



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Loodusteaduskond
Geoloogia Instituut

**AJALOOLISTE RAJATISTE MÕJU TÄNAPÄEVASELE
HOONESTUSELE KAITSELIIDU PEASTAABI HOONE NÄITEL**

Magistritöö

Üliõpilane: Rauno Raudsepp
Juhendaja: Heidi Soosalu, mäeosakond, vanemlektor
Õppekava: Geotehnoloogia

Tallinn 2018

Autorideklaratsioon

Kinnitan, et olen koostanud antud lõputöö iseseisvalt ning seda ei ole kellegi teise poolt varem kaitsmisele esitatud. Kõik töö koostamisel kasutatud teiste autorite tööd, olulised seisukohad, kirjandusallikatest ja mujalt pärinevad andmed on töös viidatud.

Autor: Rauno Raudsepp

.....

Töö vastab magistritööle esitatavatele nõuetele.

Juhendaja: Heidi Soosalu

.....

Töö on lubatud kaitsmisele.

Kaitsmiskomisjoni esimees:

.....

LÜHIKOKKUVÕTE

Magistritöös uuriti ajalooliste rajatiste mõju tänapäevasele hoonestusele Tallinnas Toompea tn 8 asuva Kaitseliidu Peastaabi hoone näitel, mille B-korpusesse tekkisid 2015. aastal praod. Hoone asub keskajal Tallinnasse rajatatud muldkindlustusvööndis, sealjuures paikneb hoone all Wismari raveliin.

Magistritöö tugineb ennekõike Maa-ameti Ehitusgeoloogia andmekogu arhiivi materjalidele ning Rakendusgeodeesia ja Ehitusgeoloogia Inseneribüroo OÜ ja Tallinna Linnaarhiivis säilitatavatele arheoloogilistele uuringutele, mille alusel analüüsiti hoone pragunemise võimalike põhjustena raveliini purunemist, hoone all lasuva täitepinnase tihenemist, hüdrogeoloogilisi mõjureid ja pinnase väljauhtumist B-korpuse hoone vundamentide alt.

Analüüsi tulemusena leiab autor, et B-korpusesse tekkinud vajumispraod on tekkinud madalvundamendi aluse täitepinnase väljauhtumise tõttu. Lisaks on jälgitav hoone tsükliline vajumine, mis leiab aset talve- või kevadperioodil ning suve- ja sügisperioodil vajumised vaibuvad. Vajumisvaatluste tulemusena on jälgitav hoone B-korpuse seinaga kuni 3,5 mm vajumine, mis aga ei ole hoone struktuursele seisukorrale ohuks. Töö tulemusena järeldatakse, et hoone all kulgev Wismari raveliin on vähemalt hoone aluses ulatuses terve ning äkk-vajumeid ei täheldata. Täiendavalt on vaja jätkata vajumisvaatlustega, mille abil on võimalik jälgida vajumiste edasist dünaamikat.

Magistritöö aitab paremini mõista ajaloolise muldkindlustusvööndi peale ehitatud olemasolevate hoonete või rajatiste pragunemist ja tulevikus ilmnedav võivaid probleeme, võimaldades muuhulgas paremini planeerida sarnaste juhtumite ennetamiseks läbiviidavaid uuringuid ja ära hoida uute hoonete pragunemist.

ABSTRACT

The aim of this Master's thesis is to analyse the impact of historic structures on modern day buildings using the example of the Headquarters of the Estonian Defence League located in Tallinn at Toompea street 8. Cracks started to develop in the B-wing of the Headquarters building during the year 2015. The whole building complex of the Defence League is situated in the medieval earthen fortification zone of the Toompea Hill. Furthermore, the Wismar ravelin runs under the modern day Headquarter complex.

The results of the thesis are based on geotechnical and geodetic investigations. Special focus is on the possible collapse of the Wismar ravelin, consolidation of filling material under the foundation, hydrogeological conditions, and washout of filling material into the ravelin.

It is found that the cracks in the Headquarters B-wing were caused by washout of soil from under the shallow foundation of the building. In addition, cyclical subsidence of the B-wing can be observed. The greatest total subsidence of the B-wing is 3.5 mm, as shown by geodetic measurements. However, it is not considered as a threat to the structural durability of the building. The results indicate that the Wismar ravelin is structurally sound under the modern building complex and no abrupt subsidence was observed. Periodical survey of the subsidence behaviour is recommended, as it would provide information on dynamics of subsidence features in the future.

This Master's thesis provides aid in understanding deformation or other problems that may occur in modern day buildings located in the medieval earthen fortification zone. It also provides insight into better planning of survey methods suitable for geotechnical investigations helping in avoiding future problems related to cracks or deformation of new buildings.

SISUKORD

SISSEJUHATUS	7
2. UURINGUALA	9
2.1. Püirkonna geoloogiline ehitus	10
2.2. Ülevaade püirkonna kaitserajatiste arengust	11
2.2.1. Vana Wismari raveliin	12
2.2.2. Uus Wismari raveliin	13
3. TAUST	15
3.1. Hoonestuse ajalugu	15
3.2. Wismari raveliini avamine ja struktuurne seisukord	17
3.3. Arheoloogilised eeluuringud raveliini kirdenurgas	20
3.4. Pragude tekkimine	24
4. UURINGUMEETODID	26
4.1. Suru-löökpenetratsioon	26
4.2. Vajumisvaatlused	31
4.2.1. Geodeetiline mõõdistamine ja deformatsioonid	31
4.2.1.1. Looduslikud deformatsioonid	32
4.2.1.2. Kunstlikud deformatsioonid	32
4.2.2. Vajumiste ja deformatsioonide vaatlused	33
4.2.2.1. Vertikaalsed deformatsioonid	33
4.2.2.2. Horisontaalsed deformatsioonid	34
4.2.3. Deformatsioonide ja vajumiste uurimise meetodika	34
4.3. Hüdrogeoloogilised mõõtmised	36
4.4. Labor	37
4.4.1. Veesisaldus	37
4.4.2. Orgaanilise aine sisaldus	38
4.4.3. Pinnase liigitus terastikulise koostise järgi ehk lõimise analüüs	40
4.4.4. Plastsuspiiride määramine	42
4.4.5. Survetugevus	43
5. LÄBIVIIDUD UURINGUD	45
5.1. Suru-löökpenetratsiooni katsed	45
5.2. Vajumisvaatlused	51
5.3. Hüdrogeoloogilised mõõtmised	55
5.3.1. Mõõdetud sademete hulgad	59
5.4. Labor	60
5.4.1. Täitekompleksi geotehnilised omadused	61
5.4.1.1. Kuumutuskadu	61
5.4.1.2. Looduslik veesisaldus ja plastsuspiirid	62
5.4.1.3. Lõimis	64
5.4.2. Aluspõhjakivimite geotehnilised omadused	65

5.4.2.1. Glaukoniitliivakivi ja -savi geotehnilised omadused.....	66
5.4.2.2. Graptoliitargilliidi geotehnilised omadused	67
5.4.2.3. Liivakivikompleksi geotehnilised omadused	67
6. ARUTELU	71
KOKKUVÕTE	75
KASUTATUD ALLIKAD	77

SISSEJUHATUS

Magistritöö uurimisprobleemiks on ajalooliste rajatiste negatiivne mõju tänapäevasele hoonestusele Tallinnas Toompea tn 8 asuva Kaitseliidu Peastaabi hoone pragunemise ning vajumisdeformatsioonide näitel ning uurimise eesmärgiks on analüüsida Kaitseliidu Peastaabi hoone B-korpuse pragunemise põhjuseid, mis ilmneseid esimest korda 2015. aastal.

Magistritöö tugineb Maa-ameti Ehitusgeoloogia andmekogu arhiivi materjalidele, Rakendusgeodeesia ja Ehitusgeoloogia Inseneribüroo OÜ arhiivis olevatele asjakohastele töödele, Tallinna Linnaarhiivi arheoloogilistele uuringutele ning 2017. aastal autori tehtud geotehnilistele uuringutele ja sellega paralleelselt geotehnilise kontrolli käigus läbi viidud vajumisvaatlustele.

Magistritöö on jaotatud viieks. Esimeses osas on välja toodud uuritava ala geoloogiline ehitus ja piirkonna kaitserajatiste areng. Teine osa annab ülevaate Toompea tn 8 hoonestuse ajaloost, Wismari raveliini avamisest, selle struktuurset seisukorrast ja arheoloogilistest eeluuringutest raveliini kirdenurgas ning uuritava hoone pragude tekkimisest 2015. aastal. Kolmas osa käsitleb ehitusgeoloogia valdkonnas kasutusel olevaid väli- ja laboratoorsete katsete meetodeid, mida rakendatakse ennekõike hoonete pragunemise põhjuste kindlaksmääramisel ja tekkinud probleemide lahendamisel. Neljas osa keskendub konkreetsemalt uuritavas piirkonnas läbiviidud katsetele, uuringutele ja nende tulemustele. Viies osa on arutelu ja analüüs, kus vastatakse magistritöö peamistele uurimisküsimustele, milleks on:

- Kas Kaitseliidu Peastaabi hoone B-korpuse pragunemise põhjuseks on raveliini purunemine?

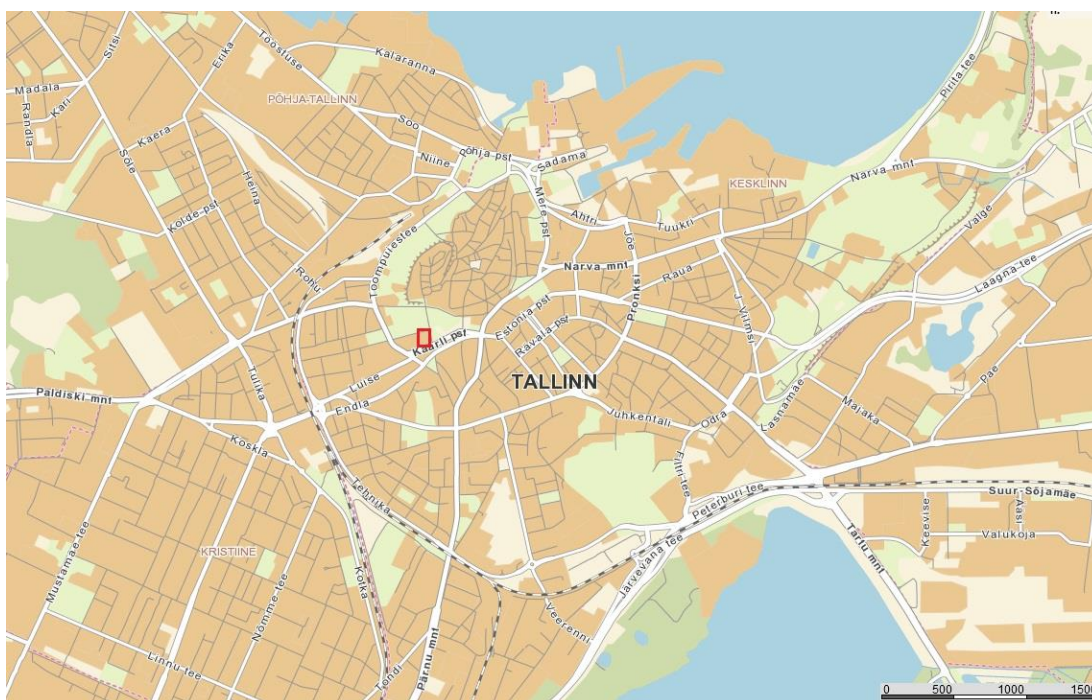
- Kas Kaitseliidu Peastaabi hoone B-korpuse pragunemise põhjuseks on täitepinnaste tihenemine?
- Kas ja millised hüdrokeoloogilised mõjurid olid seotud Kaitseliidu Peastaabi B-korpuse hoone pragunemisega?
- Kas Kaitseliidu Peastaabi hoone B-korpuse pragunemise põhjuseks on pinnase väljauhtumine vundamentide alt?

Töö lõpetab üldine kokkuvõte, mis hõlmab magistritöö olulisemaid tulemusi ja järeldusi ning tõstatab potentsiaalseid uurimisprobleeme tulevikuks.

Autori isiklik huvi on seotud varasemate tööalaste kokkupuudetega hoonete pragunemise põhjuste uurimisel. Töö aktuaalsus on seotud Tallinna, Tartu, Narva, Haapsalu ja Viljandi vanalinna ning nendega piirnevate muldkindlustusvööndi võimalike arendustegevustega. Magistritöö aitab paremini mõista juba olemasolevate hoonete või rajatiste pragunemist ja tulevikus ilmnedavad võivad probleeme, võimaldades muuhulgas paremini planeerida sarnaste juhtumite ennetamiseks läbi viidavaid uuringuid.

2. UURINGUALA

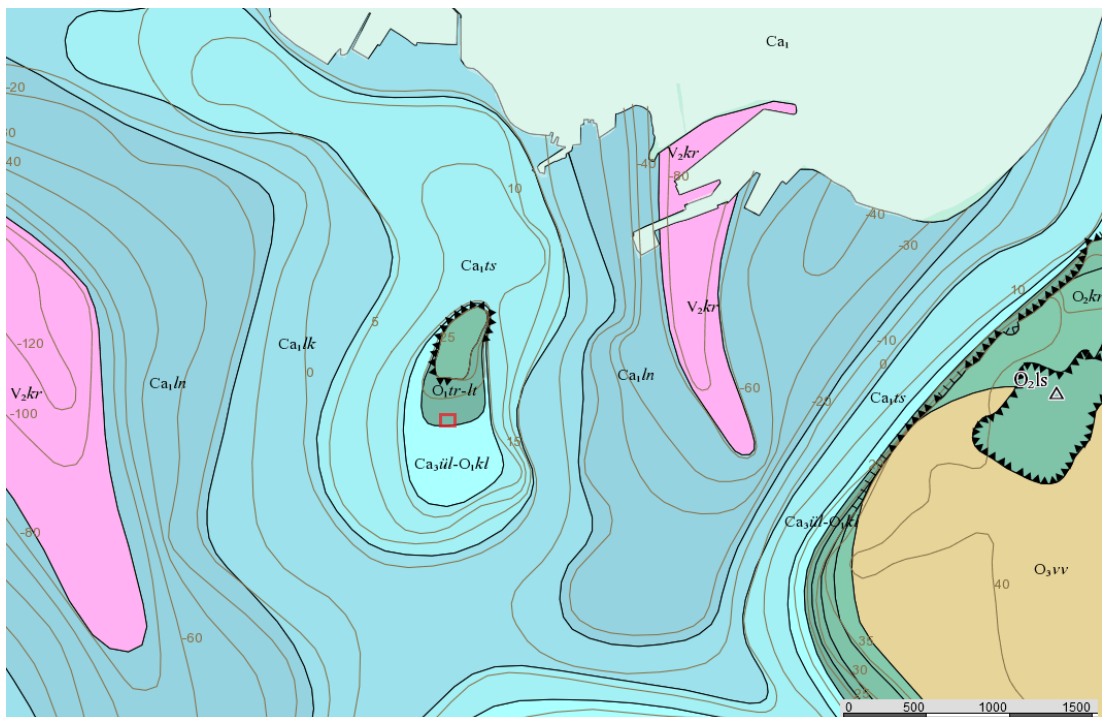
Magistritöö uuringuobjektiks on Kaitseliidu Peastaabi hoone, mis asub Tallinna Kesklinna linnaosas aadressil Toompea tn 8 ja on joonisel 1 märgitud punasega. Piirkonnas on nii vanu ehitisi kui ka viimasel kümnendil rajatud uusehitisi, mille ehitustegevus on otseselt või kaudselt mõjutanud naabruses olevaid vanemaid hooneid.



Joonis 1. Kaitseliidu Peastaabi hoone asukoht (Maa-amet 2018)

2.1. Piirkonna geoloogiline ehitus

Maa-ameti geoportaali geoloogia kaardimaterjalilt (joonis 2) on näha, et geoloogiliselt paikneb uuritav ala Toompea aluspõhjakõrgendiku lõunaservas, kus aluspõhjas avanevad Kambriumi ladestu Furongi kihistu Ülgase ja Tsitre ning Furongi ja Alam-Ordoviitsiumi ladestike Kallavere kihistu liivakivid ja aleuroliidid. Nendel lasuvad Alam-Ordoviitsiumi ladestiku Türisalu, Varangu ja Leetse kihistu graptoliitargilliit, glaukoniitlubjakivi ning glaukoniitliivakivi ja -savi. Uuritaval alal puudub Toompea kõrgustiku laval paljanduv Kesk-Ordoviitsiumi ladestiku Vão kihistu lubjakivi. Aluspõhjalistel kivimitel lasuvad täitepinnased, mis on ladestatud erinevatel ajalooperioodidel. Täitekompleks koosneb valdavalt kohevast mullasegusest liivast, mis sisaldab aluspõhjakivimite tükke, telliseid, klaasi ning muud sarnast ehitusprahti. Täitepinnaste puhul ei ole jälgitav korrapärane kihilisus.



Joonis 2. Tallinna keskosa geoloogiline ehitus koos aluspõhja absoluutkõrguste samakõrgusjoontega ning Toompea aluspõhjalise kõrgendiku lõunaosas märgistatud uuritav ala (Maa-amet 2018)

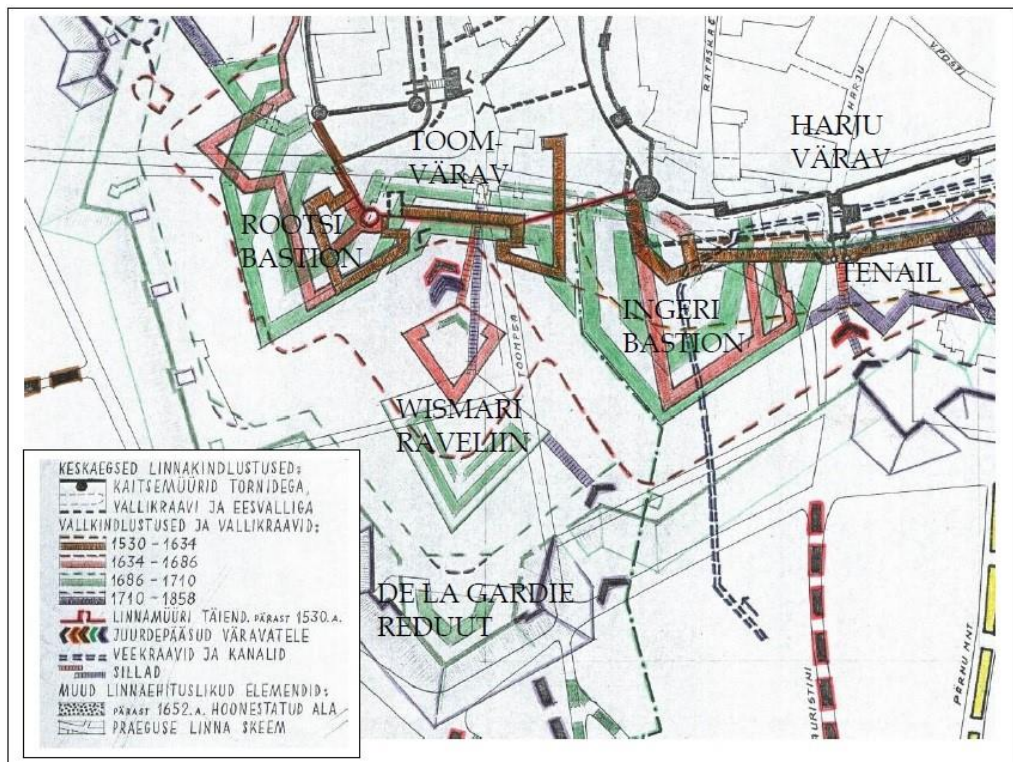
2.2. Ülevaade piirkonna kaitserajatiste arengust

Bastion on nelja välisküljega eenduv muldkindlustus suurema kindlustussüsteemi peavallis, mille külgedest kaks on faassid ja ülejäänud kaks on flangid. Faass on bastioni esikülj, mille eesmärk oli tule all hoida ümbritsevat ala. Flank on bastioni kõrvalkülj, kust sai tulistada pikki vallikraavi. Eskarp on vallikraavi sisekallas ja vallikraavi väliskallast nimetatakse kontreskarpiks, mõlemad olid tavaliselt kaetud müüri- ja müüritugi ehk kontraforss oli muldkindlustuse puhul tavaliselt müüri muldvalli poolisel küljel. Kasemati ehk maa-aluse võlvruumi eesmärk oli vastu pidada pommitamisele, mis asus kindlustuse vallis või müüris. Kasemattidel võisid olla ka laskeavad, samas võis kasematt täita ka lao, varjatud liikumistee või kasarmu ülesandeid. Kahe bastioni vahelist sirget valli nimetatakse kurtiinvalliks. Raveliin paiknes kahe bastioni vahelise kurtiinvalli ja selle keskel oleva vallivärava ees vallikraavis. Raveliin on üldkujult kolmnurkne, terava tipuga ja kahe küljega väljapoole vaatav muldkindlustus. Raveliini väliskülgi ääristavalt laskevallilt sai katta lähitulega naaberbastionide esist vallikraavi. (Nurk 2011)

Magistritöös vaadeldav piirkond asub Tallinna keskajal rajatud muldkindlustusvööndis. Tegemist on Tallinna kesk- ja uusaegse kaitserajatiste osaga, kuhu kuulusid linnamüürid, kaitsetornid, vallikraav ja muud pinnaserajatised. Muldkindlustuste teke oli seotud tulirelvade arengu ja levikuga Euroopas, mis tõi kaasa uue kindlustusviisi ehk horisontaalkaitsevöö. Muldkindlustuste teke sai alguse juba kõrgkeskajal (11.–13. sajand), kui valdavaks olid veel külm- ja heiterelvade ajastule omased vertikaalkaitse põhimõtted. (Zobel 2005, 42)

Tallinna bastionaalvöönd ehitati peamiselt Rootsi valitsusperioodil aastatel 1561–1710. Enne bastionide perioodi kuulusid 16. sajandil Toompea eelkaitsesüsteemi kivist suurtükitorid ja algelised muldkindlustused. Toompea platool kindlustati nii kesk- kui ka uusajal looduslikult nõrgalt kaitstud ja ohtlikku Tõnismäe poolset lõunakülge. (Nurk 2011)

Joonisel 3 on Tallinna Tõnismäe poolsete muldkindlustuste arenguskeem Rein Zobeli järgi (Nurk 2013). Aluseks on mustvalge koopia arhitekt Rein Zobeli isiklikku kogusse kuulunud joonisest (praegu arvatavasti tema isikuarhiivis, mis asub Eesti Kunstiakadeemia arhitektuuri osakonna raamatukogus), mille on originaali järgi koloreerinud arheoloog Peeter Talvar.



