

## Syvästabiloinnin suunnittelu





# Syvästabiloinnin suunnittelu

Liikenneviraston ohjeita 17/2018

Liikennevirasto  
Helsinki 2018

*Kannen kuva: KFS Finland Oy 2018*

Verkojulkaisu pdf ([www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi))

ISSN-L 1798-663X

ISSN 1798-6648

ISBN 978-952-317-588-4

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

27.6.2018

LIVI/2840/06.04.01/2018

Vastaanottaja  
Liikennevirasto, ELY-keskukset / liikenne-  
ja infrastruktuuri

Säädösperusta  
Maantielaki, Ratalaki

Korvaa/muuttaa  
Syvästabiloinnin suunnittelu, Liikenneviraston ohjeita  
11/2010

Kohdistuvuus  
Liikenneväylien suunnittelu ja toteutus

Voimassa  
1.8.2018 alkaen

Asiasanat  
Geotekniikka, pohjarakennus, pohjanvahvistus, suunnittelu, syvästabilointi, ohjeet

## Syvästabiloinnin suunnittelu

Tässä ohjeessa esitetään yleiset vaatimukset pohjanvahvistuksena käytettävän syvästabiloinnin suunnittelulle ja mitoitukselle. Tätä ohjetta noudatetaan yleisten teiden, ratojen ja vesirakenteiden syvästabiloinnin suunnittelussa. Suunnittelu tehdään Eurokoodien mukaisesti.

Tämä ohje korvaa LO11/2010 ohjeen. Pääasialliset muutokset, lisäykset ja tarkistukset on lueteltu esipuheessa.

Ohjeessa on myös selostettu tuotantotekniikkaa ja muuta täydentävää ja opastavaa tietoa, joka on tarkoitettu suunnittelijalle taustatiedoksi suunnitelmaa laadittaessa. Taustatiedoksi tarkoitettu teksti on esitetty kapealla palstaleveydellä.

Tekninen johtaja

Markku Nummelin

Geoasiantuntija

Veli-Matti Uotinen

*Ohje hyväksytään sähköisellä allekirjoituksella.  
Sähköisen allekirjoituksen merkintä on viimeisellä sivulla.*

LISÄTIETOJA  
Veli-Matti Uotinen  
Liikennevirasto  
puh. 029 534 3540

## Esipuhe

Tämän Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen päivityksen tavoitteena on ollut yhdenmukaistaa syvästabiloinnin suunnittelu eurokoodien mukaiseksi sekä täydentää ja päivittää edellisen ohjeen (LO10/2010) sisältöä suunnittelukäytäntöjen, tutkimustiedon ja käytännön kokemusten perusteella ajantasaiseksi.

Merkittävimmät muutokset, tarkistukset ja lisäykset verrattuna edelliseen ohjeeseen ovat:

- Mitoitus tehdään Eurokoodeilla ja mitoitusstavaksi on valittu sekä stabiloidun rakenteen vakavuuden ja pilareiden puristuskestävyyden osalta mitoitusstapa DA3 murtorajatilatarkasteluissa
- Syvästabiloinnin suunnitteluohje koskee myös ratoja ja ratakohteiden erityispiirteet, erityisesti olemassa olevien ratojen stabiliteetin parantamiskohdeet, on huomioitu ohjeessa
- Mitoituksessa käytettävät liikennekuormitukset (maantieliikennekuorma ja ratakuorma) ovat uusimpien NCCI7 ja RATO 3 mukaisia
- Stabiloidun maan parametreja ja niiden määrittämistä on tarkennettu erityisesti lujuudenmäärityksen kairausten ja laboratoriotutkimusten perusteella osalta
- Ohjeeseen on lisätty stabiloituvuuskokeiden laboratorio-ohje (Liite 1) stabiloituvuuskokeiden tekemisen yhdenmukaistamiseksi
- Ohjeeseen on lisätty ohjeet koestabiloinnin ohjelmointiin ja tutkimiseen (Liite 2)
- Massastabiloinnin ohjeistusta on täydennetty parametrien määrityksen, tuotantotekniikan, vakavuus- ja painumalaskelmien osalta
- Lamellistabiloinnin mitoitusmenetelmiä on tarkistettu
- Syvästabiloinnin hyödyntämistä kaivantojen tuennassa on tarkistettu ja tuettujen kaivantojen osalta esitetty mitoitusperiaatteet
- Lisätty tilastollisten menetelmät syvästabiloinnin lujuuden arvioinnissa
- Tarkennettu syvästabiloinnin laadunvalvonnan menetelmiä, määriä ja tulkin-taa ja yhdenmukaistettu se päivitetyn InfraRYL:n kanssa

Näiden lisäksi ohjeeseen on tehty lukuisia määrä pienempiä muutoksia, tarkistuksia ja lisäyksiä. Ohje on osin käsikirjamainen sisältäen lukuisia viittauksia alan kirjallisuuteen ja tieteellisiin artikkeleihin. Opastavat ja suunnitteluohjeistusta täydentävät ja tukevat tiedot ja mm. tuotantotekniikkaa sisältävät kohdat on esitetty kapealla paltaleveydellä.

Ohjeen on laatinut Liikenneviraston toimeksiannosta Ramboll Finland Oy v. 2016-2018. Ohjeen pääkirjoittajana on toiminut Juha Forsman. Kirsi Koivisto ja Markus Melander ovat osallistuneet ohjeen kirjoittamiseen ja Matias Napari esimerkkilaskelmien laatimiseen. Leena Korkiala-Tanttu on osallistunut Ramboll Finland Oy:n alikonsulttina ohjeen tarkistamiseen ja asiantuntijatyöhön erityisesti tilastollisia menetelmiä, tieliikennekuormaa ja pilarin puristuskestävyyttä ja stabiloidun maan parametrien ja niiden määrittämisistä koskeviin lukuihin. Tieliikennekuorman jakautumista penkereessä ja syvästabiloidussa pohjamaassa analysoitiin 3D FEM-mallinnuksella Aaltoyliopistossa. Mallinuksesta vastasi Ayman Abed.

Laboratorio-ohjeistuksen laatimiseksi tehtiin taustaselvitys (Syvästabiloinnin laboratorioskokeiden ohjeistuksen taustaselvitys, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 30/2018). Taustaselvityksen laatimisesta vastasi Marko Koivulahti Ramboll Finland Oy:stä ja kirjoittamiseen osallistui hänen lisäkseen Tarja Niemelin ja Harri Jyrävä.

Suunnitteluohjeesta ja samanaikaisesti työn alla olleesta InfraRYL:n syvä- ja massastabilointilukujen päivityksestä pidettiin helmikuussa 2017 seminaari, johon osallistui noin 20 asiantuntijaa edustaen suunnittelijoita, urakoitsijoita ja tilaajan edustajia. Seminaarissa saatuja kommentteja ja mielipiteitä hyödynnettiin ohjeen kirjoittamisessa. Ratahankkeiden syvästabiloinnin erityispiirteiden osalta saatiin Seppo Hakalalta (VR Track Oy) hyödyllistä tietoa. Ohje oli lausuntokierroksella marrasjoulukuussa 2017 ja lausunnolla saatuja kommentteja hyödynnettiin ohjeen viimeistelyssä.

Liikenneviraston vastuuhenkilönä ohjetyössä oli Veli-Matti Uotinen. Kirjoitustyötä ohjasi työryhmä, johon kuuluivat Juha Forsman, Leena Korkeala-Tanttu, Panu Tolla, Jaakko Heikkilä ja Veli-Matti Uotinen.

Helsingissä kesäkuussa 2018

Liikennevirasto  
Tekniikka- ja ympäristöosasto

## Sisällysluettelo

1	JOHDANTO .....	9
1.1	Ohjeen soveltamisala.....	9
1.2	Suunnittelussa sovellettavat ohjeet.....	9
1.3	Selitteet ja merkinnät .....	10
2	SYVÄSTABILOINTIMENETELMÄT .....	17
2.1	Stabiloinnin periaate .....	17
2.2	Stabiloinnin käyttökohteet .....	17
2.3	Stabiloinnin käytön rajoitteita .....	19
2.4	Pilaristabilointimenetelmä .....	19
2.5	Massasyvästabilointimenetelmä .....	22
2.6	Syvästabiloinnin suunnitteluprosessi .....	25
3	SIDEAINE, TÄYTEAINE JA LISÄRUNKOAINE .....	27
3.1	Kaupalliset sideaineet .....	27
3.2	Sivutuote- tai jätepohjaiset sideaineet .....	28
3.3	Täyteaine ja lisärunkoaaine.....	29
4	SUUNNITTELUN LÄHTÖTIEDOT JA REUNAEDDOT .....	30
4.1	Syvästabilointi rakentamishankkeessa .....	30
4.2	Geotekniset tutkimukset ja näytteenotto.....	34
4.3	Stabiloitavuuskokeet laboratorioissa .....	37
4.4	Viereisten rakenteiden huomioiminen.....	39
4.5	Työalusta ja tiivistyspenger.....	40
	4.5.1 Työalusta pilaristabiloinnissa.....	41
	4.5.2 Työalusta massastabiloinnissa.....	41
	4.5.3 Tiivistyspenger massastabiloinnissa.....	42
4.6	Paikalliset ympäristövaikutukset.....	43
5	MITOITUSTAVAT JA KUORMITUKSET .....	45
5.1	Mitoitustavat ja varmuuksien kohdentaminen.....	45
	5.1.1 Kestävyyden tarkistus, penkereen ja luiskan vakavuus murtorajatilassa SRT/GEO .....	45
	5.1.2 Kestävyyden tarkistus, pilarien puristuskestävyys murtorajatilassa SRT/GEO .....	46
	5.1.3 Penkereen ja luiskan vakavuus, käyttörajatila SLS.....	46
	5.1.4 Syvästabiloidun maan painumalaskenta, käyttörajatila SLS.....	46
5.2	Geotekninen luokka ja seuraamusluokka.....	46
5.3	Kuormitusotaksumat.....	47
	5.3.1 Penger, pysyvä kuorma.....	47
	5.3.2 Maantieliikennekuorma.....	48
	5.3.3 Junakuorma .....	50
	5.3.4 Rumpu tai putkilinja.....	51
5.4	Esikuormitus ja ylikuormitus.....	52
6	PARAMETRIT JA NIIDEN MÄÄRITTÄMINEN.....	53
6.1	Stabiloidun maan leikkauslujuus.....	53
6.2	Leikkauslujuuden ominaisarvo ja mitoitusarvo .....	54
6.3	Ominaisarvon määrittämismenetelmät.....	57
	6.3.1 Määrittäminen laboratorio- ja tutkimustuloksista.....	59



---

6.3.2	Määrittäminen koestabilointituloksista.....	61
6.3.3	Määrittäminen aikaisempien stabilointien tuloksista.....	61
6.3.4	Määrittäminen kokemukseräisesti .....	62
6.4	Moduuli.....	62
6.4.1	Pilaristabilointi, E-moduuli .....	62
6.4.2	Massasyvästabilointi, M-moduuli .....	63
6.4.3	Pienten muodonmuutosten moduuli .....	64
6.5	Vedenläpäisevyys.....	65
6.6	Muita ominaisuuksia.....	66
6.7	Käyttöikä .....	67
6.8	Stabiloimattoman maan leikkauslujuus.....	67
7	PILARISTABILOINNIN TOIMINTAPERIAATE.....	69
7.1	Kimmoisa ja myötävä pilaristabilointi .....	69
7.2	Määrittäiset pilarit .....	70
7.3	Siirtymärakenteet.....	71
7.3.1	Tien pituussuuntaiset siirtymärakenteet.....	71
7.3.2	Tien poikkisuuntaiset siirtymärakenteet .....	72
7.4	Pilarikaaviot.....	73
7.4.1	Yksittäiset pilarit .....	73
7.4.2	Pilarilamellit .....	74
7.4.3	Pilarien kaltevuus.....	76
7.5	Penger- ja päällysrakenteen holvaus.....	77
7.5.1	Pilarien ja pilarilamellien k/k-välit.....	77
7.5.2	Lujitteet.....	78
7.5.3	Massastabiloinnin holvaus pilareille .....	78
8	PILARISTABILOIDUN RAKENTEEN VAKAVUUS.....	79
8.1	Stabilointikaavio ja vakavuuslaskenta .....	79
8.2	Yksittäiset pilarit .....	79
8.3	Pilarilamellit .....	83
8.4	Mahdolliset heikkousvyöhykkeet.....	84
9	PILARIN PURISTUSKESTÄVYYS JA GEOTEKNINEN KANTAVUUS .....	86
9.1	Pilarin puristuskestävyyden tarkistus .....	86
9.2	Pilarin geotekninen kantavuus.....	89
10	PILARISTABILOINNIN PAINUMA .....	90
10.1	Painumalajit .....	90
10.2	Kimmoisen pilaroinnin painuma .....	91
10.3	Putkijohtojen ja rumpujen painuma.....	93
10.4	Määrittäisen pilaroinnin painuma .....	94
10.4.1	Painuman suuruus .....	94
10.4.2	Painuma-aika .....	95
10.5	Myötäävän pilaroinnin painuma .....	95
11	MASSASYVÄSTABILOINNIN MITOITUS.....	96
11.1	Massastabiloinnin vaiheet .....	96
11.2	Vakavuustarkastelut .....	96
11.3	Painumamitoitus .....	97

12	PUTKIJOHTOJEN JA RUMPUJEN KAIVANNOT .....	101
12.1	Stabilointi tukemattomassa kaivannossa .....	101
12.2	Stabilointi tuetussa kaivannossa.....	102
13	SYVÄSTABILOINTISUUNNITELMA JA HANKINTA.....	105
13.1	Syvästabiloinnin hankintavaihtoehdot.....	105
13.2	Pilari- ja massastabilointisuunnitelma.....	105
13.3	Pilaristabilointisuunnitelma .....	106
13.4	Massastabilointisuunnitelma .....	107
13.5	Instrumentointisuunnitelma.....	109
14	OLEMASSA OLEVAT RADAT SUUNNITTELUSSA .....	110
15	LAADUNVALVONTA.....	113
15.1	Laadunvalvontasuunnitelma .....	113
15.2	Laadunvalvontamenetelmät .....	114
15.3	Valvontakäytäntöjen edustavuus.....	116
15.4	Tutkimusraportti ja sen hyödyntäminen .....	118
16	SYVÄSTABILOINTI TÄRINÄN LEVIÄMISEN ESTÄMISESSÄ.....	120
17	TILASTOLLISET MENETELMÄT SYVÄSTABILOINNIN LUJUUDEN ARVIOINNISSA.....	123
	KIRJALLISUUS.....	125
<b>LIITTEET</b>		
Liite 1	Stabiloitavuuskokeiden laboratorio-ohje	
Liite 2	Koestabiloinnin ohjelmointi ja tutkimukset	
Liite 3	Esimerkkimitoitus 2,5 m penkereelle	
Liite 4	Myötävän pilaroinnin mitoitus	
Liite 5	Esimerkkitarkastelu putkijohtojen perustamisesta	
Liite 6	Pilaristabiloinnin kelpoisuuden osoittamisen vaiheet ja menetelmät	
Liite 7	Massastabiloinnin kelpoisuuden osoittamisen vaiheet ja menetelmät	
Liite 8	Syvästabiloinnin laadunvalvontakäytäntömenetelmät	

# 1 Johdanto

## 1.1 Ohjeen soveltamisala

Tässä julkaisussa esitetään suunnittelu- ja mitoitusohjeet väylähankkeiden penkereiden ja luiskien sekä putkijohtojen perustamisesta syvästabiloimalla vahvistetulle maapohjalle. Ohjetta voidaan soveltuvin osin käyttää myös muiden kohteiden (kuten esim. vesiväylien luiskien) suunnittelussa. Julkaisussa on esitetty myös periaatteita syvästabiloinnin hyödyntämiseen kaivuluiskien tukemiseen luiskatun ja tuetun kaivannon tapauksessa.

Tässä ohjeessa käsitellään ns. kuivamenetelmällä tehtävää pilaristabilointia sekä massasyvästabilointia (kuvat 2.1-2.3).

*Käsiteltyjen syvästabilointimenetelmien lisäksi Suomessa käytetään muitakin massastabilointimenetelmiä esim. pehmeiden kaivumaiden käsittelyyn. Muita massastabilointimenetelmiä ovat mm. seulakauha, aumankääntäjä, asemasekoituslaitteet, yms., joita ei käsitellä tässä ohjeessa. Märkämenetelmällä tehtävän syvästabiloinnin tuotantotekniikkaa, joka poikkeaa kuivamenetelmän tuotantotekniikasta, ei käsitellä tässä ohjeessa.*

Tässä ohjeessa käsitellään pilareita, joiden:

- suunnitteluleikkauslujuus on korkeintaan 200 kPa
- halkaisija on 500-800 mm (nykyään yleensä 600-800 mm)
- maksimipituus on 20 m (pohjoismaisella laitteistolla on tehty n. max. 25 m pilareita, mutta yli 20 m pitkien pilarien suunnittelemisesta on sovittava hankekohtaisesti)

Tätä ohjetta voidaan soveltaa käytettäessä sideaineena kalkkia tai kalkkisementtiä sekä myös muita sideaineita edellyttäen, että niistä tunnetaan:

- seoksen osa-aineet, jotta voidaan arvioida työturvallisuustekijät sekä ympäristökelpoisuus
- lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (erityisesti mahdollinen murtumisen hauraus)
- työtekniinen kelpoisuus, joka on todettu työmaaolosuhteissa

## 1.2 Suunnittelussa sovellettavat ohjeet

Syvästabiloinnin suunnittelussa sovellettavien määräysten ja ohjeiden pätemisjärjestys on seuraava:

1. Liikenteen turvallisuusviraston (TraFi) määräykset
2. Yhteentoimivuuden tekniset eritelmät YTE
3. Liikenneviraston antamat hankkeen suunnitteluperusteet
4. Eurokoodit ja niiden kansalliset liitteet (noudatetaan LVM:n kansallisia liitteitä, jos samasta eurokoodista on sekä YM:n että LVM:n kansalliset liitteet)
5. Liikenneviraston Eurokoodien soveltamisohjeet (NCCI-sarja), oleellisimpana NCCI7 Eurokoodin soveltamisohje - Geotekninen suunnittelu LO13/2017
6. Liikenneviraston Tien geotekninen suunnittelu LO10/2012 ja Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 3, Radan rakenne LO13/2018

7. Tämä Syvästabilointiohje LO17/2018
8. Liikenneviraston ohjeet (alla lueteltuina tämän ohjeen suhteen oleelliset):
  - LO 10/2015 Geotekniset tutkimukset ja mittaukset
  - LO 9/2010 Tiepenkereiden ja -leikkausten suunnittelu
9. Muut ohjeet ja oppaat (alla oleelliset lueteltuina)
  - Massastabilointikäsikirja 2014
  - Rakennustuotteiden CE-merkintä (Liikenneviraston opas 2015)

Infrarakentamisen yleisten laatuvaatimusten (InfraRYL) osa Tekniset laatuvaatimukset on urakka-asiakirja. Suunnittelussa laadittavalla hankekohtaisella laatuvaatimuksella ja työselostuksella voidaan korvata ja täydentää InfraRYL:n yleisiä laatuvaatimuksia. Tienpidossa noudatetaan "InfraRYL laatuvaatimusten soveltaminen tienpidossa 28.4.2014 3090/070/2010"-ohjekirjettä.

Kaikki pohjarakentamista koskevat ohjeet ja tie- ja ratatekniset suunnitteluohjeet on lueteltu Liikenneviraston ohjeluetelossa (<http://www.liikennevirasto.fi/palveluntuottajat/ohjeluetelo>).

## 1.3 Selitteet ja merkinnät

Tässä ohjeessa käytetään seuraavia selitteitä ja merkintöjä.

### **Selitteet:**

Kimmoisa pilari: pilarikuorma ei ylitä myötörajaa.

Kuivastabilointi: menetelmässä maa-aines hajoitetaan mekaanisesti ja sideaine syötetään ja sekoitetaan kuivana maa-ainekseen.

Lisärunkoaine: massastabiloitavan orgaanisen maakerroksen (esim. turve tai lieju) mineraaliainepitoisuutta voidaan kasvattaa lisäämällä stabiloitavan maakerroksen pinnalle esim. savea, hiekkaa, kivituhkaa, tms., joka sekoitetaan stabiloitavaan maakerrokseen ennen sideaineen sekoittamista.

Myötävä pilari: pilarikuorma ylittää myötörajaa, mutta ei murtorajaa.

Osa-alue: laadunvalvontatutkimuksia varten stabilointikohde jaetaan osa-alueisiin, jotka rajataan mm. stabiloitavan kerroksen ominaisuuksien (syvyys, vesipitoisuus, yms.), pinta-alan sekä sideainereseptin perusteella (osa-alueella sideaine ja sen määrä ovat vakiot).

Penger: Ellei erikseen mainita tarkoitetaan tässä penkereen korkeudella penger- ja päällysrakenteen yhteenlaskettua korkeutta.

Pilari: sekoitinkärjellä maa-ainesta in situ käsittelemällä valmistettu yksittäinen tai viereistä leikkaava lieriömäinen elementti, jonka halkaisijan määrää sekoitinkärjen halkaisija. Toisiaan leikkaavista pilareista muodostuu Pilarilamelli.

Runkoaine: stabiloitava maakerros tai maa-aines.

Sekoitusprosessi: maakerroksen tai maa-aineksen mekaaninen hajottaminen sekä sideaineen ja mahdollisen lisäaineen siihen sekoittaminen.

Sekoitinkärki: maa-aineksen rakenteen hajottamiseen, sideaineen syöttöön ja sideaineen sekoittamiseen käytetty työkalu.

Sekoitustyön energia: sekoituslaitteiston sekoitustyöhön käyttämä energia.

Sideaine: kemiallisesti reaktiivinen materiaali (esim. sementti, kalkki, kipsi ja kuona).

Sideainemäärä: sideaineen kuivapaino käsiteltävän maa-aineksen tilavuusyksikköä kohden (yksikkö kg/m<sup>3</sup>).

Sideaineresepti: sideaineresepti määrittää käytettävän sideaineen tyyppin ja määrän (kg/m<sup>3</sup>).

Stabilointi määräsyvyyteen: pilarien tai massastabiloinnin alapuolelle jätetään pehmeitä maakerroksia.

