

Viljandi tennisehalli juurdeehitus. Olemasoleva õõnesplokkmüüri kande võimekontroll

Viljandi tennisehalli juurdeehituse projekteerimisel otsustati juurdeehituse padelisaali katuslae madalama osa katusetalad toetada olemasoleva spordihoone põhjapoolsele välisseinale, kuna selline lahendus on siin ilmselt kõige ratsionaalsem. Alternatiiv oleks olnud rajada uued postid, mis oleks paigaldatud läbi spordihoone keldri lae ja põranda. Alternatiiv oleks tõenäoliselt kõigile osapooltele tülikam, kui müüridele toetamine.

1) Koormustest olemasolevatele konstruktsioonidele.

Arvutuslik koormus liimpuittalalt müürile on $V_{d,tala}=62$ kN. Konservatiivselt võime eeldada, et vundamendile kandudes on see väärtus (hajumine 60° nurga all 3,6 m alale) ligikaudu 17,5 kN/m.

Müüride rajamisega ja nende täisbetoneerimisega lisatakse vundamendile koormust normatiivselt ligikaudu 20 kN/m. Arvestatud on seda nii, et vundamendid on juba varasemalt projekteeritud vastu võtma õõnsa 240 mm müüri omakaalu, mille kõrgus on ligikaudu 11 m. Ehituse käigus betoneeritakse see täis umbes 7,5 m ulatuses, mis lisab kaalu umbes 20 kN/m. Arvutuslikult on see 24 kN/m.

Seega juurdeehitusega lisatakse vundamendile arvutuskooormust rajatava katuslae ja müüridega 41,5 kN/m. Teades, et taldmik on 1,6 m lai, tekitab see lisapinge taldmiku alla 26 kPa.

Spordihoone põhjapoolse seina ääres lammutatakse ehitustööde käigus aga ka varasemalt tribüüniks projekteeritud raudbetoonkonstruktsioon. Võttes aluseks AS Akvari koostatud 1999. aasta spordihoone EK projekti (töö 9821), oli koormus kõnealusele vundamendile sellest konstruktsioonist umbes 32 kN/m, arvutuslikult 38,5 kN/m. Keldrilae peale rajatakse aga juurdeehitusega 120 mm paksune põrandaplaat. Arvutuskooormus sellest vundamendile oleks ca 7 kN/m.

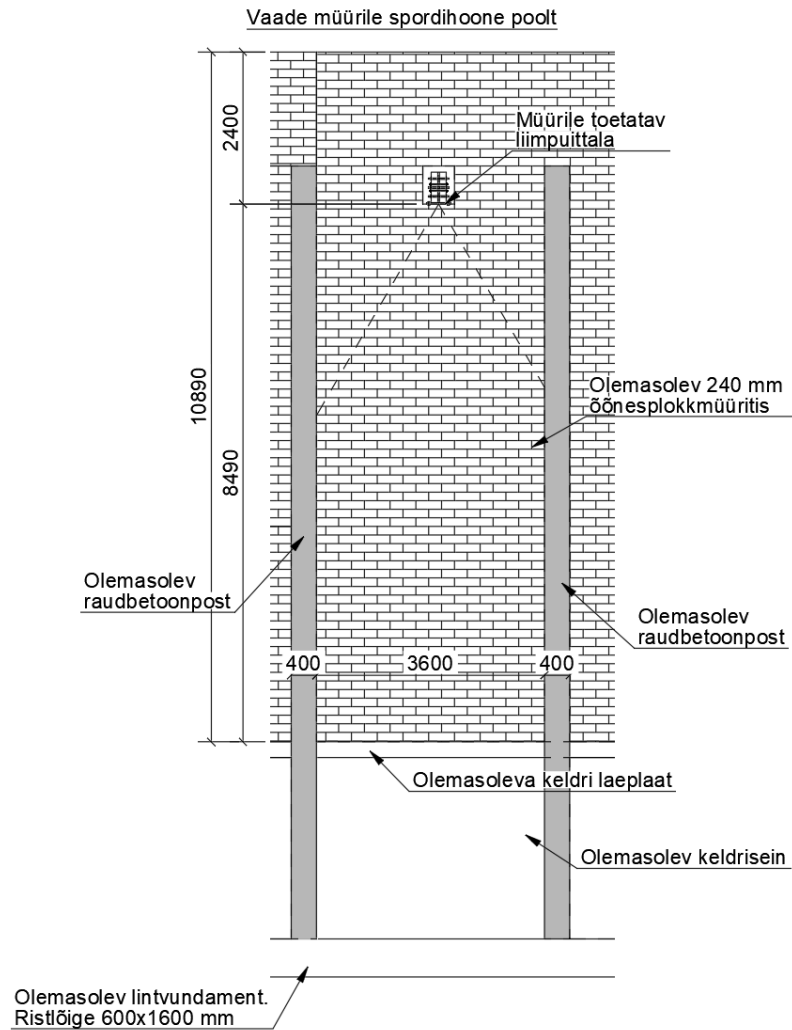
Seega kokku on arvutuslik lisakoormus vundamendile umbes 10 kN/m. Lisapinge talla all sellest on 6,3 kPa – mis on tühine ja ei vaja vundamendi täiendavat kontrollimist.

Välja siin ei ole toodud kasuskoormust, mis on olnud tribüüni projekteerimisel ilmselt normatiivselt 5,0 kN/m² ning on sama ka projekteeritud padelisaali põrandale.

Üldiselt on müür ja spordihoone soodsamas olukorras kui varasemalt, kuna põhjapoolne sein ei ole enam avatud ka tuule mõjule.

2) Olemasoleva 240 mm õõnesplokkmüüri kandevõimekontroll.