Joonis 3. Muldkindlustuse arenguskeem (Nurk 2013). Plaanil on erinevate värvidega näidatud erineval ajal ehitatud muldkindlustused. Põhivallid on paksu joonega, vallikraavi väliskallas katkendjoonega ja eesvall peenema joonega. Tänapäevane tänavatevõrk on näidatud mustaga.

Rohelise värviga märgistatud uue Wismari raveliini müüride (faasside) pikkuseks on mõõdetud 97 m.

2.2.1. Vana Wismari raveliin

1670. aastatel hakati ehitama vana Wismari raveliini (Nurk 2011), mis asus magistritöös käsitletavast uuest Wismari raveliinist mõnevõrra põhjasuunas.

Ehitustööd olid mahukad ja hõlmasid suuremahulisi kaevetöid 1678. aastal, sealhulgas ka raveliini vundamendi kraavide rajamist liivakivisse. Raveliini müürid rajati järgneval kolmel aastal ning vana Wismari raveliin tunnistati valminuks 1683. aastal. (Nurk 2011)

2.2.2. Uus Wismari raveliin

Uue Wismari raveliini projekt avastati arhiiviandmetel esmakordselt 1686. aasta plaanidelt, kus uus raveliin paikneb vanast raveliinist selle võrra Tõnismäe pool, et ainult vana raveliini tipp ulatub uue raveliini sisse. (Nurk 2011)

Kaevetööd jätkusid Tõnismäel 1688. aastal ning tõsisemad ettevalmistustööd uue raveliini ehituseks algasid 1692. aastal kaitsekraavide rajamisega. Esimesena valmis aastatel 1696–1697 raveliini vasaku faassi kasemattidega eskarpmüür. Seejärel uue Wismari raveliini ehitus aeglustus ja alles aastatel 1704–1706 jõuti raveliini paremapoolse külje nõlva liivakivist väljaraiumiseni. (Nurk 2011)

Wismari raveliini lõpliku väljaehitamise projekt pärineb aastast 1707, millest nähtub, et uus raveliin rajati madalamale kui selle eelkäija ning selle esine vallikraav süvendati osaliselt juba liivakivisse. Sarnaselt vasaku faassi ehitusele, oli ka parema faassi ehitamisel ette nähtud kasematid ning raveliini sisenurkades paiknevad suured võlvitud suurtükikeldrid, mille eesmärk oli panustada kõrval asetsevate Rootsi ja Ingeri bastionite kaitseks. Parema faassi ehitusel tehti sõjatektikalistel kaalutlustel vasaku faassiga võrreldes muudatusi. Kambrite vaheseintes olevad portaalid ei paiknenud ühel joonel, vaid vaheldumisi kord ühe ja kord teise külge ääres. Portaalide kõrval oli seintesse rajatud ka laskeavad musketitele. Selline portaalide paigutus pidi takistama käikudesse tunginud vaenlasel haarata enda alla tervet käiku. (Nurk 2011)

Joonisel 4 on 2003. aastal tehtud foto lahti kaevatud Wismari raveliinist, kus on näha raveliini põiksein ja paremal seinas olev laskeava.



Joonis 4. Foto lahti kaevatud Wismari raveliinist 2003. aastal (Uetalu 2003)

3. TAUST

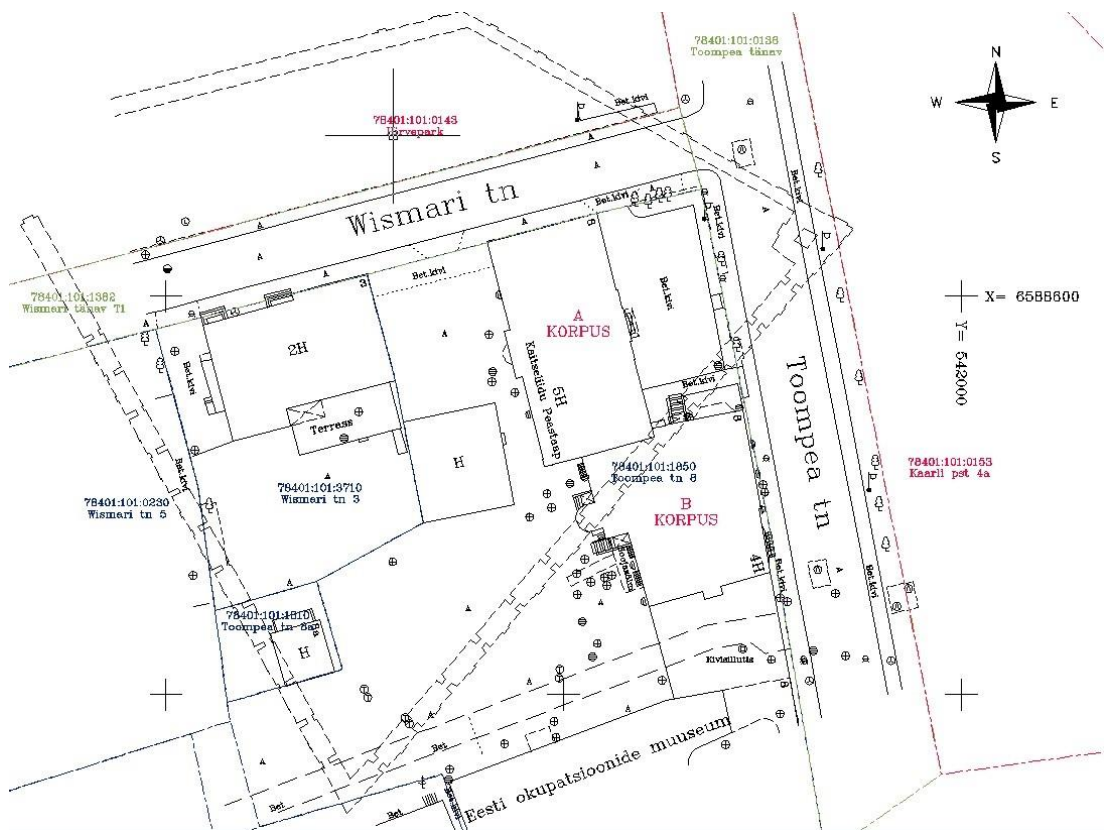
Vaatluse all olev piirkond on ajaloo jooksul läbi teinud mitmeid muutusi. Keskajal oli ala tähtsaks kaitsekindlustuse vööndiks Toompeale, mille tunnistuseks on tänapäevani säilinud ja linnapildis nähtavad Rootsi ja Ingeri bastionid. 19. sajandi keskpaigast alates on piirkond olnud aga tsiviilkasutuses ja muldkindlustusvööndi osaks olnud vallikraav on kujunenud Hirvepargiks.

3.1. Hoonestuse ajalugu

Kinnistud tekkisid vaadeldavas piirkonnas 1857. aastal pärast Tallinna maakindluse likvideerimist, kuid kindlustusala üleandmine tsiviilvõimude kätte venis veel aastaid. Algne kinnistu (nr 272) asus Toompea ja Wismari tänava nurgal. 1883. aastal esitas arhitekt Nikolai Thamm, krundi omaniku Julie Carlsoni nimel, linnale taotluse kahekordse kivist elamu ehitamiseks. Historitsistlikus stiilis ehitatud hoone on säilinud käesolevani, kuid seda tänapäeval eksisteeriva viiekorruselise hoone (joonisel 6 oleval fotol parempoolne hoone) esimese ja teise korrusena. (Mäeväli, Linna 1999)

1908. aastal läks kinnistu esimese eestlasest Tallinna linnapea Voldemar Lenderi omandisse. Olles ehitusinsener, koostas Voldemar Lender ise 1911. aastal kahekordse juugendvilla ehitamiseks projekti, millega ehitati uus hoone (joonisel 6 kajastatud fotol olev vasakpoolne hoone, tänapäeval) loodenurkapidi kokku varasema elamuga. (Mäeväli, Linna 1999)

Joonisel 5 on näha Toompea tn 8 kinnistu hoonestusplaan. Joonisele on kantud Kaitseliidu Peastaabi hoone A- ja B- korpused ning Wismari raveliini kontuur. (Pokrovski 2017)



Joonis 5. Toompea tn 8 hoonestusplaan (Pokrovski 2017)

1920. aastatel läks kinnistu Eesti Kaitseliidu valdusesse ning järgnevatel aastatel ehitati krundile nii spordi- ja õppehoone kui ka paar laohoonet, mis aga hävinesid Teise maailmasõja käigus. Hoone ehitati viiekordseks 1934. aastal arhitekt Artur Perna projekti alusel. Teise maailmasõja järgselt kuni Eesti taasiseseisvumiseni asus hoones Nõukogude Sotsialistliku Vabariikide Liidu armee staap. (Mäevali, Linna 1999)

Ehitusregistri andmetel on Toompea tn 8 asuva Kaitseliidu Peastaabi hoone viimane ehitustegevus läbi viidud aastatel 2002–2003, Tallinna Linnavalitsus on rekonstrueerimistöde järgselt andnud hoone kasutusloa 2004. aastal. Hoone suurima pindalaga kasutusotstarve on sisekaitse- või kaitseväehoone. (Ehitusregister 2018)



Joonis 6. Kaitseliidu Peastaabi hoone (09.05.2018)

Joonisel 6 on foto Kaitseliidu Peastaabi hoonest 2018. aasta mais. Pildil vasakul on B-korpus ja paremal A-korpus.

3.2. Wismari raveliini avamine ja struktuurne seisukord

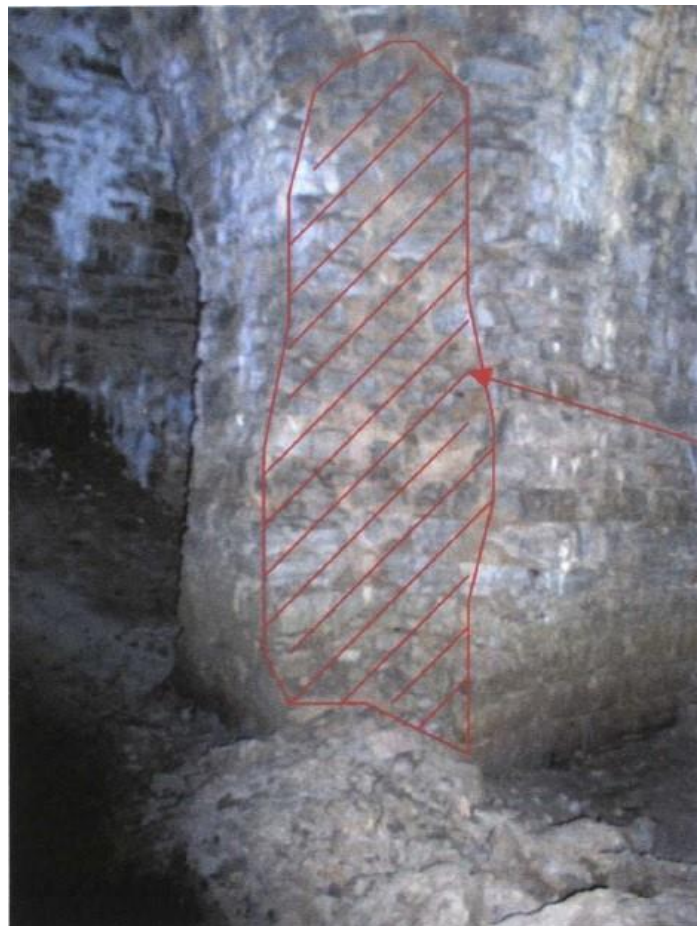
Esmakordselt avati Wismari raveliin 2003. aasta aprillis, kui uue Kaarli pst 8 büroo- ja kortermaja maa-aluse parkla ja kaablitunneli kaevetööde käigus toimus pinnasevaring, mis tekitas ava raveliinini.

Joonisel 7 on Rakendusgeodeesia ja Ehitusgeoloogia Inseneribüroo OÜ (edaspidi REIB OÜ) arhiivist pärit foto, kus on näha 2003. aastal välja kaevatud raveliini lõunapoolne nurk Kaarli pst 8 hoone taga. Üleval paremal asub Okupatsioonide muuseum ning keskel on näha ehitusjärgus olev kaablitunnel.



Joonis 7. Välja kaevatud raveliini lõunapoolne nurk (REIB OÜ arhiiv)

Raveliini avastamise järgselt tellis Tallinna Kultuuriväärtuste Amet raveliini tehnilise olukorra hindamise, mille teostas OÜ H. Uuetalu. Hinnangu andmise raames viis REIB OÜ 2003. aastal läbi raveliini geodeetilise mõõdistamise, millele tuginedes on muuhulgas kantud ka raveliini kontuur kaasaegsetele maa-ala plaanidele. Raveliini visuaalse vaatluse tulemusena koostati käikude plaan ning fotodega fikseeriti raveliini seisukord. Raveliini inspekteerimisel selgus, et raveliini õhutusavade kaudu on eeldatavasti pinnaseveega käikudesse sisse kantud hulgaliselt täitepinnast, mis raskendas ka paiguti liikumist raveliinis. Lisaks fikseeriti ka mitmeid väiksemaid raveliini lagunemise märke, milleks olid läbipääsuavade põskede lagunened kannad ja raveliini kirdenurgas asuva võlvitud saali kesksamba nurga lagunemine, mida on näha ka joonisel 8.



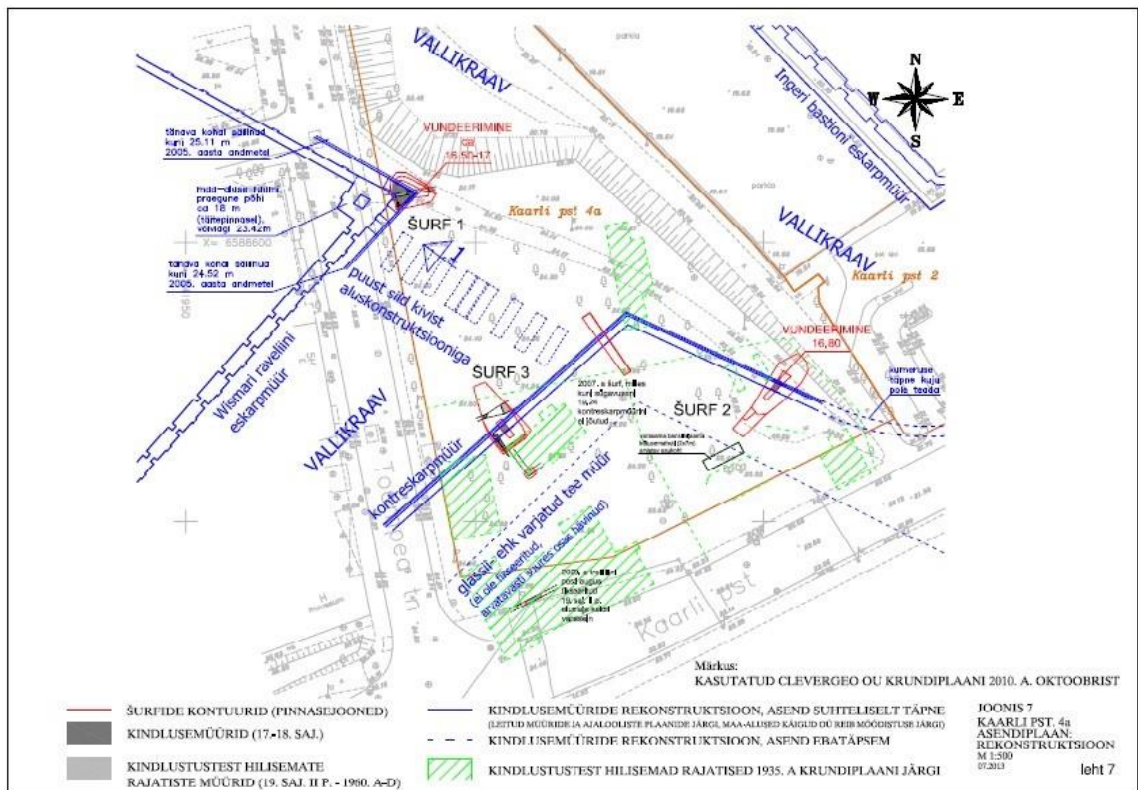
Joonis 8. Raveliini kirdenurgas asuva võlvitud saali kesksamba nurga lagunemine (Uuetalu 2003)

Raveliini inspekteerimise tulemusena soovitati kindlustada varisemisohtlikud konstruktsioonid raveliini kirdenurga võlvid saalis ning varisemisohtlik võlvlagi IV lõigus. Ventilatsiooniavadest soovitati eemaldada sissevoolanud pinnas ning rajada drenaaž käikude põranda tasapinnale. Samuti soovitati ka takistada pinnase sissevoolu ventilatsiooniavadest ning kinni laduda väiksemad varingud ja vuukida müüripinnad. (Uuetalu 2003)

3.3. Arheoloogilised eeluuringud raveliini kirdenurgas

Kompakt Kinnisvara OÜ tellimusel teostati Kaarli pst 4A krundil arheoloogilised eeluuringud. Töid teostas OÜ Agu EMS ajavahemikul 24. juuni kuni 12. juuli 2013 ning töid juhtis arheoloog Ragnar Nurk. Tööde käigus rajati kokku kolm šurfi, millega sooviti täpsustada Wismari raveliini ja kunagise vallikraavi väliskülge toetanud eskarpmüüri asukohta. Uuringud tingis asjaolu, et krundi omanik soovis rajada maa-aluse osaga hoone. Šurf 1 rajati Wismari raveliini kirdenurga eeldatavas asukohas ning šurfid 2 ja 3 vallikraavi välisseina toetanud eskarpmüüri eeldatavates asukohtades. (Nurk 2013)

Joonisel 9 on šurfide asukohaplaan OÜ Agu EMS aruandest „Arheoloogilised eeluuringud Tallinnas Kaarli pst 4A“ (Nurk 2013). Joonisel on näha šurfi 1 asukoht ning Wismari raveliini kirdenurk, kus asub kesksambaga võlvid ruum, mille samba lagunemisele on viidatud ka 2003. aastal läbiviidud OÜ H. Uuetalu Wismari raveliini tehnilise olukorra hindamise töös.



Joonis 9. Šurfide asukohaplaan (Nurk 2013)

Magistritöös on keskendunud vaid šurfile 1 ning sellega seotud leidudele, mis kirjeldavad raveliini kirdenurga olukorda. Šurf 1 kaevati Toompea tänava äärsele nõlvale, haljasala läbiva kruuskattega jalgteekohale, kus absoluutkõrgused muutusid 24,46–25,43 meetrit. Šurfi mõõtmeteks kujunes 6,5 x 8 meetrit ning sügavuseks ca 4 meetrit ning šurfi põhi ulatus absoluutkõrguseni 21,15 meetrit.

