



Saku Palmgren

Hallin perustaminen stabiloidun maan varaan

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Rakennusmestari (AMK)

Rakennusalan työnjohto

Opinnäytetyö

8.11.2023

Tiivistelmä

Tekijä: Saku Palmgren
Otsikko: Hallin perustaminen stabiloidun maan varaan
Sivumäärä: 47 sivua + 0 liitettä
Aika: 8.11.2023

Tutkinto: Rakennusmestari (AMK)
Tutkinto-ohjelma: Rakennusalan työnjohto
Suuntautumisvaihtoehto: Infrarakentaminen
Ohjaaja: Lehtori Mika Räsänen

Idea opinnäytetyöhön tuli YIT Suomi Oy pohja- ja teollisuusrakentamisen yksiköltä ja tutkimuksen tarkoituksena oli selvittää, minkälaisessa maaperässä olisi mahdollista perustaa hallirakennus syvästabiloidun maan varaisesti, sekä vertailtiin syvästabilointia muihin pohjanvahvistusmenetelmiin nähden. Työssä käsiteltiin mahdollisuuksia perustaa laakea hallirakennus pehmeälle maaperälle, johon ei normaalisti voida maanvaraisesti rakentaa. Opinnäytetyössä käsiteltiin pohjanvahvistustekniikoita, erityoten pilaristabilointia.

Lähteenä käytettiin aiheeseen liittyvää kirjallisuutta ja internetistä löytyvää materiaalia. Työn loppupäässä on esimerkkikohde, joka auttaa hahmottamaan menetelmän mahdollisuuksia tulevaisuudessa.

Aihe oli tekijälle ennen työn aloittamista kovin tuntematon, joten liikkeelle lähdettiin syvästabiloinnin perusteista ja hienorakeisista maalajeista, syventyen loppuun kohden vaatimukseen, suunnitteluun sekä geotekniikkaan. Opinnäytetyö on tietopaketti syvästabiloinnista kiinnostuneille ja siinä on kerrottu oleellista tietoa rakennuksen perustamisesta stabiloidun maan varaan. Vertailua tehtiin myös muiden pohjarakennusmenetelmien suhteen.

Työn lopputuloksen perusteella voidaan pitää menetelmää mahdollisena ja kannattavana tiettyjen maaperän geoteknisten ominaisuuksien omaavissa kohteissa.

Avainsanat: stabilointi, perustaminen, sideaine, geotekniikka

Tämän opinnäytetyön alkuperä on tarkastettu Turnitin Originality Check -ohjelmalla.

Abstract

Author: Saku Palmgren
Title: Establishing hall on stabilized ground
Number of Pages: 47 pages + 0 appendices
Date: 8 November 2023

Degree: Bachelor of Construction Management
Degree Programme: Construction Site Management
Specialisation option: Infrastructure construction
Instructor(s): Mika Räsänen, Senior lecturer

The idea for the final year project arose from foundation and industrial construction unit of YIT Suomi Oy. The purpose of the study was to chart in what kind of soil it would be possible to establish a hall building using deep stabilized soil, as well as comparing deep stabilization with other foundation strengthening methods. The study dealt with the possibilities of establishing a flat hall building on soft ground, which cannot normally be built on the ground. Also base strengthening techniques, especially column stabilization were investigated.

Literature related to the topic and material found on the internet have been used as sources. At the end of the work, there is an example site that helps to outline the possibilities of the method in the future.

The topic was unknown to the author before starting the work, so the project was launched with the basics of deep stabilization and fine-grained soil types thereafter, the site's requirements, planning and geotechnics were examined. The final year project is an information package for those interested in deep stabilization and it contains essential information about building foundations on stabilized soil. Comparison was also carried out with other foundation construction methods.

Based on the final result of the work, the method can be considered possible and profitable in sites with certain geotechnical properties of the soil.

Keywords: stabilization, foundation, binder, geotechnics

Sisällys

1	Johdanto	1
2	Yleistä maalajiluokituksista ja maapohjan vahvistamisesta	2
2.1	Geotekninen maalajiluokitus	3
2.1.1	Maalajiryhmät	3
2.1.2	Kivennäismaalajien lajitteet	4
2.1.3	Päämaalajit	4
3	Yleistä syvästabiloinnista ja hienorakeisista maalajeista	5
3.1	Hienorakeisten maalajien historia	7
3.2	Maalajien rakenneominaisuudet	8
3.2.1	Savet	8
3.2.2	Karkearakeiset maalajit	8
3.3	Koheesiomaan konsistenssi ja plastisuus	8
3.4	Pilaristabiloinnin historia	10
3.5	Pilaristabiloinnin työmenetelmä	11
3.6	Työnaikainen laadunvalvonta ja vaatimukset	12
3.7	Pilaristabiloinnin yleisimpiä käyttökohteita	13
4	Massastabilointi	13
4.1	Massastabiloinnin yleisimpiä käyttökohteita	14
5	Stabiloinnin suunnittelu	16
5.1	Geotekninen luokka ja seuraamusluokka	16
5.2	Koestabilointi	17
5.3	Laadunvarmistus	18
5.4	Sideaineet	18
5.4.1	Sideaineiden laadunvarmistus	19
5.5	Alustavat työvaiheet	20
5.6	Stabiloinnin ympäristövaikutuksia	21
5.7	Stabiloinnin kuormitus	21
5.8	Pilaristabilointityön suunnittelu	22
5.9	Pilarityypit	24
5.9.1	Myötävä pilari	24
5.9.2	Kimmoisa pilari	25

5.10	Stabiloinnin hankintamenettelyt	26
5.11	Suunnitelmat	26
5.11.1	Painumalaskelmat	27
5.11.2	Pohjarakennussuunnittelu	28
5.11.3	Geoteknisen suunnittelun vaatimukset	28
5.12	Määrämittaiset pilarit ja niiden käytön vaatimukset	29
5.13	Syvästabiloinnin geotekniset tutkimukset	30
6	Maapohjan kantavuus ja vakavuus	31
6.1	Pohjarakenteiden geotekninen mitoitus	31
6.1.1	Geotekninen kantavuus	34
6.1.2	Maapohjan kantavuus	35
6.1.3	Kantavuuslaskelman menetelmät	35
7	Kustannuksia ja vertailua	35
8	Esimerkkikohde	37
8.1	Taustoja	37
8.1.1	Pohjatutkimukset	37
8.1.2	Perustaminen	38
9	Yhteenveto ja johtopäätökset	43
	Lähteet	48

1 Johdanto

Kaupunki-alueilla ja niiden ympäristössä suurin osa pohjasuhteiltaan hyvistä rakennusalueista on jo otettu käyttöön ja uudisrakentaminen on jouduttu suuntaamaan huonopohjaisille pehmeikköalueille. Tämän vuoksi geotekniset ongelmat ovat kasvaneet ja pohjarakennuskustannukset ovat nousseet merkittävän paljon. Syvästabilointi on tästä syystä yleistynyt pohjanvahvistusmenetelmänä. Stabi-loinnin tarkoituksena on parantaa pehmeiden maiden kantavuutta, jotta sen päälle voitaisiin rakentaa mikä luonnonomaisessa tilassa olisi ollut mahdotonta. Kun maaperään sekoitetaan sideaineita erilaisten stabilointikoneiden avulla, maan kantavuus paranee. Stabiloinnilla saadaan heikosti kantavat maa-ainekset hyötykäyttöön.

Yleisesti pehmeiköillä ei stabiloida rakennusten perustuksia, vaan stabilointi rajoittuu lähinnä piha-alueiden maaperän vahvistamiseen sekä infra-rakentamiseen, kuten teiden ja väylien pohjanvahvistuksiin sekä keveiden kantavien rakenteiden kuten pumppaamoiden perustuksiin. Stabiloinnilla voitaisiin mahdollisesti pienentää perustamiskustannuksia verrattuna esimerkiksi paaluperustamiseen. Varsinkin kohteissa, joissa piha-alueet vahvistetaan stabiloimalla, olisi mahdollisuuksien mukaan järkevämpää myös perustaa rakennus tämän pohjanvahvistusmenetelmän avulla. Kuitenkin täytyy muistaa, että stabilointi ei anna samanlaista kantavuutta kuin esimerkiksi paalutus. Joissain kohteissa tämänkaltainen toteutus kuitenkin voi olla mahdollista ja kannattavaa. Kuten esimerkiksi laakean hallin tai teollisuusrakennuksen perustamisessa.

Tässä opinnäytetyössä käsitellään aiheena hallin perustamista stabiloimalla vahvistetun maan varaan. Idea työhön tuli YIT Suomi Oy pohja- ja teollisuusrakentamisen yksiköltä ja tutkimuksen tarkoituksena on selvittää minkälaisessa maape-rässä tämänkaltainen toteutus olisi mahdollista sekä vertaillaan sitä muihin perustamistapoihin nähden. Työssä käsitellään mahdollisuuksia perustaa rakennus

pehmeälle maaperälle, johon ei normaalisti voitaisi maanvaraisesti rakentaa. Työssä käsitellään pohjanvahvistustekniikoita, eritoten pilaristabilointia sekä myös massastabilointia ja tarkastelun kohteena on kaksi YIT Suomen pilaristabiloimalla tehtyä kohdetta. Tutkimuksen kohteena ovat siis laajat hallit tai teollisuusrakennukset, joiden maahan kohdistuva pistekuorma ei ole kovin suuri eikä mahdollisista pienistä painumista ole suurta haittaa. Työssä käsitellään syvästabilointia, jonka tarkoituksena on parantaa maan leikkaus- ja puristuskestävyyttä. Syvästabiloinnin yleisimpänä tarkoituksena voidaan pitää maa-aineksen lujuusominaisuuksien parantamista kustannustehokkaasti. Yleisesti syvästabiloinnin varaan ei suunnitella rakennuksia vaan suunnittelussa oletetaan, että syvästabilointi on maan lujittamismenetelmä eikä kantava rakenne.

2 Yleistä maalajiluokituksista ja maapohjan vahvistamisesta

Geotekniikassa pohjanvahvistuksella tarkoitetaan maakerrosten geoteknisten ominaisuuksien parantamistoimenpiteitä. Pohjanvahvistuksella pyritään ensisijaisesti lisäämään maan kantokykyä sekä pienentämään painumia. Maan heikko kantavuus tai painumisalttius tavanomaisilla kuormituksilla johtuu maan huokosista. Maapohjan vahvistamisen tarvetta on erityisesti silloin, kun maan huokostilavuuden suhteellinen osuus on suuri. Täten maapohjan vahvistamisessa kantokyvyn lisäämiseksi ja painumien pienentämiseksi pyritään maan huokostilan osuutta pienentämään tai maan rakennetta lujitetaan sopivalla huokostilan täytöaineella.

Pohjanvahvistusmenetelminä voidaan pitää:

- tiivistystä
- esikonsolidointia

- injektointia
- stabilointia
- maan lujitteita.

Tässä työssä kuitenkin keskitytään enimmäkseen käsittelemään stabiloinnin aiheita.

(Rantamäki & Tammirinne 2000 s. 190–191.)

2.1 Geotekninen maalajiluokitus

2.1.1 Maalajiryhmät

Suomessa on käytetty 1970-luvulta lähtien geoteknistä maalajiluokitusta. Luokituksen perusteina voidaan pitää maalajien geologista syntytapaa. Tässä maalajijaossa on juuri kyseisen maalajin tunnusomaiset geotekniset ominaisuudet. Taulukossa 1 näkyy näiden maalajien luokitusperusteet jaettuna neljään ryhmään. (Rantamäki, Jääskeläinen, Tammirinne 2008 s. 56.)

Taulukko 1. Maalajien luokitusperusteet (Ronkainen, 2012 s.9)

Maalajiryhmä	Lyhennys	Ominaisuudet
Eloperäiset maalajit	E	Maalaji koostuu pääasiallisesti eloperäisestä aineksesta tai sisältää eloperäistä ainesta > 20 paino-%
Hienorakeiset maalajit	H	Lajittuneet hienorakeiset maalajit Hienoainespitoisuus ($\leq 0,06$ mm) ≥ 50 % Humuspitoisuus ≤ 20 paino-%
Karkearakeiset maalajit	K	Lajittuneet karkearakeiset maalajit Hienoainespitoisuus < 50 %
Moreenimaalajit	M	Lajittumattomat, useita eri lajitteita sisältävät maalajit

2.1.2 Kivennäismaalajien lajitteet

Kivennäismaalajien luokittelussa on käsitteenä maalajitteet, jolla tarkoitetaan tiettyä raekokoa olevaa, kivennäismaasta erotettavaa osaa. Maalajitteet erotetaan toisistaan raekoon perusteella. Lajitevalikoiman kahdesta hienoimmasta lajitteesta eli savesta ja siltistä (alle 0,06 mm) seulan läpäisevästä aineksesta käytetään nimitystä hienoaines. Geoteknisessä maalajiluokituksessa käytettävät maalajitteet luokitusperusteineen esitetään taulukossa 2. (Rantamäki, Jääskeläinen, Tamminne 2008 s. 57.)