Stabilointiruutu (lohko, blokki): massasyvästabiloinnissa sideaine syötetään stabiloitavaan maakerrokseen stabilointiruutukohtaisesti, ruudun pinta-ala on tyypillisesti n. 3–5 m × 3–5 m ja syvyys on stabiloitavan kerroksen paksuus.

Stabiloitu maa: pilaristabiloitu tai massastabilointu maa.

Stabiloitu pohjamaa: pohjanvahvistettu maapohja, jonka muodostavat stabiloidut pilarit ja pilarien välinen maa yhdessä tai massastabiloitu maa.

Teräsiipikierrosten lukumäärä: teräsiipikierrosten kokonaislukumäärä sekoitinkärjen noustessa metrin pilarin suunnassa.

Tiivistyspenger: tiivistyspenger on kitkamaakerros, joka rakennetaan massastabiloidun maakerroksen päälle tiivistämään sideaineen paineilmalla syötön ja sekoitustyön jäljiltä kuohkean stabiloidun kerroksen. Massastabilointikone työskentelee tiivistyspenkereen päällä silloin, kun stabiloitavan kerroksen päälle ei ole rakennettu työalustaa.

Tuotteistamaton sideaine: sideaineena käytettävä esim. jätepohjainen materiaali, jota ei ole tuotteistettu sideainekäyttöön.

Tuotteistettu sideaine (kaupallinen sideaine): Stabiloinnin sideainekäyttöön tuotteistettu CE-merkitty tuote.

Työalusta: työalusta on ennen syvästabilointia tehtävä kitkamaakerros, jonka päältä pilari- tai massastabilointi toteutetaan. Massastabiloinnissa työalusta sekoitetaan stabiloitavaan maakerrokseen ennen stabilointia ja massastabilointikone työskentelee sekoittamattoman työalustan päällä.

Täyteaine: täyteaineen reaktiivisuus on vähäinen tai sitä ei ole, mutta se edistää sideainereaktiota ja siten lisää stabiloidun materiaalin lujuutta. Täyteaine voidaan syöttää kuivana painesyöttimen kautta (esim. kuiva heikosti reaktiivinen tuhka) tai se voidaan sekoittaa kosteana suoraan massastabiloitavan runkoainekerroksen pinnalle (esim. kasavarastoitu kostea tuhka).

**Merkinnät:**

A	pilaristabiloidun alueen pinta-ala ( $= A_p + A_m, = k/k \times k/k$ ) [m <sup>2</sup> ]
A <sub>m</sub>	maan pinta-ala pilarien välissä ( $= A - A_p$ ) [m <sup>2</sup> ]
A <sub>p</sub>	pilarin poikkileikkauksen pinta-ala [m <sup>2</sup> ]
A, B	pilaroinnin reunan sijainti [-]
A, B, C	stabiloidun pohjamaan kerrokset [-]
A, B, C	vyöhykkeet putkikaivannon kohdalla ja vieressä [-]
A, B, C	syvästabiloinnin laadunvalvonnan tutkimusmäärä erilaisissa tapauksissa [%]
A, B, C, D	rakennusten värähtelyluokat [-]
a	pilarisuhde ( $= A_p / A$ ) [-]
a	pilarien keskeltä keskelle väli tasasivuisella kolmioverkolla [m]
B	putkikaivannon arinan alapinnan leveys [m]
B	lamellistabiloidun alueen leveys [m]
CC1, 2 ja 3	seuraamusluokka [-]
COV <sub>x</sub>	variaatiokerroin (coefficient of variation) [-]
c'	koheesio [kPa]
c <sub>u</sub>	suljettu leikkauslujuus [kPa]
c <sub>u;d</sub>	maan suljettu leikkauslujuus, mitoitusarvo [kPa]
c <sub>u;k</sub>	maan suljettu leikkauslujuus, ominaisarvo (redusoitu esim. w <sub>L</sub> tai F) [kPa]
c <sub>uR;d</sub>	maan suljettu leikkauslujuus stabiloidun pohjamaan vakavuustarkastelussa, mitoitusarvo, $\gamma_M = 1,4$ , redusoitu kertoimella $\mu_{pilari / maa}$ [kPa]
c <sub>uv;k</sub>	maan leikkauslujuus määrämittaisen pilarin alemman puolikkaan tasolla, ominaisarvo (redusoitu esim. w <sub>L</sub> tai F) [kPa]
c <sub>v</sub>	konsolidaatiokerroin, pystysuuntainen [m <sup>2</sup> /s]
D	pilarin halkaisija [m]
D <sub>lamelli</sub>	pilarilamellin tehokas leveys [m]
E	muodonmuutosmoduuli [kPa]
E <sub>maa;i</sub>	maan pienten muodonmuutosten moduuli [kPa]
E <sub>pilari</sub>	stabilointipilarin muodonmuutosmoduuli [kPa]
E <sub>pilari;i</sub>	stabilointipilarin pienten muodonmuutosten moduuli [kPa]
E <sub>pilari;ka.tk;d</sub>	pilarilamellien ja maan keskimääräinen moduuli tuetun kaivannon ponttien välissä, mitoitusarvo [kPa]
E <sub>50</sub>	stabiloidun maan muodonmuutosmoduuli, määritetään väliltä 0...0,5 × $\sigma_{murto}$ [kPa]
F	hienousluku [%]
F <sub>c;d, geo</sub>	pilariin kohdistuvan aksiaalisen puristuskuorman mitoitusarvo geoteknisen kantavuuden tarkastelussa, pysyvä kuorma ja alle 5 m pilareilla lisäksi liikennekuorma [kN]
F <sub>c;d, pilari</sub>	pilariin kohdistuvan aksiaalisen puristuskuorman mitoitusarvo pilarin puristuskestävyydestä tarkastelussa [kN]
GL1, 2 ja 3	geotekninen luokka [-]
G <sub>maa;i</sub>	maan pienten muodonmuutosten leikkausmoduuli [kPa]
G <sub>penger</sub>	pilarille kohdistuva pengerkuorma (penger + päällysrakenne) alueelta $(k/k)^2$ [kN]
g <sub>maa</sub>	maalle tuleva osuus pengerkuormasta g <sub>penger</sub> [kPa]
g <sub>maa-%</sub>	maalle tuleva %-osuus pengerkuormasta g <sub>penger</sub> [%]
g <sub>penger</sub>	pengerkuorma (penger + päällysrakenne), ei sisällä liikennekuormaa [kPa]
g <sub>pilari</sub>	pilarille tuleva osuus pengerkuormasta g <sub>penger</sub> [kPa]
g <sub>pilari-%</sub>	pilarille tuleva %-osuus pengerkuormasta g <sub>penger</sub> [%]

$g_{tiivistyspenger}$	tiivistyspenkereen aiheuttama pysyvä kuorma [kPa]
Hh	hehikutushäviö [%]
$H_{lamelli}$	pilarilamellin tehokas korkeus tuetussa kaivannossa [m]
h	syvästabiloinnin yläpuolisen penkereen ja päällysrakenteen korkeus [m]
$h_1$	alkuperäisen maanpinnan tai massasyvästabiloinnin tiivistyspenkereen yläpuolisen penkereen korkeus [m]
$h_2$	syvästabiloinnin yläpinnan ja alkuperäisen maanpinnan välinen täyttö [m]
$h_3$	massasyvästabiloinnin tiivistyspenkereen paksuus [m]
$I_p$	plastisuusluku [-]
$K_{Fi}$	kuormakerroin [-]
$K_{p, pengler}$	maanpaine kerroin pengerkuorman aiheuttamalla jännityslisäykselle (=0,5) [-]
$k_{ed}$	koetulosten edustavuuskerroin [-]
$k_h$	vaakajännityksen kerroin (Liikenneviraston kohteissa 1,0) [-]
$k_{K/L}$	kenttä- / laboratoriolujuuskerroin [-]
$k_{maa}$	maan vedenläpäisevyyskerroin [m/s]
$k_{myötö}$	myötöjännityksen kerroin (0,7) [-]
$k_n$	tilastollinen kerroin [-]
$k_{pilari}$	stabilointipilarin vedenläpäisevyys [m/s]
$k_{pilari+maa}$	pilaristabiloidun pohjamaan vedenläpäisevyyskerroin [m/s]
$k_{stab}$	stabiloidun maan vedenläpäisevyyskerroin [m/s]
$k_{Ts/Tt}$	aikalujittumiskerroin [-]
$k/k$	pilarien keskeltä keskelle väli [m]
$k/k_L$	pilarilamellien keskeltä keskelle väli [m]
$k/k_p$	pilarilamellin pilarien keskeltä keskelle väli [m]
M	maan kokoonpuristuvuusmoduuli [kPa], vaihtelee tyypillisesti välillä n. 0,3-0,5 MPa pehmeällä ja n. 1-2,5 MPa jäykällä savella.
$M_{final}$	lujittuneen massastabiloidun maan moduuli [kPa]
$M_{initial}$	massastabiloidun maan moduuli esitiivistymis- ja lujittumisaikana [kPa]
$M_o$	maan kokoonpuristuvuusmoduuli ennen esikonsolidaatiojännitystä [kPa]
m	moduuliluku [-]
$N_c$	kantavuuskerroin [-]
n	havaintojen lukumäärä [-]
ODF	ylimitoituskkerroin ODF (Over Design Factory) [-]
$Q_{liikenne}$	pilarille kohdistuva liikennekuorma alueelta $(k/k)^2$ [kN]
$q_c$	kärkivastus [MPa]
$\Delta q_{maa:i-\%}$	maalle tuleva %-osuus keskimääräisestä liikennekuormasta tarkastelusyvyydellä [%]
$\Delta q_{pilari:i}$	pilarille tuleva osuus keskimääräisestä liikennekuormasta tarkastelusyvyydellä [kPa]
$\Delta q_{pilari:i-\%}$	pilarille tuleva %-osuus keskimääräisestä liikennekuormasta tarkastelusyvyydellä [%]
$Q_{tiiliikenne}$	liikennekuorma, stabiliteettilaskenta [kPa]
$q_u$	yksiaksiaalinen puristuslujuus [kPa]
$R_{c;d, pilari}$	pilarin puristuskestävyyden mitoitusarvo [kN]
$R_{ULS;d}$	määrämittaisen pilarin alapään kantokestävyyden mitoitusarvo [kN]
SP	routimiskkerroin [-]
s	painuma [m]

$S_{final}$	lopullisen penkereen aiheuttama massasyvästabiloidun kerroksen painuma [m]
$S_{initial}$	tiivistyspenkereen aiheuttama massasyvästabiloidun kerroksen painuma [m]
$S_{maa}$	pilareiden väliselle maalle siirtyvän kuormaosuuden aiheuttama painuma [m]
$S_{pilari}$	pilarille siirtyvän kuormaosuuden aiheuttama painuma [m]
$S_{total}$	massasyvästabiloidun kerroksen kokonaispainuma [m]
$S_{ua;d}$	pilaristabiloidun maan keskimääräinen leikkauslujuus aktiivivyohykkeessä, mitoitusarvo [kPa]
$S_{ul;d}$	lamellistabiloidun maan keskimääräinen leikkauslujuus aktiivi- ja passiivivyohykkeessä, kun lamellien välisen maan leikkauslujuus on 0 kPa vakavuuslaskelmassa, mitoitusarvo [kPa]
$S_{ultk;d}$	lamellistabiloidun maan keskimääräinen leikkauslujuus tuetun kaivannon ponttien välissä, mitoitusarvo [kPa]
$S_{ylikuormitus}$	ylikuormituspenkereen aiheuttama painuma [m]
$\Delta U$	huokosveden ylipaine [kPa]
$V_{w,95}$	värähtelyn tunnusluku [mm/s]
$w$	vesipitoisuus [%]
$w_L$	juoksuraja [%]
$X_d$	materiaaliominaisuuden mitoitusarvo
$X_k$	materiaaliominaisuuden ominaisarvo
$\bar{x}$	havaintojen keskiarvo
$z$	putkikaivannon syvyys [m]
$Z_{ms}$	massasyvästabiloitavan maakerroksen paksuus (ennen stabilointia) [m]
$Z_{pehmeikkö}$	syvästabiloitavaksi suunnitellun maakerroksen paksuus [m]
$Z_{PValapuolella}$	täytön paksuus pohjavesipinnan alapuolella [m]
$Z_{pilari}$	pilaristabiloidun maakerroksen paksuus (pilaripituus) [m]
$Z_{PVyläpuolella}$	täytön paksuus pohjavesipinnan yläpuolella [m]
$\beta$	jännitysekspONENTTI [-]
$\epsilon$	muodonmuutos [%]
$\epsilon_{50\%}$	puristuslujuuden puolikasta vastaava muodonmuutos [%]
$\Psi_{liikenne}$	yhdistelykerroin, liikennekuorma [-]
$\lambda$	pisin aallonpituus maaperässä [m]
$\sigma$	puristusjännitys [kPa]
$\sigma'$	vallitseva pystyjännitys [kPa]
$\sigma'_{h-}$	maan tehokas vaakajännitys pilarin vieressä tarkastelusyvyydellä (=pilareihin vaikuttava maan tehokas vaakajännitys) [kPa]
$\Delta\sigma'_h$	vaakajännityksen lisäys tarkastelusyvyydellä (pengerkuorman aiheuttama) [kPa]
$\Delta\sigma'_{liikenne, ka.}$	nopean liikennekuorman aiheuttama keskimääräinen jännityslisäys pilaristabiloidussa maassa [kPa]
$\sigma_{murto}$	stabiloidun maan puristuskestävyys [kPa]
$\Delta\sigma'_{v, pengeri; maa}$	pengerkuorman aiheuttama tehokas pystyjännityksen lisäys pilarien välisessä maassa [kPa]
$\Delta\sigma'_{v, pengeri; pilari}$	pengerkuorman aiheuttama tehokas pystyjännityksen lisäys pilarissa [kPa]
$\sigma_{pilari, myötö}$	stabiloidun maan myötöpuristuslujuus [kPa]
$\sigma_v$	maassa vallitseva pystyjännitys [kPa]



$\sigma'_{vo}$	maassa vallitseva pystysuora tehokas jännitys alkutilanteessa tarkastelusyvyydellä [kPa]
$\Delta\sigma'_v$	pengerkuorman aiheuttaman tehokkaan pystyjännityksen lisäys pilarin välisessä maassa tarkastelusyvyydellä [kPa]
$\sigma_1$	puristusjännitys puristuskokeessa [kPa]
$\sigma_1$ murto	stabiloidun maanäytteen puristuskestävyys, 1-akσιαalinen [kPa]
$\tau_{ka;koestab.}$	stabiloidun maan valvontakairausten keskiarvo, koestabilointi [kPa]
$\tau_{stab}$	stabiloidun maan leikkauslujuus [kPa]
$\tau_{stab;d}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden mitoitusarvo stabiliteetilaskentaan ja pilarin puristuskestävyydestä tarkasteluun [kPa]
$\tau_{stab;emp.}$	kokemusperäisesti määritetty stabiloidun maan leikkauslujuus [kPa]
$\tau_{stab;k}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo, suunnittelulujittumisaajan jälkeen [kPa]
$\tau_{stab;koestab.}$	koestabiloinnin laadunvalvontakairaustuloksista määritetty stabiloidun maan leikkauslujuus, kairaustulosten varovainen keskiarvo [kPa]
$\tau_{stab;lab.}$	laboratoriossa valmistetun näytteen puristuskestävyydestä määritetty leikkauslujuus, puristuskokeiden tulosten keskiarvo [kPa]
$\tau_{stab;s}$	stabiloidun maan leikkauslujuus, suunnittelulujittumisaajan jälkeen [kPa]
$\tau_{stab;t}$	leikkauslujuus ennakkotutkimusten lujittumisaajan jälkeen [kPa]
$\tau_{stab;tuot.stab.}$	tuotantostabiloinnin laadunvalvontakairaustuloksista määritetty stabiloidun maan leikkauslujuus, kairaustulosten varovainen keskiarvo [kPa]
$\nu$	Poissonin luku [-]
$\gamma$	tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma'$	tehokas tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma'_{F;liikenne}$	liikennekuorman osavarmuusluku [-]
$\gamma_M$	maaparametrin (materiaalimomintimomentin) osavarmuusluku [-]
$\gamma_{penger}$	penger- ja päällysrakennemateriaalin tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{qu}$	suljetun leikkauslujuuden osavarmuusluku [-]
$\gamma_{stab}$	leikkauslujuuden osavarmuusluku stabiloidulle maalle (1,4) [-], osavarmuusluku on 1,8 penkereen tai luiskan vakavuuslaskennassa, kun käytetään korotettuja osavarmuuslukuja (kappale 5.1.3)
$\gamma'_{tiivistyspenger}$	tiivistyspenkereen materiaalin tehokas tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma'_{täyttö}$	täytön tehokas tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{\phi'}$	leikkauskestävyysskulman osavarmuusluku ( $\tan\phi'$ ) [-]
$\gamma_2$	penkereen alaosan tai tiivistyspenkereen materiaalin tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_3$	kuivakuoren tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_r$	tilavuuspainon osavarmuusluku [-]
$\phi'$	leikkauskestävyysskulma, tehokas [°]
$\tan\phi'_d$	leikkauskestävyysskulman $\tan\phi'$ mitoitusarvo [°]
$\mu_{pilari / maa}$	reduointikerroin maan leikkauslujuuden mobilisointiselle [-]
$\Psi_{liikenne}$	yhdistelykerroin, 1,0, kun tarkastelu yhden liikennekuorman alueella [-]
KRT(pysyvä)	käyttörajan pysyvä yhdistelmä, sisältää ainoastaan pysyvät kuormat
SLS	käyttörajan tila (serviceability limit state)
STR/GEO	rajan tila
ULS	murtoranjan tila (ultimate limit state)

---

QC	tuotantoa ohjaava laadunvalvonta
QA	toteava laadunvarmistus (esim. lujittuneen stabiloinnin kairaukset)
PK2/100	pilarikairaus, jossa kärki kaksisiipinen ja kärjen alapinnan pinta-ala 100 cm <sup>2</sup>
PS130/65	pilarisiipikairaus, jossa siiven koko on 13 × 6,5 cm <sup>2</sup>
CPTU	CPTU-kairaus, kärjen alapinnan pinta-ala on 10 cm <sup>2</sup>
PH50	puristinheijarikairaus, jossa kärjen alapinnan pinta-ala 50 cm <sup>2</sup>
PH16	puristinheijarikairaus, jossa kärjen alapinnan pinta-ala 16 cm <sup>2</sup>

## 2 Syvästabilointimenetelmät

### 2.1 Stabiloinnin periaate

Syvästabiloinnin tavoitteena on parantaa pehmeän maa-aineksen ominaisuuksia eli lisätä leikkauslujuutta ja/tai vähentää kokoonpuristuvuutta. Syvästabilointi tapahtuu sekoittamalla maa-ainekseen kemiallisia seosaineita, jotka reagoivat maa-aineksen kanssa. Savikerroksen lujittuminen perustuu savimineraalien pinnassa tapahtuvaan ioninvaihtoon, maapartikkelien sitomiseen kemiallisten reaktiotuotteiden kanssa ja/tai tyhjätilan täyttämiseen. Syvästabilointi luokitellaan stabilointimenetelmän perusteella (mm. kuiva-/märkästabilointi, pilari-/massastabilointi, sekoitus vaaka-/pystysuunnassa, jne.). (SFS-EN 14679; EuroSoilStab 2002)

*Pilaristabiloinnin kehittäminen on aloitettu Japanissa ja Ruotsissa 1960-luvulla. Massastabilointimenetelmä on kehitetty Suomessa 1990-luvun alussa. Massastabilointilaitteistossa sideaineen syöttöperiaate on vastaava kuin pilaristabilointilaitteistossa ja laitteiston ero on lähinnä sekoitinlaitteistossa ja stabilointisyvyydessä. Syvästabilointia voidaan käyttää sekä väliaikaisesti että pysyviin rakenteisiin. Pilaristabilointia voidaan käyttää sekä kuivalla maalla että vedenalaisena tehtävässä työssä. Massastabilointia tehtäessä massastabiloitavan maa-aineksen pinnan tulee olla vesipinnan yläpuolella.*

### 2.2 Stabiloinnin käyttökohteet

Syvästabiloinnin käyttökohteet ovat yleensä painuman vähentäminen ja stabiliteetin parantaminen. Massastabilointia käytetään lisäksi pehmeiden ruoppausmassojen ja kaivumassojen teknisen laadun parantamiseen, mikä voi tarkoittaa esim. massan lujuuden lisäämistä ja/tai haitta-aineiden liukoisuuden vähentämistä.

Syvästabiloinnin käyttökohteita ovat mm:

- penkereiden ja vallien perustaminen
- putkijohtojen perustaminen
- keveiden rakenteiden perustaminen
- kantavuuden parantaminen
- alueellisen vakavuuden varmistaminen
- paalujen sivusuuntaisen vastuksen lisääminen (työnaikaisesti tai pysyvästi)
- kaivannon pohjan vahvistaminen
- kaivannon tai leikkauksen luiskan vahvistaminen
- tuetun kaivannon ponttien passiivi- ja/tai aktiivipuolen lujuuden lisääminen
- pohjannousun estäminen
- liikennetärinän estäminen tai haittojen lieventäminen
- patoseinät / vettä ohjaavat seinät
- kaivu- ja ruoppausmassojen käsiteltävyyden parantaminen
- rakennus- tai täyttömateriaalin tuottaminen heikkolaatuisesta kaivumaasta
- sulfidisavien ja muiden happamien maiden liukoisuuden vähentäminen/estäminen (pH:n säätö)
- haitta-aineiden eristäminen / kiinteyttäminen (pilaantunut maa)

Syvästabiloinnin käyttökohteista selvästi yleisin on tie- ja katupenkereiden perustaminen. Enintään noin 2,5 m korkeita penkereitä on yleensä perustettu kimmoisia pilareita käyttäen. Pilarilujuuksien kasvamisen myötä, menetelmän käyttöalue on laajentunut korkeampiin penkereisiin. Pilaroinnilla parannetaan penkereen stabiiliteettia ja estetään käyttövaiheen aikaiset painumat tai vähennetään niitä rakenteen kannalta hyväksyttäväksi. Myötäviä pilareita, määrämittäisiä pilareita tai pilareita, jotka ovat tässä ohjeessa esitettyä lujempia, on käytetty joissakin kohteissa.