Joonisel 10 on näha 2013. aastal läbiviidud arheoloogilistel kaevamistel avatud Wismari raveliini nurk. Foto on tehtud vaatega Toompea tänavale ja taustal on näha Kaitseliidu Peastaabi hoone A-korpus.



Joonis 10. Arheoloogilistel kaevamistel avatud Wismari raveliini nurk (Nurk 2013)

Tööde tulemusena fikseeriti, et raveliini nurk on säilinud absoluutkõrguseni 23,24 meetrit ning Toompea tänava poolses servas absoluutkõrguseni 24,84 meetrit. Müüri rajamissügavust ei olnud tehnilistel põhjustel võimalik määrata, kuid selleks võib kasutada REIB OÜ poolt 2003. aastal teostatud Wismari raveliini geodeetilisel

möödistamise tulemusi ning rajamissügavuseks võib eeldada absoluutkõrgust 16,50–17,0 meetrit (Nurk 2013).

Raveliini kirdenurga avamise vaatlusel selgus, et kirde- ja kagukülg on täiesti erinevas seisukorras. Kirdeküljel oli säilinud tahutud lubjakivimüür, aga kaguküljel oli näha kuni meetrise läbimõõduga tardkive, mille vahed olid täis laotud punaseid telliseid. See viitab, et tegemist võib olla raveliini lubjakivimüüri hilisema remondi või taastamisega (Nurk 2013).

Joonisel 11 on foto Wismari raveliini kirdenurgast. Mõõtelatt on asetatud kaguküljele, kus on jälgitav tardkivi ja punased tellised. Kirdeküljel on näha tahutud lubjakividest müür. Fotol on näha ka raveliinile 20. sajandil rajatud vundament, kuid nimetatud hoone puudub kõikidel ajaloolistel plaanidel ja selle hoone olemus on ebaselge. (Nurk 2013) Sellel hilisema vundamendi rajamissügavus jääb absoluutkõrgusele 23,99 meetrit ning raveliini absoluutkõrgus selles lõigus on 24,84 meetrit. Seega järeldub, et hilisema vundamendi rajamisel on Wismari raveliini selles lõigus lammutatud ca 1 meetri võrra.



Joonis 11. Wismari raveliini kirdenurk (Nurk 2013)

3.4. Pragude tekkimine

Esmane ülevaatus Kaitseliidu Peastaabi hoone B-korpuse pragude tekkimisel tehti Kaitseliidu esindajate ja Ehitusekspertiisibüroo esindaja H. Kase poolt 03.09.2015, mille käigus tuvastati läbivad praod B-korpuse edelanurgas ja soklikorrusest kuni neljanda korruseni ning praod fotografeeriti. Pragude arengu jälgimiseks paigaldati valikuliselt pragudele kipsmajakasid 23.11.2015 ja järgneval ülevaatusel 16.03.2016 kontrolliti pragude võimalikku arengut (Kase 2016). Joonisel 12 on näha eelmainitud ülevaatusete käigus fikseeritud pragu B-korpuse 1. korruse seinal.



Joonis 12. Kaitseliidu Peastaabi B-korpuse 1. korruse seinal tekkinud pragu, millele paigaldati 23.11.2015. aastal kipsmajakas. Foto on tehtud 16.03.2016. aasta toimunud paikvaatlusel. Kipsmajakas on purunenud. (Kase 2016)

Pragude areng ei ole olnud ühtlane. Kõik 23.11.2015 paigaldatud kipsmajakas ei olnud 16.03.2016 toimunud ülevaatusel hetkeks purunenud nagu on näha ka joonisel 13 oleval fotol.



Joonis 13. Kaitseliidu Peastaabi hoone B-korpuse 4. korruse edelanurga kabineti seinale tekkinud pragu, millele paigaldati kipsmajakas 23.11.2015. Foto on tehtud 16.03.2016 toimunud paikvaatlusel. Kipsmajakas on terve. (Kase 2016)

4. UURINGUMEETODID

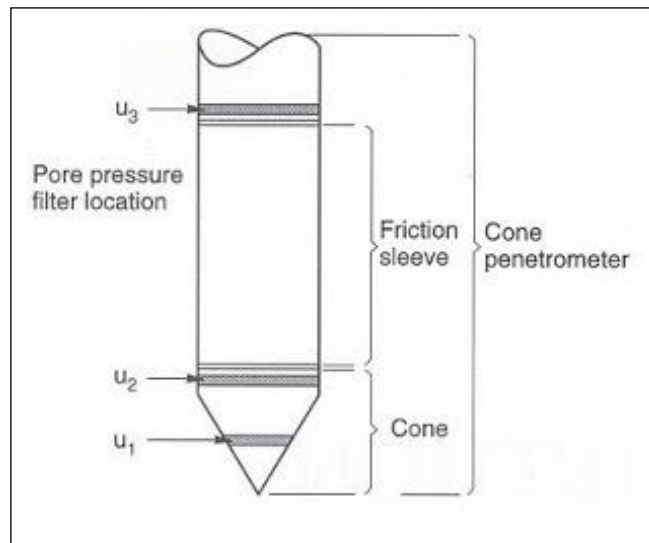
Järgnevalt on välja toodud ehitusgeoloogia valdkonnas igapäevaselt kasutusel olevad väli- ja laboratoorsete katsete meetodid, mis võimaldavad hinnata pinnaste mehaanilisi omadusi ning selle kaudu leida probleemide tekkepõhjuseid ja anda sisendit nende lahendamiseks.

4.1. Suru-löökpenetratsioon

Suru-löökpenetratsioon (SLP) on penetratsiooni meetod, milles on ühendatud nii staatiline (surumine) kui ka dünaamiline (löök) penetreerimine. SLP meetodit hakati juurutama 1978.–1979. aastatel Soomes. Selle tingis vajadus uuringumeetodi järele, mis oleks sobilik nii nidusate (nt savi) ja mittenedusate (nt liiv) pinnaste samaaegseks katsetamiseks.

Surupenetreerimist (ingl. k. *Cone Penetration Test*, CPT) kasutatakse enamasti peeneteralistes ja kohevates kuni kesktihedates pinnastes, kus surupenetreerimise meetodi tundlikkus võimaldab piisava täpsusega hinnata eelpool väljatoodud pinnaste geotehnilisi omadusi. Klassikaline surupenetratsiooni katse viiakse läbi spetsiaalse anduritega varustatud elektroonilise koonuse konstantsel kiirusel (20 mm/sek \pm 5 mm/sek) ja vertikaalses asendis surumisel pinnasesse (Lunne, 1997). Tänapäeval kasutatakse enamasti elektroonilisi koonuseid, mis võimaldavad katse käigus kogutava andmestiku salvestada kas koonusesse endasse või juhtmete abil ühendatud väliarvutisse. Katse käigus registreeritakse pinnase vastupanu koonuse süvitamisele (q_c) ning koonuse külghõõret hõõrdemuhvil (F_s).

Keerukamate koonuste puhul on võimalik mõõta ka pinnase poorirõhku (u) ning selliseid koonuseid nimetatakse piesokoonusteks, mille põhimõtteline ehitus on näha joonisel 14. Rahvusvaheliselt on need tuntud CPTU katsetena (ingl. k. *Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurements* või *Piezocone Test*). Olenevalt poorirõhuanduri asukohast koonusel, eristatakse kolme anduri tüüpi: u_1 , u_2 ja u_3 .



Joonis 14. CPTU katse koonuse põhimõtteline ehitus. Joonisel on kujutatud CPTU katset, kus Cone penetromeeter – koonuspenetromeeter, Friction sleeve – hõõrdemuuhv, Cone – koonus, Pore pressure filter location – poorirõhuanduri asukoht (Lunne 1997)

Löökpenetratsiooni katse (*ingl. k. Dynamic Penetration Test, DPT*) on oma olemuselt surupenetreerimisest robustsem ning võimaldab katseid läbi viia tihedamates ja jämepurdmaterjali sisaldavates pinnastes. Löökpenetratsiooni seade koosneb löögivasarast, alasist ning sellega ühendatud penetratsiooni varrastest ja koonusest. Katse käigus mõõdetakse löökide arvu, mis kulub koonuse süvitamiseks eelnevalt kindlaks määratud sügavuse võrra. Enamasti on selleks sügavuseks 10 (N_{10}) või 20 cm (N_{20}). Tavapäraselt kasutatakse puurmasinale monteeritud penetratsiooni seadet, mille parameetriteks on: löögivasara kaal 63,5 kg, alasi kaal 35 kg, vasara langetuskõrgus 50 cm, vardad kaaluga 6 kg/1 m, varda läbimõõt 32 mm, ning koonuse

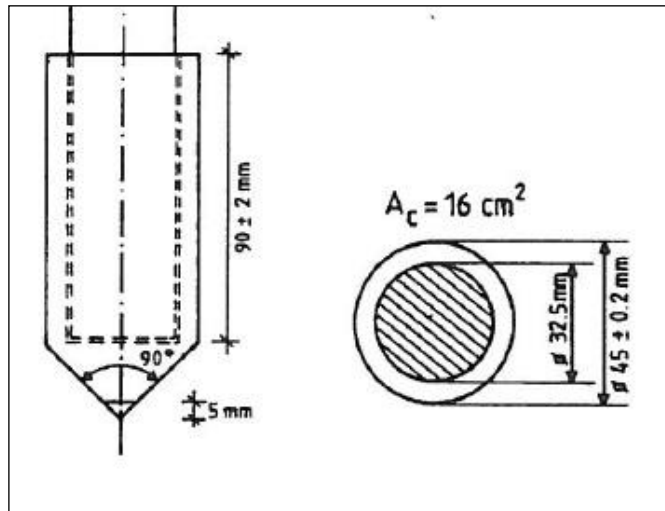
otsik pindalaga 16 cm^2 . Kasutades eeltoodud parameetreid arvutatakse pinnase dünaamiline eritakistus q_d .

SLP katse hõlmab mõlemaid eeltoodud katsemetoodikaid. Kohevamates pinnastes, kus puurmasina surumisjõud on piisav, kasutatakse katse surumisfaasi ning tihedamates pinnastes, mille vastupanu penetratsioonile ületab masina surumisjõu, minnakse üle löögifaasile. SLP katset alustatakse alati surumisfaasiga, mille käigus surutakse koonust ühtlase kiirusega pinnasesse, samaaegselt keerates penetratsiooni vardaid (12 ± 3 pöret/min). Saavutades maksimaalse surumisjõu, läheb puurmasin automaatselt üle löökpenetratsioonikatsele. Löögifaasis jätkatakse varraste keeramist samal kiirusel ning mõõdetakse 0,5 m kõrguselt kukkuva vasara löökide arvu 20 cm läbimiseks. Surumisfaasi minnakse tagasi juhul kui 40 cm läbimisel on löökide arv $N_{20} \leq 5$ lööki. (Melander 1989)

SLP katse käigus registreeritakse elektrooniliselt puurmasina väliarvutisse järgmised näitajad:

- surumisjõud,
- väändemoment,
- löökide arv,
- penetratsiooni sügavus.

Kuna SLP katse on pidev ning katse käigus toimub üleminek ühelt faasilt teisele automaatselt katset katkestamata, kasutatakse joonisel 15 kujutatud standardset koonust parameetritega: koonuse läbimõõt $45 \pm 0,2 \text{ mm}$, koonuse pikkus $90 \pm 2 \text{ mm}$, tipunurk 90° , koonuse otsiku pindala 1600 mm^2 ja koonuse külje pindala 12700 mm^2 .



Joonis 15. Suru-löökpeneratsiooni katsel kasutatava koonuse mõõtmed (Melander 1989)

Surumisfaasis surutakse koonust kiirusega 20 ± 5 mm/sek ning minimaalne surumisjõud peab olema 15 kN ja varrastele rakendatav väändemoment vähemalt 200 Nm. Juhul kui seadme enda mass ei ole piisav nõutava surumisjõu saavutamiseks, on seda võimalik suurendada puurseadme ankurdamisega. Löögifaasis langetatakse vabalangevat vasarat 0,5 m kõrguselt tempoga 25–45 lööki minutis. Penetratsioonikoloni vertikaalne kalle võib katse käigus olla $\leq 2\%$ (20 mm/m), mida on võimalik jälgida reaajas puurmasina väliarvuti ekraanilt. Surumisjõudu registreeritakse 4 cm ja väändemomenti 20 cm intervalliga. Penetratsiooni sügavust mõõdetakse automaatselt, kuid varda lisamisel tehtud peatamiste puhul tuleb sügavust kontrollida käsitsi.

Peamiseks SLP abil leitavaks parameetriks on koonuse otsa eritakistus q_c (Melander 1989), mis leitakse järgmise valemiga:

$$q_c = \frac{Q_{tot}}{1000 \times A_c} \quad (1)$$

kus q_c – koonuse otsa eritakistus [MPa], Q_{tot} – summaarne surumisjõud [kN] ($Q_{tot} = Q_{mõõdetud} + Q_{vardad}$), A_c – koonuse ristlõikepindala [m^2].

Juhul, kui võetakse arvesse ka katse käigus mõõdetav varraste keeramisele mõjuv väändemoment, on võimalik leida korrigeeritud koonuse otsa eritakistus q_n (Melander 1989):

$$q_n = \frac{Q_{tot}}{1000 \times A_c} - k_p \times (M_{tot} - \mu_1 \times Q_{tot}) \quad (2)$$

kus q_n – korrigeeritud koonuse otsa eritakistus [MPa], Q_{tot} – summaarne surumisjõud [kN], k_p – konstant 0,039, M_{tot} – summaarne väändemoment [Nm], μ_1 – puurmasina kohane konstant (käesoleval juhul $\mu_1 = 1$).

Korrigeeritud otsa eritakistust q_n kasutatakse juhul, kui realiseerub üks järgnevatest tingimustest (Melander 1989):

- täite kiht põhjustab suure väändemomendi,
- väändemomendi äkiline kasv penetratsiooni ajal,
- surumisfaas ulatub sügavamale kui 20 m,
- esinevad orgaanikarikkad savid (nt muda).

Penetratsiooniandmete interpreteerimisel kasutatakse lisaks ka külghõõrde ja koonuse otsa eritakistuse suhet FR [%] (Melander 1989):

$$FR = \frac{f_s}{q_c} \times 100\% \quad (3)$$

kus f_s – külghõõre [MPa], q_c – koonuse otsa eritakistus [MPa], $f_s = M_{tot} / r_c$, M_{tot} – summaarne väändemoment [Nm], r_c – koonuse raadius.

Erialases kirjanduses on aegade jooksul esitatud hulgaliselt erinevaid SLP kaudu saadud andmetele tuginevaid pinnaste identimise ja interpretatsiooni võimalusi, millest üks on välja toodud tabelis 1.

Tabel 1. Külghõõrde (f_s) ja koonuse eritakistuse vaheline seos (Melander 1989)

Pinnas	Külghõõre
savi ja turvas	$q_c/30 < f_s < q_c/10$
savi	$q_c/25 < f_s < 2q_c/25$
savi, möll, liiv	$q_c/100 < f_s < q_c/25$
liiv	$q_c/100 < f_s < 2q_c/25$
jämeliiv, kruus	$f_s < q_c/150$

Löökpenetratsiooni faasis on peamiseks mõõdetavaks ning seejärel arvutatavaks parameetriks löökide arv ning selle põhjal arvutatav redutseeritud löökide arv (Melander 1989):

$$N_n = N_{20} - 0,04 \times M_{tot} \quad (4)$$

kus N_n – redutseeritud löökide arv [lööki/0,2 m], N_{20} – katsel registreeritud löökide arv [lööki/0,2 m], M_{tot} – summaarne väändemoment [Nm].

4.2. Vajumisvaatlused

Vajumisvaatlused võimaldavad suhteliselt kiiresti ja kuluefektiivselt jälgida hoonete või muude rajatiste käitumist ajas. Vajumisvaatluste läbiviimisel puudub vajadus kallite püsiandurite kasutamiseks. Tihti kasutatakse sellise tegevuse kirjeldamisel ka geotehnilise kontrolli mõistet. Vajumisvaatluste puuduseks on nende perioodilisus ning asjaolu, et vajumisvaatlused ei võimalda saada pidevat andmestikku.

4.2.1. Geodeetiline mõõdistamine ja deformatsioonid

Pinnase deformatsioone ning nende tekkepõhjuseid saab tinglikult jagada looduslikeks ja kunstlikeks (tehnogeenseteks).

4.2.1.1. Looduslikud deformatsioonid

Looduslike deformatsioonide põhjusteks võivad olla pinnase- või põhjavee tasemete kõikumised, pinnaste sesoonsed külmumised ja sulamised, nende pundumine, pinnaseosakeste mehhaaniline väljakanne ning pinnaseosakeste lahustumine vee mõjul. Eelmainitud protsessid toovad endaga kaasa pinnase pooriruumi kasvu ja pinnaseskeleti nõrgenemise.

Karl Terzaghi poolt esitatud efektiivpinge printsiip on üks olulisemaid mõisteid pinnasemehhaanikas. Ilma seda kasutamata ei ole võimalik lahendada ühtegi praktilist probleemi, mis on seotud pinnase tugevuse või deformeeritavusega. Selle printsiibi kohaselt on veeküllastunud pinnases esinev kogupinge σ võrdne alati pinnase osakeste poolt vastuvõetava pingega σ' ja vee poolt vastuvõetava pingega u summaga (Jaaniso 2011, 38):

$$\sigma = \sigma' + u \quad (5)$$

Pinnases tekkiv kogupinge on suhteliselt hõlpsasti määratav arvutusega ja mõõdetav ka tegelikus pinnasemassiivis. Sama kehtib ka vee poolt vastuvõetava pingega kohta. Pinnase osakeste poolt vastuvõetavat pinget ei saa otseselt arvutada ega mõõta. See on määratav kogupinge ja vee poolt vastuvõetava pingega vahena. Samalaadset just terade vahel mõjuv pinget määrab pinnase käitumise pingeseisundi muutudes. See osa pingest põhjustab deformatsioone ja mõjutab pinnase tugevust. Seepärast nimetatakse seda efektiivpingeks. Vee poolt vastuvõetav pinget ehk poorivee rõhk ei mõjuta otseselt pinnase käitumist ja seetõttu nimetatakse seda neutraalpingeks. (Jaaniso 2011, 38)

4.2.1.2. Kunstlikud deformatsioonid

Kunstlikeks deformatsioonideks nimetatakse pinnase deformatsioone, mis on põhjustatud inimese tegevusest (Kala 2008):

- maa-aluste kaeveõõnte rajamisega seotud deformatsioonid;

- pinnasevete ja teiste vedelate või gaasiliste ainete väljapumpamisest tingitud deformatsioonid;
- lõhketöödest ja mehhanismide poolt põhjustatud dünaamilistest mõjudest põhjustatud deformatsioonid;
- kaevetöödest põhjustatud loodusliku pingeolukorra muutustest (kaevikud, nõlvade profileerimine jms) tingitud deformatsioonid.

Ehitiste aluse pinnase deformatsioonid toovad omakorda kaasa ehitise enda deformatsioonid, mis väljendub kogu ehitise või selle osa paigutustes nii horisontaalkui ka vertikaaltasandil. Need protsessid võivad kaasa tuua hoone või rajatise ekspluatatsiooniomaduste halvenemise, pragude tekke, avariiohu või avarii. (Kala 2008, 191)

4.2.2. Vajumiste ja deformatsioonide vaatlused

Vajumiste ja deformaatsioonide vaatlused ehk geotehniline kontroll annab võimaluse jälgida hoonete ja rajatiste prognoositud vajumeid ning nende ulatust ja nendega kaasnevaid võimalikke ohtusid. Deformatsioonid jaotuvad vertikaalseteks ja horisontaalseteks. (Kala 2008, 192)

4.2.2.1. Vertikaalsed deformatsioonid

Vertikaalsed deformatsioonid jaotatakse alaliikidena vajumisteks, äkkvajumisteks, pundumisteks ja langatusteks. Pinnase vajumine esineb põhiliselt hoonetest ja rajatistest tulenevate lisakoormuste rakendamisel pinnasele. Äkkvajumeid põhjustavad pinnasestruktuuri muutused välise koormuse ja eritingimuste koosmõjul (savipinnaste leandumine, külmunud pinnaste sulamine, pinnase väljasurumine vundamendi talla alt). Pundumise või sellega kaasneva taastihenemise deformatsioonide puhul on tegemist peamiselt savipinnaste mahumuutusega nende niiskusesisalduse muutuse arvelt või siis nendelt koormuse eemaldamisel (kaeviku

põhja tõus pärast välja kaevatud pinnase rõhu kadumist). Langatusdeformatsioonideks loetakse näiteks maa-aluste kaeveõõnte, karstumise jms nähtuste tagajärjel toimuvaid varisemisi. (Kala 2008, 192)

4.2.2.2. Horisontaalsed deformatsioonid

Horisontaalseid deformatsioone ja pinnase surve horisontaalkomponendi mõjul tekkivaid ehitiste deformatsioone iseloomustatakse järgmiste suurustega (Kala 2008, 192):

- hoone või rajatise üksiku ploki või selle vundamendi täisvajum (absoluutne vajum) S ning selle piirväärtus S_{LIM} ;
- hoone või rajatise aluse keskmine vajum S_K ;
- vundamendi osade vajumite erinevus ΔS ;
- kahe punkti vajumite erinevuse suhe nendevahelisse kaugusesse $\Delta S/l$, vajumite suhteline erinevus;
- suhteline läbipaine f/l ;
- hoone või rajatise keerdumisnurk k ;
- hoone või rajatise horisontaalnihe u ;
- pragude olemasolul nende laius, tekkimise ja arenemise kiirus.