Taulukko 2. Maalajitteiden luokitusperusteet (Ronkainen 2012 s. 9)

Maalaji	Lyhennys	Rakeiden läpimitta (mm)
Savi	Sa	≤ 0,002
Siltti	Si	> 0,002...0,06
Hiekka	Hk	> 0,06...2,0
Sora	Sr	> 2,0...60,0
Kivet	Ki	> 60...600
Lohkareet	Lo	> 600

2.1.3 Päämaalajit

Geoteknisen maalajiluokituksen päämaalajien nimeämisessä määrittämissä määrityksperusteina on ollut maalajissa olevan eloperäisen aineksen suhteellinen osuus sekä kivennäisaineksen lajitepitoisuudet. Päämaalajit eri maalajiryhmissä on esitetty taulukossa 3. (Rantamäki, Jääskeläinen, Tamminne 2008 s. 59.)

Taulukko 3. Maalajiryhmät (Ronkainen 2012 s.10)

Maalajiryhmä	Maalaji	Lyhennys	Lajitepitoisuus, paino-%			Raekoko d_{50} , mm
			Savi	Hienoaines	Sora	
Eloperäiset maalajit	Turve	Tv				
	Lieju	Lj				
Hienorakeiset maalajit	Savi	Sa	≥ 30			
	Siltti	Si	< 30	≥ 50	< 5	$\leq 0,06$
Karkearakeiset maalajit	Hiekka	Hk		< 50	≤ 50	$> 0,06...2$
	Sora	Sr		< 5	> 50	$> 2...60$
Moreenimaalajit	Silttimoreeni	SiMr		≥ 50	≥ 5	$\leq 0,06$
	Hiekkamoreeni	HkMr		$5...50$	$5...50$	$> 0,06...2$
	Soramoreeni	SrMr		≥ 5	> 50	> 2

3 Yleistä syvästabiloinnista ja hienorakeisista maalajeista

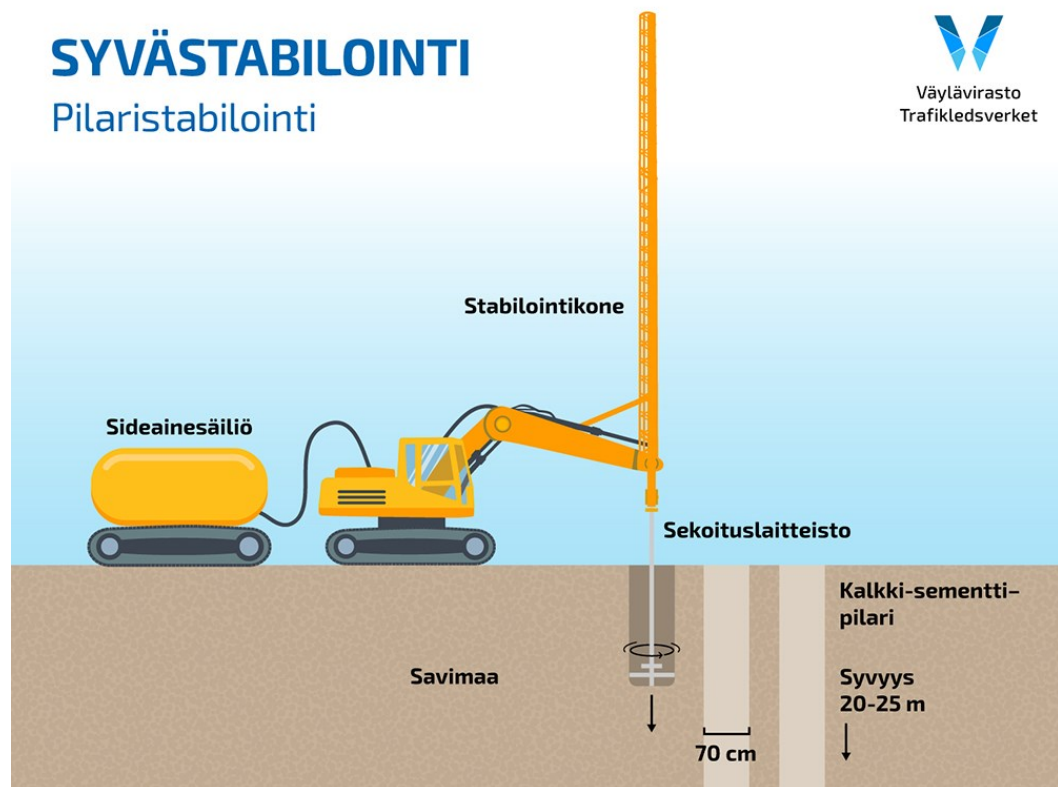
Syvästabilointi on pohjanvahvistus menetelmä, jossa maapohjaan sekoitetaan kalkki- ja sementtipohjaisia sideaineita, joiden avulla pehmeä maapohja lujittuu ja kantavuus lisääntyy. Sideaineinen avulla stabiloitu maa muodostaa yhdessä kosteuden kanssa pystysuuntaisen, ympäröivää maata lujemman ja esimerkiksi pilaristabiloinnissa pilarin muotoisen vyöhykkeen. (Rantamäki & Tamminne 2000 s. 204.)

Syvästabiloinnin tavoite on parantaa maa-aineksen ominaisuuksia eli lisätä leikkauslujuutta tai vähentää kokoonpuristuvuutta. Maahan sekoitetaan kemiallisia seosaineita, jotka reagoivat maa-aineksen kanssa. Savikerroksen lujittuminen perustuu savimineraalien pinnassa tapahtuvaan ionin vaihtoon, maapartikkelien sitomiseen kemiallisten reaktiotuotteiden kanssa tai tyhjätilan täyttämiseen. Syvästabilointi luokitellaan stabilointi menetelmän perusteella, joita ovat kuivastabilointi, märkästabilointi, pilaristabilointi sekä massastabilointi.

Pilaristabilointi on yleisin syvästabilointimenetelmä ja sitä käytetään yleensä savi- ja silttipitoisten eli hienorakeisten maalajien vahvistamiseen. Massastabilointia puolestaan enimmäkseen liejun ja turpeen lujittamiseen.

(Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s.19.)

Suomessa käytetään pilaristabiloinnissa menetelmää, jossa kuiva sideaine syötetään paineilmalla (ns. kuivamenetelmä). Muualla maailmassa, kuten japanissa käytetään enemmän ns. märkämenetelmää tässä menetelmässä maahan syötetään sideainetta, joka on nestemäistä. (Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s.19.)



Kuva 1. Pilaristabiloinnin kuivamenetelmän toimintaperiaate (Väylävirasto)

Suomessa syvästabiloinnin käyttö on kannattavaa lähinnä etelä- ja länsirannikolla, koska alueilla sijaitsee menetelmän käytön kannalta sopivat pehmeät, paksut ja kosteat savikerrokset, jotka soveltuvat erinomaisesti stabiloitavaksi.

Yleensä esimerkiksi pilaristabiloinnilla saavutetaan pilarin kohdalta 5–15-kertainen lujuus stabiloimattomaan pehmeään pohjamaahan nähden.

(Tiehallinto 2001 Syvästabiloinnin suunnitteluohje s.11.)

3.1 Hienorakeisten maalajien historia

Hienorakeiset maalajit ovat muodostuneet jääkauden aikaansaamasta moreeniaineksesta, mutta vain sen hienorakeisemmista osista. Virtaavat vedet ja aallokko ovat huuhtoneet tämän hienoaineksen mukaansa. Tämän vuoksi aines kulkeutui veden mukana kauaksi merelle ja veden virtauksen kokonaan loputtua aines laskeutui pohjaan hienorakeisiksi maalajikerrostumiksi.

Savikoiden pintaosassa on yleensä 0,5–2 metrin paksuinen kuivakuorikerros, joka yleensä on sisämaassa paksumpi kuin rannikkoalueilla. Kuivakuorikerroksen paksuuteen ja olemassaoloon vaikuttivat mm. maanpinnan vesiuomat, ojitus ja kasvipeite sekä ilmastolliset tekijät. Veden vaivaamalla rannikko- ja tulva-alueilla kuivakuorikerros puuttuu usein kokonaan. Välittömästi kuivakuorikerroksen alla on usein hienorakeisen maalajikerrostuman vesipitoisin ja lujuudeltaan heikoin kohta. Maamme savikot ovat usein muodostuneet monivaiheisesti, etenkin alueilla, joissa rantavoimat ovat päässeet aiheuttamaan uudelleenkerrostumia.

Savikoissa voi tällöin olla hyvinkin ominaisuuksiltaan vaihtelevia kerroksia. Moni muukin ajanjakso ja seikka Itämeren alueella on vaikuttanut savikerrosten synty-miseen.

(Rantamäki, Jääskeläinen, Tammirinne 2008 s. 42.)

Tästä syystä meillä on Etelä- ja Länsi-Suomessa heikosti kantavia kuivastabilointiin hyvin soveltuvia savimaita, jotka ovat paksuja, pehmeitä sekä kosteita.

3.2 Maalajien rakenneominaisuudet

3.2.1 Savet

Savimaiden käyttäytymisen määrää tartuntavoimat ja niiden aiheuttama koheesio. Saven rakenne on pitkälti kiinni siitä, millaiseen veteen se on laskeutunut. Makeaan veteen laskeutuneet savet ovat muodostaneet pienempiä hiutaleita laskeutuessaan, nimeltään aggregaatteja. Aggregaattien väliin on jäänyt paljon pieniä huokosia. Suolaisen veden aggregaatit ovat kasvaneet kookkaammiksi sekä tiiviimmiksi ja niissä on isommat huokokset.

Suolaisen veden savilla on taipumusta niiden häiriintyessä mennä aivan juoksevaan tilaan ennen kuin sidoksia alkaa syntymään taas uudelleen. Tämä saven häiriintymisherkkyys joudutaankin ottamaan huomioon monessa pohjarakentamiseen liittyvässä seikassa.

3.2.2 Karkearakeiset maalajit

Karkearakeisilla maalajeilla on rakennetyyppinä irtoraerakenne. Karkearakeisen maalajin määräävä tekijä aineen käyttäytymisen suhteen on kitkavoimat, tartuntavoimat eivät päde karkearakeisten maalajien kanssa. (Jääskeläinen 2011 s. 47.)

3.3 Koheesiomaan konsistenssi ja plastisuus

Konsistenssilla, puhuttaessa hienorakeisista maalajeista tarkoitetaan niiden jäykkyyttä ja muovailtavuutta häirittyinä. Tavallaan konsistenssi vastaa karkearakeis-

ten maalajien yhteydessä usein mainittavasta suhteellisesta tiiviydestä. Työmenetelmien suhteen konsistenssilla onkin suuri merkitys työmailla. (Jääskeläinen 2011 s. 64.)

Taulukossa 4 on kuvattuna luonnontilaisen saven konsistenssi sekä leikkauslujuus:

Taulukko 4. Saven konsistenssi ja leikkauslujuus (Rantamäki, Jääskeläinen, Tamminne 2008 s. 99.)

Konsistenssi	Leikkauslujuus (kN/m ²)
Hyvin pehmeä	<10
Pehmeä	10...25
Sitkeä	25...50
Kova	50...100
Hyvin kova	>100

Kun hienorakeisen maalajin vesipitoisuus vaihtelee se saa erilaisia muotoja. Esimerkiksi kun maalajin vesipitoisuus on pieni eli se on kuivaa, aines on haurasta ja murenee kovin helposti. Vesipitoisuuden lisääntyessä aines muuttuu hyvin muovailtavaksi eli toisin sanoen plastiseksi ja se jää muovailtuun muotoon. Siinä vaiheessa, kun vesipitoisuus edelleen lisääntyy alkaa aines oman painonsa takia valumaan eli siitä tulee juoksevaa. Näitä kolmea olomuotoa kutsutaankin (kiinteä, plastinen, juokseva) konsistenssirajoiksi. Maalajin konsistenssia ja plastisuutta voidaan tutkia esimerkiksi kierityskokeella ja Casagranden koputuskojeella.

Taulukossa 5 on kuvattuna maalajien plastisuus:

Taulukko 5. Maalajien plastisuus (Jääskeläinen 2011 s. 64–65 / Rantamäki, Jääskeläinen, Tamminne 2008 s. 97–98.)

Nimitys	Plastisuusluku I_p
Vähän plastinen	≤ 10
Kohtalaisesti plastinen	10...25
Erittäin plastinen	> 25

3.4 Pilaristabiloinnin historia

Pilaristabiloinnin kehitys on alkanut Ruotsissa ja Japanissa 1960-luvulla. Suomen pilaristabilointi menetelmä perustuu kuitenkin Ruotsissa 1970-luvulla kehitettyyn kalkkipilarimenetelmään, jossa stabiloitavaan maaperään puhalletaan sideaine paineilman avulla. Mutta vasta 1980-luvulla pilaristabilointia alettiin käyttämään laajemmin pohjanvahvistusmenetelmänä. (Lahtinen & Parkkinen 1992 s. 9.)