Pilaroinnin päälle rakennettavan penkereen korkeus ja ratkaisun taloudellisuus ovat riippuvaisia mm. savikerroksen alapuolisen kitkamaakerroksen paksuudesta ja tiivyydestä - mikäli paalujen tunkeutuma kitkamaakerrokseen on vähäinen, on paalutettu ratkaisu kilpailukykyinen stabiloinnin kanssa myös matalammilla penkereillä, mutta paalujen kitkamaahan tunkeutumisen kasvaessa, kasvaa myös pengerkorkeus, joka on taloudellisesti mielekäästä rakentaa pilaristabiloinnin varaan.

Määräsyvyyteen tehtävää ohutta syvästabilointia (esimerkiksi 2-3 m) käytetään joskus pehmeän leikkauspohjan vahvistamiseen ja rajoittamaan pohjan häiriintymistä kaivutyön ja työkonien liikkumisen vaikutuksesta. Ko. käyttötarkoitukseen voi yhdistyä myös paalujen sivuvastuksen kasvattaminen ja paalujen siirtymien estäminen.

Syvästabiloinnin varaan voidaan perustaa kevyitä rakenteita, joita ovat esim. teräspalkisillat, porttaaliperustukset, pumppaamot, raittien kevyet sillat, jne. Yleensä stabiloinnille perustettavan rakenteen tulee olla staattisesti määrätty. Usein stabilointi esikuormitetaan ennen rakenteen perustamista. Massasyvästabiloitu turve- tai liejukerros lähes poikkeuksetta ylikuormitetaan.

Massasyvästabilointia käytetään usein maalajeissa (Lj, Tv, ruoppausmassa, yms.), joiden stabiloiminen pilaristabiloimalla ei ole teknisesti ja/tai taloudellisesti mahdollista. Näiden maalajien stabiloinnissa tarvitaan usein myös muita kuin tavanomaisia kalkista ja sementistä koostuvia sideaineita.

Massastabilointia voidaan käyttää heikkolaatuisten ylijäämämassojen lujittamiseen siten, että massastabiloitu turve, lieju, savi tai siltti voidaan hyödyntää täyttömateriaalina esim. pengertäytöissä, meluvalleissa, luiskissa tai maisemointirakenteissa. Tämän käyttömuodon merkitys on korostunut viime aikoina silloin, kun ylijäämämassojen läjitysalueista on pulaa.

Syvästabilointia, erityisesti massastabilointia, voidaan käyttää sulfaattimaiden haponmuodostuksen torjumiseen ja lieventämiseen. Emäksinen sideaine nostaa stabiloitavan maa-aineksen pH-tasoa ja näin ollen puskuroid mahdollista hapon muodostusta maa-aineksen hapettuessa. Happamien maiden lujittaminen syvästabiloinnilla onnistuu pohjaveden pinnan alapuolisella maa-aineksella yleensä samankaltaisella sideainereseptillä kuin vastaavalla tavanomaisella maalla. Pohjaveden pinnan yläpuolella sen jälkeen, kun ko. maa-ainekset ovat hapettuneet ja happamoituneet, on lujittaminen stabiloimalla normaaliolosuhteita vaikeampaa ja stabilointiin joudutaan käyttämään enemmän sideainetta saman lujuustason saavuttamiseksi.

Massastabiloinnin käyttömahdollisuuksia ja periaatteita on esitelty laajemmin ja yksityiskohtaisemmin Massastabilointikäsikirjassa (2014).

Pilaristabiloinnin määrä vuosittain on ollut Suomessa 2000-luvulla välillä 300 000–900 000 m ja massastabiloinnin määrä 100 000–600 000 m<sup>3</sup> ollen keskimäärin n. 600 000 m ja 250 000 m<sup>3</sup> vuodessa. Massastabiloinnissa vuosittaiset vaihtelut voivat olla suuria, koska yksittäisessä kohteessa stabiloinnin määrä voi olla jopa 0,5 milj.m<sup>3</sup> (esim. Vuosaaren sataman rakentamisen yhteydessä tehty TBT-pilaantuneiden ruoppausmassojen massastabilointi 2000-luvulla).

## 2.3 Stabiloinnin käytön rajoitteita

Syvästabiloinnin toteuttaminen ei ole kaikissa kohteissa ja olosuhteissa mahdollista. Syvästabiloinnin käyttämistä estäviä, rajoittavia tai merkittäviäkin lisäkustannuksia aiheuttavia tekijöitä ovat esim.:

- paksut täyttökerrokset (täyttökerroksen materiaalilla vaikutusta)
- stabiloitavaan kerrokseen sortuneet täytöt, täyttöjen alle jääneet kannot, tms.
- syrjäyttämällä tehtyjen massanvaihtojen vierelle sekoittuneet kivet yms.
- lujat maakerrokset stabiloitavien kerrosten välissä
- vanhat rakenteet maaperässä (esim. paalut, hirsiarinat, yms.)
- putket, kaapelit, kaasuputket, yms.
- ilmajohdot, siltakannet, porttaalit, yms.
- luonnonilmiöt (tulva, poikkeukselliset pakkaskaudet, yms.)
- kohteen saavutettavuus (teiden puutteet, siltojen painorajoitukset, yms.)
- stabiloitavan alueen epästabiilius työkoneiden kannalta
- stabiloitavan maan pilaantuneisuus, joka estää sideainereaktion ja lujittumisen
- stabiloitavan maan voimakas pilaantuneisuus aiheuttaen työturvallisuusriskin

*Pystyjojakenttien pilaristabilointeja on toteutettu onnistuneesti, mutta pystyjojat saattavat haitata syvästabilointia. Paksu ja sitkeä kuivakuori saattaa vaikeuttaa massastabiloinnin tekemistä, jolloin kuivakuorikerros on rikottava omana työvaiheenaan. Kohteen sijainti (esim. suuri etäisyys Etelä-Suomesta) ei estä syvästabiloinnin käyttämistä, mutta silloin on kustannusarviossa huomioitava normaalia suuremmat mobilisaatio- yms. kustannukset ja suhteutettava syvästabiloinnin määrään ko. kohteessa.*

## 2.4 Pilaristabilointimenetelmä

### Tekniikka ja laitteistot:

Suomessa käytetään pilaristabiloinnissa ns. pohjoismaista menetelmää, jossa kuiva sideaine syötetään paineilmalla (ns. kuivamenetelmä). Pilarin halkaisija on 500, 600, 700 tai 800 mm.

*Mm. Japanissa ja Keski-Euroopassa yleinen märkämenetelmä on Suomessa tois-  
taiseksi rajoittunut yhteen kokeiluun 1990-luvulla. Kuiva- ja märkämenetelmät on  
esitely tarkemmin standardissa SFS-EN 14679 (taulukot A.1 ja A.2).*

*Pohjoismaissa (Suomi, Ruotsi, Norja) käytössä olevissa koneissa on yksi sekoitus-  
tanko ja -kärki. Sideaineen syöttöaukko on sekoituskärjen ylimmän tason kohdalla  
sekoitustangossa, joten syöttöaukon alapuolelle ei muodostu sideaineen lujitta-  
maan pilaria. Sideaine syötetään pilariin sekoitinkärkeä ylösnostettaessa ja sekoite-  
taan maa-ainekseen sekoitinkärkeä jatkuvasti pyörittämällä. Pilarin halkaisija on  
sama kuin sekoitinkärjen halkaisija (silloin, kun sekoitustyö on onnistunut). Sekoi-  
tinkärjen pyörimisnopeus ja ylösnostonopeus säädetään sellaisiksi, että saavute-  
taan tasainen sekoittuminen. Pilaristabilointilaitteiston toimintaperiaate on esitetty  
kuvassa 2.2a ja kuvia sekoitinkärjistä kuvissa 2.2b ja c.*

*Pohjoismaissa käytettävillä pilaristabilointikoneilla voidaan valmistaa pilareita, joi-  
den pituus on enintään n. 25 m. Pilarien maksimipituus nykyisellä kalustolla on  
yleensä noin 18-20 m, mutta maksimia lähentelevien pilarien toteutukseen, pilarien*

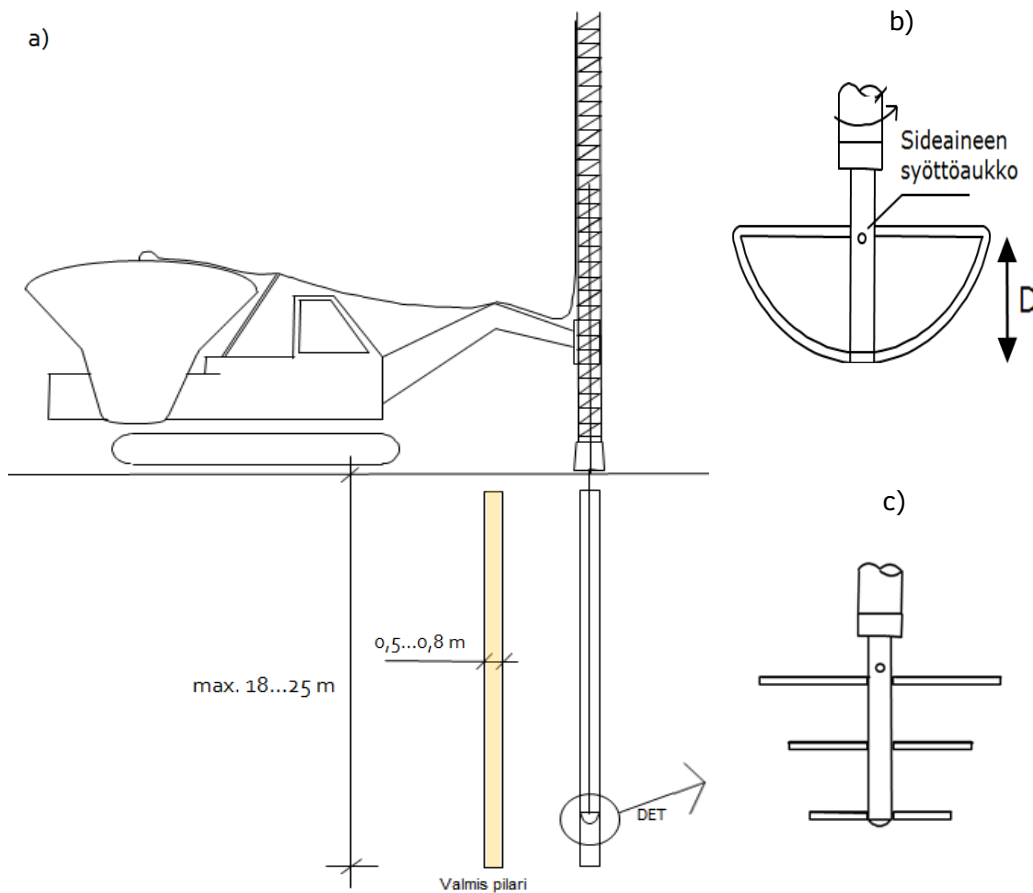
alapäiden sijaintitoleranssiin ja laadunvalvontaan sisältyy teknisiä haasteita, jotka on otettava huomioon jo suunnitteluvaiheessa.

Yleisimpiä ovat 1990-luvun alkupuolelta lähtien olleet 600–700 mm pilarit. Joissakin erityiskohteissa on käytetty 900 mm pilareita ja massasyvästabilointia on tehty pilaristabilointilaitteistolla jopa n. 1100 mm sekoitinkärjellä. Mitä suurempi pilarin halkaisija on, sitä vaikeammaksi voi tulla tavallista kovemman kuivakuorikerroksen tai muiden lujien maakerrosten läpäisy. Suurilla pilarihalkaisijoilla saattaa sideaineen jakautuminen tasaisesti koko pilarin poikkileikkauksalalle olla ongelmallista.

Pienen pilarihalkaisijan ja suuren pilaripituuden yhdistelmä voi olla riskialtis sideaineen syötön ”melkein katko”-tilanteiden (alkava tukkeuma, joka aukeaa aiheuttamatta täystukosta ja sekoittimen nousun pysähtymistä) kannalta. Pitkän pilarin vaatimassa pitkässä letkussa tukkeumavaara on suurin ja pieniläpimittaisissa pilareissa sideaineen syötön pieni häiriö saattaa helpommin muodostua haitalliseksi kuin isompiläpimittaisessa, joissa pilarimetriä kohden syötettävä sideainemäärä on suurempi. Pieni pilarihalkaisija on myös laadunvalvonkairausten pilarissa pysymisen kannalta ongelmallinen ja nykyään 500 mm pilarien käyttämistä ei suositella.

Sekoitinkärjen muodolla on suurempi merkitys silloin, kun stabiloitava maa-aines on sitkeää ja sideaine on sementtiä. Ko. tapauksessa ns. ”käpykärki” on havaittu ”kattilakärkeä” paremmaksi. Silloin, kun maa-aines on hyvin sensitiivistä ja sideaineessa on suuri osuus kalkkia, sideaine ja maa sekoittuvat helposti ja ero ”käpy- ja kattilakärjen” välillä on pienempi (Aalto 2002).

Stabilointikoneen sekoitinkärjellä ei pystytä läpäisemään kiviä ja lohkareisia täytöjä eikä tiivistettyjä mursketäyttöjä.



Kuva 2.1 Pilaristabilointilaitteiston periaatekuva (a). Sekoitinkärkityyppejä: b) ”kattilakärki” ja c) ”käpykärki”. b-kuvassa on esitetty sideaineen syöttöaukon ja sekoitinkärjen välinen etäisyys D.

Sekoituksen tasalaatuisuus:

Sideaineen sekoituksella on suuri merkitys pilarin lujuuteen ja tasalaatuisuuteen. Oleellisimpia asioita ovat sideaineen syötön tasaisuus ja hallittavuus, riittävän tehokas sekoitustyö sekä paineilman käytön minimointi. Sekoitustyön energiaa ja sideaineen määrää seurataan automaattisten (ja tarvittaessa manuaalisten) mittausten avulla tasalaatuisen stabiloidun maan aikaansaamiseksi.

Sekoitustyön tehokkuus (terätasokierrosta/pilarimetri) on riippuvainen terän noususta kierrosta kohti ja sekoittimen terätasomäärästä kaavan 2.1 mukaisesti. Terätasojen määrä on nykyisin tavallisesti 2-4 ja terän nousu/kierros on yleensä max. 15 mm/r.

$$\text{sekoitustyön tehokkuus} = \frac{\text{terätasojen määrä sekoitinkärjessä}}{\text{nousu kierrosta kohti}} \quad (2.1)$$

*Sideaineen syöttömäärä rekisteröidään 0,2 metrin mittaista pilarinosaa kohden. Mittaus perustuu säiliön massan vähenemiseen sideainetta syötettäessä, mikä asettaa rajoitukset todelliselle mittaustarkkuudelle. Erillinen säiliö parantaa tarkkuutta, kun koneen liike ei häiritse punnitusta. Tyypillisesti nykyisin päästään noin 1 kg mittaustarkkuuteen pilarimetriä kohden.*

*Sideaineen syöttömäärää pystytään säätämään syvyysuunnassa, jolloin pilarien syvyysuuntaisen tasalaatuisuuden parantamiseksi heikommin lujittuviin maakerrokseen voidaan syöttää enemmän sideainetta kuin helpommin lujittuviin kerroksiin.*

*Sekoitinkärjen nousunopeuden vaikutusta on tutkittu koestabilointien yhteydessä. Nousunopeuden puolittamisella ( $\approx 12$  mm/r  $\Rightarrow$   $\approx 6$  mm/r), havaittiin sekoitustyön lisäämisen parantaneen stabiloidun pilarin homogeenisuutta, mutta ei juurikaan lujuutta (Törnqvist & Juvankoski 2003). Toisessa tutkimuksessa havaittiin nousunopeudella olevan optimi (välillä 10–15 mm/r), jota alhaisempi nousunopeus ei lisää pilarin lujuutta vaan aiheuttaa sen, että ilmamäärä kasvaa, pilari kuohkeutuu ja lujuus jää alemmaksi. Stabiloinnin kehittämissuunnitelman koerakentamiskohteessa havaittiin, että nousunopeuden puolittamisella  $\approx 10$   $\Rightarrow$   $\approx 5$  mm/r pilarien lujudet alenivat. Syynä alenemiseen arveltiin olevan pilariin syötetyn ilmamäärän tuplaantuminen. (Hautalahti et al. 2007) Larssonin (2003) väitöstyössä on osoitettu, että paras tapa sekoituksen tasalaatuisuuden parantamiseksi on lisätä sekoitustyön tehokkuutta lisäämällä sekoitinkärjen sekoitustasojen määrää. Lisäksi työssä on havaittu, että sekoitustyön määrän lisääminen nousunopeutta liiallisesti alentamalla ei ole oikea tapa sekoitustyön määrän lisäämiseksi.*

*Pilarikoneen terää maahan upotettaessa työnnetään paineilmaa sideaineen syöttöaukosta sen tukkeutumisen estämiseksi. Ilman määrä pyritään minimoimaan mahdollisimman alhaisella syötettävän syöttöpaineella, jotta pilarien ulkopuolisen saven häiriintyminen pysyisi vähäisenä ja pilaroitavaa maata ei tarpeettomasti ”löyhdytettäisi” paineilmalla. Tarvittavaa maahan syötettyä ilmamäärää voidaan pienentää mm. sekoitinkärjen nopealla alas painamisella (sekä mahdollisesti myös kehittämällä suljettava sideaineen syöttöaukko). Sekoitustyön aikana syöttöpaine pyritään pitämään siinä minimiarvossa, jolla sideaine juoksee häiriöttä. Pilarointisyvyyskasvaessa kasvaa maan ja veden paine sekoitinkärjen tasolla, joten pidempiä pilareita tehtäessä on käytettävä suurempaa ilmanpainetta kuin lyhyemmällä pilareilla. Käytettävä paineilman paine on n. 200–800 kPa.*

*Tarvittava paine määritetään ennen varsinaisen työn aloitusta. Osassa pilarointikalustoja on mahdollista pienentää syöttöpainetta, kun pilarin syvimät osat on tehty. Tästä on hyötyä pilarointisyvyyksien ylittäessä 15 m ja yli 20 m pilareilla paineenvaihtamismahdollisuus on välttämätön. Toisaalta paineen pienentämishetkellä kas-*

vaa sideaineen syöttöhäiriön riski. Osa stabilointiurakoitsijoista käyttää nelikulmaista sekoittimen tankoa pilariin syötetyn ilman poistumisen tehostamiseksi.

Työalusta ja pilarien yläpäät:

Stabilointityö saattaa aiheuttaa savipohjan häiriintymistä myös työkoneen liikkumisen, huojumisen ja värinän vaikutuksesta. Koneiden painopisteen sijoittaminen mahdollisimman alas lieventää näitä vaikutuksia. Työalustan vaikutuksesta ja suunnittelusta on esitelty tarkemmin kohdassa 4.5 ”Työalusta ja tiivistyspenger”.

Sideaineen syöttö lopetetaan n. 0,3 metrin syvyydellä maanpinnasta tai työalustan alapintaan. Mikäli ei käytetä työalustaa, parantaa pilarien yläpäiden laatua se, että luonnontilaisilla alueilla jätetään humuskerros poistamatta pilarointityön ajaksi stabiloinnin ”tiivistyspenkereeksi”.

Putkijohtojen kohdalla ja kaivuluiskissa pilarien yläpäät voidaan lopettaa suunnitelman mukaisesti määräsyvyyteen kaivutason yläpuolelle. Sideaineensyötön lopetustaso tulee valita siten, että vähintään kaivutasoon saakka pilareihin on sekoitettu suunnitelman mukainen sideainemäärä. Lopettamalla sideaineen syöttö kaivutason yläpuolelle (lähes maanpintaan tekemisen sijaan), vähenee kohteessa tarvittava sideainemäärä ja kaivumaat, joihin on sekoitettu sideainetta. Toisaalta kaivumaat, joihin ei ole syötetty sideainetta, on kuitenkin sekoitettu painettaessa sekoituskärkeä alapäin ja nostettaessa ylöspäin, jolloin ko. kaivumaa on häiriintynyttä ja pehmeää.

Pilarilamelli:

Pilarilamelli on toisiaan leikkaavista pilareista muodostuva suora tai kaareva pilari-rivi, joka muodostuu yhdestä tai useammasta vierekkäisestä toisiaan leikkaavasta pilaririvistä. Penger- tai kaivantoluiskaa vastaan kohtisuoria pilarilamelleja käytetään, kun kyseessä on esim.:

- penger tai valli tasaisessa tai sivukaltevassa maastossa,
- penger jokiuoman tai vesistön rannalla,
- alueellisen vakavuuden varmistaminen,
- alikulku pehmeiköllä (mm. väylän suuntaisten alikulkuun suuntautuvat liukupinnat),
- kaivantoluiska tai penkereen ja kaivantoluiskan yhdistelmä,
- tuetun kaivannon tuennan edusta ja/tai tausta,
- luiskatun kaivannon pohja tai luiska,
- värinäsuojusrakenne tai
- vesitiivis tai vesiä ohjaava pystyeristysseinä.

## 2.5 Massasyvästabilointimenetelmä

Tekniikka ja laitteistot:

Massasyvästabiloinnissa käsitellään koko maa-aines tavoitesyvyyteen saakka tavoitteena koko käsitellyn maakerroksen lujittuminen mahdollisimman homogeenisesti. Massasyvästabiloinnissa käytetään Pohjoismaissa kuivamenetelmää kuten pilaristabiloinnissa.

Muutoin massastabilointilaitteisto ja työtekniikka eroavat monin tavoin pilaristabiloinnista. Kuvassa 2.3a–c on esitetty massasyvästabiloinnin käyttäminen penkereen pohjavahvistuksena. Kuvassa 2.3c on esitetty yhdistelmä rakenne, jossa turvekerros on massastabiloitu ja alapuolinen savikerros pilaristabiloitu.