4.2.3. Deformatsioonide ja vajumiste uurimise meetodika

Deformatsioonide mõõtmistele eelnevalt on vajalik koostada mõõtmiste projekt, millega kirjeldatakse muuhulgas vaatluse eesmärk, vundamentide konstruktsioon, vaatluste intervall, andmed varasematest deformatsioonidest ja andmed geodeetiliste punktide ja kasutava koordinaat- ja kõrgussüsteemi määramiseks (Kala 2008, 194).

Uusehitiste puhul peaks vajumisvaatlustega alustama vundamentide rajamise järgselt, kui ehitis saavutab ca 25% lõplikust koormusest pinnasele. Järgnevad

vaatlused on soovitatav teostada 50, 75 ja 100% koormuse saavutamisel. Ehitusperioodil toimub 50–80% kogu vajumitest ning pärast täiskoormuse saavutamist peaks esialgse plaani kohaselt kordusmõõtmisi tegema savikate pinnaste puhul 3–4 kuiste ja liivpinnaste puhul 5–6 kuiste intervallidega. Äkkvajuvate pinnaste puhul võiksid vaatlused toimuda iga kuu. Vajumid loetakse stabiliseerunuteks kui need ei ületa 1–2 mm aastas. (Kala 2008, 194)

Vajumisvaatluste aluseks on vajumisreeperite paigaldamine hoone või rajatise vundamentidesse. Reeper on kohtkindel geodeetiline kõrgusmärk, mis paigaldatakse pinnasesse või ehitise vundamenti. Reeperite asetus oleneb hoone konstruktsioonist ning kasutatavast mõõtemetoodikast.

Horisontaalnihete või lihete vaatlustel kasutatakse GPS-meetodit, trilateratsiooni meetodit (elektronitahhümeeter) või suure detailsusega laserskanneerimist. Ehitiste pragude vaatlusel kasutatakse fotogramm-meetria meetodeid, suure detailsusega laserskanneerimist ja kipsmajakaid. Pragude majakad on kõige kergemini ja laialdasemalt kasutatav meetod pragude arengu jälgimiseks. (Kala 2008, 196-197) Neid majakaid jaotatakse ühekordseteks (kvalitatiivsed) ja pidevateks (kvantitatiivsed) majakateks. Majakatena kasutatakse enamasti kipsi-, alabastri- või tsemendisegu, mis kantakse mõne mm paksuselt, 8 cm laiuselt ja mõlemale poole pragu 8 cm ulatuva kihina. Majakas märgistatakse selle numbri ning paigalduskuupäevaga. Neid majakaid vaadeldakse iga päev ning uue prao tekkides majakasse kaetakse see koheselt uue majakaga ning vaatlus jätkub. Selline vaatlusviis annab infot vaid pragude tekke osas, kuid mitte nende dünaamikast ning seepärast nimetatakse neid kvalitatiivseteks majakateks. Pragude arengu dünaamikat on võimalik jälgida kvantitatiivsete majakatega, mille puhul paigaldatakse mõlemale poole pragu naelad, mille vahekaugusi on võimalik perioodiliselt mõõta. (Kala 2008, 213) Vertikaalsete deformatsioonide mõõtmisel kasutatakse peamiselt geomeetrist nivelleerimist (Kala 2008, 197) ning tabelis 2 on esitatud mõõtmise täpsusklassile vastavad lubatud mõõtmisvead.

Tabel 2. Mõõtmiste täpsusklass ning nendekohased lubatud mõõtmisvead [mm] GOST standardi 24846-81 järgi

Mõõtmiste täpsusklass	Nihke mõõtmise lubatav viga	
	Vertikaalnihe	Horisontaalnihe
I	1	2
II	2	5
III	5	10
IV	10	15

4.3. Hüdrogeoloogilised mõõtmised

Hüdrogeoloogilisi mõõtmisi teostatakse välitööde käigus rajatud puuraukudest veetaseme mõõtmisega mõõdulindiga, reeglina arvestatuna maapinnast. Maapinnast loetuna esimese veepidemeni ulatuvad veekihti nimetatakse vabapinnaliseks põhjavee kihiks (lademeks) ning selle tase muutub olenevalt sademetest ja pinnavee infiltratsioonist pinnasesse.

Põhjavesi on maakoore ülemise osa kivimite ja pinnase lõhedes ja poorides olev vesi, mis liigub gravitatsiooni mõjul ning rõhu alanemise suunas. Põhjavee tasemeks loetakse piiri, millest allapoole on pinnase poorid või lõhed veeküllastunud. Põhjavee taset ja selle muutusi on võimalik mõõta kaevudest ja puuraukudest ning enamasti seotakse veetasemed kas absoluutkõrguse või vajadusel ka suhtelise sügavusega maapinnast.

Pinnase poorides oleval veel on oluline mõju pinnase käitumisele. Vesi mõjutab pinnase mahu kaalu ja tugevust ning vundamendi vajumise ajaliskulgu. Vundamendi rajamine allapoole pinnasevee taset suurendab kulutusi veetõrje tõttu. Vee külmumine põhjustab külmarkerkeid. (Jaaniso 2011, 28)

Lisaks mõjutab pinnasevee tase maa-aluste rajatiste ehitust ning nende hilisemat eksploatatsiooni. Põhjavee olemasolu ja selle tase seab piirangud ja tingimused projektlahendustele, näiteks drenaažisüsteemide vajaduse. Seega on hüdrogeoloogiliste mõõtmiste tulemused oluliseks sisendinfoks geotehniliste probleemide lahendamiseks ja hilisemate probleemide ennetamiseks.

4.4. Labor

Insenertehniliste rajatiste projekteerimisel on olulisteks lähteandmeteks pinnaste geotehnilised uuringud. Uuringute üheks meetodiks on muuhulgas ka pinnaste kirjeldamine visuaalselt, mis aga võib oma iseloomult olla subjektiivne. Selliste subjektiivsete hinnangute vältimiseks on pinnaste laboratoorsed uuringud asendamatud. Laboratoorsete uuringute andmetele tuginedes on võimalik pinnaseid kõige objektiivsemalt kirjeldada ning kasutades standardiseeritud katsemeetodeid on need tulemused mõistetavad ka kohaliku kogemusega spetsialistidele laiemalt.

4.4.1. Veesisaldus

Pinnase veesisalduse määramine on üks lihtsamaid ning laialdasemalt kasutatavaid pinnase omaduste määranguid. Näiteks sõltuvad savipinnaste mehaanilised omadused otseselt tema veesisaldusest. (Jaaniso 2011, 21)

Geotehnikas mõistetakse veesisalduse all vee ja pinnaseosakeste massi suhet ning selle valem avaldub (Das 2014, 69):

$$W = \frac{W_w}{W_s} [\%] \quad (6)$$

kus W – veesisaldus, W_w – vee mass, W_s – pinnaseosakeste mass.

Katse läbiviimiseks kasutatakse vähemalt 15–20 grammi võimalikult vähese jämepurru sisaldusega pinnast, mis võetakse välitööde käigus õhukindlatesse karpidesse. Vältimaks proovi niiskuse kadu kaalutakse proovid laboris võimalikult kiiresti pärast proovide saabumist. Seejärel kuivatatakse proove $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$ juures püsiva kaaluni. Savipinnastel ja orgaanilist ainet sisaldavatel pinnastel toimub esimene kaalumine 5 tunni ja liivpinnastel 3 tunni möödumisel. Järgnevad kaalumised toimuvad savi- ja orgaanilist ainet sisaldavate pinnaste puhul 2 tunni ja liivpinnaste puhul 1 tunni möödudes. Kuivatamine lõpetatakse kui kaalude erinevus kahe kaalumise vahel ei ületa 0,02 grammi. Kui on tegemist suure hulga proovidega, kuivatatakse neid järjest 1–2 päeva ning kaalutakse ühel korral. Sellisel juhul loetakse proove kuivaks. Erandiks on turbapinnased, täitematerjalid ning kips, mille puhul kuivatatakse proove 60°C juures 48 tundi. (Käär 2018, STJnrG01)

4.4.2. Orgaanilise aine sisaldus

Orgaanilisel ainel on geotehnilisest seisukohast ebasoovitav mõju pinnasele ning selle olemasolu vähendab pinnase kandevõimet, suurendab kokkusurutavust ja pundumisvõimet. Lisaks on orgaanilise aine sisaldus kahjulik teede ja pinnaste stabiliseerimisel. (EVS-EN 1997-2:2007)

Pinnase orgaanilise aine võivad moodustada lagunemisjärgus taime või mikroorganismide jäänused ning huumus. Orgaanilise aine hulga ja selle lagunemisastme suurenemisega kasvavad ka pinnaste kolloidsed omadused, veemahutavus, kokkusurutavus ning väheneb pinnase tugevus ja seega ka kandevõime. (Käär 2018, STJnrG15)

Universaalse orgaanilise aine sisalduse määramise meetodi puudumisel on kõige laialdasemalt kasutusel kuumutuskao määramise meetod. See meetod kujutab endast pinnaseproovi kindlal ja kontrollitud temperatuuril põletamist. Selleks kasutatakse < 2 mm terasuurusega proovi, mida põletatakse olenevalt kasutusel olevast

katsetusenormist 400–660°C juures. Eestis kasutusel oleva EVS normi kohaselt põletatakse proovi ca 30 g peenendatud pinnaseproovi 550°C juures. Orgaanilise aine sisaldus arvutatakse eeldusel, et põletamise protsessi tulemusena on kõik proovis olev orgaaniline aine täielikult ära põlenud ning proovi massikao moodustab ainult orgaanilise aine põletuskadu. Proov kuivatatakse termostaadis 105°C juures absoluutkuivaks ning kaalutakse 0,01 g täpsusega, misjärel põletatakse proovi vastavalt kasutusel oleva standardi järgi 3 tunni vältel. Turba puhul kasutatakse korduwpõletamist, mis tähendab proovi läbisegamist pärast esimest põletustsükli ja täiendavat kuumutamist 1 tunni vältel. Pärast kuumutamist kaalutakse proovid uuesti 0,01 g täpsusega. Kuumutuskao u [%] arvutamiseks kasutatakse valemit (Käär 2018, STJnrG15):

$$u = \frac{g_0 - g_1}{g_0} \times 100\% \quad (7)$$

kus g_0 – absoluutkuiva pinnase kaal, g_1 – pinnase kaal pärast põletamist.

Orgaanilise aine sisalduse järgi jaotakse pinnased vähese-, keskmise-, rohke- ja väga rohke orgaanilise aine sisaldusega pinnasteks, mille vahemikud on välja toodud tabelis 3.

Tabel 3. Pinnase jaotus orgaanilise aine sisalduse järgi (EVS-EN 1997-1:2003, 106, tabel I.4)

Pinnas	Orgaanilise aine sisaldus (%) Kuivas pinnases < 2 mm
Vähese orgaanilise sisaldusega	1–2
Keskmise orgaanilise sisaldusega	> 2–6
Rohke orgaanilise sisaldusega	> 6–20
Väga rohke orgaanilise sisaldusega	> 20

4.4.3. Pinnase liigitus terastikulise koostise järgi ehk lõimise analüüs

Pinnase liigitamisel on võimalik aluseks võtta mitmeid erinevaid põhimõtteid. Peamisteks põhimõteteks võib lugeda pinnase liigitust geneesi järgi, terastikulist koostist, plastsusomadusi või tugevust. Üheks põhilisemaks liigituse aluseks võib lugeda pinnase terastikulise koostise määramist (lõimise analüüs).

Sisuliselt on tegemist pinnase skeleti terade eraldamisega fraktsioonide järgi ning nende fraktsioonide suuruse määramisega protsentides analüüsitava proovi koguse suhtes. Peamiselt kasutatakse lõimise analüüsil kahte meetodit, milleks on sõelanalüüs ning pinnase peenosise määramiseks laialdaselt kasutatav pipett- või areomeeteranalüüs. (Das 2014, 48)

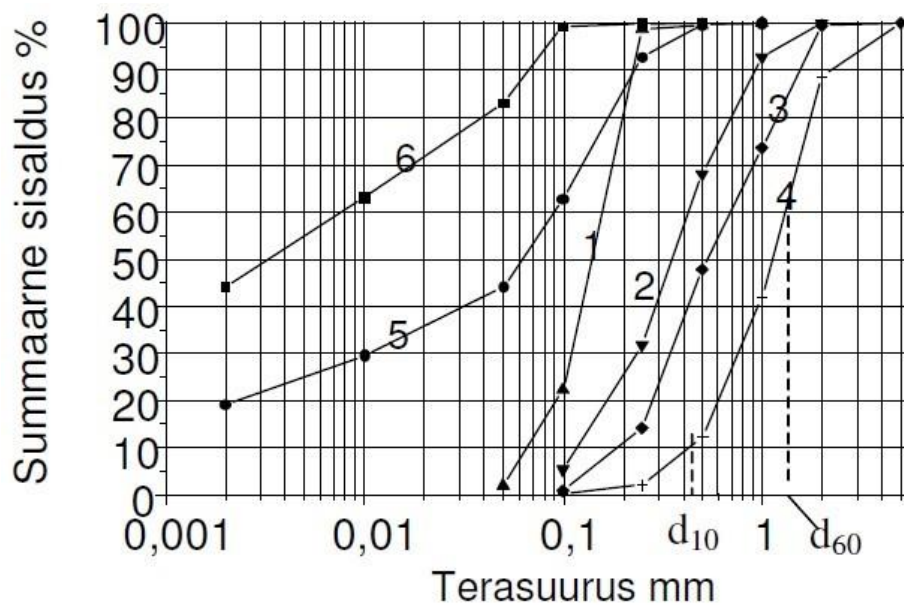
Jämedateraliste pinnaste (kruus ja liiv) terastikulise koostise määramiseks kasutatakse sõelanalüüsi, mille käigus eraldatakse õhkuiva pinnase fraktsioonid sõelade abil. Sõelakomplektide valik on määratud kasutatava normdokumentatsioonis, milleks võib olla Eestis laialdaselt kasutatav EVS-EN ISO 17892-4:2016, GOST (NSVL ja Venemaa), DIN (Saksamaa), BS (Briti standard) või ASTM D-2487 (ingl. k. *unified soil classification system*) (Käär 2018, STJnrG05).

Peeneteraliste pinnaste puhul (möll ja savi) kasutatakse pipett- või areomeeteranalüüsi, mis põhineb erineva läbimõõduga pinnaseosakeste settimiskiirusel seisvas vees. Pinnaseosakeste langemiskiiruse arvutus põhineb Stokes'i seaduse alusel (Das 2014, 50):

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} \times D^2 \quad (8)$$

kus v – kiirus, ρ_s – pinnaseosakeste erimass, ρ_w – vee erimass, η – vee viskoossus, D – pinnaseosakeste diameeter.

Lõimise analüüsil leitakse iga fraktsiooni kohta sellest peenemate terade massi suhe kaalumiseks võetud kogumassiga. Need tulemused kantakse graafikule, mille horisontaalteljel on tera läbimõõdu logaritm ja vertikaalteljel antud läbimõõdust väiksemate (vastava suurusega sõela läbinud) terade massi ja kogumassi suhe protsentides ning nende graafikule kantud punktide ühendamisel joonistub välja nn lõimisekõver (joonis 16). (Jaaniso 2011, 16)



Joonis 16. Lõimisekõver, kus on näidatud tüüppinnastele iseloomulikud lõimisekõverad: 1 – mõlline liiv, 2 – peenliiv, 3 – keskliiv, 4 – kruusliiv, 5 – madalaplastsusega savi, 6 – keskmise plastsusega savi. Lisaks on toodud kaks iseloomulikku diameetrit d_{60} ja d_{10} .

Pinnase ebaühtluse iseloomustamiseks kasutatakse lõimiseteguri C_u mõistet:

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (9)$$

Kui $C_u > 3$ nimetatakse pinnast ebaühtlase terastikulise koostisega pinnaseks ning vastasel korral ühtlase koostisega pinnaseks.

4.4.4. Plastsuspiiride määramine

Üheks olulisemaks savipinnaste liigitusteimiks on plastsuspiiride määramine. Üldtunnustatud faktina on teada, et piisava veesisalduse juures on savid plastsed ning voolitavad. Savi kuivamisel see omadus aga kaob ning pinnas muutub praguliseks ja selle plastsed omadused kaovad.

1911. aastal pakkus Rootsi keemik ja põllumajandusuurija Albert Atterberg välja meetodi, kuidas klassifitseerida peeneteralisi pinnaseid nende veesisalduse põhjal. Tinglikult võib jagada pinnase käitumise kõvaks, poolkõvaks, plastseks ja voolavaks (Das 2014, 94).

Selline pinnaste plastsuspiiride alusel klassifitseerimine on kasutusel tänapäevani ning vahel nimetatakse neid piira ka Atterbergi piirideks. Veesisaldust, mille puhul selle vähenemine muudab plastse savi kõvaks, nimetatakse plastsuspiiriks w_p . Veesisaldust, mille ületades savi muutub plastsest olekust voolavaks, nimetatakse voolavuspiiriks w_L . (Jaaniso 2011, 25) Tabelis 4 on esitatud pinnaste jaotuseks kasutatavad voolavuspiiride vahemikud. Sarnaselt veesisalduse määrangule esitatakse eelnimetatud piirid protsentides.

Tabel 4. Pinnase jaotus voolavuspiiri w_L järgi (EVS-EN 1997-1:2003, 107, tabel I.6)

Nimetus	Voolavuspiir w_L (%)
väheplastne	< 35
keskplastne	35 – 70
väga plastne	> 50 – 70
üliplastne	> 70

Plastsus- ja voolavuspiiri kaudu on võimalik leida täiendavaid savipinnaste indeksväärtusi. Plastsusarv I_p iseloomustab pinnase savikust ja mida suurem see on, seda rohkem on pinnasel savile iseloomulikke omadusi. Plastsusarv leitakse valemiga (Das 2014, 101):

$$I_P = w_L - w_P \quad (10)$$

Voolavusarv I_L näitab ära savipinnase oleku (konsistentsi) ning see arvutatakse valemiga (Das 2014, 109):

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} \quad (11)$$

Savipinnased võivad oma konsistentsilt olla kõvad kuni voolavad ning tabelis 5 on esitatud pinnase jaotused või ka konsistents voolavusarvu alusel.

Tabel 5. Pinnase jaotus voolavusarvu I_L järgi (EVS-EN 1997-1:2003, lk 107, tabel I.7)

Nimetus	Voolavusarv I_L
kõva	< 0
poolkõva	0 – 0,25
sitke	> 0,25 - 0,50
poolpehme	> 0,50 – 0,75
pehme	> 0,75 – 1,00
voolav	> 1,0

4.4.5. Survetugevus

Kaljupinnase mehhaanilised omadused on oluliseks aluseks insenertehnilistel arvutustel. Kaljupinnaste genees või muu geoloogiline klassifikatsioon on harva kasutatav geotehnilise projekteerimisel. Kuigi need klassifikatsioonid võivad viidata mingitele üldistele seaduspäradele kivimi tugevuse osas, on siiski parimateks meetoditeks laboratoorsed katsed. (Pariseau 2007)

Kõige laialdasemalt kasutatavaks määranguks on kalju- ja poolkaljupinnaste puhul survetugevuse määrang. Survetugevuseks nimetatakse kaljupinnase purunemist esilekutsuvat piirkoormust ning see määratakse ühetelgses teimimisolukorras

põiklaienemist võimaldavas olukorras. Ühetelgne survetugevus R [MPa] leitakse proovikeha koormamisel purunemiskoormuseni ning see avaldub purunemiskoormuse ja katsekeha pindala suhtena (Käär 2018, STJnrG23):

$$R = \frac{F}{A} \quad (12)$$

kus F – purunemiskoormus [kg], A – proovikeha pindala cm^2 .

Sageli võib surveteimise käigus moodustuda katsekehal selgesti jälgitav purunemispind, mille kaldenurga järgi on võimalik määrata katsekeha sisehõrdenurk.

