = \frac{287}{1,00 \times 1,60} = 179 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Looduslik pinge vundamendi talla sügavuses enne ehituse algust:

$$\sigma'_{g0} = \gamma'_k d = 18,5 \times 1,3 = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Seega tihendav pinge vundamendi talla sügavusel:

$$\sigma'_{p0} = \gamma'_k d = 179 - 24 = 155 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vajumi arvutame tavalise summeerimismeetodiga:

Jaotame vundamendi all paikneva tiheneva pinnase arvutuslikeks kihtideks, arvutame nendes kihtides tekkivad tihendavad pinged ja nende pingete põhjustatud kihtide paksuste vähenemised (deformatsioonid). Arvutuslike pinnasekihtide deformatsioonide summa ongi vaadeldava vundamendi vajum. Vajumi määramisel summeeritakse deformatsioonid sügavuti kuni arvutusliku kihini, milles vundamendist tekkiv tihendav pinge on väiksem kui 20% looduslikust pingest selles kihis enne ehituse algust.

Vajumi arvutamise kohta vt V. Jaaniso, Madalvundamendi arvutus, lk 77...81.

Vajumi arvutus on esitatud järgneva tabelina.

Pinnaseomadused vundamendi all on võetud lähteülesande puuraugu nr 2 järgi.

Arvutuslike pinnasekihtide paksused kuni sügavuseni B (= 1,6 m) on 0,2B (= 0,32 m), edasi sügavusest B (= 1,6 m) kuni sügavuseni 3B (= 4,8 m) on 0,5B (= 0,8m) ja edasi B (= 1,6 m).

Lintvundamendi keskjoonel sügavusel z tekkiv tihendav pinge:

$$\sigma'_{pz} = \frac{p}{\pi} \left[2 \arctan \frac{0,5B}{z} - \frac{Bz(-z^2 - 0,25B^2)}{(z^2 - 0,25B^2)^2 + z^2 B^2} \right]$$

B=1.6

15

6 VAIVUNDAMENDI VARIANT RASKEMINI KOORMATUD SEINA VUNDAMENDI JAOKS.

6.1 VAIADE KANDEVÕIME JA PAIKNEMINE

Arvutan vaivundamendi variandi seina alla, mis asub **TELJEL 3 VAHEMIKUS D – F**.

$$V_{ld} = 331 \text{ kN/m.}$$

Valin vaia ristlõikeks 300 x 300 mm. Sellise ristlõike pindala $A = 0,09 \text{ m}^2$ ja übermõõt

$$O_p = 1,2 \text{ m.}$$

Lähtume puuraugu 2 pinnasekihtide paksustest. Geoloogilise uuringu aruande põhjal on selles kohas 1,0 m taimkattega mällsavi, 6,7 m mälllist liiva ja edasi mälllikas kruus.

Vaia ülemine ots saab olema keldripõrandast ca 0,5 m sügavusel ja vaia alumine ots keldripõrandast 7,5 m sügavusel; vai saab asuma 6,5 m mälllise liiva kihis ja 0,5 m mälllikas kruusas; Vaia külghõõre ja otsa vastupanu sõltuvad sügavusest.

Vaia normatiivne kandevõime:

$$\begin{aligned} R_{ck} &= q_b A + O_p \sum_{i=1}^n q_{si} h_i = 9700 \times 0,09 + 1,2 \times (23 + 30 + 35 + 38 + 40 + 42) = \\ &= 873 + 250 = 1120 \text{ kN} \end{aligned}$$

Vaia arvutuslik kandevõime:

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{1,4} = \frac{1120}{1,4} = 800 \text{ kN}$$

Vaiade samm:

$$s = \frac{R_{cd}}{V_{ld}} = \frac{800}{331} = 2,4 \text{ m ;}$$

vaiade arv:

$$n = \frac{7,4}{2,4} + 1 = 4,08 \approx 4 \text{ tk.}$$

Pannes äärmised vaiad rostvõrgi otstest 0,5 m kaugusele, saame vaiade vahekauguseks:

$$s = \frac{7,4 - 1,0}{3} = 2,1 \text{ m}$$

6.2 ROSTVÕRGI ARVUTUS

Rostvõrgi mõõtmed: $b = 500 \text{ mm}$; $h = 400 \text{ mm}$; betoon C20/25; armatuur A400.