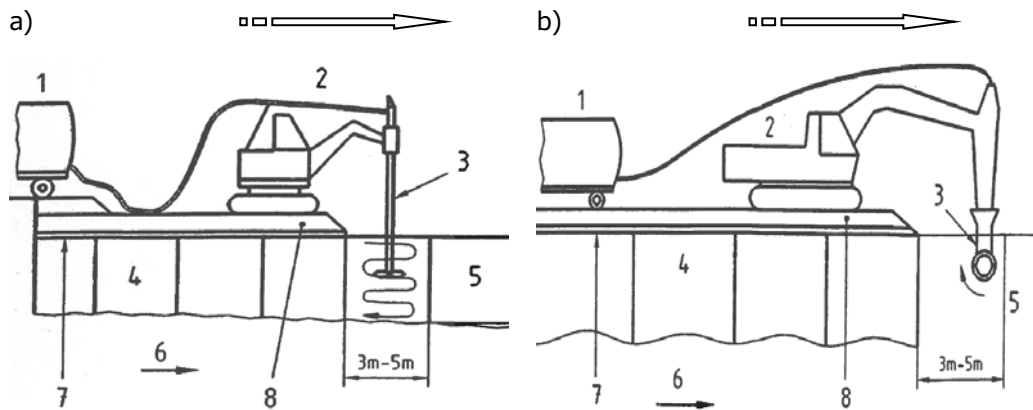
Kuvassa 2.2 on esitetty kaksi sekoitinkärjen osalta toisistaan poikkeavaa massasyvästabilointilaitteistoa. Massastabiloinnin sekoituslaite kiinnitetään kaivinkoneen puomiin. Sekoituslaitteen kärkeä liikutellaan stabiloitavassa maakerroksessa sekä



*pysty- että vaakasuunnassa. Joissakin tapauksissa pystysuuntaista maakerrosten sekoittumista tehostetaan ennen massastabilointia tehtävällä ”homogenisoinnilla”, jossa maamassaa sekoitetaan kaivinkoneen kauhalla. Nykyisillä laitteilla massastabilointisyvyys edullisissa olosuhteissa on enintään 8 m toteutettuna riittävän paksun työalustan päältä. Normaaliolosuhteissa stabilointisyvyys on pienempi ollen n. 5 m. Maakerroksen minimipaksuus, jossa massastabilointia voidaan tehdä, on n. 1–2 m. Massasyvästabiloinnin soveltuvuuden arviointivaiheessa on syytä varmistaa esim. syvästabilointiurakoitsijoilta, kuinka syvälle massasyvästabilointi voidaan ko. olosuhteissa työteknisesti toteuttaa.*

*Erikoistapauksissa esim. turvetta tai ruoppausmassaa stabiloitaessa myös kostean sideaineen tai täyteaineen käyttäminen on mahdollista, jolloin sideaine (tai täyteaine) levitetään stabiloitavan maakerroksen pinnalle ja siitä sekoitetaan stabiloitavaan kerrokseen. Pinnalle levitettävän sideaineen (tai täyteaineen) lisäksi syötetään paineilmalla kuivaa sideainetta, joka sekoitetaan stabiloitavaan maakerrokseen.*

*Massastabilointi voidaan tehdä myös syöttäen sideaine veteen sekoitettuna (slurryna), kuten on tehty esim. Iso-Britanniassa. Ko. menetelmällä erityisen herkästi pölyävän sideaineen (esim. osa lentotuhkista) pölyäminen olisi helpommin hallittavissa. Stabiloitaessa kuivaa tai jäykkää maa-ainesta märkämenetelmä helpottaisi sekoitustyötä ja tehostaisi sideaineen sekoittumista. Pohjoismaissa märkämenetelmän käyttämistä rajoittaa mm. pakkaskausi.*



- c)
1. Sideainesäiliö ja vaaka
  2. Massastabilointikone
  3. Sekoitustyökalu
  4. Massastabiloitu maa
  5. Massastabiloitava maa
  6. Massastabiloinnin suunta
  7. Suodatinkangas (tai geolujite)
  8. Työalusta (tiivistyspengeri)



**Kuva 2.2** Massasyvästabilointilaitteisto. a) Pysty akselin tai kääntyvän akselin ympäri pyörivä sekoitin ja b) vaaka-akselin ympäri pyörivä sekoitin-rumpu. Kuvat standardista SFS-EN 14679. c) Valokuva periaatekuvan kuvan b) laitteistosta (valokuva Heikki Hämäläinen). Normaalisti työ eteneen kuvien a ja b mukaisesti vasemmalta oikealle, mutta erikoistapauksissa, massastabilointi voidaan toteuttaa siten, että stabilointikone peruuttaa stabiloitavan kerroksen päällä ja tiivistyspengeri rakennetaan stabiloidun kerroksen päälle stabiloidun alueen toiselta puolelta edeten.

*Massastabilointi voidaan tehdä suoraan käsiteltävään maaperään (in situ) tai käsiteltävä massa voidaan kaivaa ylös ja stabiloida aumassa, kasassa tai altaassa tai asemasekoittimella (ex situ). Maaperässä tai altaassa tehtävää massastabilointia kutsutaan massasyvästabiloinniksi erotukseksi kaivetun massan stabiloinnille esim. asemasekoittimella, seulukauhalla, aumankäntäjällä, tms. Tämä ohje käsittelee massasyvästabilointia.*

#### Sekoituksen toteutus ja tasalaatuisuus:

Massasyvästabiloinnissa sideaineen syöttö ja sekoitustyö tehdään ruuduittain. Ruutujen koko on riippuvainen mm. stabiloinnissa käytettävän laitteiston ulottuvuudesta, stabiloitavan kerroksen paksuudesta, stabiloitavan maa-aineksen jäykkyydestä, yms. Ruutujen koko on tyypillisesti n. 3–5 m × 3–5 m. Stabilointityötä tehtäessä on kiinnitettävä erityistä huomiota sideaineen sekoituksen tasalaatuisuuteen ja ruutujen raja-kohtien riittävään limitykseen.

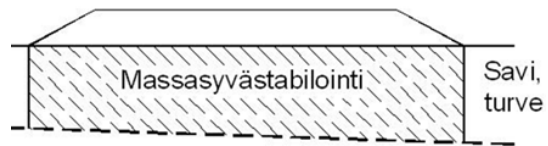
*Massasyvästabiloinnissa sekoituksen lopputulos ei ole nykyisillä laitteilla täysin tasalaatuista vaan sekoitustyön ja sideaineen määrässä on jossakin määrin vaihtelua stabiloidussa maamassassa. Usein stabiloidun kerroksen yläosassa on enemmän sideainetta, vaikka tavoitteena olisi sama sideainemäärä koko stabiloitavaan kerrokseen.*

*Massastabilointimenetelmää käytettäessä sideaineen syötön lopettaminen tulevan kaivutason yläpuolella ei ole käytännössä nykytekniikalla mahdollista vaan massastabilointi tehdään stabilointityön aikaiseen maanpintaan saakka.*

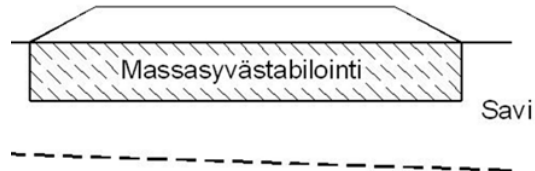
*Massasyvästabilointi voidaan tehdä myös pilarointikoneella aivan vierä vieräen tehdyin pilarein, jolloin sideaineen sekoitus stabiloitavaan kerrokseen tasaisempi, mutta jossa maakerrosten pystysuuntainen sekoittaminen sekoitinkärjellä ei ole mahdollista. Mikäli massasyvästabilointi toteutetaan käyttäen pilaristabilointilaitteistoa ja toisiaan leikkaavia pilareita, geotekninen mitoitus tapahtuu massastabiloidun maan periaatteilla ja työselitys laaditaan pilaristabilointikohteen periaatteiden mukaisesti.*

*Massastabilointikohteissa tarvittavan työalustan ja/tai tiivistyspenkereen määrittelmä kohdassa 1.3. selitteet. Työalustan ja tiivistyspenkereen vaikutus ja suunnittelu on esitelty tarkemmin kohdassa 4.5 ”Työalusta ja tiivistyspengeri”.*

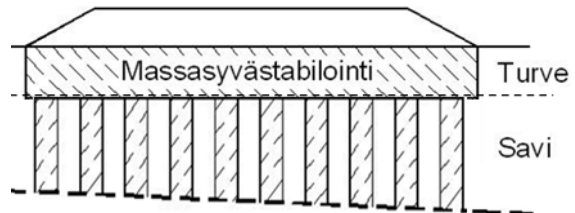
a) Massasyvästabilointi pehmeän kerroksen pohjaan saakka



b) Massasyvästabilointi määräsyvyyteen



c) Massasyvästabiloinnin ja pilaroinnin yhdistelmä



Kuva 2.3 Massasyvästabiloituja rakenteita a) ja b) sekä massasyvästabiloinnin ja pilaristabiloinnin yhdistelmä rakenne c).

## 2.6 Syvästabiloinnin suunnitteluprosessi

Pengerkohteeseen toteutettavan pilaristabiloinnin (kimmoisilla pilareilla) ja massasyvästabiloinnin mitoitus koostuu mm. taulukoissa 2.1 ja 2.2 esitetyistä osatehtävistä. Muun tyyppisissä kohteissa mitoitus saattaa poiketa taulukossa esitetyistä. Määräsyvyisen stabiloinnin ja myötävillä pilareilla toteutettavan stabiloinnin mitoituksessa on myös muita vaiheita.

*Joissakin kohteissa syvästabilointi toteutetaan ainoastaan lisäämään varmuutta liukupintasortumaa vastaan, jolloin painumamitoituksella ei ole välttämättä merkitystä ja stabiloinnin päälle voi tulla vain ohut maakerros, jolloin myöskään pilarien kantavuusmitoitusta ei tarvita.*

*Pilaristabiloinnilla lujitetaan maakerroksia (savi, siltti), jotka tyypillisesti lujittuvat ja saavutettava lujuus on riippuvainen sideaineen laadusta ja määrästä. Massastabilointia voidaan käyttää stabiloituvuuden kannalta vaikeammissa orgaanisissa maakerroksissa, joiden lujittuminen taloudellisesti tai teknisesti mielekkäällä sideainemäärällä ei ole varmaa (esim. hapettunut turve tai sulfidisavi, tms.). Mikäli on epävarmuutta siitä, onko stabiloitavaksi suunniteltu kerros stabiloitavissa, on se selvitettävä suunnittelun alkuvaiheessa.*

*Taulukko 2.1 Penkereen alle ”kovaan pohjaan” tehtävän pilaristabiloinnin suunnittelun ja mitoituksen osatehtävät. Sarakkeissa oikeassa reunassa on esitetty missä luvussa asia on käsitelty tässä ohjeessa.*

<b>Pilaristabilointi</b>	<b>luku / kappale / liite</b>
0. menetelmän soveltuvuuden arviointi	2.2, 2.3, 2.4
1. suunnittelun lähtötietojen ja reunaehtojen kokoaminen	4
2. kuormitusten määrittäminen	5.3
3. mitoitusparametrien määrittäminen lujittumis aika huomioiden	6
4. stabiloinnin minimileveyden määrittäminen (poikkileikkauksen perusteella)	7.4, 7.5
5. stabiliteettimitoitus ( => stabiloidun kerroksen keskimääräinen lujuus, josta määritetään => pilarien D, k/k-väli ja $\tau_{stab;d}$ alustavasti )	8
6. pilarin puristuskestävyyden tarkistus (=> pilarien D, k/k-väli, $\tau_{stab;d}$ )	9.1
7. painumamitoitus (=> pilarien D, k/k-väli, $\tau_{stab;k}$ )	10.2
8. pilarikaavion ja stabiloinnin leveyden, stabilointisyvyyden ja -lujuuden valinta - mitoitettavan laskelmanperusteella (stabiliteetti, puristuskestävyys, painuma)	7.5, 8, 9
9. sideaineen reseptointi (menettely ja ajankohta vaihtelevat tapauskohtaisesti)	3, 6.3, liite 1 ja 2
10. stabilointi- ja laadunvalvontasuunnitelman laatiminen	13.2, 13.3, 13.5, 15.1

*Taulukko 2.2 Penkereen alle ”kovaan pohjaan” tehtävän massasyvästabiloinnin suunnittelun ja mitoituksen osatehtävät. Sarakkeissa oikeassa reunassa on esitetty missä luvussa asia on käsitelty tässä ohjeessa.*

<b>Massasyvästabilointi</b>	<b>luku / kappale / liite</b>
0. menetelmän soveltuvuuden arviointi *	2.2, 2.3, 2.5
1. suunnittelun lähtötietojen ja reunaehtojen kokoaminen	4
2. kuormitusten määrittäminen	5.3
3. mitoitusparametrien määrittäminen	6
4. stabiloinnin minimileveyden määrittäminen (poikkileikkauksen perusteella)	7.4, 7.5
5. stabiliteettimitoitus (stabiloinnin leveys, $\tau_{stab;d}$ )	8.1, 11.2
6. painumamitoitus ( $\tau_{stab;k}$ )	11.3
7. stabiloinnin leveyden ja lujuuden valinta mitoitettavan laskelman (stabiliteetti, painuma) ja mielekkäällä sideainemäärällä saavutettavan lujuuden perusteella	11
8. sideaineen reseptointi (menettely ja ajankohta vaihtelevat tapauskohtaisesti)	3, 6.3, liite 1 ja 2
9. stabilointi- ja laadunvalvontasuunnitelman laatiminen	13.2, 13.4, 13.5, 15.1

\* pohjamaan stabiloitavuuden varmistaminen vaikeissa (tai syvästabiloinnin kannalta vieraissa) orgaanisissa maakerroksissa 3, liite 1 ja 2

## 3 Sideaine, täyteaine ja lisärunkoaine

Sideaine sisältää yhtä tai useampaa stabiloivaa ainetta. Sideainetta voidaan kutsua seossideaineeksi, mikäli se sisältää useampaa kuin yhtä stabiloivaa ainetta. Sideaineseoksissa on yleensä aina sementtiä tai poltettua kalkkia tai molempia. Sideaineyhdistelmän seossuhteita vaihtelemalla voidaan saada stabiloidulle rakenteelle erilaisia ominaisuuksia.

Sideaineet eivät saa sellaisenaan, tai keskenään tai maaperässä olevien ainesten kanssa reagoidessaan aiheuttaa rakennuspaikalla tai sen ympäristössä pohjaveden tai maapohjan pilaantumista. Sideaineen juoksevuuden tulee olla sellainen, että sideaineen tasainen syöttö on mahdollista. Sideaineen vaatimuksenmukaisuus eli materiaalin ominaisuuksien varmennus tehdään InfraRYL:ssä kohdissa 14131 ja 14132 esitetysti.

*Käytettävän sideaineen valintaan vaikuttavia tekijöitä ovat saavutettavan lujuustason, materiaalihinnan ja saatavuuden lisäksi mm. lujittumisnopeus, jännitysmuodonmuutos-ominaisuudet sekä joissakin tapauksissa vaikutukset liukoisuus- ja vedenläpäisyominaisuuksiin. Valinnassa on huomioitava myös käytettävän laitteiston ominaisuudet mm. syötettävien sideaineiden maksimimäärän ja sideaineen osakomponenttien lukumäärän suhteen. Lisäksi on huomioitava, syötetäänkö sideaine kuivana vai onko massastabiloinnissa mahdollista käyttää kostutettua sideainetta (esim. kasavarastoitu tuhka).*

### 3.1 Kaupalliset sideaineet

*Pelkkä poltettu kalkki (CaO) oli 1980-luvun loppupuolelle asti selvästi yleisin sideaine. Joskus sideaineseoksissa voidaan käyttää myös sammutettua kalkkia (Ca(OH)<sub>2</sub>). Poltettu kalkki on hyvin reaktiivinen sideaine, joka sitoo erittäin tehokkaasti vettä. Kalkin reaktiossa muodostuu lämpöä, joka kiihdyttää myöhempiä lujittavia reaktioita. Kalkkia käytettäessä alkulujittumisvaihe on suhteellisen hidas, mutta pitkäaikaiset potsolaaniset lujittumisreaktiot voivat jatkua vuosia stabilointityön jälkeen. Kalkin kyky diffuntoitua ympäröivään saveen tasoittaa mekaanisen sekoittamisen epähomogeenisuuksia ja parantaa sitä kautta lopputuloksen laatua. Kalkkipilareille on ominaista muilla sideaineilla stabiloituja pilareita suurempi sitkeys. Huonoja puolia ovat yleensä melko matalaksi jäävä lujuus sekä soveltumattomuus humuspitoisten savien ja liejujen stabilointiin.*

*Sementti lujittaa myös sellaisia maalajeja, joissa pelkkä kalkki lujittaa huonosti. Sementin etuna on myös nopea alkulujittuminen. Sementin pitkäaikaislujittuminen on yleensä vähäistä. Pelkällä sementillä stabiloidut pilarit ovat yleensä hauraita. Saven ja sementin sekoituksessa sementtihiukkaset verhoavat savipartikkeliryhmiä muodostaen kennomaisen rakenteen. Reagoidessaan veden kanssa sementti muodostaa veteen liukenemattoman geelin, joka koostuu mono- ja dikalsiumsilikaatti-hydraateista sekä aluminaateista. Sementillä kalsiumionien liikkuminen (diffuntoituminen) runkoaineessa on vähäistä, joten pelkän sementin runkoaineeseen sekoittumisessa mahdollisesti esiintynyt epähomogeenisuus ei erityisemmin korjaannu sekoitushetken jälkeen. Tämän takia sementtiä käytettäessä sekoitustyön laatu näkyy lopputuloksessa voimakkaammin kuin kalkkipitoisia sideaineita käytettäessä. Pelkällä sementillä voidaan laboratorio-olosuhteissa saavuttaa erittäin hyviä lujuuksia, mutta maastossa lujuudet jäävät usein selvästi pienemmiksi.*

*Yleisin sideaine on 1990-luvun alusta asti ollut kalkin ja sementin seos, jota käytettäessä saadaan useimmiten parempi lujuus kuin pelkällä kalkilla ja riittävällä sideainemäärällä hyvä lujittuminen myös humuspitoisissa savikerroksissa. Lisäksi kalkin mukanaolo estää edellä mainittuja pelkän sementin epäedullisia vaikutuksia. Perinteisesti kalkin ja sementin seossuhde on ollut 50/50 %, mutta nykyisin käytetään yleisesti muitakin sekoitussuhteita, joissa kalkin määrä on esim. 20–30 %.*

## 3.2 Sivutuote- tai jättepohjaiset sideaineet

*Stabiloinnin sideaineseoksissa hyödynnettäviä sivutuote- tai jättepohjaisia sideaineita ovat tyypillisesti erilaiset kuonat, lentotuhkat sekä kipsimäiset materiaalit. Useimmiten näitä materiaaleja käytetään kaupallisten sideainekomponenttien rinnalla tarkoituksena vaikuttaa positiivisesti saavutettaviin teknisiin ja/tai ympäristöllisiin ominaisuuksiin sekä sideainekustannuksiin. Joissain erikoistapauksissa massojen stabilointi/kiinteyttäminen on mahdollista toteuttaa jopa pelkästään sivutuote- tai jättepohjaisia materiaaleja sideaineena käyttäen.*

*Massastabiloinnissa sivutuote- tai jättepohjaisia sideaineita käytettäessä kokonaisideainemäärä useimmiten kasvaa, mutta toisaalta sideainekustannuksissa on monissa tilanteissa saavutettavissa merkittäviä hyötyjä. Edellinen parantaa massastabilointitekniikan kilpailukykyä, vaikka kokonaissideainemäärän kasvattaminen voi hidastaa varsinaisen massastabilointityön toteutusta. Hankalia maa-aineksia stabiloitaessa suurempi sideainemäärä on eduksi esim. runkoaineen vesipitoisuus-, pH-, yms. vaihteluiden tasoittamiseksi. Sideainemäärän ollessa suuri, riittää vähäisempikin sideaineen reaktiivisuus ja sideaineen laadun vaihtelut voivat olla suurempia.*

*Tekijöitä, jotka on syytä huomioida käytettäessä sivutuote- tai jättepohjaisia sideainekomponentteja ovat mm.:*

- materiaalien saatavuus ja laatu/laatuvaihtelu
- välivarastointitarpeet
- materiaalien käsittely ja siirtotekniikka työmaalla
- kahden tai useamman sideainekomponentin syöttömahdollisuus, tarvittaessa sideainekomponenttien sekoittaminen keskenään jo ennen varsinaista stabilointityötä
- sideainekomponenttien tai etukäteen sekoitetun sideaineseoksen säilyvyys
- sivutuotekomponenttien sideaineensyöttölaitteistoa mahdollisesti kuluttava vaikutus
- sivutuotemateriaalien käyttöön liittyvät ilmoitus-/lupa-asiat

*Vaihtoehtoratkaisujen käyttömahdollisuudet, saavutettavat ominaisuudet sekä lopputuloksen laatuun vaikuttavat tekijät on selvitettävä etukäteen laboratorioissa ja/tai koestabiloinnilla. Yhdistelemällä erilaisia sidekomponentteja pyritään saamaan aikaan ”räätälöityjä”, tiettyyn kohteeseen mahdollisimman hyvin soveltuva ominaisuuksia. Sideaineyhdistelmien käytöllä voidaan vaikuttaa mm. lujuuden kehittymisen nopeuteen (aina nopea lujittuminen ei ole toivottavaa), märkien massojen kiinteytymiseen (kuivattavat, vettä sitovat, komponentit), rakenteen lopulliseen lujuustasoon, muodonmuutosominaisuuksiin, sideaineen epätasaista sekoittumista korjaavaan vaikutukseen, haitallisten komponenttien sitoutumiseen, vedenläpäisevyyteen ja luonnollisesti myös sideainekustannuksiin. Useimmiten sideaineyhdistelmissä on mukana yhtenä komponenttina, reaktioiden käynnistäjänä/heräteaineena, sementtiä ja/tai kalkkia.*

### 3.3 Täyteaine ja lisärunkoaine

Massastabiloinnissa täyteaineella tai lisärunkoaineella voidaan vähentää tarvittavaa sideainemäärää ja parantaa stabiloidun maakerroksen lujuutta ja jäykkyyttä. Täyteaine ja lisärunkoaine on määritelty kohdassa 1.3.

*Lisärunkoainetta valittaessa on varmistettava ettei ko. tarkoitukseen suunniteltu maa-aines ole sulfaatti- tai sulfiittimaata, joka voisi heikentää lujittumista ja/tai aiheuttaa haitallisia ympäristövaikutuksia ja joita ei tule käyttää lisärunkoaineenä. Stabiloitavaan turvekerrokseen on mahdollista lisätä lisärunkoainetta myös turvekerroksen alapuolelta. Näin toimittaessa ulotetaan massastabilointi turvekerroksen alapuoliseen savi tai silttikerrokseen, josta sekoitinkärjellä nostetaan maa-ainesta stabiloitavaan turvekerrokseen.*

## 4 Suunnittelun lähtötiedot ja reunaehdot

### 4.1 Syvästabilointi rakentamishankkeessa

Syvästabiloinnin suunnittelu tapahtuu vaiheittain väylähankkeen muun suunnittelun ja pohjatutkimusten eri vaiheiden mukaan. Suunnittelun tulee perustua väylätekniikan ja geotekniikan suunnittelun yhteensovittamiseen, jolloin ratkaisuja arvioidaan monipuolisista näkökulmista ja otetaan huomioon tekniset, taloudelliset, turvallisuus- ja ympäristövaikutukset.