Nykyään käytetään sideaineita, jotka sisältävät monia erilaisia ainesosia, kuitenkin useimmiten kalkkia ja sementtiä.

Aikoinaan YIT oli ensimmäinen pilaristabilointiurakoitsija ja vielä tänäkin päivänä toimii samalla alalla.

(RIL K128-1990 Korhonen s.61.)

Historiassa Suomessa on sovellettu syvästabilointia varsin rohkeasti eri koh-teissa. Esimerkiksi Helsingissä on perustettu syvästabiloidun savimaan varaan päiväkotia. Myös metron toiminnallisesti vaativia alikulkukäytäviä on perustettu syvästabiloinnilla vahvistetun maapohjan varaan. Vuonna 1981 toteutettiin pysyvä luiskavahvistus rakenne syvästabiloimalla.

Helsingissä kokeiltiin myös kaivantojen tukemiseen kalkkipilareita ja kokeilun lopputuloksena oli, ettei varsinkaan pystysuorat kalkkipilarit toimi luotettavina tukirakenteina. Historiassa eniten syvästabiloimisen kanssa epäonnistumisia on käynyt juuri kaivantojen tukemisen yhteydessä.

(RIL K128-1990 Korhonen s.17.)

3.5 Pilaristabiloinnin työmenetelmä

Kairauksen aloittaminen tapahtuu asettamalla kairan kärki maanpinnan tasoon. Kärjessä oleva siiveke painetaan tasaisesti pyörittäen maahan. Kairausta jatketaan, kunnes tavoitesyvyys on saavutettu. Kun tavoitesyvyys on saavutettu, muutetaan kairan pyörimissuunta päinvastaiseksi. Samalla aloitetaan sideaineen syöttäminen siivekkeen reiästä sekoittuneeseen maaperään. Pyörimisnopeutta nostetaan ja sen jälkeen kärkeä aletaan nostamaan ylöspäin.

Sideaine sekoituessaan maaperään muodostaa yhdessä maan kosteuden kanssa lujittuvia sylinterin muotoisia pilareita. Toimenpiteen aikana varmistetaan, ettei sideainetta pääse leviämään ilmaan. Siiveke sekoittaa sideaineen maaperään siten, että muodostuu haluttu suunnitelmien mukainen esim. 600 mm pilari. Pilarin teko tulee lopettaa vähintään 250 mm ennen maanpintaa, jottei sideaineista aiheutuvaa pölyhaittaa pääsisi syntymään.

(Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s.19–22.)

Yleisimmät stabilointipilarien läpimitat ovat 500–800 mm välillä (nykyään yleensä 600–800 mm). Nykyisin käytettävällä kalustolla voidaan tehdä maksimissaan pilareita, jotka ovat 25 metriä pitkiä mutta yli 20 metriä pitkien pilarien suunnittelemisesta on sovittava hankekohtaisesti. (Finnsementti pilaristabilointi.)



Kuva 2. Pilaristabilointia (YIT pilaristabilointi)

3.6 Työnaikainen laadunvalvonta ja vaatimukset

Työn aikana tulee seurata erityisen tarkasti pilarien sijainteja, kaltevuutta, pilarien ylä- ja alapääntasoja, kalkin syöttöä sekä laatua. Kaltevien pilareiden kaltevuus tarkistetaan jo työn aikana. Yksittäisen pilarin suurin sallittu kaltevuus on 20 mm/m, pilarilamelleissa se on 10 mm/m. Sideaineiden määrät tarkistetaan stabilointikoneessa olevasta tarkistusnauhasta koepilarointien ja eri osuuksilta lasketujen menekkien avulla. Pilarin sijainti tarkasti mitataan ja mittaustulosta verrataan teoreettiseen sijaintiin eli suunnitelmiin. Vaatimustasot pilarien sijaintipoikkeamien suhteen ovat maksimissaan 0,1 m pilarikenttien nurkkapilareille, 0,2 m vaakasijainnin poikkeama, mikäli pilari sijoittuu putkijohtojen alle, on sallittu enimmäispoikkeama 0,1 m. Pilarilamelleissa suurin sallittu vaakasuuntainen sijaintipoikkeama pilarin yläpäästä katsottuna on 0,1 m, pilarilamellissa kahden toisiaan leikkaavan pilarin välinen etäisyys ei saa poiketa enempää kuin 0,05 m.

Syvästabiloinnin laadunvarmistus tapahtuu mittaamalla asiakirjojen mukaisesti koneen työtappaa sekä sideaineen syötön määrää pilarikohtaisesti. Sideaineesta tulee ottaa asiakirjojen mukaiset näytteet. Stabiloinnista laaditaan myös stabilointipöytäkirja. Sijaintien ja kaltevuuksien sallitut enimmäispoikkeamat esitetään työselostuksessa.

(InfraRYL 14131.4.)

3.7 Pilaristabiloinnin yleisimpiä käyttökohteita

- stabiliteetin parannus ja painumien ehkäisy
- maan kantavuuden parantaminen ja painumien tasaus
- teiden pohjanvahvistus, putkijohtojen ym. perustaminen
- kaivannon pohjan vahvistaminen
- penkereiden sekä vallien perustaminen.

(YIT pilaristabilointi.)

4 Massastabilointi

Massastabilointimenetelmän tarkoitus on vahvistaa maaperää sekoittamalla pehmeään maamassaan yleensä kalkkia ja sementtiä sisältävää sideaineseosta. Sideaine sekoitetaan maahan kaivinkoneen puomin päässä olevan sekoituskoneen kärjen avulla pysty- ja vaakasuunnassa muodostaen niin kutsuttuja lamelleja. Kun sideaine lujittuu maan kosteuden kanssa, syntyy yhtenäinen lujittunut ja maan kanssa homogenisoitunut laattamainen vyöhyke, jonka varaan voi perustaa kuten kantavamman maaperän omaavilla alueilla. (YIT massastabilointi.)

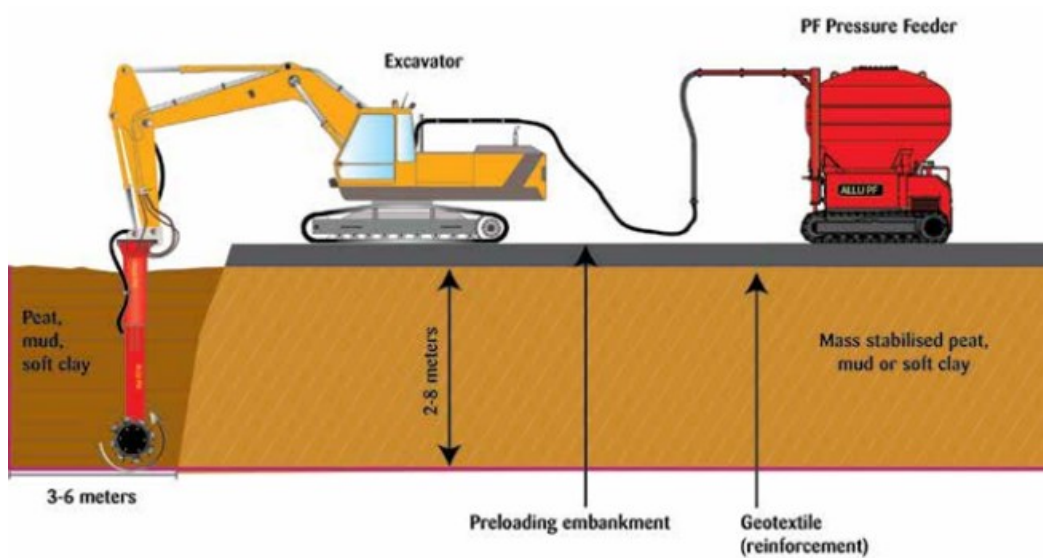
Massastabiloinnissa käsitellään koko maa-aines haluttuun syvyyteen asti ja tavoitteena on saada koko stabiloitu maakerros lujittumaan mahdollisimman yhtenäisesti. Nykyisellä massastabilointikalustolla hyvissä olosuhteissa pystytään stabiloimaan enintään 8 metrin syvyydeltä. Massastabiloinnissa työ tehdään ruu-duittain, joiden koko on tyypillisesti n. 3–5 m x 3–5 m. (Syvästabiloinnin suunnit-telu, liikennevirasto 2018 s.24.)

Joissakin tapauksissa massastabiloinnilla on mahdollista korvata massanvaihto, joka voi alentaa pohjarakennuskustannuksia sekä säästää aikaa. Massastabi-lointi on pohjanvahvistusmenetelmänä hyvin kilpailukykyinen. (YIT massastabi-lointi.)

Massastabilointia on mahdollista myös yhdistää pilaristabiloinnin kanssa esimer-kiksi tilanteessa, jossa maaperän ylin kerros on turvetta ja alempi savea. Tällöin ylempi turve kerros voidaan massastabiloida kauttaaltaan ja stabiloida vielä pila-rit, jotka tukevat rakenteita syvemmältä tasolta.

4.1 Massastabiloinnin yleisimpiä käyttökohteita

- turpeen ja liejun stabilointi
- kaivu- ja ruoppausmassojen laadun parantaminen
- pilaantuneiden maiden stabilointi
- katujen, teiden ja ratojen penkereet
- piha alueet
- isojen projektialueiden esirakentaminen. (YIT massastabilointi.)



Kuva 3. (Allu stabilisation system) Massastabiloinnin periaate.



Kuva 4. YIT massastabilointikone tositoimissa. Stabiloidaan lamelli kerrallaan, kaivinkone ja sideainevaunu liikkuvat eteenpäin sitä mukaa, kun lamellit saadaan

valmiiksi. Samalla levitetään yleensä suodatinkangas, jonka päälle työalustatäyttö murskeesta. Työalusta toimii myös samalla massastabiloinnin tiivistyspenkereenä.

5 Stabiloinnin suunnittelu

5.1 Geotekninen luokka ja seuraamusluokka

SFS EN 1997-1 mukaisesti geoteknisten suunnitteluvaatimusten määrittämiseen käytetään kolmea geoteknistä luokkaa (GL1-GL3)

Lyhyesti eri geotekniset luokat:

Geotekninen luokka 1:

- yksinkertainen rakenne
- vakavuuden suhteen riskitön
- siirtymien tai painumien suhteen riskitön

Geotekninen luokka 2 tyypillisiä esimerkkejä:

- maanvaraiset anturaperustukset
- leikkaukset
- siltojen tuet ja ankkurit
- paaluperustukset

Geotekninen luokka 3 tyypillisiä esimerkkejä:

- erittäin suuret ja epätavalliset rakenteet
- rakenteet, joihin liittyy normaalista poikkeavia riskejä.

Useimmissa tapauksissa syvästabilointi kuuluu GL2, mutta mahdollisesti joissakin haastavissa tapauksissa luokkaan 3.

Esimerkkitapauksia, jossa syvästabilointi kuuluu geotekniseen luokkaan GL3:

- alhainen pohjamaan leikkauslujuus < 8 kPa
- alueellisen stabiliteetin varmistaminen
- stabilointi olemassa olevien kriittisten rakenteiden vieressä (esim. kaasuputket, radat tms.)

(Geotekninen suunnittelu NCCI7 2023)

5.2 Koestabilointi

Koestabilointi on suositeltavaa aina kun toteutettavassa kohteessa on epävarmuutta, suuremmissa kohteissa koestabilointi voidaan toteuttaa rakennushankkeen alkuvaiheessa. Koestabilointi tehdään normaalisti aina silloin kun stabiloinnin tarkoituksena on parantaa maan stabiliteettia. Lujittumisen tutkimiseksi koestabilointia tehdään pääsääntöisesti vain silloin kun stabilointi toteutetaan tavanomaisesta poikkeavalla tavalla, kuten sideaine määriä tai laatua muuttamalla. Koestabilointi olisi hyvä toteuttaa myös tilanteissa, joissa epäillä maaperässä olevan kovia kerroksia, jonka läpäisy saattaa olla vaikeaa. (Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s. 30–31.)

5.3 Laadunvarmistus

Pilaristabiloinnista tehdään aina stabilointipöytäkirja, josta ilmenee esimerkiksi pilarin tunnus, toteutunut sijainti, sideaine, käytetty sideaineen määrä pilarikohtaisesti ja syötön rekisteröinti, pilarin teko päivämäärä sekä sekoitinkärjen pyörimis- ja nousunopeus.

Valmiista lujittuneista pilareista määritetään niiden leikkauslujuus kairauksien avulla. Kairauksia tehdään suunnitelmissa oleva määrä, ellei suunnitelmissa ole esitetty kairattavien pilarien määrää, on pilareista tutkittava vähintään 2 % pilari määrän ollessa alle 5000 metriä. Kun metrimäärä kasvaa, laskee myös tutkittavien prosentti osuus esimerkiksi yli 100000 metrin kohteessa riittää, kun tutkitaan 0,5 %.