Koormus keldripõranda tasandis: $p_{ld} = 331 \text{ kN/m}$

Koormus rostvõrgi omakaalust: $g_{2d} = 1,2 \times 0,50 \times 0,40 \times 25 = 6 \text{ kN/m}$

Kokku: $p_d = 331 + 6 = 337 \text{ kN/m}$.

Rostvärgis mõjuvad arvutuslik paindemoment ja põikjõud:

$$M_{d,ava} = M_{d,tugi} = \frac{p l^2}{16} = \frac{337 \times 2,1^2}{16} = 93 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,max} = \frac{p l}{2} = \frac{337 \times 2,1}{2} = 354 \text{ kN}$$

6.1 PIKIARMATUUR

Ristlõike kasulikud kõrgused:

$$d_{1,ava} = 400 - 50 - 10 - 10 = 330 \text{ mm};$$

$$d_{1,tugi} = 400 - 25 - 10 - 10 - 10 = 345 \text{ mm}.$$

Dimensioneerime kasuliku kõrguse $d_1 = 330 \text{ mm}$ korral vajaliku armatuuri:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{93 \times 10^6}{13,3 \times 500 \times 330^2} = 0,128 < \mu_c = 0,391;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,138; \quad \zeta = 1 - \frac{\omega}{2} = 0,931;$$

$$A_{s1} = \frac{\omega f_{cd} b d_1}{f_{yd}} = \frac{0,138 \times 13,3 \times 500 \times 330}{345} = 878 \text{ mm}^2.$$

Valime 3Ø20, siis $A_{s,prov} = 3 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} = 3 \times 314 = 942 \text{ mm}^2$.

Armeerimistegur

$$\rho_1 = \frac{A_{s,prov}}{b d} = \frac{942}{500 \times 330} = 0,0057 > \rho_{1,min} = 0,0013 > \rho_{1,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 \times \frac{2,2}{400} = 0,0014$$

6.2 PÕIKARMATUUR

$$V_{Ed,max} = 354 \text{ kN}.$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{20}{250} \right) = 0,55$$

Vähimale põikarmatuuri kulule vastav tinglike kaldsurvevarraste kaldenurk θ :

$$\sin 2\theta = \frac{2V_{Ed,max}}{b_w z v f_{cd}} = \frac{2 \times 354 \times 10^3}{500 \times 0,9 \times 330 \times 0,55 \times 13,3} = 0,652;$$

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin(\sin 2\theta) = \frac{1}{2} \times \arcsin(0,652) = 20^\circ, 21'; \quad \cot \theta = 2,7.$$

Kuna $\cot \theta > 2$, võtame $\cot \theta = 2$.

Põikarmatuurina kasutame vertikaalseid kahelõikelisi range.

Ühtlaselt jaotatud koormuse korral lähtutakse põikjõu suuruselt toest (siin vaiast) kaugusel d:

$$V_{Ed,d} = V_{Ed,max} - p_d \times d = 354 - 337 \times 0,33 = 354 - 111 = 243 \text{ kN}.$$

Vertikaalsete rangide vajalik intensiivsus:

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,d}}{f_{ywd} z \cot \theta} = \frac{243 \times 10^3}{345 \times 0,9 \times 330 \times 2} = 1,19 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}},$$

$$\text{Valime } 2\text{Ø}10 \quad A_{sw} = 2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} = 2 \times 78,5 = 157 \text{ mm}^2.$$

Vajalik rangide samm

$$s = \frac{A_{sw}}{a_{sw}} = \frac{157}{1,19} = 132 \text{ mm}.$$

Valime vaiade $\frac{1}{4}$ ava ulatuses vaiast kinnised rangid Ø10 s = 130 ja $\frac{1}{2}$ ava ulatuses keskossa kinnised rangid Ø10 s = 250.