5. LÄBIVIIDUD UURINGUD

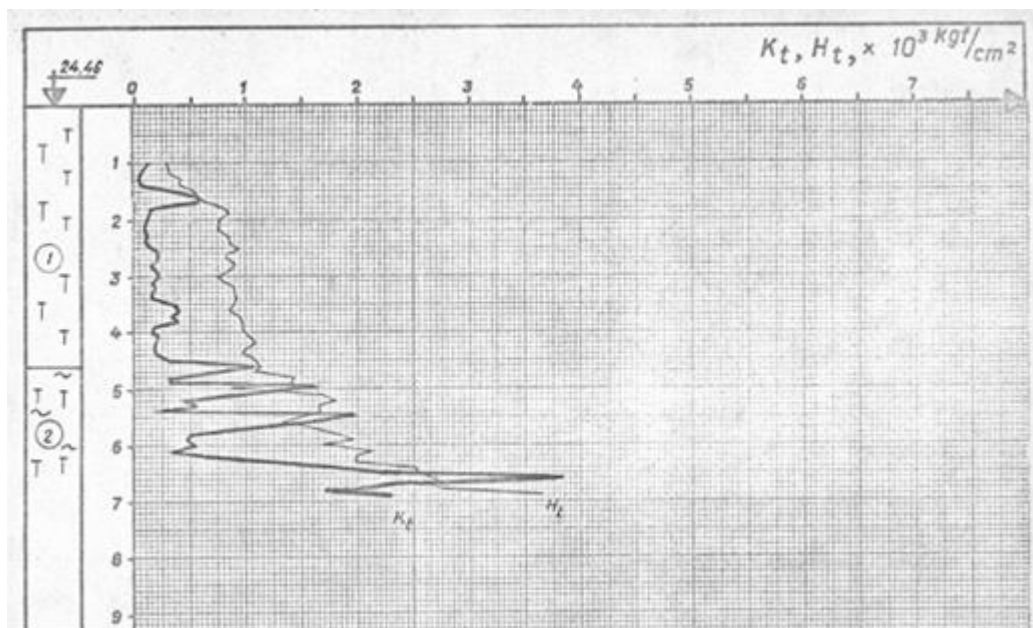
Järgnevalt on välja toodud ehitusgeoloogiliste uuringute aruanded, mille kaudu on kirjeldatud magistritöös vaadeldava piirkonna geoloogilist ehitust ning iseloomustatud geoloogilises lõikes esinevaid pinnaseid. Kasutatud on valdavalt Maa-ameti Ehitusgeoloogia andmekogust ja REIB OÜ arhiivist pärit aruandeid. Läbiviidud uuringute tulemustele tuginedes on võimalik kirjeldada pinnase koostist, heterogeensust ja mehaanilisi omadusi, mis võimaldavad analüüsida Kaitseliidu Peastaabi hoone B-korpuse pragunemise põhjuseid.

5.1. Suru-löökpenetratsiooni katsed

Toompea tn 8 asuva objekti ja selle vahetus läheduses on tehtud penetratsiooni katseid kolme uuringutöö raames. RPI Eesti Projekt poolt tehti uuringud Wismari tn 3 ja 5 kruntidel 1978. aastal tolle aegse Eesti NSV Prokuratuuri hoone juurdeehituse projekteerimiseks. REIB OÜ tegi penetratsiooni katseid 1996. aastal Wismari tn 5 objektil ning magistritöös käsitletud Toompea tn 8 Kaitseliidu Peastaabi hoone objektile 2017. aastal.

RPI Eesti Projekti 1979. aastal tehtud töö „Ehitusgeoloogilised uurimustööd Eesti NSV Prokuratuuri juurdeehituse projekteerimiseks“ autor oli M. Saks. Uuringute käigus tehti mehhaanilise suruagregaadiga S-979 kokku surupenetratsiooni katseid kaheksas uuringupunktis aadressil Wismari tn 3 ja 5.

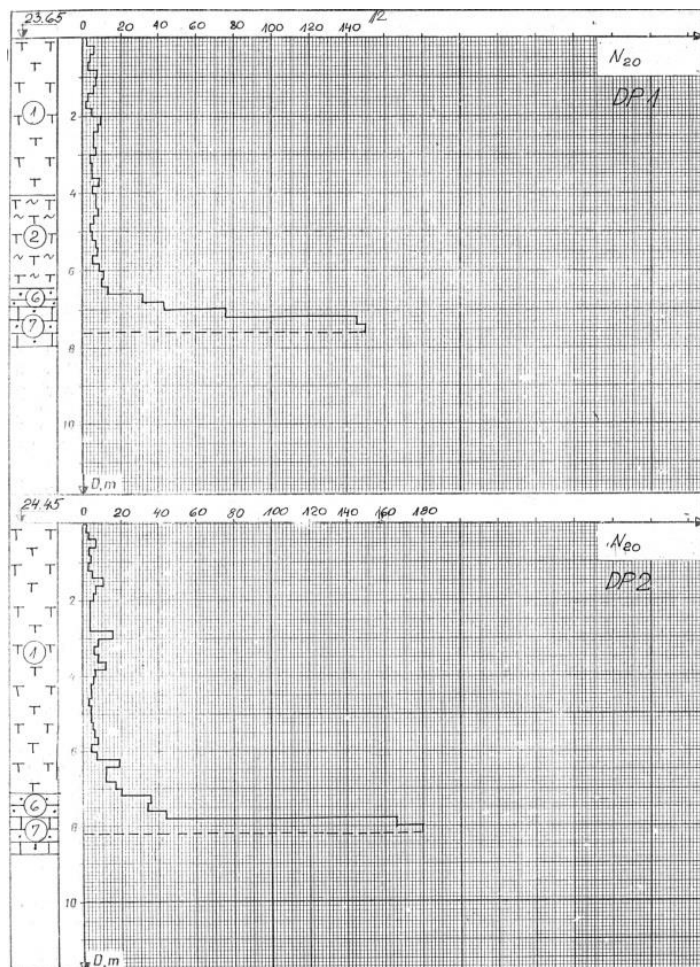
Joonisel 17 on esitatud üks iseloomulik katsegraafik M. Saksi tööst, mis säilitatakse Maa-ameti Ehitusgeoloogia andmekogus säiliku numbriga EGF nr 13193. Põhinedes katsete tulemustele, on antud töös täitepinnased jagatud kahte kihti. Lisaks on aruandes esile tõstetud kogu täitekompleksi ebaühtlast koostist, mis sisaldas mullasegust liiva, lubjakivi ja graptoliitargilliidi tükke, telliseid, krohvi, puitu ja muud ehitusprahti.



Joonis 17. Joonisel on esitatud üks EGF nr 13193 töös olev surupenetratsiooni graafik, millel on jälgitav koonuse K_t ja hõõrdetakistuse H_t graafikud ning vasakul geoloogilisel tulbal eristatud kaks täitekihti. Täitekihtide heterogeensele koostisele viitab graafikute hüplik iseloom, seda just eriti sügavamal täitekihis.

Kaheksa suru-penetratsiooni katsete tulemuste statistilise töötamise tulemusena on täitekihtidele antud koonuse eritakistuseks täitekihtidele vastavalt $q_c = 2,0\text{--}5,0$ MPa (kihile 1) ja $q_c = 5,0\text{--}10,0$ MPa (kiht 2). Seega muutub kogu täitekompleksi koonuse eritakistus laiades piirides.

REIB OÜ aruande „Taani Kuningriigi saatkonnahoone Tallinnas“ autor on A. Helm (EGF nr 27726). Uuringud tehti objektil 1996. aastal Taani Kuningriigi Saatkonnahoone projekteerimiseks vajalike lähteandmete saamiseks aadressil Wismari tn 5. Muuhulgas tehti objektil kuus löökpenetratsiooni katset sügavusega 3,0–8,2 meetrit, mille kaks katsegraafikut on esitatud joonisel 18. Kasutati löökpenetratsiooni seadet, mille parameetrid on toodud alapeatükis 4.1. Kuna käesolevas alapeatükis käsitletav töö ühtib osaliselt eelnevas peatükis kirjeldatud tööga, on täitepinnaseid kirjeldatud sarnaselt, kuid värskemates töös on kasutatud löökpenetratsiooni meetodit, mis oma olemuselt on vähem detailsem ning moodustatud graafikud ühtlasemad.



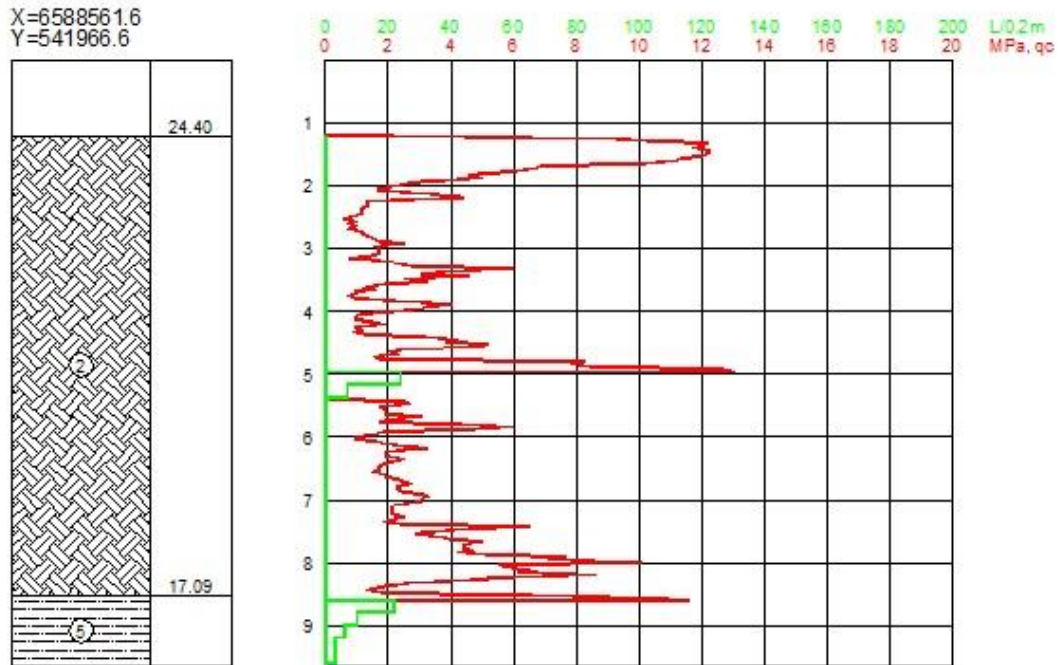
Joonis 18. Joonisel on toodud EGF nr 27726 uuringute käigus koostatud löökpenetratsiooni graafikud uuringupunktides 1 ja 2. Graafikul on esitatud löökide arv, mis kulus otsiku süvitamiseks 20 cm kohta (N₂₀). Geoloogilises tulbas esitatud kihid 6 ja 7 on vastavalt murenenud aluspõhjaline liivakivi ning murenemata liivakivi.

Joonisel 18 olevatelt graafikutelt nähtub, et löökpenetratsiooni andmete põhjal on heterogeenses täitepinnases erinevate täitetsoonide eraldamine raskendatud. Katsetulemuste statistilisel töötlemisel saadi täitekihis löökide arvuks $N_{20} = 2-20$ lööki (keskmine 5 lööki).

REIB OÜ töö nr GE-2153 „Toompea 8 ehitusgeoloogilised uurimustööd“ autoriks oli käesoleva magistritöö autor. Välitööd tehti ajavahemikul 20.03.–04.04.2017. Lisaks puurtöödele tehti objektil ka üks suru-löökpenetratsiooni katse sügavusega 9,6 meetrit. Välitöödel kasutati puuragregaati GM 75 GT, mis oli varustatud digitaalse väliarvuti Rufco'ga, mis võimaldab penetratsiooniandmed salvestada digitaalselt. Antud seade võimaldab ühe penetratsiooni käigus teha nii surupenetratsiooni katset kui ka suurema vastupanuga pinnastes jätkata löökpenetratsiooni katsega nagu kirjeldatud alapeatükis 4.1.

Surupenetratsiooni puhul registreeriti 4 cm intervalliga elektrooniliselt surumisjõud, millest arvutati eritakistus. Kui pinnasetugevus ületas surumiseks vajamineva jõu, jätkati löökpenetratsiooni katsega, mille käigus registreeriti 20 cm läbimiseks kulunud löökide arv, mille katsegraafik on esitatud joonisel 19.

SLP-4



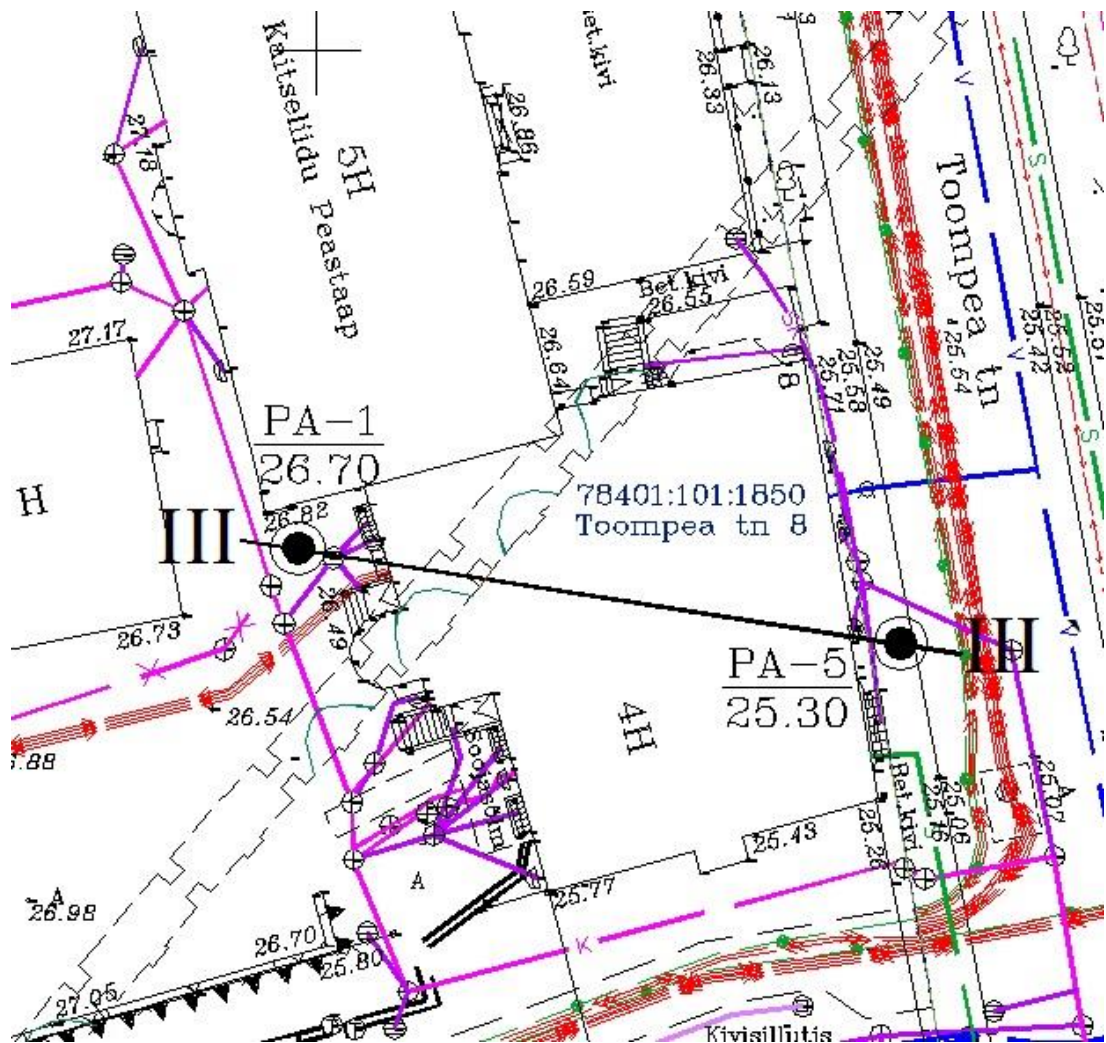
Joonis 19. Joonisel on esitatud REIB OÜ töö GE-2153 raames tehtud suru-löökpenetratsiooni graafik, millel on punase joonega kujutatud surumisfaasis saadud koonuse eritakistus q_c ning rohelisega löökpenetratsiooni faasis registreeritud löökide arv N_{20} . Geoloogilise tulba ja graafiku esimese 1 meetri puudumine on tingitud asjaolust, et uuringupunktis puuriti penetratsioonile ette. Geoloogilisel tulbal toodud kiht 5 on aluspõhjaline liivakivi.

Penetratsioonigraafikult nähtub sarnaselt eelnevatele töödele graafikute hüppeline käitumine, mis samamoodi viitab täitekihi heterogeensusele. Penetratsioonandmete statistilisel töötlusel saadi surumisfaasis koonuse eritakistuseks $q_c = 0,6\text{--}13,0$ MPa (keskmise 3,5 MPa) ning löögifaasis löökide arvuks $N_{20} = 1\text{--}24$ lööki (keskmise 10 lööki).

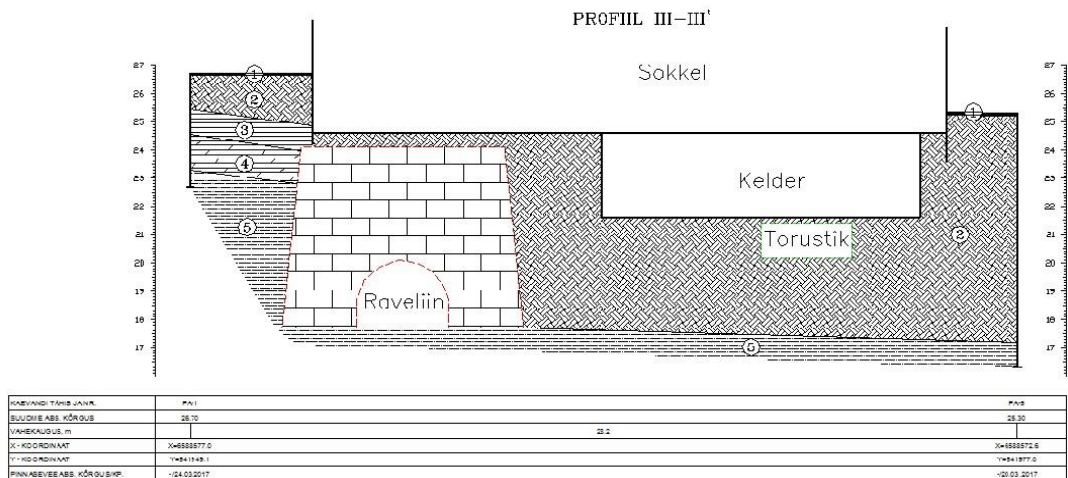
Tabel 6. Täitekihi iseloomustamine penetratsioonidel saadud andmetega

Pinnas	q_c surupenetreerimisel	N_{20} löökpenetreerimisel
Täide	0,6–13,0 MPa	1–24 lööki

Lisaks koostati REIB OÜ töö GE-2153 käigus B-korpuse hoone ja geoloogilise ehituse profiil, kuhu on kantud uue Wismari raveliini paiknemine hoone all. Joonisel 20 on esitatud profiili joon ning joonisel 21 on esitatud läbilõige koos B-korpuse sokli- ja keldrikorruse, Wismari raveliini ja geoloogilises lõikes esinevate pinnastega.