Vaatuksena pilarien kairauksille on tutkittavien pilarien sijainti kattavasti ympäri kohdetta. Kairauksiin tulisi ottaa pitkiä sekä lyhyitä pilareita, jotka suunnittelija tai mahdollisesti valvoja valitsevat.

Vastaavasti massastabiloinnin laadunvarmistuksessa tutkitaan lujittuneita ruutuja kairauksin. Ellei toisin ole määrätty on määrät esimerkiksi alle 5000 kuution kohteessa 10 % ruuduista, kun taas yli 100000 kuution kohteessa tutkinnan kohteena on 4 %.

(InfraRYL 14132.5 / InfraRYL 14131.5.)

5.4 Sideaineet

Stabiloinnissa sideaine sisältää yhtä tai useampaa stabiloivaa ainesosaa, useimmiten sekä poltettua kalkkia että sementtiä ja näiden yleisin suhde on 1:1 eli seoksessa on saman verran kumpaakin ainesosaa. Sideaineen vaatimukset voivat kuitenkin vaihdella ja ne esitetään yleensä suunnitelma-asiakirjoissa.

Ennen, 1980-luvun loppupuolelle käytettiin enimmäkseen pelkkää poltettua kalkkia sideaineena. Suuri määrä kalkkia sideaineessa tekee pilareita, joilla on suuri sitkeys, miinus puolena sen sijaan on melko matalaksi jäävä lujuus sekä soveltumattomuus humus- ja liejumaiden stabiloimiseen. Tämän vuoksi on ruvettu käyttämään sementtiä, joka lujittaa myös sellaisia maalajeja, joihin kalkki ei pelkästään sovellu. Sementin etuna on nopea ja kova lujittuminen, haittapuolena pelkällä sementillä stabiloiduissa pilareissa on sen sijaan hauraat pilarit.

Sideaineissa on mahdollista hyödyntää sivutuote- tai jättepohjaisia sidenaineita ja niitä ovat muun muassa erilaiset kuonat, lentotuhkat sekä kipsimäiset materiaalit. Useimmiten näitä materiaaleja käytetään kaupallisten sideainekomponenttien yhteydessä tarkoituksena vaikuttaa positiivisesti saavutettaviin teknisiin tai ympäristöllisiin ominaisuuksiin sekä sideainekustannuksiin.

Sideaineet eivät saa reagoidessaan maaperän kanssa tai itsenäisesti aiheuttaa ympäristössä maapohjan tai pohjaveden pilaantumista.

(InfraRYL 14131.1.)

5.4.1 Sideaineiden laadunvarmistus

Sideaineiden tekninen toimivuus käyttökohteessa osoitetaan ennakkoon tehtävillä laboratoriokokeilla tai koepilareilla. Pienemmissä tai ei niin vaativissa kohteissa on mahdollista arvioida stabiloitavuus ja sideaineet maaperätiedon, aiempien kohteiden tai kokemukseen perustuen.

Stabiloitavuuskokeet tehdään yleensä 1-aksoalisina puristuskokeina pilareille, jotka ovat saaneet kovettua suunnittelussa määritellyn lujittumisajan. Ennakkotutkimuksissa on tärkeää pystyä määrittelemään lujittumisen kannalta kriittiset tekijät ja kohteen stabiloinnin kannalta hankalimmat alueet tai kerrokset eli esimerkiksi stabiloitavien maakerrosten laatuvaihtelu.

Tällöin pystytään suunnittelemaan sideaineresepti alue- ja maakerroskohtaisesti. Kun ennakkotutkimus tehdään kunnolla, pystytään välttymään yli- tai alimitoituksesta ja samalla varmistutaan siitä, että laatuvaatimukset täyttyvät.

Mikäli pohjasuhteissa havaitaan lähtötiedoista huonompaan suuntaan poikkeavaa maa-ainesta, selvitetään vaikutus yhdessä suunnittelijan kanssa mahdollisesti sideainemäärää tai -reseptiä muuttamalla ja optimoimalla tilanne uudestaan alueellisesti.

Sideaineena käytettävän kalkin vaatimuksena on, että se tulee olla poltettua sammuttamatonta kalkkia. Syvästabiloinnissa käytettävä kalkki tulee olla hienojakoista, rakeisuudeltaan 0/0,2 mm, siten että 80 prosenttia siitä läpäisee seulaan 0,2 mm ja enimmäisraekoko on < 2 mm. Kalkin aktiivinen CaO-pitoisuus tulee olla vähintään 75 prosenttia.

Sulfaattipitoista maata stabiloitaessa tulisi käyttää ensisijaisesti sulfaatinkestävää SR-sementtiä.

(InfraRYL 14131.1.)

5.5 Alustavat työvaiheet

Ennen varsinaisen stabilointityön aloittamista koneen työskentelyalueelta tulee poistaa mahdollinen humusmaa sekä kaikki stabilointia haittaava materiaali, kuten kivet, juurakot ja kannot. Ennen töiden aloittamista on myös huomioitava maan alla sekä yllä mahdollisesti sijaitsevat putket, kaapelit, johdot yms. Stabiloitava työalusta tulee suunnitella aina tapauskohtaisesti maaperän lujuus ja stabilointikalusto huomioon ottaen. Työalustan materiaalina suositellaan hiekkaa, soraa tai mursketta, jota ei tiivistetä jyrällä.

Työalustassa käytettävä materiaali ja sen tiiveys tulee olla sellainen, että sekoi-tinkärki läpäisee sen. Koneen työalustan ja työmaatien tulee olla riittävän kantava ja laaja, jotta työ voidaan tehdä turvallisesti aiheuttamatta vaaraa ympäristölle. Eritystilanteissa, joissa maaperä on liian pehmeä ja kantavuus on todella heikko, voidaan työ tehdä myös stabiloimalla telarakenteiden päältä kuten teräslevyistä tai hirsistä tehtyjen rakenteiden päältä, jotka jakavat painon laajemmalle alueelle ja näin ollen kantavat konetta paremmin.

(InfraRYL 14131.2.)

5.6 Stabiloinnin ympäristövaikutuksia

Syvästabilointi saattaa aiheuttaa koneen vaikutusalueella ja sen ympäristössä maapohjassa muutoksia ja liikkumista. Nämä asiat täytyy ottaa huomioon koh-teen mukaan suunnittelussa ja toteutuksessa. Raskaat stabiloitinkoneet ja työhön liittyvä kalusto aiheuttaa tärinää, tämä on otettava huomioon erityisesti silloin kun alueella on maanvaraisesti perustettuja, mahdollisesti vaurioituvia rakenteita. Syvästabiloinnissa maan häiriintymistä ja tärinää voidaan estää tekemällä stabiloin-tityö kitkamaatyöalustan päältä. Mikäli stabiloitavalla alueella esiintyy paineellista pohjavettä tai halutaan olla erityisen varovaisia pohjaveden suhteen, on mahdol-lista suunnitella pilarit määrämittäisiksi sillä tavoin, etteivät ne puhkaise pohjave-den yläpuolella sijaitsevaa savikerrosta. (Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevi-rasto 2018 s. 43–44.)

5.7 Stabiloinnin kuormitus

Infrahankkeissa syvästabilointia kuormitetaan aina rakenteen lopulliseen kor-koon tehdyllä penkereellä ennen tien tai kiskojen asentamista. Joissain koh-

teissa, jonka vaatimukset ovat tavanomaista korkeammat tai painumaa odotetaan ilmenevän enemmän, voidaan tehdä perusteellisempi esikuormitus, joka toteutetaan joko suunnitelman mukaisella penkereellä kuormittamisaikaa pidentäen tai ylipenkereellä.

Massastabilointi kuormitetaan lujittumisvaiheessa tiivistyspenkereellä. Massastabiloitu kohde, jossa on maaperässä turvetta tai liejua, suositellaan ylikuormitettavan aina ennen päällystämistä. Aina ennen kiskojen asentamista on tehtävä massastabiloidulle alueelle ylikuormitus. Suunniteltaessa ylikuormituspengertä on huomioitava pilarien puristuskestävyys laskelmissa.

Täytyy muistaa, että edes työaikana kimmoisaa pilaria ei saa kuormittaa yli sen myötörajan. Toisaalta pilarien kuormittaminen työaikana sen aikaista myötörajaa kevyemmin on kovinkin suositeltavaa pilarin lujittumisen kannalta.

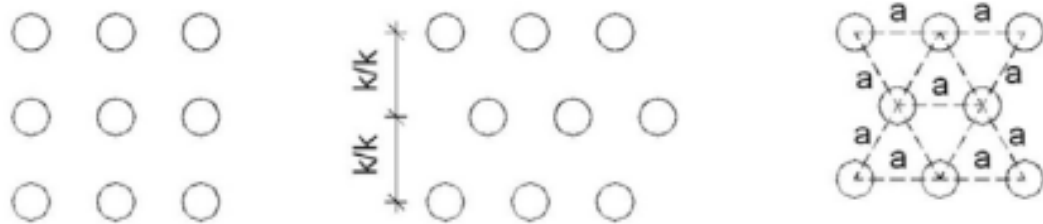
(Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s. 52–53.)

5.8 Pilaristabilointityön suunnittelu

Pohjanvahvistusmenetelmänä käytettävän syvästabiloinnin käyttöikä tulee olla vähintään päälle tulevan rakenteen käyttöikä. (Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s. 67.)

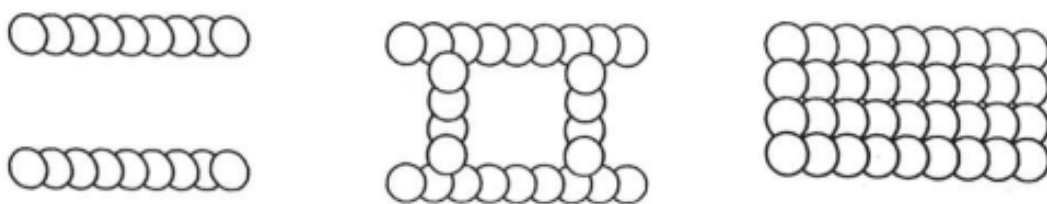
Useimmiten stabiloidut pilarit suunnitellaan pystysuoriksi. Joissain tapauksissa, kuten pilarien leikkauslujuuden ylittäessä 120 kPa ja päälle rakennetaan korkea pengeri, voidaan harkita pilarien vähäistä kallistamista penkereen reuna-alueilla luiskassa. Täytyy muistaa, että kovin kaltevia pilareita ei ole suositeltavaa tehdä. Stabiloitujen pilareiden vinous ei tulisi missään tapauksessa olla suurempi kuin 4:1.

Pilarien sijoitus tapahtuu useimmiten sijoittamalla yksinkertaiseen neliönmuotoiseen pilarikaavioon. Joissain tapauksissa voidaan hyödyntää kolmioverkkoa, kun pilariväli on suuri ja pengerr matala ja halutaan siirtää kuormat mahdollisimman tehokkaasti pilareille. Nämä ovat yksittäisten pilarien kaavioita, jotka eivät leikkaa toisiaan. Pilariväli on esitetty kuvassa 5 ja se on pilarin keskikohdasta seuraavan pilarin keskikohtaan.



Kuva 5. Erilaisia vaihtoehtoja pilarikaavioille (Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s. 73.)

Pilarilamelli sen sijaan on yhden tai useamman pilarin kokonaisuuksia, jotka leikkaavat toisiaan eli ne on limitetty. Pilarilamelleissa tulee olla riittävä limitys, minimissään 0,1 m mikäli pilarilamelliin kohdistuu vain puristusvoimia. Normaalisti limitys on pilarin halkaisija (D) miinus etäisyys pilarin keskikohdasta viereiseen pilariin (H). Eli esim. D 0,70 m – H 55 m = 15 cm limitys. (Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s. 72–75.)



Kuva 6. Erilaisia vaihtoehtoja pilarilamelleille (Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s. 75.)

Joissain kohteissa kustannustehokkain tapa varmistaa pilarikentän holvautuminen, on käyttää rakenteessa geolujitteita, koska tämä mahdollistaa pilarivälin kasvattamisen. Lujitteet auttavat kuormien siirtymistä tehokkaammin pilareille.

Yksittäisillä pilareilla voidaan hyvin parantaa tasaisen maan vakavuutta koska ne kestävät hyvin puristusjännitystä. Yksittäiset pilarit eivät kestä kovin hyvin vetoa tai vaakasuuntaista kuormaa, joka aiheuttaa pilariin taivutusta ja leikkausvoimia. Pilarilamelli sen sijaan kestää hyvin vaakasuuntaista kuormaa siitä suunnasta, jonka suuntainen pilarilamellointi on. Mikäli pilarilamellin pilarit eivät limity kunnolla, ne eivät myöskään paranna rakenteen taivutuslujuutta.