Rangide konstrueerimisel tuleb jälgida, et oleksid täidetud minimaalse põikarmeerimisteguri nõue ja lubatava suurima rangide sammu nõue:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}; \quad s_{l,max} = 0,75 d$$

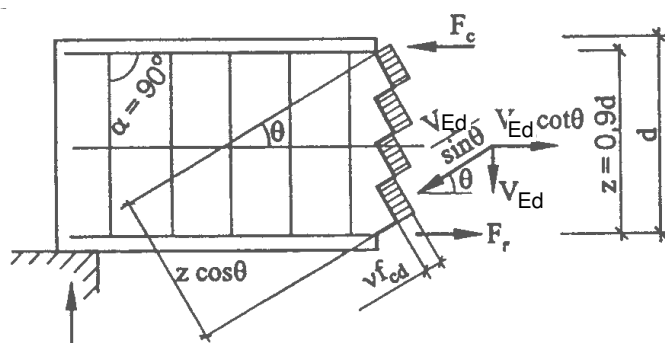
Valitud rangide ja $\cot \theta$ korral kontrollitakse põikjõukandevõimet:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta};$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} z \cot \theta.$$

Põikjõud tekitab paindetõmbearmatuuris täiendava tõmbejõu:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} \cot \theta = 0,5 \times 354 \times 2 = 354 \text{ kN}$$



Eurokoodeks 2 -1-1 punkti 6.2.3(7) järgi ei saa see tõmbejõud olla suurem kui suurima paindemomendi tekitatav tõmbejõud:

$$F_{td} = \frac{M_{Ed,max}}{0,9d} = \frac{93 \times 10^3}{0,9 \times 330} = 313 \text{ kN}$$

See tekitab paindearmatuuris pinge

$$\sigma_{sd} = \frac{\Delta F_{td}}{A_{s1}} = \frac{313 \times 10^3}{3 \times 314} = 332 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nõutav baasankurduspikkus:

$$l_{b,req} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}.$$

Betooni ja armatuuri vaheline nakketugevus:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2 f_{ctd} = 2,25\eta_1\eta_2 \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times \frac{1,5}{1,5} = 2,25 \text{ MPa}.$$

Nõutav baasankurduspikkus:

$$l_{b,req} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{20}{4} \times \frac{332}{2,25} = 5 \times 147 = 737 \text{ mm}.$$

Kui ankurduspiirkonnas ei ole ette nähtud abinõusid ankurduse soodustamiseks, siis arvutuslik ankurduspikkus $l_{b,d} = l_{b,req}$.

Sirge alumine armatuur peaks ankurduse tagamiseks ulatuma äärmise vaia keskmest

$l_{bd} = 737 \text{ mm}$ edasi. Selleks tuleb ehitada rostvärk äärmisest vaiast vajaliku pikkuse võrra edasi. Kui rostvargi pikendamine üle äärmise vaia ei ole otstarbekas, võib rostvargi otsa ette näha abinõud ankurduse tagamiseks, näiteks põlved.

Rostvargi ülemise armatuuri ankurdus tuleks arvutada rostvargi otsas olevas konsoolis mõjuva paindemomendi ja põikjõu järgi.

6.2 VAIA VASTE

Vaia vajumit ühe löögiga nimetatakse vaia vasteks. Vaia vaste järgi saab arvutada vaia kandevõime. Alljärgnevalt on esitatud СНиП 2.02.03-85 meetodika langvasaraga rammitava raudbetoonvaia kandevõime arvutamiseks vaste $s_a > 2\text{mm}$ korral:

$$R_k = \frac{\eta A}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_a} \cdot \frac{m_1 + e^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right).$$

Avaldades sellest avaldisest vaia vaste s_a :

$$s_a = \frac{\eta A E_d}{R_k (R_k + \eta A)} \cdot \frac{m_1 + e^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \text{ kus}$$

$$\eta = 1500 \text{ kN/m}^2,$$

A – vaia ristlõikepind (m^2),

E_d – rammimisseadme löögienergia (=vasara kaal $\times$ langetuskõrgus kNm),

m_1 – vasara mass (tonni),

m_2 – vaia mass (tonni),

m_3 – kaitsepea ja amortisaatori mass (tonni),

e – põrketegur, raudbetoonvaia süvistamisel langvasaraga $e^2 = 0,2$.

Rammimisseadme valikul peaks arvestama, et

$$E_d > 0,045 R_d = 0,045 \frac{R_k}{1,4},$$

$$\frac{m_1 + m_2 + m_3}{E_d} < 0,3,$$

vasara langetuskõrgus $0,5 \dots 1 \text{ m}$.

Tavaliselt võiks vaia rammida vasteni $3 \dots 6 \text{ mm}$.