Yleissuunnitelmavaiheessa arvioidaan syvästabiloinnin käyttökelpoisuus alustavasti ja mikäli kohteessa ei ole pehmeikköalueita, joissa syvästabilointi olisi mahdollinen vaihtoehto, rajataan se pois ko. kohteesta.

Tie- tai ratasuunnitelmavaiheessa syvästabiloinnin käyttökelpoisuus ja taloudellisuus selvitetään tie- ja ratasuunnitelmavaiheen pohjatutkimustiedon perusteella alustavilla mitoituksilla. Pohjamaan stabiilitavuus selvitetään stabiilitavuuskokeilla. Pienissä geotekniseen luokkaan GL2 kuuluvissa kohteissa, stabiilitavuus voidaan arvioida varovaisesti maaperätiedon, aiempien stabiilitointien ja/tai kokemukseen perustuen.

Rakennussuunnitteluvaiheessa mitoitetaan syvästabilointi pohjatutkimusten ja stabiilitavuuskokeiden (tai muiden selvitysten) pohjalta.

Syvästabilointiprojektin toteuksen päävaiheet tie- tai ratahankkeessa voidaan jaotella taulukon 4.1 mukaisesti. Kaikissa suunnittelu- ja toteutusvaiheissa on varattava aikaa tarvittavien kenttä- ja laboratoriotutkimusten sekä mahdollisen koestabiloinnin toteuttamiseen. Olemassa olevan radan stabiilitietin parantamiseen liittyvän syvästabiloinnin suunnittelun ja toteutuksen erityispiirteitä on esitetty luvussa 14.

Koestabilointi tehdään pääsääntöisesti aina, kun pilarointi tehdään stabiilitietin parantamiseksi. Erityisen tärkeä koestabilointi on kohteissa, joissa stabiilitointi vaarantaa työnaikana olemassa olevan rakenteen stabiilitietin esim. kun olemassa olevan radan stabiilitietin parannetaan radan viereen tehtävällä lamellistabiloinnilla. Lujittumisen selvittämiseksi koestabilointi tulee tehdä silloin, kun syvästabilointia tehdään tavanomaisesta poikkeavasti esim. sideaineen tai runkoaineen osalta. Stabiloinnin toteuttavuuden selvittämiseksi koestabilointi tulee tehdä, kun pohjamaassa on kovia kerroksia, joiden läpäisy voi olla vaikeaa, sekoittimen tunkeutuminen alapuoliseen kitkamaakerrokseen on epävarmaa esim. sivukaltevassa pohjamaassa, tms. tapauksissa. Myös isoissa kohteissa koestabilointi on perusteltu sideainemäärän ja -kustannusten optimoimiseksi.

Massasyvästabiloinnissa koestabilointi on syytä tehdä silloin, kun esim. pohjamaan kaikkien kerrosten stabiilitavuudesta ei ole varmuutta, stabiilitietin maakerroksen epäillään hapettuneen, turpeen tai liejun seassa on tai epäillään olevan pilaantuneisuutta, jonka vaikutuksesta stabiilitietin ei saada varmuutta laboratorioissa, yms. olosuhteissa.



Paineellisen pohjaveden tapauksessa koestabilointi voidaan tehdä stabiloinnin alapuolelle jäävän maakerroksen paksuuden määrittämiseksi siten, että paineellinen pohjavesi ei pääse purkautumaan stabiloitavaan kerrokseen. Koestabiloinnilla voidaan myös testata, vaatiiko mahdollinen paineellisen pohjaveden pääsy stabiloitavaan kerrokseen erityistoimenpiteitä stabiloinnin toteuttamiseen tai estääkö se mahdollisesti stabiloinnin käyttämisen ko. alueella.

Koestabilointi voidaan toteuttaa myös mm. stabiloinnin työsaavutuksen, toteutus- ja lujittumis- ja painuma-ajan tarkentamiseksi, koska ne voivat vaikuttaa koko hankkeen, jonka osana syvästabilointi on, toteutusaikatauluun ja ne voivat olla kohteen toteutusaikataulua rytmittäviä. Koestabilointi ohjelmoidaan, suunnitellaan, tutkitaan ja raportoidaan liitteen 2 mukaisesti.

Taulukko 4.1 Syvästabiloinnin suunnittelun ja toteutuksen vaiheet tie- tai ratakohteessa sekä vaiheisiin liittyviä kenttä- ja laboratoriotutkimuksia. Kenttä- ja laboratoriotutkimuksissa noudatetaan Liikenneviraston ohjetta Geotekniset tutkimukset ja mittaukset LO10/2015.

Hankkeen vaihe	Syvästabiloinnin suunnittelu	Kenttä- ja laboratoriotutkimukset
Yleis-suunnitelma	Syvästabiloinnin käyttökelpoisuuden alustava tarkastelu	Geologia maaperäkartasta ja pohjatutkimukset LO10/2015 kpl 7.3 ja liite 8 mukaisesti
Tiesuunnitelma / Ratasuunnitelma	Syvästabiloinnin käyttökohteiden määrittäminen ja stabiloitavien alueiden alustavat aluerajaukset kustannusarviointia varten	Pohjatutkimukset LO10/2015 kpl 7.4 mukaisesti. Stabiloitavuuden selvittäminen aikaisempien kokemusten perusteella tai alustavilla stabiloitavuuskokeilla laboratoriossa
Rakennus-suunnitelma / Rakentamisuunnitelma	Syvästabiloinnin suunnittelu toteutusta varten, suunnitelmassa esitetään pilarien sijainnit ja massastabiloinnin osa-alueiden kulmapisteet. Sisältää laadunvalvontasuunnitelman	Pohjatutkimukset LO10/2015 kpl 7.6 mukaisesti. Stabiloitavuuden selvittäminen tarvittaessa stabiloitavuuskokeilla laboratoriossa ***
Urakkalaskenta	Urakkapyyntöasiakirjat urakkalaskentaa varten	Urakoitsijat voivat tehdä omia stabiloitavuuskokeita
Koestabilointi tai koeluontoinen aloitus	Urakoitsija toteuttaa koepilarit suunnitelman mukaisesti *	Kairaukset koepilarien lujuuden toteamiseksi, sideainemäärän tarkistus tarvittaessa
Stabiloinnin toteutus ja työtä ohjaava laadunvalvonta	Urakoitsija laatii rakennussuunnitelman pohjalta toteutuspiirustuksen tai -mallin, missä pilarit ja massastabilointiruudut on yksilöity tuotantoa ja laadunvarmistusta varten. Urakoitsija laatii myös laadunhallintasuunnitelman	Stabilointityön aikana tehdään urakoitsijan laatua ohjaavia kairauksia ja/tai näytetutkimuksia **
Toteava laadunvalvonta	Urakoitsija toimittaa laadunvalvontakairausten tulokset suunnittelijalle ja rakennuttajalle tarkastettavaksi ja mahd. korjaavien toimenpiteiden suunnittelua varten	Lujittuneeseen stabiloituun maahan tehdään laatua toteavia kairauksia tai näytetutkimuksia
Korjaavat toimenpiteet	Mikäli stabilointi ei täytä laatuvaatimuksia, suunnitellaan korjaavat toimenpiteet	Mahdolliset kairaukset pidemmän lujittumisajan jälkeen

\* koestabilointi on suositeltavaa aina, kun stabiloinnin toteutettavuudessa on epävarmuutta ja suuressa kohteessa sideainemäärän optimoimiseksi Koestabilointi voidaan toteuttaa tie-/rata- tai rakennus-/rakentamissuunnitteluvaiheessa tai urakan alussa.

\*\* sideainemäärää voidaan tarkentaa työn aikaisten tutkimusten perusteella

\*\*\* stabiloitavuuskokeet ovat tarpeen, kun niitä ei ole tehty aiemmassa suunnitteluvaiheessa tai kun stabiloituvuutta ei ole selvitetty koepilaroinnilla tai riittävän luotettavasti aikaisempien ko. alueella toteutettujen stabilointien perusteella

Työsaavutukset pilari- ja massasyvästabiloinnissa ovat työvuorossa (8 h) suuntaa-antavasti:

- Savi- ja silttikerroksen pilaristabilointi n. 500 m-pilari / työvuoro
- Turpeen massasyvästabilointi n. 100–150 m<sup>3</sup> / h
- Saven massasyvästabilointi n. 80–100 m<sup>3</sup> / h
- Ruoppausmassan massasyvästabilointi n. 100–200 m<sup>3</sup> / h
- Sitkeiden savien tai silttien massasyvästabilointi n. 50–80 m<sup>3</sup> / h

Todellisen työsaavutuksen arvioinnissa tulisi ottaa huomioon sideaineen määrä (tankkaukset) sekä työmaalla esiintyvät häiriötilanteet tai muut vastaavat käyttökatkokset. Edellä esitetyissä työsaavutuksesta ”normaaliolosuhteissa” saattaa olla suuriakin tapaus- ja olosuhdekohtaisia poikkeamia. Massasyvästabiloinnin kapasiteettiin vaikuttavat lisäksi mm. sideaineen määrä, runkoaineen laatu ja joudutaanko työmaalla oleva massastabilointikenttä esihomogenisoimaan tai esisekoittamaan ennen varsinaista massastabilointityötä. Myös ulkoilman lämpötilalla (ts. talviolosuhteet) voi olla vaikutusta kapasiteettiin. (Forsman et al. 2014)

Talvi vaikuttaa työskentelyolosuhteisiin. Sen lisäksi, että jäätynyt maa kantaa, se saattaa lisätä syvästabiloinnin työvaiheita - esimerkiksi routaantunut kerros on rikkottava tai kaivettava pois pilareilla läpäisemiseksi tai jäätynyt kerros on kaivettava pois massastabiloinnin toteuttamisen mahdollistamiseksi. Maan ja ilman kylmyys hidastaa myös pintakerroksen stabiloinnin lujittumista.

Rakentamisaikataulu, pilaristabilointi: Tarvittavaan painuma-aikaan vaikuttaa oleellisesti ovatko pilarit kimmoisia vai myötääviä ja ulottuvatko pilarit kovaan pohjaan. Myötäävien tai määrämittaisten pilariointikohteiden painuma-aika on määritettävä tapauskohtaisesti mitoituslaskelmilla. Ko. tapauksissa painuma-aika voi olla suuruusluokkaa kuukausista vuosiin.

Syvästabilointi mitoitetaan useimmiten 1–3 kuukauden lujittumisajalle ja 1 kk lujittumisaika on tavanomainen valinta. Etuna 3 kk (tai pidemmässä) lujittumisajassa on se, että vastaava lujuus kuin 1 kk lujittumisajalla saavutetaan pienemmällä sideainemäärällä. Olemassa olevan radan, kaasuputken, tms. muun herkän rakenteen vieressä mitoitusikä voi olla niinkin vähän kuin 1–2 vuorokautta.

Kimmoisan pilarioinnin tapauksessa pyritään siihen, että pilarien lujittumisajan jälkeen täyteen korkeutaansa rakennettu pengeri aikaansaa pilarien painuman 1 kk aikana ennen tien päällystämistä. Tällä varmistetaan, että käytön aikana ei tapahdu pilarien epätasaista painumaa. Yli 1 kk painuma-aika on suositeltava silloin, kun pilariväli on suuri, pilarit ovat hyvin pitkiä tai pilarioinnin lopputulos ei ole tasalaatuinen. Mikäli esimerkiksi tarvitaan nopeampaa päällystämistä, on tapauskohtaisesti harkittava esim. stabilointia työalustan läpi (jolloin pilareille saadaan heti tiivistävää ja lujittumista edistävää kuormaa), esikuormitusta, pilarioinnin ylimitoitusta tai mahdollisten painumien korjaaminen myöhemmän päällystyksen yhteydessä.

Pilarien välisen tai määrämittaisten pilarien alapuolisen saven lujuuden palautuminen saattaa viedä enemmän aikaa kuin pilarien lujittuminen. Tällä voi olla merkitystä vakavuuden kannalta kriittisissä tilanteissa, kuten esimerkiksi sivukaltevassa maastossa tai erityisen häiriintymisherkän saven ollessa kyseessä. Tällöin on aiheellista ennen jatkorakentamista tarkistaa siipi- tai CPT-kairauksin, että pilarien välisen saven lujuus on ehtinyt palautua työnaikaisen häiriintymisen jälkeen.

Toteutusaikataulu, massasyvästabilointi: Suuntaa antava aikatauluarvio massasyvästabiloinnin päälle rakennettavan penkereen vaiheille päällystetyn rakenteen tapauksessa on:

- 0,5–3 kk tiivistyspenger (ja mahdollinen esikuormitus tai ylikuormituspenger)
- 1–3 kk lopullinen tiepenger (tarvittaessa vaiheittain korottaen)

- 0–6 kk yli-/esikuormituspenget (stabiliteetti yms. huomioiden)
- 2–6 kk kantava kerros
- 3–9 kk päällyste

*Rakentamisen aikaisen aikataulun tarkistamiseen ja seurantamittaushavaintojen kerryttämiseksi suositellaan tehtäväksi painumamittauksia massastabiloiduissa kohteissa. Seurantamittaukset voidaan tehdä esim. painumalevyillä, -letkuilla tai penkereen yläpinnan tasoa mittaamalla. (Forsman et. al 2014)*

*Kustannusvertailu rakennussuunnitteluvaiheessa perustuu yleisiin yksikkökustannuksiin. Pohjarakennus- ja -vahvistusmenetelmien markkinatilanteet vaihtelevat, minkä seurauksena rakennussuunnitteluvaiheessa kalliimmaksi arvioitu syvästabilointi voikin osoittautua urakkalaskenta- tai toteutusvaiheessa odotettua ja rakennussuunnitteluvaiheessa valittua menetelmää edullisemmaksi tai syvästabiloinnin käyttö aikaansaa muita etuja tai säästöjä kohteessa. Näiden tilanteiden varalta tulee ottaa huomioon myös potentiaalisten vaihtoehtojen perustustavat, joten tutkimukset ohjelmoidaan niin, että myös vaihtoehtoisen perustamistavan mukainen rakenne voidaan suunnitella riittävän luotettavasti (Liikennevirasto 2015). Lisäksi urakkatarjouspyyntöasiakirjoissa esitetään, onko syvästabilointi ko. kohteessa teknisesti mahdollinen menetelmä, jolloin ko. arviointia ei tehdä turhaan urakkalaskenta- tai toteutusvaiheessa.*

## 4.2 Geotekniset tutkimukset ja näytteenotto

Geotekninen suunnittelu ja mitoitus tehdään vaiheittain suunnitelmien tarkentuessa vaihe vaiheelta. Syvästabilointikohteen geoteknisen suunnittelun ja mitoituksen lähtötiedoiksi selvitetään tutkimuksilla:

- maakerrosrajat
- pohjaveden ja mahdollisen orsiveden pinnan syvyys
- maakerrosten indeksiominaisuudet (lisäksi tarvittaessa pH, SO<sub>4</sub> tai Cl)
- maakerrosten lujuusominaisuudet ja sensitiivisyys
- maakerrosten painumaominaisuudet

Projektin alkuvaiheessa kerätään lähtötietoja, joita ovat esimerkiksi:

- olemassa olevat maaperäkartat
- aikaisemmin tehdyt kairaukset, näytetutkimukset, yms.
- tiedot samalla alueella aiemmin tehdyistä syvästabiloinneista ja niiden kokemuksesta
- mahdolliset esteet syvästabiloinnin käytölle (katso kohta 2.3)

Olemassa olevien tietojen ja alustavien suunnitelmien perusteella ohjelmoidaan täydentävät pohjatutkimukset (kairaukset, näytteenotot, pohjavesimittaukset, maalaboratoriotutkimukset, yms.) ja stabiloitavuuskokeet (tarvittaessa). Liikenneviraston ohjeen ”Geotekniset tutkimukset ja mittaukset” (2015) taulukoissa 15 ja 16 on esitetty suositeltavat tutkimusmäärät. Stabiloitavuuskokeita ja rakenteen mitoittamisen kannalta merkityksellisten kerrosten muita geoteknisiä tutkimuksia on ko. taulukoissa suositeltu tehtävän taulukon 4.2 mukaisesti. Sarakkeessa ”Stabiloitavuus” kpl/kohde tarkoittaa näytepistettä / kohde, joihin ohjelmoidaan näytteenotto stabiloitavuuden kannalta merkityksellisiin ja edustaviin kerroksiin.

Maakerrosten stabiloituvuus selvitetään stabiloituvuuskokein laboratoriossa, koestabiloinnilla maastossa tai saman geologisen muodostuman aikaisempien stabilointikokemusten perusteella. Stabiloitavuutta arvioitaessa hyödynnetään mahdollisuuksien mukaan lähiympäristön syvästabilointien toteumatietoja, jolloin on tärkeää tarkistaa maakerrosten ominaisuuksien vastaavuus. Huomiota tulee kiinnittää humus- ja vesipitoisuuksien vastaavuuteen. Lisäksi on selvittävä, onko alueella mahdollisesti sulfidisavea.

*Liikenneviraston kohteissa normaali käytäntö on se, että sideainereseptointi tehdään ennen urakkalaskentaa. Stabiloituvuuskokeiden rytmittyminen suunnitteluun voi kuitenkin vaihdella. Esimerkiksi kohteessa, jossa aikaisemman kokemuksen perusteella tiedetään tai voidaan perustellusti olettaa syvästabiloinnin lujittuvan, voidaan suunnittelu tehdä aikaisempaan kokemukseen perustuen ja stabiloituvuuskokeet voivat edetä suunnittelun perässä kuitenkin siten, että sideainereseptit valmistuvat ennen urakkalaskentaa. Vaihtoehtoisessa menettelytavassa sideainereseptointi jätetään urakoitsijan vastuulle, jolloin urakoitsija määrittää urakkalaskentavaiheessa käytettävän sideainereseptin (laatu ja määrä). Tämä menettely vaatii runsaasti aikaa urakkalaskentavaiheessa.*

**Taulukko 4.2** Geologisesta muodostumasta tehtävät tutkimukset syvästabiloinnin suunnittelua varten. Tässä geologinen muodostuma on esim. saviallas, suo, tms. (Liikennevirasto 2015, selitteitä täydennetty).

Suunnitelmavaihe	Stabiloitavuus	Mitoittamisen kannalta merkitykselliset kerrokset
tie- / ratasuunnitelma <sup>4)</sup>	1–3 kpl / kohde <sup>3)</sup>	3–5 tutkimuspisteessä <sup>1)</sup>
tie- ja ratasuunnitelman täydentäminen	kuten rakennus- / rakentamissuunnitelmassa	
rakennus- / rakentamissuunnitelma <sup>4)</sup>	2–3 kpl / kohde <sup>3)</sup>	- <sup>2)</sup>
rakentaminen	ohjelmoidaan tarvittaessa toteutussuunnitteluvaiheessa	

- 1) maan ominaisuuksien määrittäminen ko. rakennusosan mukaisella tutkimusmenetelmällä kaikista rakenteen mitoittamisen kannalta merkityksellisistä kerroksista
- 2) pohjatutkimukset tehdään niin kattavasti, että kaikki pohjarakenteet voidaan suunnitella ja mitoittaa yksityiskohtaisesti
- 3) tässä kpl / kohde tarkoittaa näytepistettä / muodostuma
- 4) pienissä geotekniseen luokkaan GL2 kuuluvissa kohteissa, stabiloitavuus voidaan arvioida varovaisesti maaperätietoon, aiempiin alueella tehtyihin stabiloihin ja kokemukseen perustuen huomioiden kohdissa 6.3.3 ja 6.3.4 esitetyt rajoitukset

**Näytteenotto stabiloitavuuskokeita varten:**

Stabiloitavuuskokeiden näytteenottoa ja -kokeita ohjelmoitaessa huomioidaan mahdolliset aikaisemmat kokemukset ko. alueelta vastaavista maaperäolosuhteista. Stabiloitavuuskokeiden ja sideainereseptoinnin periaatteita on esitetty kohdassa 4.3.

Näytteenotto stabiloitavuuskokeita varten suositellaan tehtävän sen jälkeen, kun on käytävissä kairaustuloksia ja indeksikoetuloksia. Normaalisti matalilla savikoilla näytteitä stabiloitavuuskokeita varten otetaan kahdelta syvyydeltä ( $Z_{\text{pehmeikkö}} \leq \approx 6 \text{ m}$ ). Syvemmillä savikoilla näytteitä otetaan kolmelta tai neljältä syvyydeltä. Yksi näytesyvyys valitaan kaikkein vesipitoisimpaan kerrokseen kuivakuoren alle. Mikäli on jokin muu ennakkotieto tai arvio muusta mahdollisesti heikommin lujittuvasta kerroksesta, ohjelmoidaan myös siihen näytteenotto.

Massasyvästabiloinnissa usein sekoitetaan erityyppisiä päällekkäisiä maa- ja turvekerroksia keskenään ennen stabilointia. Esimerkiksi turpeen sekaan sekoitetaan alapuolisen savi-, siltti- tai hiekkakerroksen yläosan mineraalimaata parantamaan turpeen stabiloitavuutta, jolloin massasyvästabilointia varten tehtävissä stabiloitavuuskokeissa usein sekoitetaan päällekkäisiä maakerroksia stabiloitavuuskokeiden runkoaineeksi. Turve- tai liejukerroksen yläosan stabiloitavuutta on myös mahdollista tehostaa sekoittamalla stabiloitavan kerroksen pinnalle levitetty savi- tms. maa-aines stabiloitavaan maakerrokseen.

Turvealueilla näytteitä otetaan yleensä kahdelta tai kolmelta syvyydeltä. Turpeen ominaisuudet muuttuvat usein alueellisesti sekä syvyysuunnassa suon syntyhistoriansa mukaisesti, jolloin näytenottoa varten sijainteja ja näyteenottoa varten ohjelmoitaessa mahdollisuuksien mukaan huomioidaan mm. miten suoalue on muodostunut eli missä turve on todennäköisesti (tai todetusti) vähemmän tai enemmän maatumutta.