5.9 Pilarityypit

Pilarien mitoituksessa erotetaan kaksi erilaista pilarityyppiä, jotka ovat:

- kimmoisa pilari
- myötäävä pilari.

5.9.1 Myötäävä pilari

Myötäävän pilarin kuormitus sallitaan nousemaan myötörajaan asti ja kun kuorma kasvaa myötörajan yli, oletetaan pilarin ylikuormituksen siirtyvän ympäröivän maan kannettavaksi ja pilarikuorman jäävän hyötykuorman suuruiseksi. Myötääviä pilareita käytettäessä täytyy huomioida, että niiden yllä oleva rakenne tulee painumaan. Vaatimuksena myötääville pilareille on sideaineen käyttö, joka sisältää kalkkia tai kalkkisementtiä, jossa kalkin osuus on vähintään 50 % tai jos mahdollisesti voidaan osoittaa jollain muulla seoksella olevan vastaavanlaiset ominaisuudet. Myötäävät pilarit eivät myöskään saa ylittää 10-kertaisesti pohjan lujuutta.

5.9.2 Kimmoisa pilari

Kimmoisan pilarin tarkoituksena on pitää sille aiheutuva kuormitus myötöraja-arvojen alapuolella. Tällöin pilari vastaanottaa suurimman osan tulevasta kuormasta ja rakenne on käytännössä painumaton. Mikäli kimmoisan pilarin myötökuorma ylitettäisiin, niin pilari käyttäytyisi plastisesti. Tätä ei kimmoisan pilarin kohdalla voida sallia. Pilarin myötörajan oletus on enintään 70 % murtokuormasta. Kimmoisalle pilarille asetettuja vaatimuksia ovat esimerkiksi, että pilarin lujuus ei saa ylittää 15 kertaista pohjamaan lujuutta ja sideaineen tulee olla kalkisementtiä tai muuta hyvin ominaisuuksiltaan tunnettua. (Tiehallinto 2002 syvästabiloinnin suunnitteluohje s. 24–26.)

On myös käytetty pilarityyppi jaottelua, jossa pilarit on jaettu kolmeen ryhmään, jotka ovat:

- pehmeät pilarit <100 kPa, ovat yhteistoiminnassa maan kanssa
- puolilujat pilarit <150 kPa, toimivat yhteistoiminnassa maan kanssa, eikä niiden myötölujuus ylity
- lujat pilarit >150 kPa, eivät ole yhteistoiminnassa maan kanssa vaan mitoitus tapahtuu kuten paaluille eli kaikki kuormat lasketaan pilarien varaan.

(Syvästabiloinnin mitoitusohje 1997 s. 13.)

5.10 Stabiloinnin hankintamenettelyt

Perinteiseen hankintamenettelyyn kuuluu, että stabilointiurakan tilaajalta tulee suunnitelmat, joiden mukaan työ toteutetaan. Tilaaja laatii yksityiskohtaisesti tarvittavat asiakirjat laatuvaatimuksien kera. Näitä asiakirjoja ovat muun muassa työselostus sekä stabilointisuunnitelma. Tilaaja vastaa ja määrittelee sideainereseptin, jonka mukaan urakoitsija toteuttaa stabilointityön.

Urakoitsijan vastuulla on toteuttaa työ suunnitelmien mukaisesti ja osoittaa laatu pöytäkirjoilla, tarkkeilla ja kairausten tuloksilla. Edellä mainittu on yleisin hankintakäytäntö, on olemassa muitakin tapoja menetellä. Esimerkiksi että tilaaja esittää pelkästään tekniset vaatimukset, jotka stabiloidun alueen on täytettävä ja urakoitsija vastaa puolestaan teknisestä toteutuksesta eli päättää pilarihalkaisijan, tavoitetasot, sideaineet yms. Tässä mallissa urakoitsijan on näytettävä toteen, että tilaajan asettamat vaatimukset täyttyvät mm. painumamittauksilla, laskelmilla ja laadunvalvontakairauksilla.

Vaihtoehtoina voi olla myös esimerkiksi sellainen hankintamenettely, jossa tilaaja vastaa kaikesta muusta paitsi sideainereseptistä, jonka urakoitsija puolestaan hoitaa, valmistaa, vastaa sen toimivuudesta ja sekoitustyön onnistumisesta sekä soveltuvuudesta kohteeseen.

(Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s. 105.)

5.11 Suunnitelmat

Stabilointisuunnitelmassa on löydettävä työmaan tärkeitä tietoja, kuten:

- stabiloitavan alueen raja
- työmaa-alue ja hankkeen vaiheet

- mahdolliset rakenteet, joiden stabiliteetti voi häiriintyä ja niihin liittyvät rajoitukset sekä ohjeet
- mahdollisten esteiden poistamisen ohjeet esim. kivet, lohkareet, kannot yms.
- kulkureitit alueelle
- mahdolliset työtä rajoittavat esteet on ilmettävä suunnitelmassa
- maanalaisten rakenteiden huomioon ottaminen (hylätyt paalut, putket yms.)
- työn toteuttamiseen liittyvät rajoitukset, kuten työskentelyaika tai ajankohta
- työalustan rakentaminen
- ympäristöhaittoja koskevat rajoitukset.

Syvästabilointisuunnitelman kartan mittakaava on yleensä 1:200 silloin kun stabilointikenttien muoto vaihtelee, syvästabilointi limittyy paalujen kanssa tai alueella on muita huomioon otettavia objekteja. Yksinkertaisissa stabilointikohteissa on mahdollista käyttää myös mittakaavaa 1:500. Stabilointikartta toimitetaan sähköisesti stabilointiurakoitsijalle.

5.11.1 Painumalaskelmat

Rakennettavan alueen pohjamaan laatu määrää painumalaskelmien tarpeellisuuden. Hienorakeisten maakerrosten varaan perustettaessa on painumat aina selvitettävä. Edellytyksenä perustettaessa hienorakeisten maakerrosten varaan on, että kantavat rakenteet kestävät mahdolliset kokoonpuristumisesta johtuvat

painumat sekä painumaerot. Kun perustetaan hienorakeisille ja eloperäisille maa-alueille on otettava huomioon myös pohjavedenpinnan alenemisesta ja täytemaakerroksen aiheuttamat painumat. (Rantamäki & Tamminen 2000 s. 37 / RIL 207-2009 s.114.)

5.11.2 Pohjarakennussuunnittelu

Suunnittelun tulee olla sitä yksityiskohtaisempaa mitä haastavampi kohde on rakenteiltaan, pohjasuhteiltaan sekä työmenetelmiltään. Esimerkkejä hyvin haastavista pohjarakennuskohteista on esimerkiksi:

- rakennukset, joissa on tiloja mitkä sijoittuvat naapurirakennusten alapinnan alapuolelle tai pohjavedenpinnan alapuolelle
- hienorakeisten tai eloperäisten maa-alueille suunnitellut suuret tai rakenteiltaan monimutkaiset rakenteet sekä rakennukset.

(Rantamäki & Tamminen 2000 s. 12.)

5.11.3 Geoteknisen suunnittelun vaatimukset

Geoteknisessä suunnittelussa mitoitustilanteita sekä rajatiloja määrittäessä tulee ottaa huomioon seuraavia tekijöitä:

- ympäristön asettamia ehtoja, kuten lähellä olevat kriittiset rakenteet, radat, liikenne, kunnallistekniikka, maan painuminen yms.
- pohjaolosuhteet sekä pohjavesiolosuhteet
- rakenteen ja sen osien luonne ja koko mukaan lukien siihen liittyvät vaatimukset

- rakennettavan ja sen ympäröivän alueen olosuhteet, jotka saattavat vaikuttaa vakavuuteen ja maapohjan liikehdintään

Geoteknisessä suunnittelussa on osoitettava mitoitustilanteessa, ettei mikään osa-alue ylitä määriteltyä rajatilaa EN 1990:2002 mukaan.

(RIL 207-2009 s.29.)

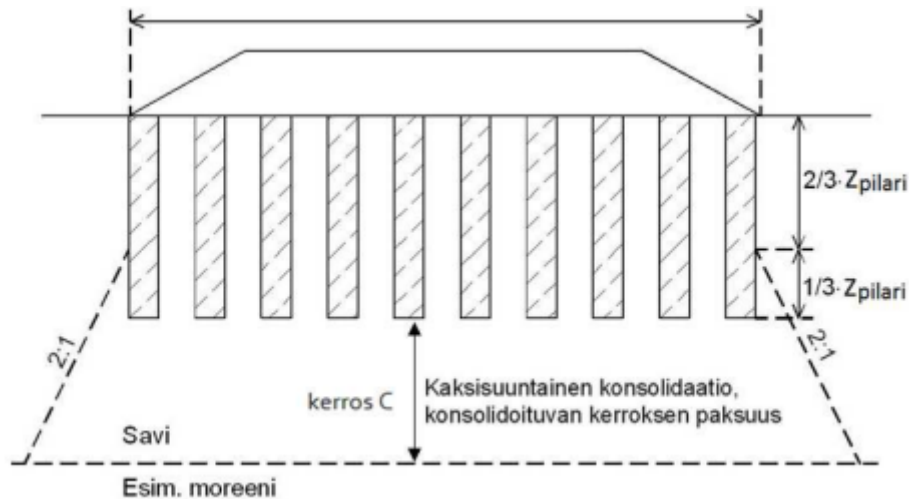
5.12 Määrämittaiset pilarit ja niiden käytön vaatimukset

Määrämittaisilla pilareilla tarkoitetaan pilareita, joita ei uloteta pehmeän maakerroksen alarajaan, vaan joiden alapuolelle jäävissä maakerroksissa sallitaan käytövaiheen aikaisia painumia.

Pilarit, jotka tehdään määrämittaan soveltuvat parhaiten rajoittamaan painumia kohteissa, joissa kuivakuoren alla sijaitsevat savikerrokset ovat kriittisiä painuman kannalta ja saven paksuus on kohtuullisen suuri. Täytyy muistaa, ettei määrämittainen pilarointi sovi kohteisiin, joissa pilaroinnin päättymistason alle jää vaihtelevia savikerroksia. Määrämittaisien pilarien alapuolelle ei saa jättää maakerroksia, joiden redusoitu suljettu leikkauslujuus alittaa 15 kPa tai vesipitoisuus ylittää 100 %, humuspitoisuus ei saa olla yli 2 %. Määrämittaisten pilarien suunniteltu leikkauslujuus ei saa ylittää 120 kPa.

Määrämittaisten pilarien alapuolelle jäävien maakerrosten painumien laskenta on haastavaa maakerrosvaihteluiden vuoksi ja näin ollen vaatii tarkemmat pohjatutkimukset kohteesta. Harkittaessa määrämittaista stabilointia vaihtoehtona, on muistettava siihen liittyvät epävarmuudet painumien sekä painuma aikojen suhteen verrattuna perinteisiin kovaan pohjaan asti stabiloituihin pilareihin.

(Syvästabiloinnin suunnitteluohje, Tiehallinto 2001 s. 30. / syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s.72.)



Kuva 7. Määrämittaiset pilarit (syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s. 94.)

5.13 Syvästabiloinnin geotekniset tutkimukset

Projektin alkuvaiheessa kerätään lähtötietoja, joita ovat mm. aiemmin tehdyt kairaukset, otetut maanäytteet ym. Mahdolliset alueella tehdyt aiemmat stabilointityöt ja niiden tulokset, olemassa olevat maaperäkartat sekä mahdolliset esteet syvästabiloinnin kannalta.

Syvästabiloinnin geoteknisen suunnittelun ja mitoituksen lähtökohtia tehdään seuraavilla tutkimuksilla: Maakerrosrajat, Pohjaveden ja mahdollisen orsiveden pinnan syvyys, maakerrosten painumaominaisuudet, maakerrosten lujuus ja sensitiivisyys sekä maakerrosten indeksiominaisuudet.

(Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s. 34–36.)

Stabiloitavien maa-ainesten humuspitoisuus, vesipitoisuus sekä hienojakoisuus on selvitettävä, jotta on mahdollista esimerkiksi paremmin valikoida sopivampia

sideaineita. Se myös mahdollistaa sopivimpien sijaintien paikantamisen laboratorionäytteiden ottoon sekä koestabilointia varten.

Kohteen stabilointimahdollisuus saadaan selville koestabiloinnilla työmaalla, stabiloitavuuskokeilla laboratorio olosuhteissa tai saman geologiset ominaisuudet omaavalla maaperällä aikaisempien stabilointien perusteella.

(Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s. 34–36.)

Niissä kohteissa, joissa pilarit ulotetaan selkeästi todennettavaan maalajirajaan (esimerkiksi saven ja moreenin rajaan) riittää tällaisessa tapauksessa painokairaukset. Mikäli pilarien alle jätetään jokseenkin painumattomia maakerroksia, on pilarien tavoitetaso määriteltävä tiheämmin ja tarkemmilla tutkimuksilla, sillä maakerrosrajat eivät ole välttämättä stabilointikoneen sekoitinkärjellä todettavissa.