Müüri skeem:



Vaadeldakse müüri $h=8490$ mm kõrgust ja $b=1000$ mm laiust lõiku. Arvutuslikud koormused selle lõigu ülaossa:

$$V_{d,tala}=62 \text{ kN}$$

$$V_{d,müür}=1,2*0,24*25*2,4=17,3 \text{ kN}$$

$$V_{d,tot}=79,3 \text{ kN}$$

$$h=8,49 \text{ m}$$

$$t=0,24 \text{ m}$$

$$l=4,0 \text{ m}$$

EVS-EN 1996-1-1 peatükk 5.5.1.2 lubab müüri arvutuskõrgust vähendada teguriga ρ_4 , kui müür on igast küljest toetatud – antud juhul on müür seotud alt, külgedelt postidega ning ülevalt parapeti moodustava müüriosaga:

$$\rho_4 = \frac{0,5l}{h} = \frac{0,5 \cdot 4,0}{8,49} = 0,24$$

Müüri arvutuskõrgus:

$$h_{ef} = \rho_4 h = 0,24 \cdot 8490 = 2040 \text{ mm}$$

Müüri saledus:

$$\lambda_h = \frac{h_{ef}}{t} = \frac{2040}{240} = 8,5$$

Saledus on alla 27, mis on müüri lubatud piirsaledus, ning on ka alla 15, mil võib loobuda roome mõju arvestamisest müüri kandevõimele.

Olemasolev müür on laotud 240 mm paksustest õõnesplokkidest. Alusandmeteks on võetud Columbia-Kivi sellele plokile vastavad tugevusparameetrid. Columbia-Kivi soovib kasutada mörti M10 ($f_m = 10 \text{ MPa}$). Plokkide normaliseeritud survetugevus on $f_b = 9,18 \text{ MPa}$. Konservatiivselt on eeldatud, et kivid on laotud kestsängitusel minimaalse laiusega vuugisegu ribasid kasutades, mil sängitusteguri väärtus on $K = 0,28$. Seega on müüri normatiivne survetugevus:

$$f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,3} = 0,28 \cdot 9,18^{0,65} \cdot 10^{0,3} = 2,4 \text{ MPa}$$

Kandevõimekontroll teostatakse kahes lõikes – üleval, kuhu liimpuittala toetub (nimetatud lõige (i)) ning kõrgusel 0,6h (~5100 alapinnast), kus on nõtkekoht suurim (nimetatud lõige (m)).

Kontroll lõikes (i)

Eeldame konservatiivselt, et liimpuittala toetub müürile ekstsentrilisusega $e_t = 0,1 \text{ m}$, sellest moment lõikes (i):

$$M_{d,i} = 62 \cdot 0,1 = 6,2 \text{ kNm}$$

Summaarne arvutuslik surve lõikes (i):

$$V_{d,tot} = 79,3 \text{ kN}$$

Juhuslik ekstsentrilisus:

$$e_a = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2040}{450} = 5 \text{ mm}$$

Summaarne ekstsentrilisus lõikes (i):

$$e_i = \frac{6,2}{79,3} + 0,005 = 0,08 \text{ m}$$

Survele kaasa töötava osa pindala lõikes (i):

$$A_{c,i} = (t - 2e_i)b = (240 - 2 * 80) * 1000 = 80000 \text{ mm}^2$$

Müüri kandevõime lõikes (i). Nõtketegur $\chi_i = 1,0$ selles lõikes:

$$N_{Rd,i} = \frac{\chi_i A_{c,i} f_k}{\gamma_M} = \frac{1,0 * 80000 * 2,4}{1,7} * 10^{-3} = 113 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{d,tot}}{N_{Rd,i}} = \frac{79,3}{113} * 100\% = 70\%$$

Seega on lõikes (i) müüri kandevõime tagatud.

Kontroll lõikes (m)

Kontroll teostatakse kõrgusel 0,6h ehk 5100 mm alapinnast.

Müüri arvutuslik omakaal lõigus 8490-5100=3390 mm:

$$\Delta V_d = 1,2 * 3,39 * 25 * 0,24 = 24,4 \text{ kN}$$

Summaarne surve lõikes (m):

$$V_{d,m} = 24,4 + 79,3 = 103,7 \text{ kN}$$

Moment lõikes (m):

$$M_{d,m} = 0,6 * 6,2 = 3,7 \text{ kNm}$$

Summaarne ekstsentrilisus lõikes (m):

$$e_m = \frac{3,7}{103,7} + 0,005 = 0,04 \text{ m}$$

Survele kaasa töötava osa pindala lõikes (m):

$$A_{c,m} = (t - 2e_m)b = (240 - 2 * 40) * 1000 = 160000 \text{ mm}^2$$

Nõtketeguri χ_m arvutus:

$$u = \frac{\lambda_h - 2}{23 - 37 \frac{e_m}{t}} = \frac{8,5 - 2}{23 - 37 \frac{0,04}{0,24}} = 0,386$$

$$\chi_m = e^{-\frac{u^2}{2}} = e^{-\frac{0,386^2}{2}} = 0,93$$

Müüri survekandevõime lõikes (m):

$$N_{Rd,m} = \frac{\chi_m A_{c,m} f_k}{\gamma_M} = \frac{0,93 * 160000 * 2,4}{1,7} * 10^{-3} = 210 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{d,m}}{N_{Rd,m}} = \frac{103,7}{210} * 100\% = 49,3\%$$

Seega on lõikes (m) müüri kandevõime tagatud.

Koostas:

Jaak Tihane. Ehitusinsener, tase 6.

Nool Projekt OÜ

12.08.2025

Vastutav insener:

Janno Järvekülg. Diplomeeritud ehitusinsener, tase 7

Nool Projekt OÜ