Näyteenotto ödometrikokeita varten: Liikenneviraston ohjeessa (2015) suositellaan ödometrikokeita tehtävän taulukon 4.2 mukaisesti. Syvästabiloinnin suunnittelussa em. ohjetta suositellaan sovellettavan siten, että ödometrikokeita tehdään:

- 1 piste / 100–200 m tietä tai rataa, kun kimmoiset pilarit ulotetaan painuvien maakerrosten alarajaan
- 1 piste / 60–100 m tietä, kun painuvan kerroksen alarajaan ulottuvien pilarien suunnitellaan myötäävän
- 1 piste / 40–80 m tietä, kun pilarit suunnitellaan määrämittäisiksi ja ödometrikokeet keskitetään tällöin painuvien kerrosten alaosaan, mistä ödometrikokeet suositellaan tehtävän portaittaisina.

Muut pohjatutkimukset: Syvästabiloinnin suunnittelu ja mitoitus tehdään pääosin samoilla geoteknisillä lähtötiedoilla kuin on esitetty pehmeikölle tarvittavan Liikenneviraston ohjeessa (2015, taulukot 13a ja 13b). Täydentävillä kairauksilla ja tarvittaessa koekuopilla voidaan hakea lisäksi tietoa olemassa olevista rakenteista, jotka voivat estää tai haitata syvästabiloinnin toteutusta (esim. arinat, täytöt, paalulaatat tai -hatut, pilaantuneet alueet, yms.).

Syvästabiloinnin tavoitetasoa määrittämiseen tarvittavat pohjatutkimukset vaihtelevat mm. seuraavissa tapauksissa:

- stabilointi ulotetaan selväpiirteiseen maakerrosrajaan (esimerkiksi savi/moreeni)
- stabilointi ulotetaan maakerrosrajaan, jonka toteaminen rakentamisvaiheessa on vaikeampaa (esimerkiksi savi / siltti)
- stabilointi tehdään määräsyvyyteen ja sen alle jää painuvaa maata

Kun stabilointi ulotetaan selväpiirteiseen ja toteutusvaiheessa selkeästi todettavaan maalajirajaan (esimerkiksi saven ja moreenin rajaan), stabilointisyvyyden määrittämiseen riittävät paino- tai puristinheijarikairaukset. Kun stabiloinnin tavoitetasoksi otetaan hiekkakerroksen yläpinta, on kerroksen yläpinta varmistettava näytetutkimuksilla, ellei kerros ole varmuudella kairausdiagrammeista erotettavissa. Jos stabiloinnin alle jätetään jäykkää silttiä tai ylikonsolidoitunutta savea, stabiloinnin tavoitetaso on määritettävä tiheämmin ja tarkemmin tutkimuksin, sillä ko. maakerrosraja ei ole sekoitinkärjellä todettavissa. Ko. tason määrittämisessä tarvitaan myös näytteitä ja/tai CPTU-kairauksia. Stabiloinnin alle jätettävien painuvien maakerrosten ominaisuudet on tutkittava CPTU-kairauksin ja näytetutkimuksilla.

Pohjavedenpinta ja sen vaihtelut on selvitettävä. Paineellinen pohjavesi saattaa aiheuttaa ongelmia pilaristabiloinnin tekemiseen ja pilarien lujittumiseen, mikäli vesi alkaa virrata pilareita pitkin ylös. Erityisesti rinnealueilla pohjaveden painetaso on selvitettävä tarkemmin, jotta se voidaan huomioida pilarien alapään tasoa määrittäessä. Tarvittaessa paineellisen pohjaveden vaikutus tulee selvittää koepilaroinnilla tai koemassastabiloinnilla.

## 4.3 Stabiloitavuuskokeet laboratoriossa

Stabiloituvuustutkimusten tarkoituksena on löytää teknisesti ja taloudellisesti kilpailukykyisimmät sideainereseptit (laatu+määrä), joista voidaan valita toteutettavaan kohteeseen parhaiten sopiva vaihtoehto. Joissakin tapauksissa myös sideainereseptin vaikutus esim. pima-maiden ympäristökelpoisuusominaisuuksiin vaikuttavat valintoihin. Tutkimusten tavoitteita ovat lopullisen tuotteen laatuominaisuuksien varmistaminen, soveltuvimman sideaineen ja sideainemäärän valinta sekä stabiloinnin lopputulokseen vaikuttavien tekijöiden ja edellisten vaikutusten suuruusluokan määrittely. Stabiloinnissa käytetään ensisijaisesti sellaista sideainetta, joka reagoi tunnetulla tavalla sekoitettavien maakerrosten kanssa. Stabiloitavuuskokeissa testattavat sideaineet ja -määrät valitaan kokemuseräisesti alustavan lujustavoitteen ja maakerrosten indeksiominaisuuksien (rakeisuus, vesipitoisuus, humuspitoisuus, rikkipitoisuus) mukaan. Mikäli sideaineesta ei ole ennakkokokemuksia ko. olosuhteissa, on sideaineen soveltuvuuden, aika-lujittumisen ja pysyvyyden osoittamiseen kiinnitettävä erityistä huomiota. Stabiloitavuuskokeet suoritetaan ja raportoidaan liitteen 1 mukaisesti.

Suosittelava rinnakkaisten koekappaleiden määrä on 3, ja vähimmäismäärä 2 rinnakkaiskappaletta yhdellä sideainereseptillä yhtä lujittumisaikaa kohden. Stabiloitavuuskokeiden sideainemäärät valitaan niin laajasti, että kohteessa käytettävä sideainemäärä on interpoloitavissa koetulosten perusteella.

*Taulukossa 4.3 on esitetty erilaisia mahdollisia stabiloitavuuskoe-ohjelmia yhdestä näytteenottopisteestä yhdeltä syvyydeltä otettavalle maanäytteelle. Taulukossa on varioitu mm. sideainemäärä, rinnakkaiskoekappaleiden määrä ja lujittumisaika. Varakappaleiden lukumäärää on mahdollista vähentää silloin, kun lujittumisaikoja on useampia samalla sideainereseptillä. Taulukossa on lisäksi arvioitu tarvittavan savi- ja turvenäytteen tilavuutta.*

*Sideainemäärän alaspäin extrapolointi on erityisen riskialtista, koska siinä lujittumiseen tarvittavan sideainemäärän ”kynnysarvo” saattaa alittua. Stabiloitavuustutkimuksissa on usein havaittu ”kynnysarvo”, jota pienemmällä sideainemäärällä lujittumista ei tapahdu tai lujittuminen on vähäistä. Joissakin tapauksissa on myös havaittu, että tietyn optimin jälkeen sideainemäärää lisäämällä stabiloidun maan lujuus ei kasva.*

**Taulukko 4.3** *Stabiloitavuuskoekappaleiden lukumäärä [kpl] erilaisilla stabiloitavuuskoehjelmissä ja näytemäärät [litra] yhtä sideainelaatua ja yhtä ja kahta lujittumisaikaa kohden. Näytemäärät on arvioitu likim. tarkkuudella - savi: 3 koekappale / 1 litra ja turve: 1 koekappale / 1 litra.*

Sideainereseptien määrä:	Sideainelaatu [kpl]	1			1		
	Sideainemääriä kg/m <sup>3</sup> [kpl]	1	2	3	1	2	3
<b>Koekappaleiden määrä:</b>	Rinnakkaiskoekappaleita [kpl]	3			2		
	Varakoekappaleita [kpl]	1	2	3	1	2	3
	=> 1 lujittumisaika [kpl]	4	8	12	3	6	9
	=> 2 lujittumisaikaa [kpl]	8	16	24	6	12	18
<b>Näytemäärä,</b>	=> 1 lujittumisaika [litraa]	1	3	4	1	2	3
<b>Savi:</b>	=> 2 lujittumisaikaa [litraa]	3	5	8	2	4	6
<b>Näytemäärä,</b>	=> 1 lujittumisaika [litraa]	4	8	12	3	6	9
<b>Turve:</b>	=> 2 lujittumisaikaa [litraa]	8	16	24	6	12	18

Stabiloinnin lujuustavoite arvioidaan ainakin suuntaa-antavasti stabiloitavuuskoekokeita ohjelmoitaessa. Yleensä pilaristabiloidun maan leikkauslujuudeksi pitää saada vähintään noin 70 kPa, jotta stabilointiratkaaisu olisi taloudellisesti kilpailukykyinen. Matalien (alle 2,5–3 m) penkereiden perustamisessa leikkauslujuustavoite on useimmiten noin 80–120 kPa ja korkeammilla penkereillä 120–200 kPa. Massastabiloinnissa leikkauslujuustavoite on yleensä noin 40–80 kPa.

Kohteen koosta, kohteen vaativuudesta, suunnittelu-/toteutusaikataulusta, yms. seikoista riippuen stabiloitavuuskokeet tehdään yhdessä tai useammassa vaiheessa. Mikäli stabiloitavuuskokeita tehdään useammassa vaiheessa, on ensimmäisessä vaiheessa tavoitteena selvittää, mitkä sideaineet ovat ko. kohteessa toimivia ja toisessa vaiheessa keskitytään enemmän sideainekomponenttien suhteiden ja sideainemäärän optimointiin. Toisen vaiheen tarkemmissa tutkimuksissa optimoidaan mm. sideaineiden seossuhdetta ja sideainemäärää sekä selvitetään tarkemmin kohteen stabiloituvuudessa esiintyviä vaihteluja ja lopputuloksen kannalta kriittisiä tekijöitä (hankalat alueet/kerrokset, yms.) ja mahdollisuuksia vaikuttaa edellisten osalta stabiloinnin lopputulokseen parantavasti/tasoittavasti (esim. lisärunkoaineen käyttö, sideainetyypin vaihto paikallisesti jne.). Myös eri sideainevaihtoehtojen väliset erot aikalujittumiskäyttäytymisessä, kuuluvat tyypillisesti tähän tutkimusvaiheeseen.

Sideainereseptoinnissa ja suunnittelussa tulisi varautua tilanteisiin, joissa stabilointikohteen olosuhteet poikkeavat normaalista. Esimerkiksi poikkeuksellisen kylmät tai lämpimät olosuhteet voivat vaikuttaa stabiloidun massan alkulujittumista hidastaen tai nopeuttaen. Poikkeuksellisten olosuhteiden vaikutus työn toteutukseen ja saavutettavaan loppulujuuteen tulee mahdollisuuksien mukaan arvioida etukäteen, jotta siihen voidaan varautua ja vaikuttaa esim. työjärjestyksellä, sideainemäärän muutoksella, lujittumisaikoina tai toteutuksen lämpötilarajoituksina ("pakasraja").

Stabiloitavuuskokeita varten pyritään ottaa näytteet yleensä yhdellä kerralla, vaikka stabiloitavuuskokeet laboratorioissa tehtäisiinkin useammassa vaiheessa. Stabiloitavuusnäytteiden otossa ja säilytyksessä on kiinnitettävä erityistä huomiota siihen, että näytteet säilytetään viileässä ja ne eivät ole turhaan ilman kanssa tekemisissä (eli ne pakataan ja säilytetään mahdollisimman ilmatiiviisti, tarkemmat ohjeet liitteessä 1).



## 4.4 Viereisten rakenteiden huomioiminen

Syvästabilointi olemassa olevien rakenteiden läheisyyteen voidaan tehdä mm. olemassa olevien rakenteiden stabiliteetin varmistamiseksi tai rakenteiden laajentamista varten. Syvästabilointia voidaan tehdä olemassa olevien rakenteiden viereen myös ilman, että stabiloinnilla pyritään mitenkään vaikuttaa niihin - silti ne on huomioitava syvästabiloinnin suunnittelussa, mitoituksessa ja toteutuksessa. Taulukossa 4.4 on esitetty joitakin tyypillisiä tapauksia, joissa syvästabilointia käytetään olemassa olevien rakenteiden läheisyydessä. Taulukossa on esitetty myös mahdollisia toimenpiteitä kussakin tapauksessa.

*Taulukko 4.4 Syvästabilointi olemassa olevien rakenteiden läheisyydessä ja ohjeita miten ko. rakenteet on huomioitava.*

Syvästabiloinnin tarkoitus	Olemassa oleva rakenne	Toimenpiteet
olemassa olevan rakenteen stabiliteetin parantaminen	rata, korkea pengeri, rakenne jokuoman vieressä, tms.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• stabilointi toisiaan leikkaavilla pilareilla tai massastabilointi</li> <li>• stabilointi kaistoina</li> <li>• inklinometri- yms. mittaukset työn aikaisten siirtymien seurauksiksi</li> <li>• junille nopeusrajoitukset ja varautuminen katkoihin</li> <li>• liikennejärjestelyillä liikenne kauemmaksi työalueesta</li> <li>• varautuminen radan rakenteiden aiheuttamiin rajoituksiin</li> <li>• varautuminen toteutuksenaikaisiin poikkeustilanteisiin</li> </ul>
olemassa olevan rakenteen laajentaminen syvästabiloinnin varaan	tien levennys, ratapenkereen levennys, ratapihan laajennus, tms.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• syvästabilointi yksittäisillä tai toisiaan leikkaavilla pilareilla tai massastabiloinnilla</li> <li>• stabilointi tarvittaessa kaistoina</li> <li>• työnaikaiset seurantamittaukset tarvittaessa</li> <li>• junille tarvittaessa nopeusrajoitukset ja varautuminen katkoihin</li> <li>• liikennejärjestelyillä liikenne kauemmaksi työalueesta</li> <li>• tarvittavat siirtymärakenteet</li> </ul>
olemassa olevan putkilinjan, kaasuputken, tms. suojaaminen esim. väylärakentamisen yhteydessä	tien rakentaminen putkilinjan, kaasuputken tms. yli tai viereen	<ul style="list-style-type: none"> <li>• putkilinjaa suojaavan toisiaan leikkaavien pilarien muodostamaan seinämän stabilointi putken viereen</li> <li>• toisiaan leikkaavien pilariblokkien stabilointi putken molemmille puolille ja putken kohdalle kevennys, sulkulaatta, tms. ratkaisu</li> <li>• vinojen pilarien stabilointi putken alle (ei suositeltava ratkaisu)</li> <li>• stabilointi yleensä kaistoina</li> <li>• putkilinjan siirtymämittaukset ja varautuminen työn keskeytyksiin</li> <li>• tarvittavat siirtymärakenteet</li> </ul>
stabilointi olemassa olevan rakenteen vieressä, ilman ko. rakenteeseen suunniteltua vaikutusta	stabilointi paaletetun sillan, rakennuksen, sähköpylvään, tms. vieressä	<ul style="list-style-type: none"> <li>• syvästabilointi yksittäisillä tai toisiaan leikkaavilla pilareilla tai massastabiloinnilla</li> <li>• rakenteen mahdollisten vinopaalujen huomioiminen stabilointisuunnitelmassa</li> <li>• stabilointi tarvittaessa kaistoina</li> <li>• tarvittavat seurantamittaukset työn toteutuksen ohjaamiseksi</li> <li>• seurantamittaukset mahdollisten siirtymien toteutukseksi</li> <li>• siltakannen, sähkölinjan, tms. esteen huomioiminen stabilointisuunnitelmassa ja toteutuksessa</li> </ul>
ratatärinän leviämisen estäminen	stabilointi olemassa olevan radan viereen	<ul style="list-style-type: none"> <li>• toimenpiteet kuten ”olemassa olevan rakenteen stabiliteetin parantamisessa”</li> </ul>

*Kaistoina stabiloinnilla tarkoitetaan taulukossa 4.4 sitä, että stabilointi toteutetaan aina pieni alue kerrallaan radan tai muun väylän vieressä ja sen jälkeen stabilointi siirtyy uuteen kohtaan, jossa on ympärillä häiriintymätöntä luonnonmaata tai jo lujuuttunutta stabiloitua maata. Radan viereen tehtävää syvästabilointia on käsitelty enemmän kohdassa 14.*

*Olemassa olevan putkilinjan viereen stabilointi voidaan yleensä tehdä kaistoina hyvin lähelle putkea. Usein rajoittavaksi muodostuu putkilinjan alapuolisen arinarakenteen leveys, koska pilarit on tehtävä arinan ulkopuolelle.*

*Taulukossa 4.4. esitetyn lisäksi on aina toimittaessa rakennetussa ympäristössä otettava huomioon sideaineen haitallisen pölyämisen mahdollisuus ja kiinnitettävä erityistä huomiota pölyämisen estämiseen.*

## 4.5 Työalusta ja tiivistyspenger

Työalustan ja tiivistyspenkereen määritelmä on esitetty kohdassa 1.3. Rakennus- tai rakentamissuunnitelmassa esitetään, käytetäänkö kohteessa työalustaa. Mikäli työalustan tarve havaitaan vasta toteutusvaiheessa, sovitaan sen materiaaleista ja paksuudesta tilaajan kanssa.

Syvästabilointityömaan valmistelu tulee suorittaa suunnitelman, kaluston ja työmaan olosuhteiden mukaisesti. Valmisteluihin kuuluu se, että työmaalle on riittävän kantava ja käyttökelpoinen tieyhteys koneille ja materiaalitoimituksille (mm. sideaine), tilaa kaivamis-, puhdistamis- ja tasoitustöihin, riittävä kantavuus ja tilaa laitteille, materiaalin vastaanotolle sekä varastoinnille.

Työalusta on suunniteltava tapauksittain maaperän lujuuden ja stabilointiin käytettävän kaluston mukaan. Työalustan suunnittelusta vastaa kohteen vastaava pohjarakennesuunnittelija. Työalustan suunnittelussa on otettava huomioon kaikki työmaan toiminnot. Työalustan stabiliteettitarkasteluissa tulee erityisesti ottaa huomioon kaivannot, ojat, täytöt, yms., joiden läheisyydessä stabiliteetti on yleensä heikoin.

Työalustan mitoituksessa käytetään konservatiivisia pohjapaineen arvoja ja laskenta suoritetaan raskaimmalla arvioidulla kalustolla. Erikoistapauksissa stabilointiurakoitsija on velvollinen toimittamaan tiedot stabilointikalustosta (koneen mitat, koneen aiheuttamat pohjapaine, koneen tarvitsema työtila). Muut työmaatoiminnot ja työmaaliikenne saattavat aiheuttaa joissakin tapauksissa suuremmat kuormat työalustalle kuin itse stabilointikone.

Erillisten aluslavojen käyttö on sallittua ja joissakin tapauksissa välttämätöntä, mutta työturvallisuuteen on kiinnitettävä erityistä huomiota alustoja käytettäessä. Joissakin kohteissa työalustan tekeminen voi edellyttää geolujitteiden käyttöä työalustan tai tiivistyspenkereen stabiliteetin varmistamiseksi.

*Stabilointikoneiden massat vaihtelevat yleensä välillä 30–40 t silloin, kun sideainesäiliöt ovat erillisessä vaunussa. Kun sideainesäiliö on stabilointikoneen kanssa samalla alustalla, voi massa olla jopa 50–60 t. Sideainesäiliöt ovat usein erillisessä vaunussa, jonka massa täytenä on suuruusluokaltaan noin 30–40 t (tyhjänä n. 20 t). Lisäksi työmaalle, tai sen välittömään läheisyyteen tulee päästä sideainekuljetuksilla, joissa ajoneuvoyhdistelmän massa voi olla n. 60 t. Työmaalla sideainevarastona käytettävän suuren sideainesäiliövaunun massa voi olla täytenä n. 75 t, jolloin nii-*

*den alle voidaan tarvita ajosillat tms. rakenteet (ko. vaunuja saa kuljettaa työmaa-alueen ulkopuolella vain tyhjänä). Koneiden ja säiliöiden massat on tarkistettava tapauskohtaisesti, mikäli on syytä olettaa, että työmaatiet/työmaa-alue ei kestä niiden painoa kantavuuden tai stabiliteetin suhteen.*

#### 4.5.1 Työalusta pilaristabiloinnissa

Työalustan aiheuttama kuormitus parantaa yleensä pilarien laatua ja työalustan läpi pilarointi parantaa erityisesti pilarien yläpäiden tiivistymistä ja lujittumista.

*Em. syiden takia on suositeltavaa esittää suunnitelmissa työalusta, vaikka se työkooneen stabiliteetin tai muiden edellä kappaleessa 4.5 esitettyjen vaatimusten perusteella ei olisi välttämätön. Työalustan merkitystä pilarien yläpäiden laadulle vähentää pilaroinnin jälkeinen pintamaan kaivu, jossa pilarien mahdolliset huonosti onnistuneet yläpäät leikataan pois.*

Työalustan materiaalina voidaan käyttää mm. hiekkaa, soraa tai mursketta. Materiaalin rakeisuuden ja kerroksen tiivyyden tulee olla sellainen, että se on läpäistävissä sekoitinkärjellä. Työalustaa ei saa tiivistää jyräämällä. Kun työalustan paksuus on n. 0,5 m, suurin raekoko saa olla enintään 63 mm. Silloin, kun tarvitaan paksumpi työalusta, suositellaan käytettävän hiekkaa. Mikäli käytetään mursketta, on raekoon oltava pienempi. Sideaineen syöttäminen ja pilarin tekeminen lopetetaan n. 0,3 m työalusta alapuolelle sekoittimen mahdollisen vaurioitumisen välttämiseksi, mikäli työalustassa on kiviä tai karkearakeista materiaalia.

Mikäli työalustan alla käytetään suodatinkangasta, on sen oltava termisesti sidottu, koska neulasidottu suodatinkangas kietoutuu helposti sekoitinkärjen ympärille aiheuttaen ylimääräistä työtä stabilointiin (esim. tukkiessaan sideaineen syöttöaukon). Mikäli työalustan alla käytetään geolujitetta, on sen valintaan ja käytön ohjeistukseen kiinnitettävä erityistä huomiota mm. työalustan sekoitinkärjellä ja valvontakairauksilla läpäisyn kannalta.