(Syvästabiloinnin suunnitteluohje, Tiehallinto 2001 s. 14.)

6 Maapohjan kantavuus ja vakavuus

6.1 Pohjarakenteiden geotekninen mitoitus

Pohjarakennusohjeiden mukaan pohjarakenteet ja niiden varassa olevat rakenteet tulee suunnitella ja toteuttaa siten, että niillä on riittävä varmuus murtumista, sortumista, halkeilua sekä plastisia ja liian suuria kimmoisia muodonmuutoksia vastaan. Maapohjan varmuus murtumista tai suuria muodonmuutoksia vastaan on oltava riittävä.

- Pohjarakenteiden geoteknisessä mitoituksessa käytettäviä erilaisia mitoitustapoja on siis kaksi. **Kokonaisvarmuuden ja sallittujen jännitysten**

menetelmä sekä **Rajatilamenetelmä**. Näistä kahdesta suositellaan käytettäväksi rajatilamenetelmää.

Rajatilamenetelmässä mitoitusta toimitetaan murto sekä käyttörajatilassa. Murtorajatilatarkastelun tavoitteena on osoittaa, etteivät laskentakuormien aiheuttamat rasitukset ylitä rakenteen tai maapohjan sietokykyä. Käyttörajatilatarkastelussa taas puolestaan todetaan, etteivät ominaiskuormien aiheuttamat muodonmuutokset ja siirtymät ylitä sallittuja raja-arvoja. Murtorajatilatarkastelussa, laskentakuormien saamiseksi, on kerrottava ominaiskuormat osavarmuuskertoimilla.

Rakenteiden geoteknisessä mitoituksessa käytetään maan ja tukirakenteiden painon osavarmuuskertoimena arvoa $\gamma = 1,0$. Mahdolliselle maanpainekuormalle on osavarmuus $\gamma = 1,0$, koska tämän kuorman osavarmuus tulee otetuksi huomioon maan lujuusparametrien osavarmuuksissa. Murtorajatilatarkastelussa maapohjan lujuutena käytetään ominaislujuusarvoista osavarmuuskertoimilla jakamalla saatuja laskentalujuuksia. Tämä merkitsee käytännössä sitä, että maan lujuustekijät, koheesio ja kitka, jaetaan asianmukaisilla osavarmuuskertoimilla, eli kaavoin ilmaistuna:

$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{\gamma_\varphi}$	
$c_n = \frac{c}{\gamma_c}$	

φ	= kitkakulman ominisarvo
φ_n	= kitkakulman laskenta-arvo
c	= koheesio ominisarvo
c_n	= koheesio laskenta-arvo
γ_φ	= kitkan osavarmuuskerroin
γ_c	= koheesio osavarmuuskerroin

(Rantamäki, Jääskeläinen, Tamminne 2008 s. 171.)

Taulukossa 6 on kuvattuna maaperän lujuusparametrien osavarmuuskertoimia murtorajatilassa:

Taulukko 6. Maaperän lujuusparametrien osavarmuuskertoimia (Rantamäki, Jääskeläinen, Tamminne 2008 s. 172.)

Kertoimen kohde	Osavarmuuskerroin	Kertoimen käyttö
Kitka, maan sisäinen kitka φ tai maan ja rakenteen välinen kitka δ (vakavuus ja maanpaine; pysyvät rakenteet)	1,2	
Kitka (vakavuus ja maanpaine; työnaikaiset rakenteet)	1,1	$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{\gamma_\varphi}$
Kitka (anturoiden ja paalujen kantokyky)	1,25	
Koheesio (vakavuus ja maanpaine; pysyvät rakenteet)	1,5	
Koheesio (vakavuus ja maanpaine; työnaikaiset rakenteet)	1,3	
Koheesio (anturoiden kantokyky)	1,75	$c_n = \frac{c}{\gamma_c}$
Koheesio (paalujen kantokyky)	2,0	

Taulukko 7. Kokonaisvarmuuskertoimien minimiarvoja. (Rantamäki, Jääskeläinen, Tammirinne 2008 s. 172.)

Kohde	Varmuusluku
Rakennuspohjan alueellinen sortuma	1,8
Maanvaraisen perustuksen kantokyky	2,0
Maan- tai kallionvaraisen perustuksen liukuminen tai kaatuminen perustustasossa	1,5
Paalun kantavuus staattisen koekuormituksen perusteella	1,8
Paalun kantavuus dynaamisen koekuormituksen perusteella	2,0
Paalun kantavuus määritettynä sekä koepaalutuksen että kairausvastuksen tai leikkauslujuuden perusteella	2,2
Maata tukevan pysyvän rakenteen sortuma	1,8
Rakennusaikaisen kaivannon liukusortuma ja pohjannousu sekä tukirakenteen sortuma silloin, kun mahdollisen sortuman vaikutusalueella on muita kuin työnaikaisia rakenteita	1,8
Rakennusaikaisen kaivannon liukusortuma ja pohjannousu sekä tukirakenteen sortuma	1,5
Hydraulinen murtuma koheesiomaassa ja suhteistuneessa kitkamaassa	1,5
Hydraulinen murtuminen tasarakeisessa karkeassa siltissä ja hienossa hiekassa	2,0
Veden noste	1,2

6.1.1 Geotekninen kantavuus

Geoteknisellä kantavuudella maanvaraisissa perustuksissa tarkoitetaan sitä pohjapainetta, jolla on riittävä varmuus maapohjan murtumista vastaan ja jonka avulla saadaan painumat pysymään sallituissa rajoissa. Joten geoteknisen kantavuuden määrää siis kaksi eri näkökulmaa. **Maapohjan murtuminen sekä painuminen.**

Nämä ovat siis lähtökohtia geoteknisen kantavuuden mitoitukseen. Maapohjan murtumisella tarkoitetaan riittävää varmuutta murtumista vastaan. Painumilla ja painuma eroilla tarkoitetaan painumien ja painumaerojen pysymistä sallituissa rajoissa. Murtorajatilan ja käyttörajatilan osavarmuuskertoimet ovat samat $\gamma = 1,0$.

Perustusten geotekniseen kantavuuteen vaikuttaa varsin monta tekijää ja ne voidaan ryhmitellä seuraavasti:

- maapohjan lujuus- ja kokoonpuristuvuusominaisuudet
- perustuksen mitat ja perustamissyvyys
- ylärakenteen muodonmuutosten sietokyky
- kuormituksen suuruus, sijainti ja suunta.

6.1.2 Maapohjan kantavuus

6.1.3 Kantavuuslaskelman menetelmät

Maapohjan kantavuutta eli varmuutta murtumisvaaraa vastaan voidaan tarkastella **liukupinta-analyysillä** sekä **murtotilaan perustuvilla kantavuuskaavoilla**. Liukupinta-analyysiä käytetään lähinnä monimutkaisissa tapauksissa ja varsinkin maarakenteiden vakavuustarkastelussa. Kantavuuskaavojen käyttö edellyttää yleensä tasalaatuisia maaperäolosuhteita. Usein anturaperustusten geotekninen kantavuus määritelläänkin kantavuuskaavoilla, mikäli maapohjan kantavuus on määriteltävissä maapohjan murtumisvaaran mukaan.

7 Kustannuksia ja vertailua

Syvästabiloinnin kustannukset johtuvat tutkimuskustannuksista, työ- ja konekustannuksista sekä materiaalikustannuksista. (Tiehallinto 2002)

Pohjarakentamisen kustannukset vaihtelevat suuresti ja ovat luokkaa 2–50 %, optimi kustannus kokonaisrakennuskustannukseen verrattuna n. 10 % luokkaa. Pohjarakentamisen kustannukset ovat vain yksi, joskin tärkein tekijä pohjarakennusratkaisujen valinnassa.

Pohjarakentamisessa suunnittelun ratkaisuun pääseminen vaatii eri osa-alueiden yhteensovittamista ja näitä ovat esimerkiksi tekniset, taloudelliset sekä ajalliset tekijät. Esimerkkinä taloudellisesti painottuvasta tekijästä on **teollisuusrakennuksen lattioiden** perustaminen savialueilla. Tällaisessa tapauksessa joudutaan mahdollisesti tinkimään teknillisestä ehdottomuudesta, jotta säästettäisiin kustannuksia. Näin ollen joudutaan ottamaan huomioon rakennuskustannuksien lisäksi vielä teollisuustoiminnalle ja lattian korjauksesta aiheutuvat kustannukset.

(Rantamäki & Tamminen 2000 s. 16.)

Syvästabilointi verrattuna muihin menetelmiin:

Syvästabilointi on varsin kilpailukykyinen pohjanvahvistusmenetelmänä. Syvästabiloinnin käyttöalue on tänä päivänä hyvin laaja ja stabiloinnin kanssa kilpailevia menetelmiä on useita. Helppoa vertailu ei ole taloudellista puolta ajatellen, koska Suomessa pohjasuhteet vaihtelevat hyvin paljon työmaakohtaisesti. varteenotettavimpia kilpailevia pohjanvahvistusmenetelmiä on paalutus, massanvaihto, kevennykset sekä massastabilointi. Näitä menetelmiä voi toki ja myös kannattaa yhdistellä kohteen mukaan.

Paalujen kilpailukyky kasvaa mitä isomman kuorman rakenteet aiheuttavat, kun taas stabiloinnin kannattavuus kasvaa kuormien pienentyessä.

Stabiloinnin etuna on ehdottomasti stabiloidun pohjan päällä työskentelystä kantavuuden parantumisen ja liikkuvuuden helpottuminen (verrattuna paaluvaidakossa tai esim. leca-soran päällä työskentelyyn).

Stabilointi paalutukseen verrattuna on sitä kannattavampaa mitä pidempi stabiloitava syvyys on verrattuna paalun mittaan, olettaen, että molemmat tehdään yhtä pitkiksi johtuen pilarin huomattavasti halvemmasta metrihinnasta.

Stabiloinnin etuna on sen joustavuus ympäröivän maan tai rakenteiden kanssa.

Täytyy kuitenkin muistaa, että syvästabiloinnin mahdollisuudet eivät yllä kuitenkaan esimerkiksi paalutuksen tasolle, jonka avulla voidaan rakentaa hyvinkin suurta kuormaa aiheuttavia painumattomia rakenteita.

8 Esimerkkikohte

Esimerkkikohteena tässä opinnäytetyössä toimivat Tuusulassa sijaitsevat kolmessa vaiheessa valmistuvat varastohallien rakennuskohteet, jossa YIT toimi pilaristabilointi urakoitsijana.

8.1 Taustoja

8.1.1 Pohjatutkimukset

Alueella tehdyt tutkimukset osoittavat, että kasvukerroksen alla on 3–6 metrin paksuinen pehmeä savisilttikerros, joka on yläosastaan kuivunut ja muodostaa noin metrin paksuisen kuivakuorikerroksen. Kuivakuoren alla oleva savi on kairaustutkimusten perusteella pehmeää.

Savisilttikerroksen vesipitoisuus on keskimäärin n. 50 %. Savisilttikerroksen alta löytyy kallionpintaa peittävän tiiviin moreenikerroksen päällä keskimäärin 5 metrin paksuinen, löyhähkö silttinen hiekkakerros.

Painokairaukset pysähtyivät tontin alueella keskimäärin n. 12 metrin syvyyteen tiiviiseen moreenikerrokseen, siinä oleviin kiviin tai mahdollisesti kallioon. Pohjavedenpinta on arvioitu n. 3 metrin syvyyteen.

8.1.2 Perustaminen

Hallien kantavat rakenteet on suunniteltu perustettavaksi maanvaraisesti, 0,5 metrin paksun murskekerroksen päälle, jonka alla N3 suodatinkangas. Näin perustettavat anturat voidaan mitoittaa geoteknisen mitoituskantokestävyyden $R_d/A = 150\text{--}180 \text{ kN/m}^2$ mukaisesti riippuen tontista.

Alapohjat voidaan tehdä maanvaraisina salaojasepelistä tehtävän vähintään 300 mm kapillaarikerroksen varaan. Pilaristabiloimalla savinen silttikerros, tulee rakenteiden sekä täyttöjen aiheuttamat painumat jäämään kuitenkin merkityksettömän pieniksi.