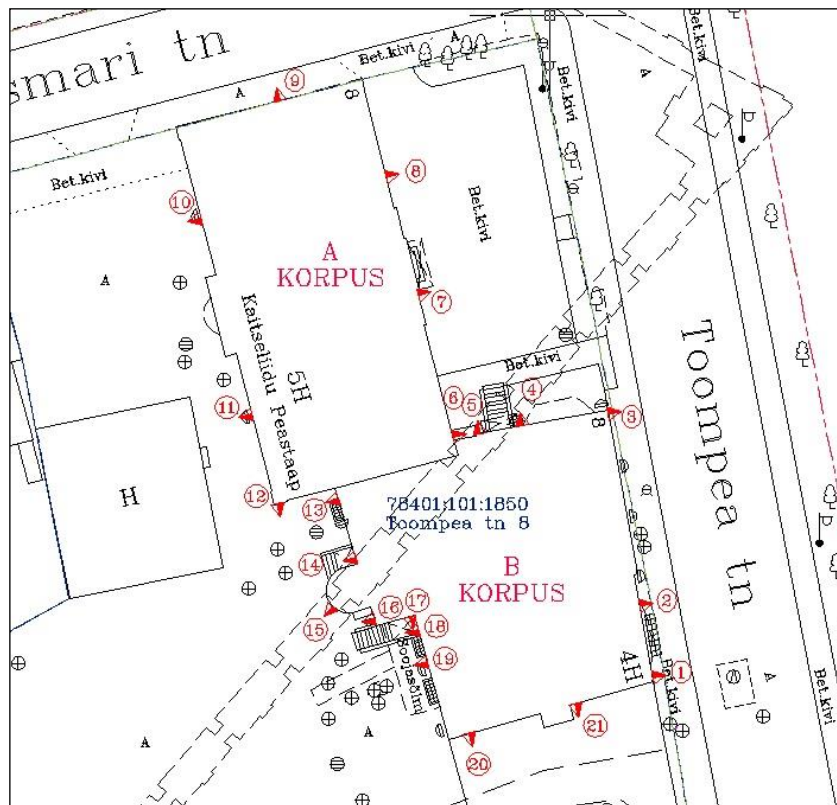
Joonis 20. REIB OÜ töö GE-2153 raames koostatud profiili III-III' joon
(Raudsepp 2017)



Joonis 21. Joonisel on kujutatud REIB OÜ töö GE-2153 raames koostatud profiil III-III'. Profiilil on näha Wismari uue raveliini ja B-korpuse sokli- ja keldrikorruse ning selle all kulgeva torustiku tunneli põhimõtteline paiknemine. Pinnasekihid ülalt alla on 1 — teekatend, 2 – täide, 3 – glaukoniitliivakivi ja-savi, 4 – graptoliitargilliit, 5 – liivakivi. (Raudsepp 2017)

5.2. Vajumisvaatlused

Vajumisvaatlused teostas REIB OÜ Kaitseliidu tellimusel 2016. aasta novembrist kuni 2018. aasta maini. Töö GK-0786 „Toompea 8 geotehniline kontroll“ autor oli M. Pokrovski. Mõõdistustöödele eelnevalt paigaldati Toompea tn 8 asuvale Kaitseliidu Peastaabi hoone A- ja B-korpuse vundamentidesse kokku 21 vajumisreeperit, mille paiknemine on näha joonisel 22.



Joonis 22. Toompea tn 8 hoonele paigaldatud vajumisreeperite skeem. Punase tingmärgiga on näidatud reeperi asukoht ja selle kõrval olev reeperi number. (Pokrovski 2017)

Pärast vajumisreeperite paigaldust toimusid mõõtmised järgmistel kuupäevadel: 18.11.2016, 30.03.2017, 28.06.2017, 26.09.2017 ja 02.08.2018. Vajumisvaatlused viidi läbi II klassi täpsusele vastava kõrgtäpse geomeetrilise nivelleerimisega, milleks kasutati digitaalnivelliiri Trimble DiNi-12 ja 2 meetri pikkust invarkoodlatti. Nivelleerimiskäigud moodustasid kaks kinnist polügooni, kus esimene polügoon moodustus ümber uuritava hoone ning teine moodustas sidumiskäigu Kaarli kiriku fundamentaalreeperiga AM-5 (nr 5).

Tabel 7. Mõõtettsükli sidumatused

Mõõtettsükkel	1. polügoon	2. polügoon
1	-0,7 mm	-0,5 mm
2	+0,8 mm	+0,7 mm
3	-0,2 mm	+0,3 mm
4	-0,4 mm	-0,1 mm
5	+0,1 mm	+0,1 mm
Lubatud sulgematus tsükli	±1,66 mm (n=11)	±1,32 mm (n=7)

Lubatud sulgematus tsükli on II täpsusklassi puhul määratud valemiga:

$$\pm 0,5\sqrt{n} \quad (13)$$

kus n – seisude arv käigus.

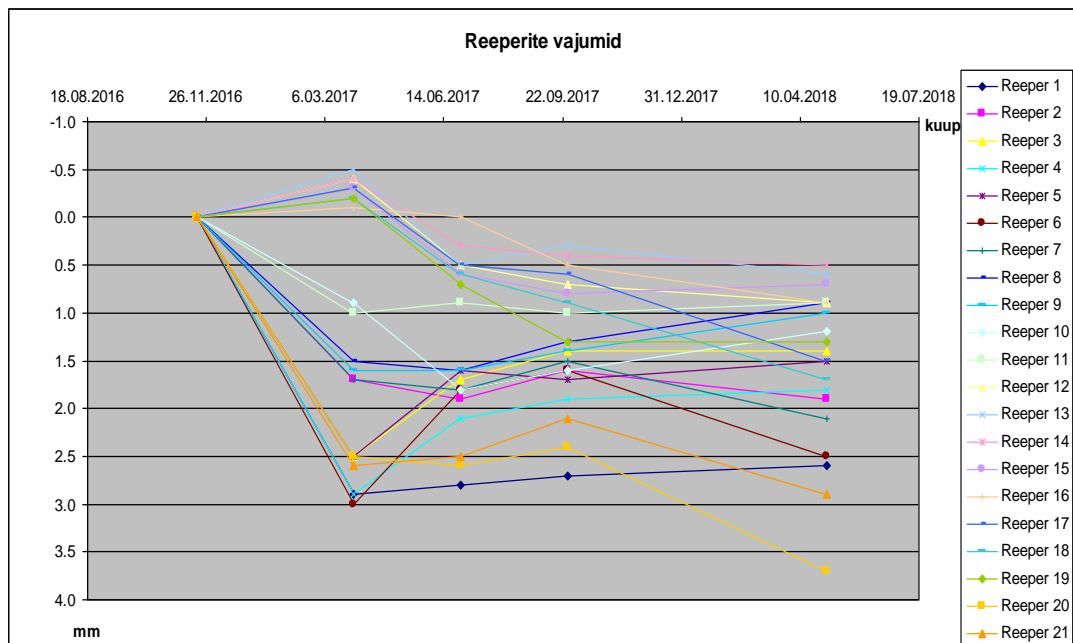
Tabelis 8 on vajumisvaatluste tulemused, kus on esitatud kõigi viie mõõtettsükli tulemused ning reeperite vajumid või tõusud võrreldes esimese mõõtettsükliga. Mõõtmistulemustest nähtub, et reeperid ei käitu ühtlaselt ning on võimalik eristada mitmeid sarnaselt käituvaid reeperite gruppe. Suurimad vajumid on jälgitavad B-korpuse lõunaseinas olevate reeperite 1, 20 ja 21 puhul, kus vajumid ulatuvad 3,7 mm- ni. Huvitavalt on käitunud B-korpuse põhjaosasse paigaldatud reeperid 3, 4, 5, 6, mis asetsevad raveliini vahetus läheduses või selle kohal. Need reeperid on näidanud esialgset vajumist, kuid seejärel 3. mõõtettsükli juba kerkimist. A-korpuse reeperid 7, 8, 9, 10, 11 näitavad 2. mõõtettsükli tulemuste põhjal esialgset vajumist, kuid hilisemate tsükli puhul on vajumid stabiliseerunud või hoopis näitavad kerkimist. Hoone tagahoovipoolses seinas olevad reeperid 12–16, mis asuvad raveliini kohal või selle läheduses, näitavad suhteliselt väikeseid vajumeid, mis jäävad alla 1 mm. Erandina võib esile tõsta reeperit nr 19, mis on 4. ja 5. mõõtettsükli vahelisel perioodil

saanud mingisuguse löögi alt ülesse suunas ning näitab 5,9 mm suurust tõusu kahe viimase tsükli vahelisel perioodil.

Tabel 8. Vajumisvaatluste tulemused

Aeg	18.11.16	30.03.17		28.06.17			26.09.17			02.05.18		
Tsükli nr.	1	2		3			4			5		
Reeperi nr.	Kõrgus	Kõrgus	Vajum mm	Kõrgus	Vajum mm		Kõrgus	Vajum mm		Kõrgus	Vajum mm	
	m	m	1-2	m	2-3	1-3	m	3-4	1-4	m	4-5	1-5
Rp5	27.4490	27.4490	0.0	27.4490	0.0	0.0	27.4490	0	0	27.4490	0	0
1	25.4703	25.467	2.9	25.468	-0.1	2.8	25.468	-0.1	2.7	25.468	-0.1	2.6
2	25.5920	25.590	1.7	25.590	0.2	1.9	25.590	-0.3	1.6	25.590	0.3	1.9
3	26.0886	26.086	2.5	26.087	-0.8	1.7	26.087	-0.3	1.4	26.087	0.0	1.4
4	26.2783	26.275	2.9	26.276	-0.8	2.1	26.276	-0.2	1.9	26.277	-0.1	1.8
5	26.4459	26.443	2.5	26.444	-0.9	1.6	26.444	0.1	1.7	26.444	-0.2	1.5
6	26.9192	26.916	3.0	26.917	-1.2	1.8	26.918	-0.2	1.6	26.917	0.9	2.5
7	27.0741	27.072	1.7	27.072	0.1	1.8	27.073	-0.3	1.5	27.072	0.6	2.1
8	26.9687	26.967	1.5	26.967	0.1	1.6	26.967	-0.3	1.3	26.968	-0.4	0.9
9	27.2696	27.268	1.6	27.268	0.0	1.6	27.268	-0.2	1.4	27.269	-0.4	1.0
10	27.2731	27.272	0.9	27.271	0.9	1.8	27.272	-0.2	1.6	27.272	-0.4	1.2
11	27.2264	27.225	1.0	27.226	-0.1	0.9	27.225	0.1	1.0	27.226	-0.1	0.9
12	26.9767	26.977	-0.4	26.976	0.9	0.5	26.976	0.2	0.7	26.976	0.2	0.9
13	26.8835	26.884	-0.5	26.883	1.0	0.5	26.883	-0.2	0.3	26.883	0.3	0.6
14	26.1495	26.150	-0.4	26.149	0.7	0.3	26.149	0.1	0.4	26.149	0.1	0.5
15	26.4429	26.443	-0.3	26.442	0.9	0.6	26.442	0.2	0.8	26.442	-0.1	0.7
16	26.3903	26.390	-0.1	26.390	0.1	0.0	26.390	0.5	0.5	26.389	0.4	0.9
17	25.2530	25.253	-0.3	25.253	0.8	0.5	25.252	0.1	0.6	25.252	0.9	1.5
18	25.2370	25.237	-0.2	25.236	0.8	0.6	25.236	0.3	0.9	25.235	0.8	1.7
19	26.1272	26.127	-0.2	26.127	0.9	0.7	26.126	0.6	1.3	26.132	-5.9	-4.6
20	25.8948	25.892	2.5	25.892	0.1	2.6	25.892	-0.2	2.4	25.891	1.3	3.7
21	25.5988	25.596	2.6	25.596	-0.1	2.5	25.597	-0.4	2.1	25.596	0.8	2.9

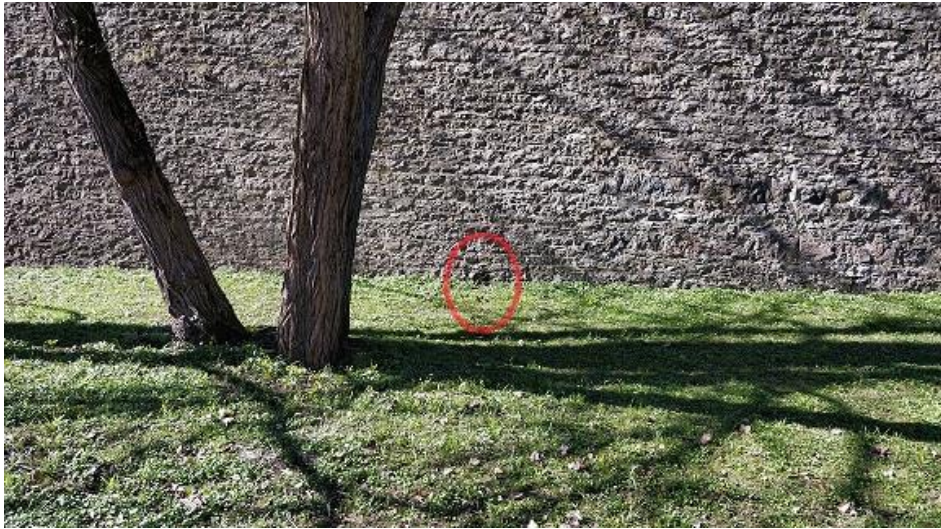
Joonisel 23 on mõõtetulemuste paremaks visuaalseks jälgimiseks koostatud reeperite mõõdetud vajumite koondgraafik.



Joonis 23. Reeperite vajumisvaatluste koondgraafik tabeli 8 andmete põhjal. Erandina ei ole graafikul kajastatud reeperi nr 19 ebaharilikku tõusu ning 5. mõõtettsükli tulemus on asendatud 4. mõõtettsükli tulemusega.

5.3. Hüdrogeoloogilised mõõtmised

Hüdrogeoloogiliselt esineb Toompea aluspõhjakõrgendiku alal kaks veehorisonti. Toompea lubjakiviplatool esineb ülevalt esimese veehorisondina lubjakivides vabapinnaline Ordoviitsiumi veehorisont, mis toitub sademetest ning lumesulavetest. Tulenevalt ala geoloogilisest ehitusest moodustab antud veekihi veepideme lubjakivi all lamavad aleuroliitne glaukoniitliivakivi ja graptoliitargilliit ning vee väljavool toimub reljeefis madalamates osades allikate näol. Allikad on jälgitavad näiteks Hirvepargis asuva Rootsi bastioni müürides, mida on näha ka joonisel 24 kajastuval fotol (tähistatud punasega).



Joonis 24. Fotol on näha Rootsi bastioni seinas väljavoolav allikas (21.04.2018)

Mainitud veepidemete all esineb teise veekihina Ordoviitsium-Kambriumi veekiht, mis levib alal esinevates Kambriumi liivakivides. Maa-ameti hüdroteoloogilise kaardi andmetel on selle veekihi tase ca -10 meetrit absoluutkõrgust ning käesolevas töös käsitlust leidvates töödes ei ole selle veekihini jõutud.

Lisaks esineb kunagise muldkindlustuse vööndis ja selle täitepinnastes ajutine vabapinnaline veelade, mis toitub sademetest ning lumesulavetest. Sellest annavad tunnistust ka varasemad ehitusgeoloogilised uuringud Toompea tn 8 objekti vahetus läheduses läbiviidud uuringud ja nende käigus mõõdetud veetasemed on esitatud tabelis 9 ja nende uuringute asukohad on toodud joonisel 25.

Tabel 9. Toompea tn 8 lähiümbruses mõõdetud veetasemed koos kuupäevadega ning Maa-ameti Ehitusgeoloogia andmekogu vastava töö säiliku numbriga (EGF nr)

Objekti aadress	Veetase m abs.	Kuupäev	EGF nr
1. Kaarli pst 4a	19,76	5.02.1955	19452
2. Hirvepark, trepid	18,40	september 1970	5100
3. Wismari tn 3 ja 5	18,15-19,20	august 1978	13193
4. Wismari tn 5	18,25	06.09.1996	27726
5. Toompea tn 8	- (vett ei ilmunud)	27.09.2001	28506
6. Toompea tn 8	21,85 ja 24,00	24.03.2017	REIB töö GE-2153



Joonis 25. Tabelis 9 väljatoodud tööde paiknemine

Veetaseme kõikumistest annab tunnistust ka 2003. aastal läbi viidud Wismari raveliini arheoloogiliste uuringute käigus tehtud fotod (joonis 26, Uuetalu 2003), kus on selgesti tumeda tsoonina müüri näha varasemalt esinenud veetaset.

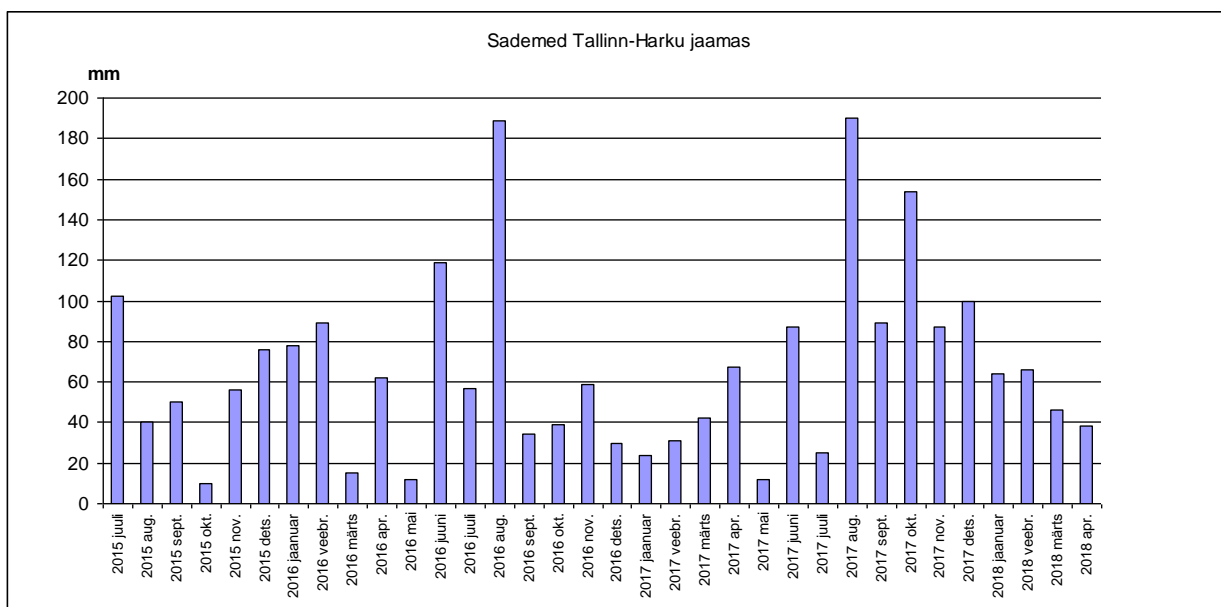


Joonis 26. Fotel on näha 2003. aastal avatud Wismari raveliini seinas tumedam vöönd, mis viitab ajutise veetaseme piirile. Lisaks on laes jälgitavad ka stalaktiidid. (Uuetalu 2003)

5.3.1. Mõõdetud sademete hulgad

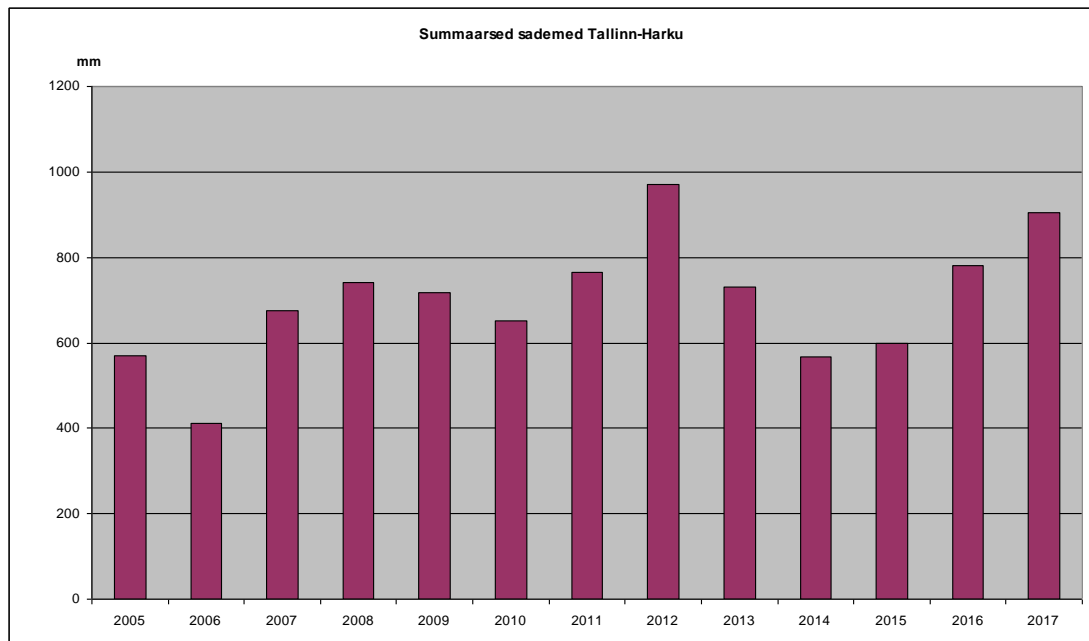
Lisaks hüdrogeoloogilistele andmetele pakub kindlasti täiendavat huvi ning on olulisteks andmeteks sademete vaatlused ja hulgad. Käesoleva töö tarbeks on analüüsitud Riigi Ilmateenistuse sademete vaatluste andmeid, täpsemalt Tallinn-Harku mõõtejaama kuu summaarseid sademete hulkasid perioodil juuli 2015 kuni aprill 2018.

Joonisel 27 on esitatud sademete koondgraafik Tallinn-Harku jaamas. Graafikust nähtub, et vaatluse all oleval perioodil tõuseb esile suurte sademete hulcade poolest 2016. ja 2017. aasta august, kus sademed on ületanud 180 mm/kuus.



Joonis 27. Graafikul on esitatud Riigi Ilmateenistuse Tallinn-Harku mõõtejaamas registreeritud kuu summaarsed sademete hulgad.