*Kuivakuoren pieni vesipitoisuus vaikeuttaa sekoitustyötä ja stabiloidun maan lujittumista. Lujittumista kuivakuoreessa edesauttaa kuivakuoren alapuolisen pehmeän saven ja kuivakuoren saven sekoittuminen keskenään.*

*Toisinaan esiintyvä ongelma on pilarin pintaosaan kuivakuoren kohdalle tai sen alapuolelle sekoitinkärkeä ylösnostettaessa syntyvä tyhjä reikä pilarin yläosan ”tippuessa”. Ongelma lienee osin kalustokohtainen, jolloin syynä voi olla esim. sekoittimen terän liian auraava muoto, ilman poistumisen estyminen, tms. Käytännössä ilmiön syyt eivät ole täysin tiedossa. Jopa samalla työmaalla ja samalla kalustolla saattaa osalla pilareista olla yläosa lähes tyhjää ja osalla pilarit muodostuvat pintaan saakka.*

#### 4.5.2 Työalusta massastabiloinnissa

Massastabiloinnissa työalustalla tarkoitetaan esim. hiekka- tai kivituhkakerrosta, joka rakennetaan pehmeälle stabiloitavalle alueelle ennen stabilointia. Useimmiten massastabilointi toteutetaan ilman työalustaa. Työalustaa käytetään mm. silloin, kun: 1) massastabiloitavaan maakerrokseen sekoitetaan lisärunkoaineksi esim. hiekkaa tai kivituhkaa, 2) massastabiloitavan turve- tai liejukerroksen alapuolinen savikerros pilaristabiloidaan ennen massastabilointia tai 3) hyvin pehmeän kerroksen massastabilointi toteutetaan pilaristabilointikalustolla.

*Menettelyissä 1 ja 2 työalusta sekoitetaan massastabiloitavalta kohdalta lisärunko-aineeksi stabiloitavaan kerrokseen (käytännössä stabiloitavan kerroksen yläosaan) esim. kaivinkoneen kauhalla. Lisärunkoaineen sekoittamisen jälkeen tehdään massastabilointi eli lisätään ja sekoitetaan sideaine painesyöttimellä ja sekoituskärjellä. Massastabilointikone liikkuu takaperin työalustalla stabiloitavan alueen edellä.*

Työalustan alle ei asenneta suodatinkangasta, joka estäisi alustan materiaalin sekoittamisen stabiloitavaan turvekerrokseen. Pilaristabilointikoneen sekoitinkärjellä läpäistävän työalustan materiaalivaatimukset ovat kohdan 4.5.1 mukaiset.

#### 4.5.3 Tiivistyspenger massastabiloinnissa

Sideaineen stabiloitavaan maakerrokseen sekoittamisen sekä stabiloidun alueen pinnan tasaamisen jälkeen asennetaan suodatinkangas tai geolujite ja rakennetaan tiivistyspenger.

*Tiivistyspenkereen rakeisuuden määrää mm. jääkö materiaali paikalleen lopulliseen rakenteeseen, hyödynnetäänkö se muualla työmaalla ja onnistuuko sen päällä liikennöinti myös epäedullisissa sääolosuhteissa. Tiivistyspenkereen paksuus on yleensä 0,5–1 m ja tyypillisesti se rakennetaan vaiheittain. Massastabilointia ei tehdä tiivistyspenkereen läpi, joten se ei aseta rajoitteita työalustan alle asennettavan suodatinkankaan tai geolujitteen valinnalle tai tiivistyspenkereen materiaalin rakeisuudelle.*

Tiivistyspenger tiivistää massastabiloidun kerroksen ja sen alla tapahtuu massastabiloidun maa-aineksen lujittuminen. Tiivistyspenger rakennetaan välittömästi (yleensä saman työvuoron aikana) stabilointityön jälkeen kokonaisuudessaan tai alaosaltaan.

*Tiivistyspenkereen rakentamisen aikatauluun vaikuttaa mm. massastabiloinnin alkulujuus ja lujittumisnopeus, jotka määrittävät, minkä paksuinen pengertä on mahdollista rakentaa välittömästi ja miten suunnitelman mukaista pengertä on mahdollista korottaa. Tiivistyspenkereen paksuus voidaan määrittää mm. seuraavin perustein:*

- *tiivistyspenkereen paksuus on tyypillisesti 0,5–1 m, paksumpikin kerros on usein mahdollinen vähitellen kerroksittain rakennettuna,*
- *tiivistyskerroksen suurempi paksuus on eduksi massastabiloidun kerroksen tiivistymiselle ja lujittumiselle, mutta se voi aiheuttaa tarpeettoman suuren massastabiloinnin kokoonpuristuman,*
- *heikoilla turve-, lieju- ja savikerroksilla kerralla asennettava kerros on enintään 0,2–0,3 m tiivistyspenkereen reunan lähellä,*
- *tiivistyspenkereen yläpinnan tulee olla niin ylhäällä, että massastabilointikone pystyy työskentelemään penkereellä pohja-/orsivesipinnan yläpuolella,*
- *tiivistyspenkereen kantavuuden tulee olla riittävä massastabilointikoneen ja sideaineen painesyöttimen liikkumista varten,*

Massastabiloidun kerroksen lujittumisen aikainen painuma tiivistyspenkereen alla voidaan karkeasti arvioida eri maalajeilla kohdassa 6.4.2 esitetyn perusteella. Turvenäytteillä, jotka kuormitetaan laboratoriossa lujittumisaikana, voidaan painuma arvioida kuormituksen mittaustulosten perusteella.

Tiivistyspengertä rakentaessaan urakoitsijan on oltava jatkuvasti tietoinen rakennetun kerroksen paksuudesta.

*Periaatteena ei saa olla se, että pengertä rakennetaan, kunnes sen yläpinta saavuttaa jonkin ennalta asetetun tason - ko. virheellisellä periaatteella penkereen toteutunut kerrospaksuus on käytännössä ollut jopa moninkertainen suunniteltuun nähden. Kerralla asennettavan kitkamaakerroksen ollessa liian paksu kerros, painuu tai syrjäytyy lujittumattoman tai heikosti lujittunut massastabiloitu kerros epätasaisesti, jolloin tiivistyspenkereen paksuus vaihtelee merkittävästi ja siitä tulee tarpeettoman paksu. Tarpeettoman paksu tiivistyspengeri voi myös sortua stabiloimattoman maakerroksen sekaan. Myös tiivistyspenkereen materiaalimenekki kasvaa rakennettaessa kerros ylipaksuna. Vaihtelevan paksuisen tiivistyspenkereen ollessa osa penkereen alaosa, voi se aiheuttaa epätasaisia painumaa ja/tai penkereen yläpinnan kantavuuseroja.*

Suunnitteluvaiheessa on arvioitava, kuinka paksuksi tiivistyspenkereen paksuus tulee todellisuudessa ja otettava se huomioon lopullisen rakenteen stabiliteetti- ja painumalaskelmissa.

*Tiivistyspenkereen materiaali on raskaampaa kuin massastabiloitu koheesiomaa tai turve. Näin on erityisesti pohjavesipinnan alapuolella. Mikäli tiivistyspengeri rakennetaan suunniteltua paksumpana, kohdistuu alapuoliseen pehmeään maakerrokseen tai pilaristabilointiin suunniteltua suurempi kuorma.*

## 4.6 Paikalliset ympäristövaikutukset

Syvästabilointi voi aiheuttaa stabilointikohteen ympäristössä maapohjan häiriintymistä ja tärinää. Nämä tulee ottaa huomioon suunnittelussa ja toteutuksessa.

*Raskaat stabilointikoneet ja avustavat kaivinkoneet kohteessa liikkeessaan ja työkennellessään aiheuttavat tärinää, joka voi vaikuttaa esim. maanvaraisesti rakennettuihin rakenteisiin, tms. ympäristössä. Lisäksi massastabilointikoneet heiluvat stabilointityötä tehdessään aiheuttaen siten osaltaan tärinää. Itse sideaineen sekoittamistyöstä aiheutuva tärinä yleensä on merkityksettömän pientä.*

*Sideaine syötetään stabiloitavaan maaperään paineilmalla, jonka tulisi purkautua sekoittimen vartta pitkin maanpinnalle, mutta joka käytännössä toisinaan purkautuu muita reittejä, esim. aiemmin tehtyjä stabilointipilareita pitkin, jopa useiden metrien etäisyydelle. Tämä saattaa aiheuttaa paikallista nopeasti ohimenevää häiriintymistä maapohjassa stabilointikohdan vieressä. Myös sekoitinkärjen sideaineen syöttöaukon alapuolinen osuus aiheuttaa pilarien alapuolisen pohjamaan paikallista häiriintymistä.*

Häiriintymisen minimointiin ja tarkkailuun on kiinnitettävä huomiota, kun stabilointia tehdään mm. stabiliteetiltaan heikkojen kaivantojen, penkereiden tai luonnontilaisten luiskien välittömässä läheisyydessä.

*Pilaristabiloinnissa tärinää ja häiriintymisen vaikutusta voi vähentää esimerkiksi stabiloinnin tekeminen kitkamaatyöalustan päältä. Häiriintymistä voi lisätä tarpeettoman suuren syöttöpaineen (ja ilmamäärän) käyttö sekä huonosti onnistuva ilman poistuminen maasta pilarikoneen varren vierustaa pitkin.*

---

Jos stabiloitavalla alueella esiintyy paineellista pohjavettä tai ollaan erityisen varovaisia alapuolisen pohjaveden suhteen, voidaan pilarit suunnitella määrämittäisiksi niin, että ne eivät puhkaise savikerroksen alaosaan. Paineellisen pohjaveden tapauksessa on tavoitteena varmistaa, että ei muodostu riskiä paineellisen pohjaveden ylösvirtaukselle pitkin lujittumatonta pilaria. Sideaineesta ei saa liueta haitallisia aineita pohjaveteen.

*Pohjaveden suojelussa (esim. Päijännetunnelin läheisyydessä), voi olla vaatimuksena määrämittaiset pilarit, jotka eivät puhkaise savikerroksen alaosaan ja aikaansaa kontaktia vettäjohtavaan kerrokseen.*

Sideaineen haitallinen pölyäminen ympäristöön estetään. Haitallisuus arvioidaan kohdekohtaisesti ja herkissä kohteissa vaatimus pölyämisen estämisestä tulee esittää suunnitelmissa.

*Sideaineen pölyämistä pilarin yläpäätä tehtäessä voidaan vähentää tekemällä pilarointi työalustan päältä, jolloin sideaineen syöttö voidaan lopettaa syvemmillä työalustassa tai sen alla. Maanpinnalla pilarikoneen varren ympärillä sijaitsevalla suojuksella voidaan vaikuttaa pölyn leviämiseen ja saven roiskumiseen. Pölyämistä voidaan vähentää myös pölynsidonnalla, esim. kastelemalla. Massastabiloinnissa pölyämisen estäminen on usein vaikeampaa, mutta siihen on kiinnitettävä erityistä huomiota herkässä ympäristössä.*

## 5 Mitoitustavat ja kuormitukset

### 5.1 Mitoitustavat ja varmuuksien kohdentaminen

Kimmoisten pilarien (yhteistoiminnassa maan kanssa) ja massastabiloidun maan oletetaan toimivan pohjanvahvistuksena, kun taulukossa 5.1 esitetyt ehdot toteutuvat. Pilarien (yhdessä maan kanssa) ja massastabiloidun maan oletetaan toimivan pohjanvahvistuksena myös kaivannon pohjassa ja luiskassa sekä tuetussa kaivannossa ponttien passiivi- ja aktiivipuolella silloin, kun taulukossa 5.1 esitetyt ehdot toteutuvat. Lisäehtoja syvästabiloinnin huomioonottamisesta mitoituksessa on esitetty kohdassa 8.1. Myötävinä mitoittettaville pilareille on esitetty lisäehtoja kohdassa 7.1.

Syvästabiloidun maan murtorajatilan ja käyttörajatilan laskelmat tehdään alla esitetyn mukaisesti silloin, kun stabilointi täyttää taulukossa 5.1 esitetyt ehdot.

*Taulukko 5.1 Ehdot, joiden toteutuessa kimmoisien pilarien oletetaan toimivan penkereen pohjanvahvistuksena yhdessä maan kanssa (NCCI7 2017). Myös massastabiloidun maan oletetaan toimivan pohjanvahvistuksena ehtojen toteutuessa.*

Ehto	Suunnittelu	Valmis stabilointi
pilarin leikkauslujuuden ominaisarvo $\tau_{stab;k}$	$\leq 200$ kPa	$\leq 300$ kPa
pilarin leikkauslujuuden ja maan leikkauslujuuden suhde $\tau_{stab;k} / c_{u;k}$ , maan leikkauslujuuden ominaisarvo pystysuunnassa 2 m matkalla laskettuna keskiarvona.	$\leq 15$ *	$\leq 20$ *

\* teoreettisesti oikeampaa olisi tarkastella pilarin ja maan lujuussuhteen sijasta muodonmuutosmoduulien suhdetta

#### 5.1.1 Kestävyyden tarkistus, penkereen ja luiskan vakavuus murtorajatilassa SRT/GEO

Varmuus stabiloidun rakenteen sortumaa vastaan käsitellään eurokoodijärjestelmän mukaan. Pilari- ja massastabiloidun rakenteen kokonaisvakavuus lasketaan STR/GEO rajatilassa mitoitustavalla DA3. Osavarmuusluvut kohdistetaan laskennan alussa muuttuviin kuormiin ja maaparametreihin. Osavarmuusluvut kohdistetaan stabiloidun maan murtolujuuden ominaisarvoon. Osavarmuuslukuina käytetään kuormien osalta taulukon A.3b(FI) arvoja ja maaparametrien osalta taulukon A.4(FI) sarjan M2 arvoja. (NCCI7). Taulukoissa leikkauskestävyysskulman osavarmuusluku on 1,25, tehokkaan koheesio 1,25, suljetun leikkauslujuuden 1,4, pysyvän kuorman 1,0 ja tieliikennekuorman 1,15. Stabiloidulle maalle osavarmuusluku on 1,4 vakavuustarkaste- luissa.

Lisäksi käytetään NCCI7:ssä (5.7.1) esitettyjä mallikertoimia ( $\tan \phi'$  jaetaan malliker- toimella 1,15 kun maa savea tai silttiä ja leikkausluiskien stabiliteettilaskelmissa maaparametrien osavarmuusluvut kerrotaan 1,2:lla).

### 5.1.2 Kestävyyden tarkistus, pilarien puristuskestävyys murtorajatilassa SRT/GEO

Silloin, kun tie-, rata- tai muu penger perustetaan stabilointipilarien varaan, pilarien puristuskestävyys (kantavuus) lasketaan STR/GEO rajatilassa mitoitustavalla DA3. Osavarmuusluvut kohdistetaan laskennan alussa muuttuviin kuormiin ja stabiloidun maan murtolujuuden ominaisarvoon. Osavarmuuslukuina käytetään kuormien osalta taulukon A.3b(FI) arvoja ja maaparametrien osalta taulukon A.4(FI) sarjan M2 arvoja. (NCCI7). Stabilointipilarien puristuskestävyydeltä tarkasteluissa osavarmuusluku on 1,4.

Kun pilari- tai massastabiloidun maakerroksen päälle rakennetaan antura tai muu perustus, tehdään perustuksen mitoitustarkastelu rajatilassa STR/GEO mitoitustavan DA2 mukaan. Ko. mitoitustapausta ei ole käsitelty tässä ohjeessa.

### 5.1.3 Penkereen ja luiskan vakavuus, käyttörajatila SLS

Tilanteissa, joissa maapohjan siirtymiä ei voida laskea riittävän luotettavasti ja maapohjan siirtymillä on merkitystä, voidaan siirtymien arvioida pysyvän pieninä, kun varmuus murtumista vastaan on riittävän suuri. Tällöin noudatetaan NCCI7 kpl 5.7.2 (taulukko 5.1) menettelyä ja korkeampia osavarmuudenlukuja, jolloin syvästabiloidun maan leikkauslujuuden osavarmuuslukuina käytetään 1,8. Lisäksi käytetään NCCI7 kpl 5.7.1 mukaisia mallikertoimia. Ko. menettelyä käytetään esim. silloin, kun stabiloitu alue rajautuu siltaan, tukimuuriin tai muuhun taitorakenteeseen tai tie- tai rata-alueen ulkopuolella sijaitsevaan rakennukseen tai kun rakenteeseen ei saa aiheutua haitallisia kuormituksia tai liikkeitä. Menettelyä käytetään myös silloin, kun tarkastellaan poikkisuunnassa pilarilamelleja, joita ei ole yhdistetty toisiinsa riittävän tiheästi yhtenäisillä poikkisuuntaisilla lamelleilla.

Kun maakerrosten humuspitoisuus ylittää 6 %, ei soveltamisohjeessa mainittu varmuustaso välttämättä riitä riittävään siirtymien vähentämiseen vaan varmuustason tulisi olla korkeampi kuin mitä em. taulukossa on vaadittu.

### 5.1.4 Syvästabiloidun maan painumalaskenta, käyttörajatila SLS

Syvästabiloidun maan painumalaskennassa (käyttörajatila) kuormat ovat ”Käyttörajatila pysyvä yhdistelmä” KRT (pysyvä) mukainen. Yhdistelmä sisältää ainoastaan kaikki pysyvät kuormat. Yhdistelykerroin  $\psi$  on aina 1,0. (NCCI7) Painumalaskennassa stabiloidun maan moduuli määritetään yleensä kokemukseräisesti stabiloidun maan lujuuden perusteella, jolloin lujuuden osavarmuusluku on 1,0.

## 5.2 Geotekninen luokka ja seuraamusluokka

Geoteknisten suunnitteluvaatimusten määrittämiseksi voidaan käyttää kolmea geoteknistä luokkaan (GL1-GL3). Syvästabilointi kuuluu normaalisti luokkaan GL2, mutta se voi kuulua joissakin tapauksissa luokkaan GL3. Seuraamusluokan valinta tehdään NCCI 7 mukaisesti.

Syvästabiloitava kohde kuuluu geotekniseen luokkaan GL3 esimerkiksi silloin, kun:

- penkereen korkeus on suuri,  $\geq 4$  m (80 kPa) \*
- pohjamaan leikkauslujuus on alhainen,  $c_{u,k} < 8$  kPa \*
- leikkausluiskan korkeus on suuri,  $\geq 2-3$  m



- varmistetaan alueellista stabiliteettia
- stabiloidaan olemassa olevien rakenteiden (esim. radat, kaasuputket, tms.) vieressä
- \* esim. laaja-alaisella louhepenkereellä ympäröidyllä ruoppausmassojen stabilointialtaalla (tms.), johon rakennetaan paksut täytöt massastabiloinnin päälle, voi geotekninen luokka olla GL2 vaikka stabiloitavan maan leikkauslujuus olisi alhaisempi

Luotettavuuden tasoluokitusta varten voidaan määritellä seuraamusluokat (CC1-CC3) tarkastelemalla rakenteen vaurion tai vian seuraamuksia. Syvästabiloinnin mitoitusluokassa seuraamusluokan tulee olla vähintään CC2. Seuraamusluokassa CC2 kuormakerroin  $K_{Fi}$  on 1,0. Mikäli seuraamusluokka on muu kuin CC2, määritetään kuormakerroin hankekohtaisesti.

## 5.3 Kuormitusotaksumat

### 5.3.1 Penger, pysyvä kuorma

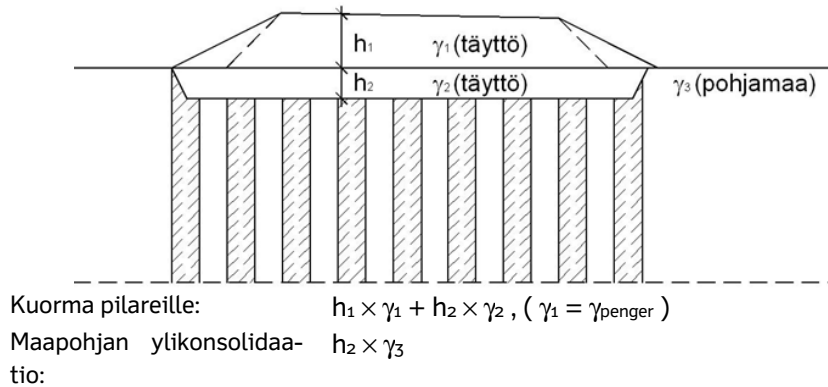
Penkereen massa vaikuttaa kuormana stabiloituun pohjamaahan aina täysimääräisesti. Penkereestä pohjamaahan kohdistuvaa kuormaa ei saa vähentää, vaikka luonnollista maanpintaa leikattaisiinkin tai olemassa oleva penger poistettaisiin ennen stabilointia.

Penkereen rakennekerrosten tilavuuspainot määritetään ohjeen ”Tien geotekninen suunnittelu 10/2012” mukaisesti. Käytettäessä kevennysmateriaaleja ovat niiden tilavuuspainot ohjeen ”Kevennysrakenteiden suunnittelu 05/2011” mukaiset.

Pohjavesipinnan mahdollinen aleneminen on otettava huomioon kuormituksenä. Pysyvän pohjavesipinnan alapuoleiseen penkereen osaan kohdistuva noste voidaan huomioida pilarien ja niiden väliseen maahan sekä massastabilointiin kohdistuvan kuorman vähenemisenä.

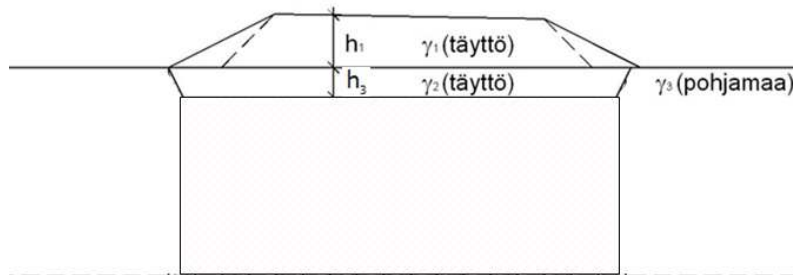
Määritettäessä pengerkuormituksen jakautumista pilareille ja maalle käytetään maalle ylikonsolidoituneen alueen muodonmuutosmoduuleja, jos maalle tuleva kuormituksenosa on pienempi kuin poistettavan maakerroksen paino ja poistettava maakerros on ehtinyt konsolidoida maapohjan. Tätä havainnollistaa kuva 5.1.

Maapohjalle siirtyvän kuormaosan kautta myös pilariin kohdistuva sivutuki lisääntyy ja tämä voidaan ottaa huomioon pilarin kapasiteettia laskettaessa, ks. kohta 9.1. Maan jäykkyyden ollessa suuri esim. kuivakuorisavessa tai ylikonsolidoituneessa maassa, kohdistuu pilarien väliseen maahan suurempi osuus penkereen aiheuttamasta jännityksestä kuin pehmeällä maalla, jossa kuorma keskittyy enemmän pilareille.