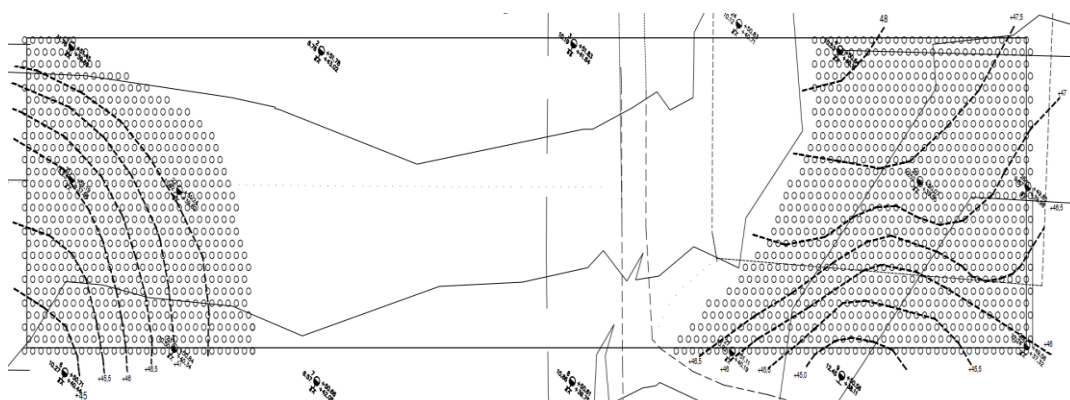
Ensimmäiseen vaiheen hallin tontin molemmat päädyt stabiloidaan, joissa on kairauksissa havaittu olevan pehmeä savisiltti kerrostuma. Tontin keskikohta on kairauksen mukaan tarpeeksi kantavaa perustaa pintamaanpoiston jälkeen ilman stabilointia murske/sepelikerrosten päälle maanvaraisesti (kuva 8). Stabiloimalla savinen silttikerros, rakenteiden kuormituksen aiheuttamat painumat jäävät näin ollen merkityksettömän pieniksi. Stabilointi tehtiin stabilointisuunnitelman mukaan.

Stabiloitavan kohteen pintakerroksena on hiekkaa, jossa paikoin silttiä ja sen alla savi kerros. Savi on pääosin silttistä ja sen vesipitoisuus vaihtelee välillä 45–65 %.

Stabilointi tehdään 600–700 mm halkaisijaltaan olevilla kalkki-sementtipilareilla. Pilareiden tavoitteellinen leikkauslujuus on 75–80 kPa. Eli pilarit ovat niin kutsuttuja pehmeitä pilareita, jotka toimivat yhteistoiminnassa maan kanssa.

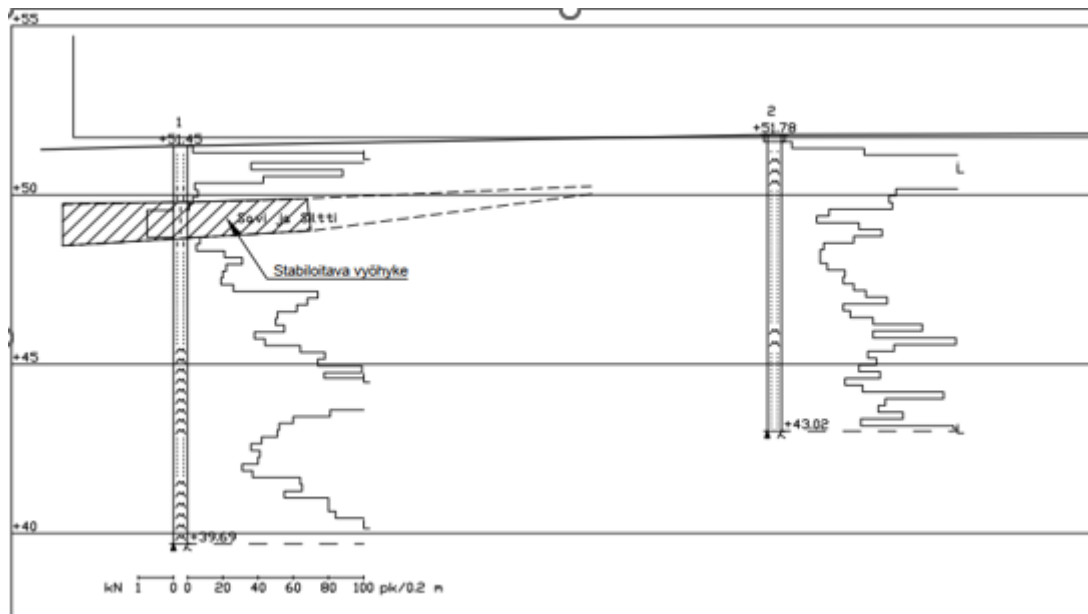
Kohteessa toteutuneet kairaukset on tehty painokairaustekniikalla, joka on Suomessa yleisimmin käytetty kairaustapa ja jonka avulla saadaan selville tiiviin pohjakerroksen sijainti sekä eri tiiveyden omaavien maakerrosten rajat.

Ensimmäisen vaiheen hallin kairauksista voidaan todeta tontin päätyjen sisältävän pehmeämpää maa ainesta eli tässä tapauksessa savea sekä silttiä (kuva 8). Tontin keskiosa on puolestaan suhteellisen kantavaa hiekkaa ja moreenia. Tämä johti siihen päätökseen, että ainoastaan tontin päädyt stabiloidaan määräsivyyteen.

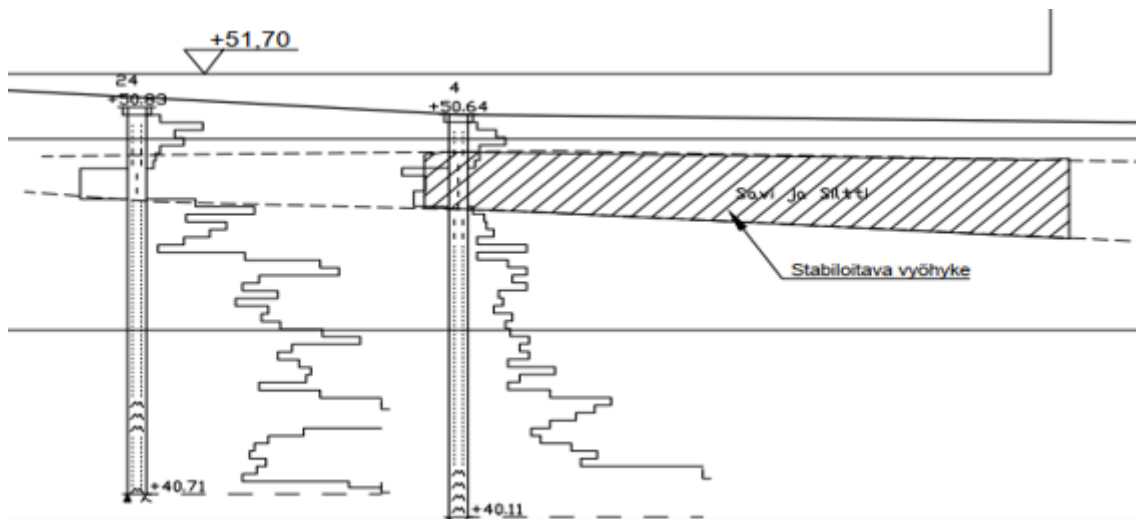


Kuva 8. Stabilointikartta

Tässä kyseisessä stabilointikartassa näkyy, kuinka ainoastaan tontin päädyt stabiloidaan määrämittaisilla pilareilla ja tontin keskimmäinen alue jätettiin ilman pohjanvahvistusta. Kun tontin keskikohta on tarpeeksi kantavaa, on loogista stabiloida ympäröivät pehmeämmät alueet, koska myös keskikohta painuu todennäköisesti hiukan niin esimerkiksi paaluperustus olisi saattanut muodostua hankalaksi tukipaalun joustamattomuuden ja keskialueen mahdollisten painumien yhteensovittamisen puolesta.



Kuva 9. Kairausten poikkileikkaus ja stabiloitava alue

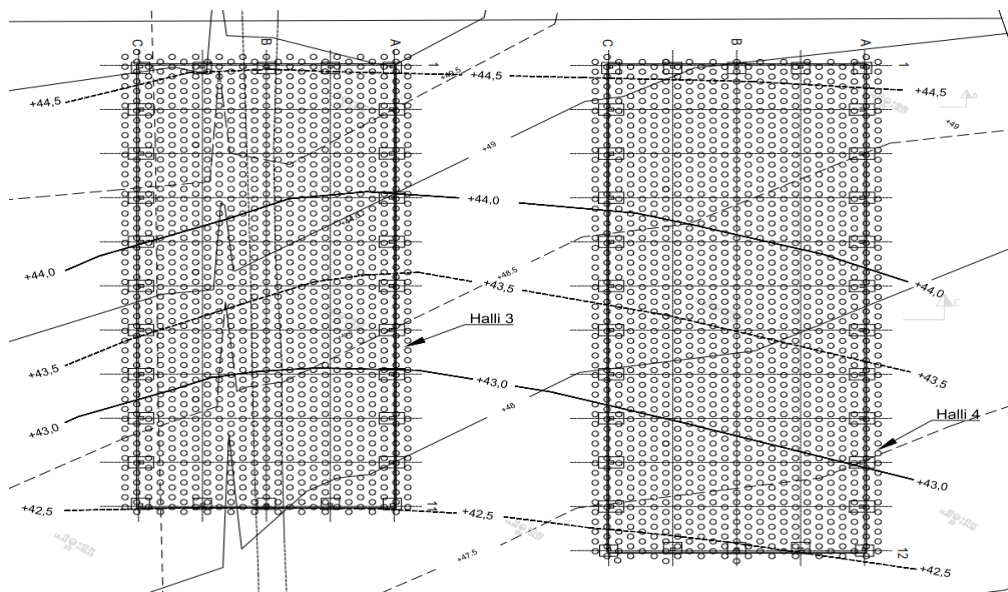


Kuva 10. Kairausten poikkileikkaus ja stabiloitava alue

Kairauksista huomaa selkeästi, miten tasossa +50 - +45 näkyy pehmeä savinen siltti kerros, nämä kyseiset kohdat stabilointiin määrämittään mikä mahdollisesti maanvaraisen perustamisen myös pehmeille alueille. Määrämittaisilla pilareilla

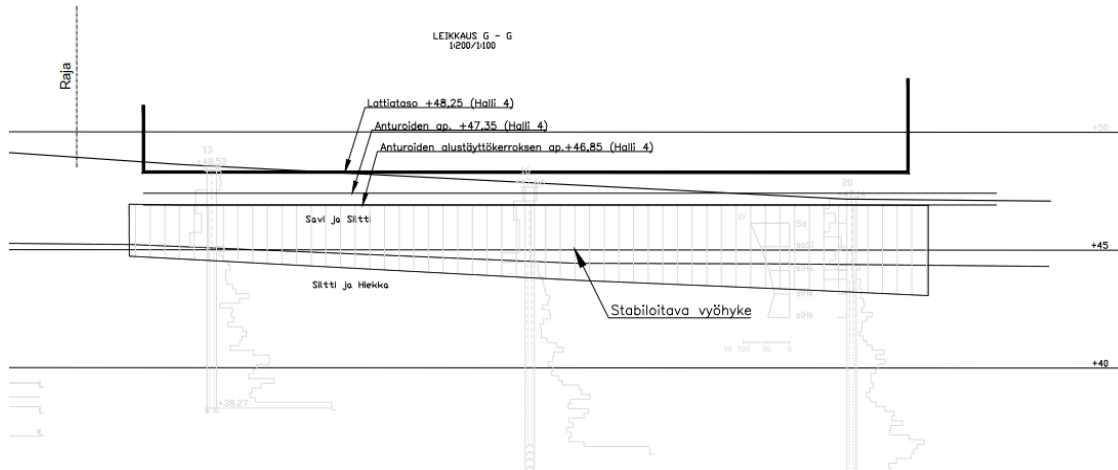
tarkoitetaan pilareita, joita ei uloteta kovaan pohjaan asti, vaan joiden alapuolelle jäävissä maakerroksissa sallitaan käyttövaiheen aikaisia painumia.

Maalajimerkintöjen (kuva 13) mukaan voidaan todeta, että lukuun ottamatta tontin päätyjen kairaustuloksia ja niissä ilmenevää savisen siltin kerrostumaa on maaperä enimmäkseen hiekkaa ja paikoittain moreenia varsinkin kairausten päätymissyvyydessä. Nämä kuvat siis ensimmäisen vaiheen stabiloinnista.



Kuva 11. Stabilointikartta

Seuraavan vaiheen stabilointisuunnitelma on stabiloida kauttaaltaan koko perustettava alue halkaisijaltaan D700-600 kalkkisementtipilareilla tavoitteellisen leikkauslujuuden ollessa sama 75-80kPa.



Kuva 12. Poikkileikkaus stabiloitavasta alueesta ja perustamistasosta

Stabilointi toteutettiin kuvassa olevalla periaatteella eli stabiloimalla savi ja siltti kerros, jonka alla sijaisi myös tässä tapauksessa kantavaa silttistä hiekkaa ja moreenia. Tässä tapauksessa kerrosrajat olivat selkeitä ja ainoastaan siltin ja saven sekainen pehmeä kerros oli esteenä maanvaraiselle perustamiselle. Massanvaihto olisi ollut yksi vaihtoehto, tai sitten paalutus, mutta esimerkiksi massanvaihdon kanssa olisi kaivuumaista tullut aivan järjetön määrä. Tämän seurauksena pohjarakennustyöt olisi kestäneet paljon kauemmin ja kustannuksetkin olisivat olleet oletettavasti isommat kuin nyt.