Täiendavalt on joonisel 26 esitatud ajaperioodi 2005 kuni 2017 mõõdetud aasta summaarsed sademete kogused.



Joonis 28. Graafikule on koondatud Riigi Ilmateenistuse Tallinn-Harku mõõtejaamas registreeritud ajavahemikul 2005-2017 mõõdetud summaarsed sademete hulgad aastate lõikes.

Jooniselt 28 on jälgitav suhteliselt stabiilne sademete koguse periood aastatel 2007-2011, seejärel aga teatav tõus, mille jooksul tõusis 2012. aastal sademete summaarne hulk 970 mm/aastas. Sellele järgnes sademete vähenemine ning alates 2014. aastast jällegi sademete hulga tõus kuni aastani 2017 kui sademete summaarne hulk ulatus 900 mm/aastas. Väljatoodud sademete kasv ühtib Toompea 8 hoone B-korpuse pragude tekke perioodiga.

5.4. Labor

Käesolevas töös on pinnaseid kirjeldatud muuhulgas ka laboratoorsete katsetulemuste kaudu, mis annavad standardseid katseprotseduure järgides kõige objektiivsemad tulemused ja on üheselt mõistetavad. Lisaks võimaldab laborikatsete tulemuste võrdlus hinnata erinevate piirkondade pinnaseid, nende koostist ja geotehnilisi omadusi.

5.4.1. Täitekompleksi geotehnilised omadused

Täitepinnas on oma olemuselt inimtekkeline ja sageli heterogeense koostisega ning sellest tulenevalt raskesti kirjeldatav. Tüüpiliselt sisaldab täitepinnas huumust ja muud orgaanilist ainet, ehitusjätmeid ja hoonete või rajatiste jäänuseid. Sageli sisaldab täide ka pööratud ning huumusega segunenud mineraalpinnaseid (savist kruusa ja rahnudeni).

5.4.1.1. Kuumutuskadu

Uuritavas piirkonnas on täitepinnaste iseloomustamiseks kuumutuskao meetodil tehtud kolme uuringu raames kokku 24 orgaanilise aine sisalduse määramist.

1970. aasta PI Kommunaalprojekti töö „Tallinn. Hirvepargi trepid (Mitsurini tn). Köide I – uurimistööd“ (EGF nr 5100) autor on E. Kukk. Töö eesmärk oli Hirve pargi Wismari tänava poolse külje treppide rekonstrueerimiseks vajalike lähteandmete saamine. Muuhulgas tehti täitepinnase orgaanilise aine sisalduse määramiseks neli laboratoorseid teimi kuumutuskao meetodil. Katsete tulemustel määrati täitepinnase orgaanilise aine sisalduseks $u = 2,13\text{--}16,1\%$ ning nelja proovi keskmiseks $10,2\%$. Orgaanilise aine sisalduse suhteliselt suur kõikumine on seletatav täitepinnase ebaühtlase koostisega ning proovid on töös esitatud pinnasekirjelduse järgi võetud kas liiva- ja mördisegusest täitest ($u = 2,13\%$) või väga mullarohkest pööratud ning ehitusprahti sisaldavast täitest ($u = 7,78\text{--}16,1\%$).

M. Saksi 1979. aasta Wismari tn 3 ja 5 (EGF nr 13193) uuringute käigus võeti täitepinnastest kolmest erinevast puuraugust kokku 17 pinnase proovi, kus määrati muuhulgas ka orgaanilise aine sisaldus. Katsed andsid orgaanilise aine sisalduseks $u = 2,1\text{--}12,1\%$ ning 17 proovi keskmiseks $5,7\%$. Suhteliselt madalam ja ühtlasem orgaanilise aine sisaldus antud objektil on seletatav täitepinnase enda koostisega, kus proovivõtu intervallis olid valdavaks mullasegune liiv koos lubjakivi ja tellise

tükkidega ning sügavamal, vahetult liivakivi peal lasuv mudasem täitetsoon on antud töös proovitamata.

REIB OÜ 2008. aasta töö GE-0971 „Vabaduse väljaku, Harjuoru ja Kaarli puiestee rekonstrueerimine“ autoriteks on T. Piits ja R. Kübar. Uuringu raames kasutati puuraukude ja laborikatsete andmeid, mis jäävad Kaarli puiestee ja Falgi tee vahelisele lõigule ning samuti Hirveparki ja Harjuorgu. Eelmainitud alal tehti kokku orgaanilise aine määramised kolmes uuringupunktis ning katsete tulemusel saadi täite orgaanilise aine sisalduseks $u = 3,8\text{--}8,9\%$ ja keskmiseks $6,2\%$.

Kokkuvõtvalt võib olemasolevate laborimääramuste põhjal iseloomustada täitekihti kui keskmise kuni rohke orgaanilise aine sisaldusega pinnast (tabel 3), mille orgaanilise aine sisaldus muutub $u = 2,1\text{--}16,1\%$ piires ning keskmine orgaanilise aine sisaldus on $6,6\%$.

5.4.1.2. Looduslik veesisaldus ja plastsuspiirid

Loodusliku veesisalduse ja plastsuspiiride määramised on geotehnika valdkonnas üheks enimkasutatavaks laboratoorseks katseks, millega kirjeldatakse uuritavaid savikaid pinnaseid. Nende määramuste baasil on kasutuses pinnaste omaduste piirkondlikud ja rahvusvahelised korrelatsioonid, mis võimaldavad pinnaste geotehnilisi omadusi hinnata suhteliselt kiiresti ja laiapõhjaliselt.

E. Kuke 1970. aasta Hirveparki treppide töö EGF nr 5100 uuringute käigus võeti täitepinnase loodusliku veesisalduse määramiseks kolm proovi ning plastsuspiiride määramiseks üks proov. Looduslikuks veesisalduseks saadi $W_n = 13,4\text{--}28,7\%$ ning keskmine $22,7\%$. Laboris saadud plastsusnäitajad olid järgmised: voolavuspiir $w_L = 40\%$, plastsuspiir $w_P = 27,9\%$ ja plastsusarv $I_P = 13,1$ ning voolavusarv $I_L = 0,06$. Saadud voolavusarvu järgi on tegemist pinnasega, mis on poolkõva konsistentsiga.

PI Kommunaalprojekti 1975. aasta töö „Tallinna linna Hirvepargi drenaaž I köide uurimistööd“ EGF nr 9768 autoriks on H. Peterson. Läbiviidud uuringute käigus võeti täitepinnasest neli loodusliku veesisalduse proovi ning seitse plastsuspiiride proovi. Labori andmetel oli pinnase looduslik veesisaldus $W_n = 30,7-57,3\%$ ja keskmine 39,9%. Plastsuspiiride määrangud andsid järgmised tulemused: $w_L = 31,6-43,6\%$, keskmine 36,5%, $w_P = 21,5-35,1\%$ ja keskmine 27,9%, $I_P = 7,0-9,6$ ning keskmine 7,7, $I_L = 0,5-0,85$ ja keskmine 0,62. Katsetulemused näitavad, et täitepinnase kihis esineb sitke kuni pehme konsistentsiga tsoone.

M. Saksi 1979. aasta Wismari tn 3 ja 5 töö EGF nr 13193 uuringute käigus võeti kokku 15 veesisalduse proovi, mille tulemusena saadi täitekihi looduslikuks veesisalduseks $W_n = 11,2-23,9\%$ ja keskmiseks veesisalduseks 18,8%.

REIB OÜ Vabaduse välja töö GE-0971 uuringute käigus on uuritavas piirkonnas laboratoorselt katsetatud kolme pinnaseproovi, kus määrati täitepinnase plastsuspiire. Laboratoorsed katsed andsid järgmised tulemused: $w_L = 22,8-44,0\%$, keskmine 31,0%, $w_P = 19,4-38,4\%$ ja keskmine 26,0%, $I_P = 3,4-6,0$ ning keskmine 5,0.

Tabel 10. Loodusliku niiskuse ja plastsuse näitajad täitepinnase kirjeldamiseks.

Pinnas	W_n , % (keskmine)	w_L , % (keskmine)	w_P , % (keskmine)	I_P (keskmine)	I_L (keskmine)
Täide	11,2–57,3 (22,9)	22,8–44,0 (34,9)	19,4–38,4 (27,3)	3,4–9,6 (6,8)	0,06–0,85 (0,54)

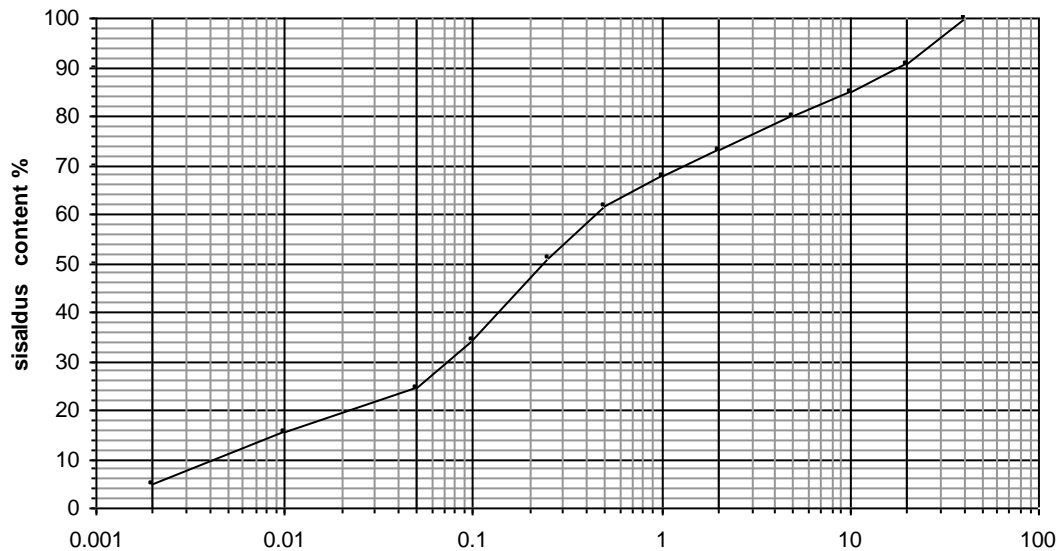
Tabelist 10 järeldub, et täitepinnase looduslik niiskub kõigub suurtes piirides ning konsistentsilt on tegemist poolkõva kuni pehme ning üksikute proovide puhul ka voolava konsistentsiga pinnasega.

5.4.1.3. Lõimis

Käesolevas alapeatükis väljatoodud lõimisproovid on laboratoorselt katsetatud kasutades GOST 12536-79 normi. Uuringupiirkonnas tehti täitepinnase täieliku lõimise määrangud vaid 2008. aastal REIB OÜ töös nr GE-0971. Teistes töödes on lõimiseanalüüsi raames sõelanalüüsi kasutades määratud vaid jämepurru (sh. kruus) ja liiva fraktsioon, tolmu ja saue fraktsiooni ei määratud.

REIB OÜ töö nr GE-0971 käigus võeti pinnaseproovid Toompea tänaval Kaarli puiestee ja Hirvepargi vahelises lõigus kolmest puuraugust. Pinnaseproovid võeti teekonstruktsiooni all lamavast täitekompleksist 1,2–2,3 meetri sügavuselt maapinnast, absoluutkõrguselt 22,9–26,95 meetrit. Lõimiseanalüüsil kasutati täieliku lõimise määramise meetodit, mis hõlmab nii sõelanalüüsi kui ka tolmu- ja saueosakeste sisalduse määramiseks vajalikku pipettanalüüsi.

Lõimiseanalüüside tulemusi analüüsides on võimalik väita, et täitepinnas sisaldab suhteliselt suures koguses jämepurdu, mille sisaldus kolmes proovis muutub 27,0–64,0% piires ning liiva osakaal 25,5–56,0%. Tolmu ja saue fraktsiooni summaarne sisaldus on aga 10,5–24,5%. Pinnase koostise ühtlust väljendava lõimiseteguri C_u väärtused muutuvad 26,3–378 piires. Sellised suured väärtused näitavad, et tegemist on ebaühtlase pinnasega ning joonisel 29 on samuti näha lõimisegraafiku kuju, mis on iseloomulik halvasti sorteeritud pinnasele.



Joonis 29. REIB OÜ töös nr GE-0971 laboratoorsete katsete tulemusena saadud proovi nr. 211 lõimisekõver, mis näitab pinnase ebaühtlast koostist (ingl. k. *well graded*)

Pinnase nimetusteks on GOST normide kohaselt antud jämepurdpinnas, kruusane tolmne saviliiv ja kruusane kerge saviliiv. Antud nimetused näitavad, et ainult pinnasenimetuse määramine ja nende kasutamine võib olla väga eksitav lähenemine ükskõik millise geotehnilise küsimuse lahendamiseks ning ei pruugi pinnase täielikku olemust täpselt edasi anda.

5.4.2. Aluspõhjakivimite geotehnilised omadused

Aluspõhjaliste kivimite uuritus antud piirkonnas on suhteliselt nõrk. Leidub küll hulgaliselt uuringuid, kus visuaalselt on kirjeldatud aluspõhjalisi kihte ja nende lasumissügavusi, kuid enamasti ei ole nende tööde käigus pinnaste koostist ja mehhaanilisi omadusi laboratoorselt määratud. Üheks põhjalikumaks uurimistöökäsi vaadeldavas piirkonnas on 1985. aastal praeguse Rahvusraamatukogu alal E. Elleri poolt läbi viidud uuring „Fr. R. Kreutzwaldi nim. ENSV Riiklik Raamatukogu Tallinnas“ (EGF nr 21247), mille raames uuriti muuhulgas graptoliitargilliidi ja selle

all lamava liivakivikompleksi omadusi. Glaukoniitsavi ja -liivakivi käsitlevaid uuringuid on alal läbi viidud vaid üks – J. Tõevere ja M. Metsa 1984. aasta Falgi tee ääres kulgeva Toompea tugimüüri uuringud (EGF nr 20693). Lisaks on tehtud põhjalik glaukoniitsavi omaduste määramisele suunatud uuring Kadriorus, Eesti Kunstimuuseumi süvendis, mis viidi läbi 2003. aastal U. Lembergi poolt (EGF nr 28884).

5.4.2.1. Glaukoniitliivakivi ja -savi geotehnilised omadused

Kaitseliidu peahoone A-korpuse all avanevad aluspõhjas Alam-Ordoviitsiumi ladestiku, Leetse ja Varangu kihistu aleuriitsed glaukoniitliivakivid, mille paksuseks on mõõdetud 0,9 meetrit. Kihi pind registreeriti 1,25 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 25,45 meetrit (Raudsepp 2017).

Käesoleva analüüsi aluseks on eelpool mainitud Toompea tugimüüri (Tõevere, Mets 1984) ja Eesti Kunstimuuseumi süvendist võetud glaukoniitliivakivi ja -savi laboratoorsed määrangud (Lemberg 2003). Võrreldes kahest erinevast piirkonnast võetud pinnaseproovide tulemusi (EGF nr 20693, 28884 põhjal), on tabelis 11 näha, mil määral pinnased oma omadustelt üksteisest erinevad või üksteisele sarnanevad.

Tabel 11. Glaukoniitliivakivi ja -savi laboratoorsete määrangute võrdlus

Laboratoorne määrang	EGF nr 20693	EGF nr 28884
Looduslik veesisaldus W_n , %	8,2–15,1	9,8–15,4
Voolavuspiir w_L , %	23,6–34,9	23,8–30,9
Plastsuspiir w_p , %	17,4–24,4	19,5–24,9
Plastsusarv I_p	4,8–12,5	1,5–7,8
Kuumutuskadu u , %	3,4–4,3	1,8–2,3
Liivafraktsioon, %	51,0–75,0	69,9–79,1
Möllifraktsioon, %	13,0–26,0	14,2–20,0
Savifraktsioon, %	10,0–14,0	6,6–11,7
Ühetelgne survetugevus, MPa	ei määratud	0,152–1,34

Tabelist 11 nähtub, et erinevatest piirkondadest võetud glaukoniitliivakivi ja -savi geotehnilised näitajad on suhteliselt hästi võrreldavad. Loodusliku veesisalduse ja plastsuspiiride puhul on suuremad väärtused seletatavad proovi savikusega ning ka laboriprotokollides on savikatest vahekihtidest võetud proovid eraldi esile tõstetud.

5.4.2.2. Graptoliitargilliidi geotehnilised omadused

Glaukoniitliivakivi all lamab Alam-Ordoviitsiumi ladestiku, Türisalu kihistu graptoliitargilliit, mis oma olemuselt on pruuni värvi ja orgaanilist ainet sisaldav kiltsavi. Graptoliitargilliit esineb samuti vaid Kaitseliidu Peastaabi A-korpuse all 1,25 meetri paksuse kihina. Kihi pind lamab maapinnast 2,15 meetri sügavusel, absoluutkõrgusel 24,55 meetrit (Raudsepp 2017).

Graptoliitargilliidi mehhaaniliste- ja vesiomaduste analüüsimisel on käesolevas töös toetatud praeguse Rahvusraamatukogu alal teostatud uuringutele (Eller 1985). Argilliidi kiht on ülemises osas murenenud ning seda iseloomustavad loodusliku niiskuse kõrgemad sisaldused, mis jäävad vahemikku 24,0–38,0%. Murenemata argilliidi looduslikuks niiskuseks on aga määratud 8,2–11,8 %. Argilliidi orgaanilise aine sisaldus on määratud kuumutuskao meetodil 7,2–10,1%. Survetugevuse määrangute tegemine argilliidist on raskendatud selle hapruse ja halva väljatulekuga puurimistel ning käsitletavate uuringute raames ei ole survetugevuse määranguid tehtud. Magistritöö autori osalusel läbi viidud uuringute käigus on graptoliitargilliidi survetugevuseks laboratoorselt määratud $R_f = 12\text{--}25$ MPa.

5.4.2.3. Liivakivikompleksi geotehnilised omadused

Alam-Ordoviitsiumi ja Ülem-Kambriumi ladestiku Kallavere ja Tiskre Kihistu liivakivide kompleks lamab A-korpuse all 3,4 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 23,3 meetrit ning B-korpuse all 8,5 meetri sügavusel, absoluutkõrgusel 17,1 meetrit (Raudsepp 2017). Liivakivi puurimine ning kärni

kättesaamine puuraugust on tavapärase geotehniliste puurimistega raskendatud. Puurimise käigus kaotab liivakivi enamasti oma tsementatsiooni ning pudeneb liivaks.

Üheks esinduslikumaks liivakivi proovitamise tööks saab piirkonnas pidada vaid Rahvusraamatukogu projekteerimiseks tehtud uuringuid (Eller 1985), mille käigus määrati liivakivi survetugevus. „*Selle töö käigus võeti liivakivi proovid käsitsi šurfi seinast väljalõikamise teel. Šurfrajati tunnelkollektori puuriga ning šurfi diameetriks oli 1,0 meeter*“ (uuringu autor E. Eller, suusõnaliselt 03.05.2018). Kokku tehti laboratoorsete tööde käigus 70 liivakivi survetugevuse katset, absoluutkõrguse intervallis 17,4–25,15 meetrit.

Liivakivi survetugevuse määrangute tulemused varieerusid vahemikus 0,2–14,7 MPa ning keskmine üheteljeline survetugevus oli 4,5 MPa. Paralleelselt survetugevuse määrangutega registreeriti ka proovikehade looduslik veesisaldus, mille tulemusena saadi liivakivi looduslikuks veesisalduseks $W_n = 2,5\text{--}19,9\%$ ning keskmiseks niiskuseks 12,7%. Lisaks määrati 21 liivakivi proovil terastikuline koostis ja 5 proovil plastsusnäitajad.