Massanvaihdolla tarkoitetaan kantavuudeltaan heikon tai muuten sopimattoman maa-aineksen poistamista ja sen korvaamista paremmalla. Menetelmä on varsin tehokas sellaisissa kohteissa, joissa massanvaihdon paksuus on matala, 0–3 metriä. paksuuden kasvaessa kaivettavan, pois ajettavan sekä takaisin tuotavan aineksen määrä kasvaa niin myös hinta nousee jyrkästi.

(Jääskeläinen 2010 s. 145.)

MAALAJIMERKINNÄT Symbols for soil types

(Geotekninen maaluokitus)
Merkinnöistä käytetään ensisijaisesti oikealla puolella esitettyjä maalajimerkintöjä.

(According to Finnish geotechnical soil classification)
It is suggested to use primarily the soil symbols given on the right side of the table.

Maalajiryhmä Soil group	Maalaji Soil types	Värit Colours
Eloperäiset maailit (E) Organic soils	Humusmaa Organic soil	Hm
	Turve Peat	Tv
	Lietju Mud, ooze	Lj
Hienorakeiset maailit (H) Fragmained soils	Savi Clay	Sa
	Siltti Silt	Si
Kalkareiset maailit (K) Coarse grained soils	Hiekka Sand	Hk
	Sora Gravel	Sr
Moreeni maailit (M) Moraines	Siltimoreeni Silty till	SiMr
	Hiekkimoreeni Sandy till	HkMr
	Soramoreeni Gravelly till	SrMr
	Kiviä Cobbles	Ki
	Lohkareita Boulders	Lo
	Kivi tai lohkare Stone or boulder	läpiporattu*) hole drilled through*)

*) merkin korkeus osoittaa lohkarren koon
*) the size of the symbol corresponds to the size of the boulder

MAALAJI RAJAT Boundaries for soil types

—————	Maanpinta, vesialueella pohjan pinta Ground surface, offshore bottom
-----	Vesipinta Water table
-----	Tutkimustulosten perusteella arvioitu maalajiraja Interpreted boundary of soil type
---x---x---x---x---x---	Tutkimustulosten perusteella arvioitu kalliopinta Interpreted bedrock surface
x x x x x x x x	Todettu kalliopinta Verified bedrock surface

KAIRAUSTEN PÄÄTTYMINEN Termination of soundings or borings

	Kairaus lopetettu määräsyvyyteen Sounding terminated at the given depth
	Kairaus päättynyt tiiviiseen maakerrokseen Sounding terminated at dense soil layer
	Kairaus päättynyt kiveen tai lohkareeseen Sounding terminated at an estimated cobble or boulder
	Kairaus päättynyt kiilautumalla kiven tai lohkareiden väliin Sounding terminated with wedging between stones and boulders
	Kairaus päättynyt kiveen, lohkareeseen tai kallioon Sounding terminated at cobble, boulder or bedrock contact
	Kairaus päättynyt kallioon, varmistettu kallio Sounding terminated at bedrock contact, verified rock

Kuva 13. Pohjatutkimusmerkintöjä (Pohjatutkimusmerkinnät s. 5.)

9 Yhteenveto ja johtopäätökset

Normaalisti pehmeille hienorakeisille maa-alueille tulevat rakennukset perustetaan vaihdetun maan tai tukipaalujen varaan, jotka siirtävät rakennuksesta aiheutuvat kuormat kantavaan pohjaan eli yleensä kallioon tai tiiviiseen moreenikerrokseen. On olemassa myös kitka- ja koheesiopaaluja, joita ei uloteta kallioon asti, vaan paalun kantavuus syntyy maanpaineesta kitkasta tai koheesiosta. Kitka- ja koheesiopaaluja tosin käytetään harvoin verrattuna tukipaaluihin.

Kun suoritetaan pohjavahvistusmenetelmien vertailua, on otettava huomioon kustannusten lisäksi ajalliset tekijät sekä alueen geoteknisten erityispiirteiden mahdolliset vaatimukset ja rajoitteet.

Selvitettäessä pilaristabiloinnin soveltuvuutta kohteeseen arvioidaan pohjatutkimuksia ja niistä on tarkoitus erityisesti selvittää, onko maaperän olosuhteet suotuisat pilaristabiloinnille. Suuremmissa kohteissa pilaristabiloinnin soveltuvuus, todistetaan esimerkiksi koepilareilla.

Suunniteltaessa syvästabilointia on keskeisimpinä huomioon otettavina tekijöinä pilarin kantavuus, pilaroidun maaperän stabiliteetti sekä mahdolliset painumat.

Määrämittaisessa stabiloinnissa on enemmän epävarmuutta painumien kannalta, johtuen usein vaihtelevista pohjasuhteista. Määrämittaista stabilointia suunniteltaessa onkin tehtävä laajemmat pohjatutkimukset, jotta voidaan luotettavasti varmistua menetelmän teknisestä toimivuudesta. Ratkaisun kannattavuus täytyykin harkita hankekohtaisesti ja varoen.

Vaikka määrämittainen stabilointi onkin riskialttiimpaa ja vaatii tarkempaa suunnittelua, on se mielestäni menetelmän kannalta selkeimpiä tilanteita, joissa halli tai laakea rakennus saattaisi olla kannattavaa perustaa stabiloidun maan varaan. Kunhan määrämittaisien pilarien alapuolelle ei jää maakerroksia, joiden redusoitu suljettu leikkauslujuus alittaa 15 kPa, vesipitoisuus ylittää 100 % eikä humuspitoisuus ei ole yli 2 %. Määrämittaisten pilarien suunniteltu leikkauslujuus ei saa myöskään ylittää 120 kPa.

(Syvästabiloinnin suunnittelu, liikennevirasto 2018 s.72.)

Kohteen vaatimukset huomioon ottaen tietenkin, eli kohteissa, joissa rakennuksen käytöstä aiheutuvat tai rakennuksen omat kuormat ei vaadi kovin suurta kantokestävyyttä perustuksilta sekä maapohjan painumista voitaisiin sallia.

Yhteenvedon voidaan todeta yleensä kuivakuorikerroksen alla sijaitsevan pehmeimmän vyöhykkeen savikerroksissa soveltuvan parhaiten juuri stabiloitavaksi, koska esimerkiksi määrämittainen paalutus koheesion avulla ei olisi kannattavaa paalujen kalliimman metrihinnan (verrattuna pilarimetriin) ja lähes saman kantavuuden saavuttamiseksi. Lähes sama kantavuus johtuu pehmeän savikerroksen alla olevasta maakerroksesta, joka on yksi määräävistä tekijöistä määrämittaisten pilarien- tai paalujen kantavuuden suunnittelussa. Koheesiopaaluja käytetäänkin vain silloin kun koheesiomaakerros on erityisen kova tai paksu.

Määrämittainen paalutus ei tällaisessa tapauksessa mielestäni olisi kovinkaan järkevää, koska teräsbetoni tai teräspaaluille ei koheesio saa aikaan samanlaista nostetta kuten savimailla, menneisyydessä enemmän käytetyille puupaaluille. Nykyään puupaaluja käytetään hyvin harvoin niiden vähäisen kantokestävyyden ja muiden ominaisuuksien puutteen vuoksi.

Ellei tilanne olisi se, että pehmeän, heti ja matalalla kuivakuoren alla sijaitsevan pehmeän kerroksen alla olisikin suoraan esimerkiksi tiivistä moreenia, jonka kantavuus on hyvä. Tällaisessa tilanteessa mielestäni tukipaalut olisivat paras ratkaisu niiden ylivoimaisen kantokyvyn vuoksi.

Kun puhutaan yksinkertaisista maanvaraisista lattiarakenteista, jotka eivät vaadi maapohjalta kovin suurta kantavuutta voi paalujen käyttäminen muodostua kuitenkin paljon kalliimmaksi, koska useimmiten hallit perustetaan maanvaraisesti ja melko kevyellä raudoituksella sekä betonikerroksella.

Paaluja käyttämällä laakean rakennuksen pohjarakenteina, tulisi rakentaa niiden päälle paalulaatta koska paalu tarjoaa hyvän kantavuuden muttei kuitenkaan voi sijaita kovin kaukana toisistaan, jotta paaluista saataisiin mahdollisimman iso hyöty irti. Tämä nostaisi kustannuksia, koska paalulaatat ovat yleensä massiivisemmin raudoitettuja sekä paksumpia.

Mikäli pohjanvahvistus on tarkoitus ylettää kovaan maakerrokseen tai kallioon asti ja pohjasuhteet ovat melko pehmeät ja vaihtelevat, olisi luonteva ratkaisu tukipaalu sen tarjoaman ylivoimaisen kantokyvyn vuoksi ja näin saataisiin lähes painumaton rakenne yhdessä oikein mitoitettun paalulaatan kanssa.

Tietenkin mikäli tilanne olisi syvä ja kohtuu korkean leikkauslujuuden omaava savikko, joka vaatisi ainoastaan pientä kantavuuden lisäystä tarjotakseen tarvittava kantokyky tulisi ensisijaisesti mieleen käyttää pilaristabilointia, tällöin kuitenkin pohjasuhteiden tulisi olla hyvin tasalaatuiset ja tutkimusten laajat.

Yhtenä vaihtoehtona tulee mieleen paalutuksen ja pilaristabiloinnin yhdistely, jossa kantavat anturat paalutettaisiin tukipaaluin ja maanvaraisen lattian alla oleva maapohja pilaristabiloitaisiin, olettaen että kohteessa maanvaraisen lattian ei tarvitse vastaanottaa käytön vuoksi samankaltaisia kuormia, kuten anturoiden.

Täytyy kuitenkin muistaa, että jokainen kohde on hyvin erilainen pohjasuhteiltaan, eikä yleispätevää menetelmää ole. Vaihtoehtona olisi mahdollisesti myös massanvaihto, mikäli pehmeä kerros on ohut.

Geolujitteiden käyttäminen yhdessä pilaristabiloinnin kanssa voisi mahdollisesti auttaa hyvien tuloksien aikaansaamiseksi.

Mielestäni massastabilointi ei oikein sovellu pohjavahvistamaan maakerroksia talo- ja teollisuusrakentamisessa. Massastabiloinnin yleisimmät käyttökohteet ovat liejun ja turpeen stabiloiminen, jotka ovat todella pehmeitä ja heikosti kantavia eloperäisiä maa-aineksia, näin ollen olisi todella vaikeaa saavuttaa vaadittavaa lujuutta ja stabiiliutta rakennuksen perustamiseen. Infra-hankkeissa sen sijaan oikein mainio menetelmä.

Yhteenvedona voidaankin todeta, että **pilaristabilointi** voi olla tehokas ja kustannustehokkain ratkaisu pehmeälle maaperälle hallia perustettaessa. Pilarit oikeanlaisessa maaperässä antaa jo kohtuullisen stabiliteetin ja kantavuuden, myös

päälle tulevan murskekerroksen myötä kantavuus paranee entisestään ja näin ollen voidaan mitoittaa kevyitä rakenteita pilaristabiloinnin varaan. Se kuitenkin vaatii tarkkaa suunnittelua, laadunvalvontaa sekä ammattitaitoisen toteutuksen. Mahdolliset ongelmat voivat johtua esimerkiksi suunnittelun puutteista, pohjatutkimusten vähäisestä määrästä, väärästä menetelmästä, sopimattomasta sideaineksestä tai huonosta toteutuksesta. Asianmukainen suunnittelu ja valvonta ovat avainasemassa onnistumiseen.

Lähteet

Allu Stabilisation system kuva

Esimerkkikohteiden suunnitelmat

Finnsementti pilaristabilointi

InfraRYL 14131

Jääskeläinen R. (2010) Maanrakennuksen ja louhinnan perusteet

Jääskeläinen R. (2011) Geotekniikan perusteet

Lahtinen P. Parkkinen E. (1992) Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje

Liikennevirasto (2018) Syvästabiloinnin suunnittelu

NCCI7 (2023) Geotekninen suunnittelu

Rantamäki M. Jääskeläinen R. Tammirinne M (2008) Geotekniikka

Rantamäki M. Tammirinne M. (2000) Pohjarakennus

RIL 207-2009 Geotekninen suunnittelu

RIL K128-1990 Syvästabiloinnin suunnittelu ja toteutus

Ronkainen N. (2012) Suomen maalajien ominaisuuksia

Syvästabiloinnin mitoitusohje (1997)

Tiehallinto (2001) Syvästabiloinnin suunnitteluohje

Väylävirasto kuva

YIT nettisivut ja oma tietokanta

Liitteen otsikko