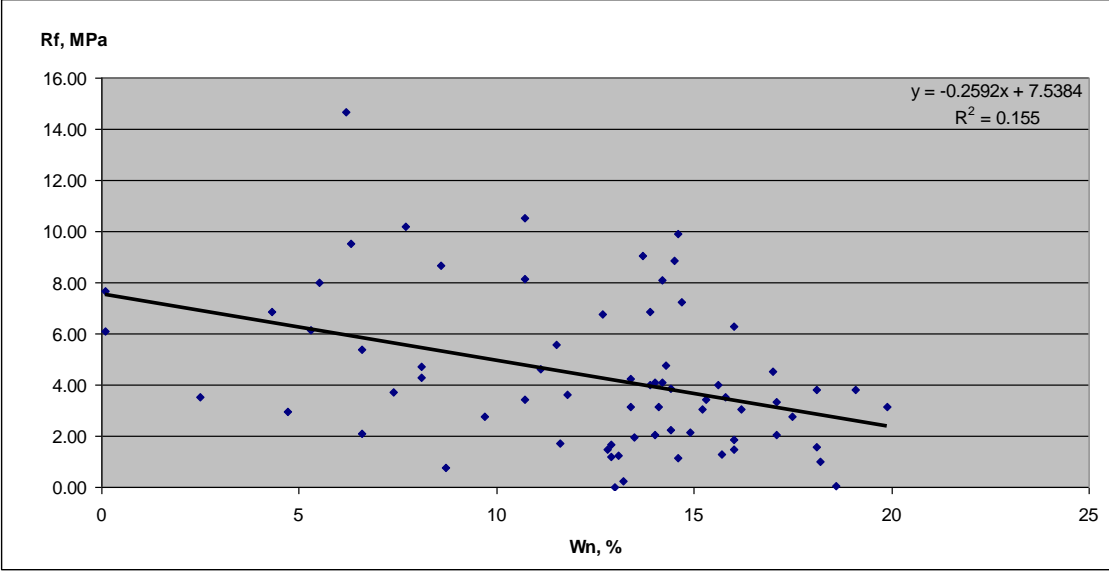
Tabelist 12 on näha küllaltki lai määrangute kõikumine, mis on tingitud liivakivikompleksi koostisest, milles esineb praktiliselt puhta peenliiva tsoone kui ka suure mölli ja savi sisaldusega vahekihte.

Tabel 12. Liivakivi laboratoorselt määratud geotehnilised näitajad EGF nr 21247 põhjal

Laboratoorne määrang	EGF-21247
Looduslik veesisaldus W_n , %	2,5–19,9
Voolavuspiir w_L , %	27,3–32,2
Plastsuspiir w_P , %	18,7–22,7
Plastsusarv I_P	8,0–10,6
Kuumutuskadu u , %	ei määratud
Liivafraktsioon, %	31,9–99,2
Möllifraktsioon, %	0,8–51,7
Savifraktsioon, %	0–19,5
Ühetelgne survetugevus, MPa	0,2–14,7

Tabelis 12 toodud ühetelgse survetugevuse näitaja küllaltki lai kõikumine on põhjustatud erinevast liivakivi koostisest ning selle geoloogilisest ajaloost. Balti Klindi läheduses avanevad liivakivid on mõjutatud liustiku liikumisest, sisaldavad liustiku survest tingitud mikropragusid ja on suhteliselt nõrgemad. Lisaks mõjutab liivakivi survetugevust ka selle terastikuline koostis. Jämedateralise liivakivi survetugevus jääb tüüpiliselt vahemikku 5-8 MPa, peeneteralisel liivakivil 2,5–6 MPa ning suure aleuroliidi sisaldusega kihtidel 0,2–2,0 MPa (Mets, Miljan, Raudsepp 2011).

Joonisel 30 oleval graafikul on esitatud 70 liivakivi loodusliku veesisalduse ja survetugevuse määrangu vaheline seos, et teada saada kas ja kuidas mõjutab liivakivi loodusliku niiskuse sisaldus liivakivi survetugevust. Graafikult nähtub, et seos puudub (determinatsioonikordaja 0,155).



Joonis 30. Liivakivi loodusliku veesisalduse ja survetugevuse määrangu vaheline seos

6. ARUTELU

Käesolevas magistritöös analüüsiti Tallinnas, Toompea tn 8 asuva Kaitseliidu Peastaabi B-korpuse pragunemise põhjuseid. Uuringuobjekti muudab tavapärasest keerulisemaks hoone A- ja B-korpuse all kulgev, keskaegsesse muldkindlustusvööndisse kuulunud Wismari raveliin.

Esmase hüpoteesina tõstati küsimus Wismari raveliini struktuurset seisukorrast ja võimalusest, et B-korpuse praod on põhjustatud raveliini purunemisest või selle osalisest sissevajumisest. Viimati inspekteriti raveliini 2003. aastal, mille käigus dokumenteeriti raveliini tehniline seisukord ning mõõdistati ja koostati geodeetilised joonised. Raveliini vaatlustel avastati selle erinevates lõikudes üksikuid varinguid, kuid Toompea tn 8 hoone aluses lõigus oli raveliini seisukord rahuldav ja varinguid ei täheldatud. Paraku puuduvad hetkel lihtsate vahenditega raveliini sisenemise ja ülevaatus võimalused. Magistritöö autori juhtimisel üritati 2017. aastal läbiviidud geotehniliste uuringute käigus muuhulgas ka raveliini siseneda, kuid see osutus võimatuks õhupuuduse või süsihappegaasi tõttu.

Seetõttu on praegu ainsaks võimaluseks raveliini seisukorra ja selle võimalikku purunemise või hetkel kulgevate deformatsioonide hindamiseks kasutada vajumisvaatluste reeperite andmeid. Selleks on vajalik vaadelda vahetult raveliini peale või kõrvale paigaldatud reeperid 3, 4, 5, 6, 13, 14, 15 ja 16 (joonis 18). Hoone hoovipoolsed reeperid 13, 14, 15 ja 16 näitavad ca 1,5 aastase mõõteperioodi vältel koguvajumit 0,5–0,9 mm (vt tabel 8 ja joonis 19). Mõõtetulemused näitavad, et raveliin on antud lõigus stabiilne ning selle ajaperioodi vältel ei ole toimunud äkilisi vajumisi. Hoopis huvitavamalt käituvad Toompea tänavapoolsed reeperid 3, 4, 5 ja 6.

Nende puhul on jälgitavad 2. mõõtettsükliks registreeritud 2,5–3,0 mm suurused vajumid, kuid seejärel hakkasid reeperid tõusma ning 4. mõõtettsükliks olid vajumid stabiliseerunud (vt tabel 8 ja joonis 19). See asjaolu võib olla seletatav Kaitseliidu Peastaabi B-korpuse piisava struktuurse jäikusega, mille tagajärjel B-korpuse kirdepoolne nurk tõuseb lõuna poolse külje vajumise tõttu.

Kuna B-korpus asetseb Wismari raveliini esisel kunagisel vallikraavi alal, oli juba eelnevalt selge, et tänapäevane B-korpuse hoone on vundeeritud madalvundamendiga täitepinnasele. Käesoleva töö alapeatükkides 6.1. ja 6.4. on esitatud välikatsete ja laboratoorsete teimide tulemused ning kirjeldatud täitepinnaste heterogeenset koostist. Vastamaks küsimusele, kas B-korpuse alused täitepinnased tihenevad, oleks vajalik nende pinnaste perioodiline katsetamine. Kõige sobivamaks oleks teostada perioodilised penetratsioonikatsed, mis võimaldaks pinnaseid uurida *in situ*. Arvestades asjaolu, et 2017. aastal autori juhtimisel läbiviidud uuringud olid esimesed konkreetse hoone tarbeks tehtud uuringud, siis arusaadavalt ei ole võimalik adekvaatselt vastata küsimusele, kas hoonesse tekkinud praod on tingitud täitepinnaste tihenemisest.

Kolmanda vaatlusaluse punktina uuriti hüdrokeoloogilise mõjurite olemasolu. Alapeatükis 6.3. esitatud andmete põhjal võib väita, et antud hoonete piirkonnas ja täitepinnaste kompleksis ei esine püsivat veeladet ning pinnasevee olemasolu on sesoonse iseloomuga. Püsiv veelade esineb sügavamal, liivakivide kompleksis. Seega puudub otsene võimalus püsiva põhjaveekihi veetasemete kõikumise ja Kaitseliidu Peastaabi hoone B-korpuse pragude tekke vahel.

Viimase mõjurina kaaluti võimalust, et hoone pragunemise põhjuseks võib olla täitepinnase väljakanne hoone vundamentide alt. Raveliini avanemisel ja inspekteerimisel 2003. aastal ilmnas asjaolu, et raveliinis esinesid õhutusavade juures täitepinnaste kuhjad, millest on kirjutatud ka alapeatükis 4.2. Täitepinnase sissevool on võimalik vee liikumisel raveliini ja selle muudavad tõenäoliseks raveliini sulgemata õhutusavad. Vee ajutise sissevoolu ja olemasolu tunnistuseks on joonisel 22 esitatud

fotol jälgitav tumedam tsoon, mis viitab veetasemele raveliinis. Kuna täitepinnase kompleksis puudub püsiv veelade, saavad ainukeseks vee juurdevoolu põhjustajaks olla sademed ning lumesulavesi. Joonisel 28 on esitatud Tallinnas mõõdetud aastase sademete summaarsed kogused perioodil 2005–2017. Esmased pragunemise ilmingud dokumenteeriti 2015. aastal ning joonisel 28 kujutatud graafikul on sademete kasv täheldatav just alates sellest perioodist. Pragude teket ei saa siiski põhjendada ainult selle perioodi sademete kasvuga, kuna juba 2003. aastal dokumenteeriti täitepinnase sissevool raveliini ja see võib olla kestnud alates raveliini sulgemisest ja kunagise vallikraavi tagasitäitmisest saadik.

Eelpool kirjeldatud asjaoludele tuginedes on kõige tõenäolisemaks pragude tekke põhjuseks täitepinnase väljakanne vundamentide alt, mis omakorda põhjustab täitepinnase poorsuse ja ühtlasi ka kohevuse kasvu. Seega töötab raveliin omamoodi pinnase „dreenina“ ning pinnase sissevool raveliini jätkub seni, kuni õhutusavad on avatud ning lõpeb õhutusavade sulgemise või nende ummistumise tagajärjel.

Alapeatükis 6.4.2. on kirjeldatud aluspõhjakiivimite geotehnilisi omadusi, mis on olulisteks lähteandmeteks vundamentide tugevdamise projekti koostamisel, kui tekib vajadus hoone võimaliku pragunemise ennetamiseks või tekkinud pragunemise peatamiseks. Üheks laialdasemalt kasutatavaks vundamentide tugevdamise meetodiks on olemasoleva madalvundamendi toetamine vaiadega. Vaiade ja eelkõige vaiaotsa kandevõime arvutamiseks on oluline teada vaia otsa toetava pinnasekihi tugevusomadusi. Kaitseliidu Peastaabi B-korpuse vundamentide tugevdamine liivakivi kompleksi süvitatud vaiadega osutub ilmselt kõige kindlamaks meetodiks edasiste vajumite peatamiseks.

Kokkuvõtvalt saab vajumisvaatluste tulemuste põhjal väita, et vajumiste osas joonistub välja seaduspära, mille kohaselt toimub hoone vajumine tsükliliselt ning vajumid tekivad talve jooksul või kevadel mõõdetud mõõdetetsükli ja suvesügisperioodil vajumid vaibuvad. Sellele seaduspärale aitaks kinnitust saada täitepinnase kompleksi paigaldatud veevaatluskaev, mille abil oleks võimalik mõõta

piisava tihedusega sademetest tingitud vee esinemist ning selle veekihi sügavust. Nimetatud andmete kõrvutamisel vajumisvaatluste andemetega võimaldaks saada täiendavat tunnistust sademete mõjust hoone B-korpuse käitumisele. Vajumisvaatluste põhjal saab väita, et Kaitseliidu Peastaabi hoone A-korpuse vajumid jäävad alla 1 mm ning selles korpuses ei ole täheldatud vajumisele viitavaid pragusid. Ilmselt on selle põhjuseks asjaolu, et A-korpuse vundamentide all esinevad looduslikud aluspõhjalised poolkalju- ja kaljupinnased (glaukoniitsavi- ja liivakivi, graptoliitargilliit ja liivakivi).

KOKKUVÕTE

Käesolevas töös uuriti Tallinnas Toompea tn 8 asuva Kaitseliidu Peastaabi hoone B-korpuse seintesse tekkinud pragude tekkepõhjuseid. Töös on kirjeldatud piirkonna ajaloolist arengut ning tutvustatud keskaegset muldkindlustusvööndit ning toonaste säilinud rajatiste mõju tänapäeva hoonestusele.

Magistritöö raames analüüsiti piirkonnas levivaid täitepinnaseid ning nende koostist ja heterogeensust on kirjeldatud *in situ* välikatsete ja laboratoorsete katsete tulemuste abil. Andmetest selgus, et täitekompleks on väga heterogeense koostise ning väga muutlike geotehniliste omadustega. Geotehnilisi omadusi halvendab ka kultuurikihis esinev rohke orgaanilise aine olemasolu.

Kaitseliidu Peastaabi hoone vajumite arengut jälgitakse vajumisvaatluste abil, mille tulemusena joonistus välja seaduspära, mille kohaselt toimuvad B-korpuse vajumid tsükliliselt. Vajumid toimuvad talve jooksul ning suvisel ja sügisel perioodil need vaibuvad. Vajumeid põhjustab hoone A- ja B-korpuse ühenduskoha all kulgev Wismari raveliin, kuhu niiskel ja veerohkel perioodil kandub sesoonse pinnasevee transpordil hoone B-korpuse vundamentide alt täitepinnast. Vajumisvaatluste jooksul seni registreeritud maksimaalsed vajumid jäävad 3–3,5 mm piiridesse, mis iseenesest ei põhjusta hoone äkk-vajumeid ning ei ole otseseks ohuks hoone struktuursele seisukorrale ega inimestele. Sellest hoolimata on vajalik jätkata hoone vajumisvaatlusi, et jälgida hoone käitumise dünaamikat ning vajadusel võtta kasutusele järgnevad abinõud.

Vajumite likvideerimiseks on võimalik Kaitseliidu Peastaabi B-korpuse madalvundamente tugevdada liivakivisse süvitatud vaiadega, millega kõrvaldatakse

täitepinnase kompleksi mõju hoone käitumisele. Oluliseks tuleb lugeda ka võimalust Wismari raveliini uueks inspekteerimiseks, et veenduda selle struktuurses terviklikkuses vähemalt Toompea tn 8 hoone aluses lõigus. Lisaks oleks soovitatav raveliinis olevad õhutusavad sulgeda, et takistada pinnasevee mõjul täitepinnase sissekanne raveliini käikudesse. Raveliini ülevaatus looks aluse edasistele planeeringutele, mille tulemusena oleks võimalik Wismari raveliin korrastada ning võimalusel külastajatele avada.

KASUTATUD ALLIKAD

- Das, B. M., Sobhan, K. (2014). Principles of Geotechnical Engineering. *Eighth Edition*.
- Eller, E. (1985). Fr. R. Kreutzwaldi nim. ENSV Riiklik Raamatukogu Tallinnas. *Riiklik Ehitusuuringute Instituut. EGF nr 21247*.
- Ehitusregister. (2018). Kättesaadav <https://www.ehr.ee/app/esileht?0>
- EVS-EN 1997-1:2003 Eesti standard: „Geotehniline projekteerimine, osa 1: Üldeeskirjad“. Eesti Standardikeskus.
- EVS-EN 1997-2:2007 Eurokoodeks 7: Geotehniline projekteerimine, osa 2: Pinnaseuuringud ja katsetamine. Eesti Standardikeskus.
- Helm, A. (1996). Taani Kuningriigi saatkonnahoone Tallinnas. *Rakendusgeodeesia ja Ehitusgeoloogia Inseneribüroo OÜ. EGF nr 27726*.
- Jaaniso, V. (2011). Pinnasemehhaanika. *Tallinna Tehnikaülikool*. Kättesaadav: <https://digi.lib.ttu.ee/i/?717>
- Kala, V. (2008). Deformatsioonide uurimise alused. *Ehitusgeodeesia, TTÜ Kirjastus, 6. peatükk*, lk 191–213.
- Kase, H. (2016). Tallinnas Toompea 8 asuva hoone B-korpuse seintesse tekkinud pragude ekspertiis. *OÜ Ehitusekspertiisibüroo. 015-232E*.
- Kirs, E. (2001). Lähimineviku Okupatsioonide Muuseum Tallinnas Toompea tn 8. *OÜ REI Geotehnika. EGF nr 28506*.
- Kukk, E. (1970). Tallinn Hirvepargi trepid (Mitsurini tn). Köide I – uurimistööd. *PI Kommunaalprojekt. EGF nr 5100*.
- Käär, R. (2018). Lõimis. Sõel- ja pipettanalüüs. *Eesti Keskkonnauuringute Keskuse geotehnika labori standardtööjuhend STJnrG05*.
- Käär, R. (2018). Orgaaniline aine. *Eesti Keskkonnauuringute Keskuse geotehnika labori standardtööjuhend STJnrG15*.

- Käär, R. (2018). Veesisaldus (niiskus) gravimeetrilisel meetodil. *Eesti Keskkonnauuringute Keskuse geotehnika labori standardtööjuhend STJnrG01*.
- Käär, R. (2018). Ühetelgne survetugevus (kalju- ja poolkaljupinnas). *Eesti Keskkonnauuringute Keskuse geotehnika labori standardtööjuhend STJnrG23*.
- Laht, U. (2003). Uurimistö aruanne raveliinide tunnelite mõõdistamine. *Rakendusgeodeesia ja Ehitusgeoloogia Inseneribüroo OÜ. TX-0406*.
- Lemberg, U. (2003). Glaukoniitsavide omaduste määramine ehitatava kunstimuuseumi süvendis. *Eesti Keskkonnauuringute Keskus. EGF nr 28884*.
- Lunne, T., Robertson, P. K., John, J.J., Powell, M. (1997) Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. *Spon Press, Taylor & Fancis Group*.
- Maa-ameti geoportaali ehitusgeoloogia kaardirakendus. (2018). Kättesaadav: http://xgis.maaamet.ee/xGIS/XGis?app_id=MA18&user_id=at&bbox=287573.684210526,6375000,817426.315789474,6635000&LANG=1
- Maa-ameti geoportaali geoloogia kaardirakendus. (2018). Kättesaadav: http://xgis.maaamet.ee/xGIS/XGis?app_id=SMA01&user_id=at&bbox=354541,6365617,754541,6665617&LANG=1
- Maa-ameti geoportaali maa-info kaardirakendus. (2018). Kättesaadav: https://xgis.maaamet.ee/maps/XGis?app_id=UU82A&user_id=at&LANG=1&WIDTH=1066&HEIGHT=620&zlevel=0,552500,6505000
- Melander, K. (1989). Puristin-heijarikairaus kairausmenetelmänä. *Tiedote Helsingin kaupunki, Geotekninen osasto*, lk 48.
- Mets, M., Miljan, J., Raudsepp, R. (2011). On the properties of Cambrian clay and sandstones. *Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Mäevali, S., Linna, T. (1999). Arhitektuuriajaloolised eritingimused ja arhitektuuriajalooliselt väärtuslike detailide inventariseerimine hoonete remont-rekonstrueerimiseks. Toompea tn. 8, Tallinn. *OÜ T-Linnaporojekt. Töö nr 9963. Linnaarhiiv 1.921*.
- Nurk, R. (2011). Tallinna Tõnismäe-poolne bastionaalvööndi lõik Euroopa kindlustusarhitektuuri taustal. *Tallinna Ülikool. Ajaloo Instituut*.

- Nurk, R. (2013). Arheoloogilised eeluuringud Tallinnas Kaarli pst 4A. *OÜ Agu EMS. Tallinn.*
- Pariseau, W. G. (2007). Design Analysis in Rock Mechanics. *Taylor & Francis/Balkema.*
- Peterson, H. (1975). Tallinna linna Hirvepargi drenaaž I köide uurimistööd. *PI Kommunaalprojekt. EGF nr 9768.*
- Piits, T., Kübar, R. (2008). Vabaduse väljaku, Harjuoru ja Kaarli puiestee rekonstrueerimine. *Rakendusgeodeesia ja Ehitugeoloogia Inseneribüroo OÜ. GE-0971.*
- Pokrovski, M. (2017). Toompea 8 geotehniline kontroll. *Rakendusgeodeesia ja Ehitugeoloogia Inseneribüroo OÜ. GK-0786.*
- Raudsepp, R. (2017). Toompea 8 ehitugeoloogilised uurimistööd. *Rakendusgeodeesia ja Ehitugeoloogia Inseneribüroo OÜ. GE-2153.*
- Riigi Ilmateenistus (2018). Kättesaadav: <https://www.ilmateenistus.ee/ilm/ilmavaatlused/sademed/sademetekuu-summad/>
- Saks, M. (1979). Ehitugeoloogilised uurimistööd Eesti NSV Prokuratuuri juurdeehituse projekteerimiseks. *RPI Eesti Projekt. EGF nr 13193.*
- Zobel, R. (2005) Linnaehitusest ja -kindlustustest Eestis uusajal. *Eesti kunsti ajalugu II. 1520 – 1770. Kirjastus Kultuurileht. 2005, lk 42.*
- Tõevere, J., Mets, M. (1984). Toompea tugimüür. Tallinn, Nõukogude tn. *Riiklik Ehitusuuringute Instituut. EGF nr 20693.*
- Uuetalu, H. (2003). Wismari raveliini tehnilise olukorra hindamine. *OÜ H. Uuetalu. Töö nr 03-23.*
- Vallner, L. (1959). Pinnasevee vaatlused Tallinna linnas aastatel 1955-1958. *Estonprojekt. EGF nr 19452.*