Kuva 5.1. Stabilointipilareille tulevan pysyvän pengerkuorman laskentaperiaate. Ylikonsolidaatio huomioidaan, kun poistettava maakerros on konsolidoinut maapohjan. Lisäksi huomioidaan pohjaveden mahdollinen aleneminen ja/tai noste.

Massastabiloidulle maalle kohdistuvassa pysyvässä kuormassa otetaan lisäksi huomioon massastabiloidun kerroksen lujittumisaikana tapahtunut painuma (kokoonturistuma) kuvan 5.2 mukaisesti. Massastabiloidun turpeen lujittumisaikana tapahtuva painuma voi olla jopa 20-30 % stabiloitavan turvekerroksen alkuperäisestä paksuudesta. Massastabiloidulla savella ko. painuma on pienempi. Lujittumisajan painumalla on erityisesti merkitystä silloin, kun massastabiloinnin alapuolella on pilaristabilointi, ja lisääntynyt kuorma kohdistuu pilareille tai silloin, kun massastabiloinnin alla on painuvia stabiloimattomia maakerroksia. Mikäli massastabilointi on tehty kantaan pohjaan saakka, on lujittumisajan painuma aiheuttaman lisäkuorman vaikutus vähäisempi.



Kuorma massastabiloinnille:  $h_1 \times \gamma_1 + h_3 \times \gamma_2$ , ( $\gamma_1 = \gamma_{\text{penger}}$ )

Kuva 5.2 Massastabiloinnille tulevan pysyvän kuorman määrittäminen. Kerros  $h_3$  tarkoittaa massastabiloinnin tiivistyspengertä. Sen aiheuttama painuma on riippuvainen massastabiloitavan kerroksen maalajista ja paksuudesta sekä tiivistyspenkereen paksuudeksi. Pysyvän kuorman määrittämisessä huomioidaan lisäksi pohjaveden mahdollinen aleneminen ja/tai noste.

### 5.3.2 Maantieliikennekuorma

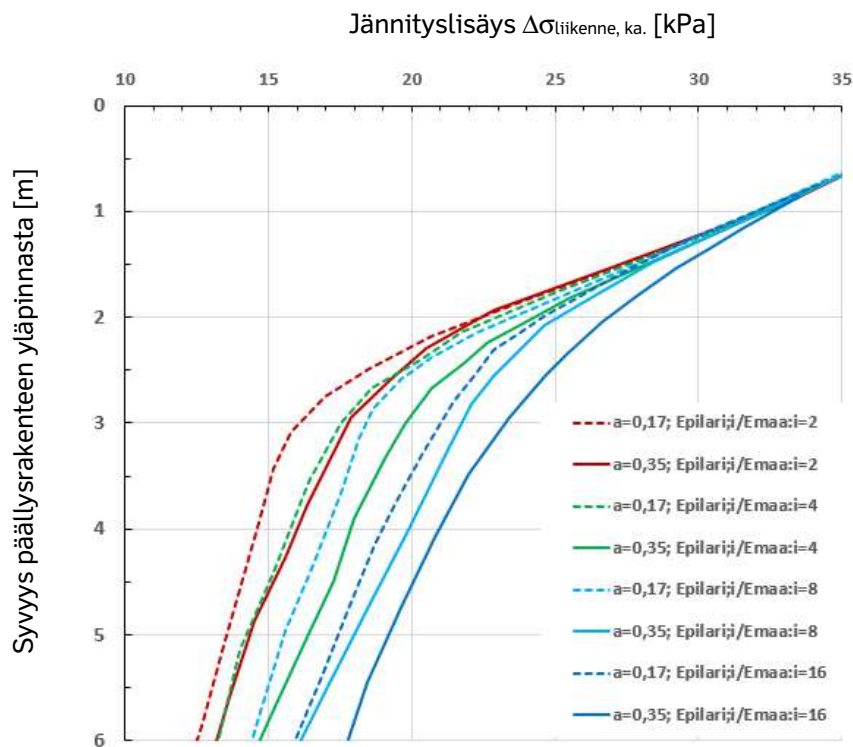
Tien pinnalla vaikuttavat muuttuvat kuormat ovat NCCI7:n mukaiset.

Tieliikennekuorma on 40 kPa kuormitusalueella  $3 \times 5 \text{ m}^2$  ja 9 kPa mualla tiepenkereen päällä. Kevyen liikenteen väylillä, joilla ei ole muuta kuin hoitoon liittyvää ajoneuvoliikennettä, kuormana käytetään 40 % yllämainitusta molemmista kuormista.

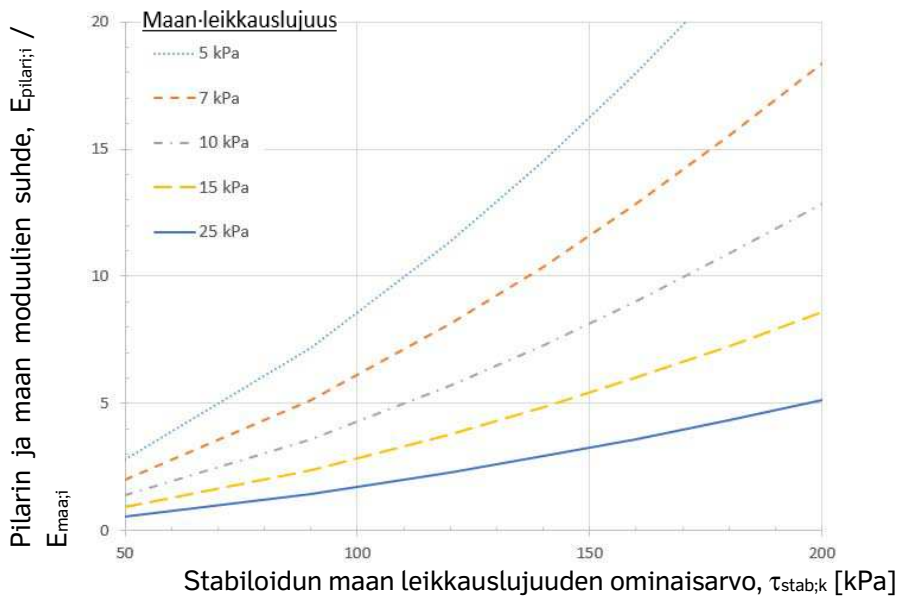
Stabiloidun penkereen vakavuustarkasteluissa tieliikennekuorman ominaisarvo on 12 kPa, mikä vastaa n. 25 m pituiselle penkereelle / penkereen osuudelle tasaisesti jaettua pintakuormaa. Kuormitusalueen pituuden poiketessa 25 m:stä, ominaisarvo määritetään NCCI7:ssä esitetyllä kuormakaaviolla ja menettelytavalla.

Pilarien puristuskestävyyden mitoituksessa huomioidaan liikennekuorman jakaantuminen penkereessä ja maapohjassa. Nopean liikennekuorman tarkastelussa käytetään pienten muodonmuutosten moduulia pilareille ja pilareiden väliselle maalle. Hitaan liikennekuorman, esim. pitkäaikainen pysäköinti, tms., tapauksessa pilarin ja maan moduuli määritetään kuormituksen keston perusteella.

Pilarin puristuskestävyyden mitoituskalkelma nopealle kuormitukselle (=tavanomainen tieliikennekuorma) tehdään käyttäen keskimääräistä jännityslisäystä  $\Delta\sigma_{\text{liikenne, ka.}}$ , jonka kohdistuminen pilareille ja pilarien väliselle maalle määritetään kohdassa 9.1 esitetyillä kaavoilla. Kuvassa 5.3a on esitetty keskimääräisen jännityksen jakaantuminen pilaristabiloidussa pohjamaassa erilaisilla pilarisuhteilla ja pilarien ja maan moduulien suhteilla (pilarisuhde yksittäisille pilareille ja pilarilamelleille määritetään kaavoilla 8.3 ja 8.4). Kuvassa 5.3a tarvittava pilarin ja maan moduulien suhde  $E_{\text{pilari};i} / E_{\text{maa};i}$  saadaan kuvasta 5.3b erilaisille pilarien ja maan leikkauslujuuksille tai se voidaan laskea kohdassa 6.4 esitettyjen moduulien määrityskaavojen perusteella. Kuvassa 5.3a esitetty jännityksen jakaantuminen on 3D FEM-mallinnuksesta (Abed et al. 2018). Pilarisuhteen tai pilarien ja maan moduulien suhteen poiketessa kuvan kuvaajilla esitetystä, tarkastelussa käytettävät arvot interpoloidaan kuvaajista tai määritetään luotettavalla 3D-mallinnuksella. Pilarisuhteen alittaessa suhteen 0,17, katsotaan jännityslisäys 0,17 -kuvaajalta. Extrapolointi pilarisuhteen ylittäessä arvon 0,35 on esitetty seuraavissa kappaleissa.



Kuva 5.3a Nopean tieliikennekuorman (NCCI7) aiheuttaman jännityslisäyksen keskimääräinen jakautuminen kuorman alla pilarisuhteilla  $a = 0,17$  ja  $0,35$  ja moduulisuhteilla  $E_{\text{pilari};i} / E_{\text{maa};i} = 2, 4, 8$  ja  $16$ . Jännityslisäyksen jakautumat on määritetty 3D FEM-mallinnuksella (Abed et al. 2017).



Kuva 5.3b *Pilarin pienten muodonmuutosten moduulin  $E_{pilari,i}$  ja maan pienten muodonmuutosten moduulin  $E_{maa,i}$  suhde ( $E_{pilari,i} / E_{maa,i}$ ) erilaisilla pilarin ja maan leikkauslujuuksilla (pilarin leikkauslujuus vaaka-akselilla ja kuvaajat maan leikkauslujuuksille 5-25 kPa). Kuvan kuvajien laskenta-yhtälöt on esitetty kohdassa 6.4.3.*

Pilarilamellien ja muiden tihennettyjen pilarointien pilarin puristuskestävyyden tarkastelu: Pilarilamelleissa ja mm. putkijohtojen alla pilarisuhde on usein suurempi kuin 0,35. Käytettäessä tihennettyä pilarointia penkereiden alla, huomioidaan nopean liikennekuorman aiheuttama jännityslisäys tarkastelusyvyydellä lisäämällä pilarisuhteella (kuva 5.3a) 0,35 määritettyyn jännityslisäykseen 1 kPa pilarisuhteen kasvaessa 0,35  $\rightarrow$  0,45. Vastaavasti pilarisuhteen kasvaessa 0,35  $\rightarrow$  0,55 lisätään jännityslisäykseen 2 kPa (kuvan 5.3a, pilarisuhteen 0,35 arvoon).

*FEM-mallinnuksen perusteella syvyyden 1,5 m alapuolella jännityslisäyksen ja pilarisuhteen lisäyksen suhde  $\Delta\sigma_{liikenne, ka} / \Delta a$  on keskimäärin +1 kPa / +0,1*

Erikoisraskaiden kuljetusten väylillä, käytettäessä erityisen raskaita työkoneita, liikennekuorman ollessa edellä esitettyä laaja-alaisempi tai muissa vastaavissa erityistapauksissa, kuormitus ja sen vaikutus saattavat olla edellä esitettyä suurempia ja ne on määritettävä ja huomioitava tapauskohtaisesti. Erikoisraskaiden kuljetusten reitien ahtailta risteysalueilla saattavat lisäksi ajolinjat ulottua tien reuna-alueille.

Painumamitoituksessa tavanomaista liikennekuormaa ei oteta huomioon minkään pilarityypin eikä massasyvästabiloidun maan osalta. Mikäli ”liikennekuorma” on pitkäaikaista, on se huomioitava tapauskohtaisesti painumamitoituksessa esim. rekkojen levähdysalueilla, satamakentillä, lastausalueilla, yms., joissa kuormat saattavat vaikuttaa jopa kuukausia.

### 5.3.3 Junakuorma

Junakuorma määritetään NCCI7 ja RATO3 mukaan.

Pilarin puristuskestävyydestä varten junakuorman jakautuminen pilareille ja stabiloimattomalle pohjamaalle määritetään hankekohtaisesti.

*Kuormien jakautumisessa ja kuorman aiheuttaman jännityslisäyksen tarkastelussa voidaan soveltaa kohdassa 5.3.2 esitettyjä periaatteita.*

#### 5.3.4 Rumpu tai putkilinja

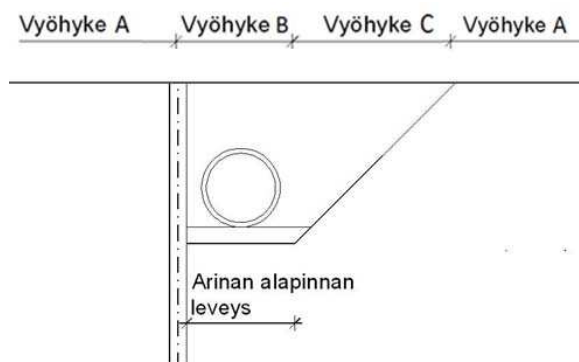
Väylille tai väyläalueelle sijoitetaan rumpuja ja toisinaan putkilinjoja, jolloin niiden perustaminen on suunniteltava yhteensopivaksi muun väylän kanssa. Syvästabiloinnille perustettavan putkijohdon tai rumpun kuormitusotaksumat on esitetty kuvissa 5.4 ja 5.5. Vyöhykkeellä B pilareille tuleva kuorma lasketaan syvyyden (z) tai täytön ja penkereen (z+h) materiaalien tilavuuspainojen mukaan. Lisäkuormana otetaan huomioon mahdollinen pohjaveden aleneminen. Mikäli putken halkaisija ylittää 1,0 m, putken tyhjä sisäosa voidaan ottaa huomioon kevennyksenä. Putken sisällä virtaavaa vettä ei oteta huomioon kuormituksena. Mahdollisten kaivojen kohdalla kuormitus määritetään tapauskohtaisesti.

Vyöhykkeen B pilaroinnin painumamitoituksessa (kimmoisan pilaroinnin mitoitus) otetaan poiskaivettavan maan paino (syvyyttä z vastaava) huomioon pohjamaan ylikonsolidaationa. Vyöhykkeen B tihennettyyn pilarointiin lasketaan mukaan ne pilarit, joiden keskikohta osuu ko. vyöhykkeelle. Myös vyöhykkeellä C voidaan poiskaivettavan maan paino ottaa huomioon pohjamaan ylikonsolidaationa.

Mahdolliset siirtymäkiilat (esim. roudasta aiheutuvat) mitoitetaan Liikenneviraston ao. ohjeen mukaan ja tarvittaessa niiden aiheuttama lisäkuorma huomioidaan niiden alle suunnitellulla tihennetyllä pilaroinnilla.

Muuttuvat kuormat rumpujen ja putkilinjojen kohdalla arvioidaan pilarien kantavuus-tarkastelua varten vastaavasti kuin kohdassa 5.3.2 ja 9.1.

Kun putkikaivanto ulottuu pohjaveden pinnan alapuolelle, oletetaan pohjaveden pinnan alenevan kaivussyvyyden verran silloin, kun kaivu ulottuu enintään 0,5 m pohjavesipinnan alapuolelle. Syvemmissä kaivannoissa pohjavesipinnan oletetaan alenevan vähintään 0,5 m.

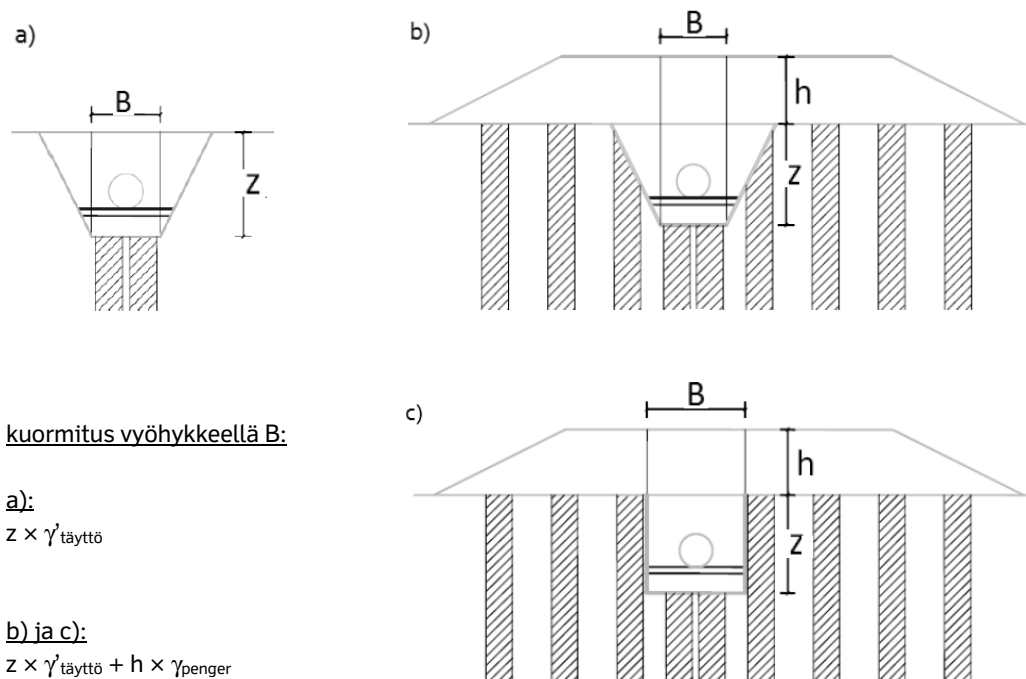


**Vyöhyke A:** Putkijohdolla tai rumpulla ei vaikutusta pilaritiheyteen

**Vyöhyke B:** Putkijohdon arinan alla tihennetty pilarointi

**Vyöhyke C:** Pilaroinnin tihennys ulotetaan vyöhykkeeltä B vyöhykkeelle C tapauskohtaisesti mitoitetaan

*Kuva 5.4 Syvästabiloinnille perustettavan putkijohdon kaivannon täytön vaikutus pilaritiheyteen, kun huomioidaan pilarin puristuskestävyys ja painuma. Kuvassa on esitetty sekä tuettu kaivanto (vasen puoli) että luiskattu kaivanto (oikea puoli).*



Kuva 5.5 Kuorman määrittäminen putki- tai rumpukaivannon kohdalla pilarien puristuskestävyyden tarkastelua tai syvästabiloidun maan painumalaskentaa varten. Pysyvän kuorman määrittämisessä huomioidaan lisäksi pohjaveden mahdollinen aleneminen ja/tai noste.

## 5.4 Esikuormitus ja ylikuormitus

Syvästabilointia kuormitetaan aina rakentamisaikana lopulliseen korkeuteen rakennetulla penkereellä tai ylipenkereellä ennen tien päällystämistä tai kiskojen asentamista.

Perusteellisempi esikuormitus toteutetaan joko suunnitelman mukaisella penkereellä kuormittamisaikaa pidentäen tai ylipenkereellä. Esikuormitus voidaan tiekohteissa liittää muun muassa:

- myötävään pilarointiin, jotta saadaan varmistetuksi riittävien painumien tapahtuminen rakentamisaikana
- määrämittaiseen pilarointiin, jotta saadaan riittävä osuus painumista tapahtumaan rakentamisaikana (varhaisessa vaiheessa tapahtuva liiallinen kuormitus saattaa olla haitallista, jos pohjamaa on häiriintyneessä tilassa pilarien alapuolella)
- muuhun pilarointiin, kun halutaan välttää mahdollisia painumaeroja.

Massastabilointi kuormitetaan lujittumisvaiheessa tiivistyspenkereellä. Massastabiloitu turve ja lieju suositellaan ylikuormitettavan aina ennen päällystämistä. Myös massastabiloidun saven esikuormittaminen on suositeltavaa, jolloin poistetaan mahdollisten epähomogeenisuuksien vaikutukset lopulliseen rakenteeseen. Ennen kiskojen asentamista massastabilointi on aina ylikuormitettava.

Mahdollinen ylikuormituspenger on huomioitava pilarien puristuskestävyyden tarkastelussa ja stabiliteettilaskelmissa.

## 6 Parametrit ja niiden määrittäminen

### 6.1 Stabiloidun maan leikkauslujuus

Stabiloidun maan leikkauslujuus voidaan esittää kaavalla 6.1a. Kun stabiloidun maan oletetaan käyttäytyvän suljetussa tilassa, yksinkertaistuu kaava muotoon 6.1b.

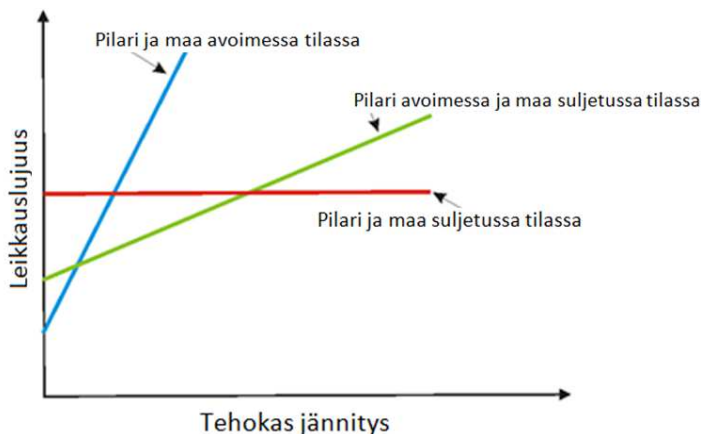
$$\tau_{\text{stab}} = c' + \sigma' \times \tan \phi' \quad (6.1a)$$

$$\tau_{\text{stab}} = \sigma_{\text{murto}} / 2 \quad (6.1b)$$

$\tau_{\text{stab}}$	stabiloidun maan leikkauslujuus
$c'$	koheesio
$\sigma'$	vallitseva pystyjännitys
$\phi'$	leikkauskestävyysskulma
$\sigma_{\text{murto}}$	stabiloidun maan puristuskestävyys

Stabiloidun maan ja ympärillä olevan stabiloimattoman maan kuivatustilanteet voidaan olettaa olevan kuvan 6.1 mukaisia. Mitoituksessa käytettävä kuivatustilanne valitaan tapauskohtaisesti:

- stabiloitu maa ja ympäröivä maa suljetussa tilassa, tilanne nopean liikennekuorman alla
- stabiloitu maa avoimessa tilassa ja maa suljetussa tilassa, tilanne stabiloinnin jälkeen pysyvän kuorman alla
- stabiloitu maa ja ympäröivä maa avoimessa tilassa, pitkäaikaistilanne pysyvän kuorman alla



Kuva 6.1 Stabiloidun pilarin ja pilarien välisen maan leikkauslujuus-jännitys-kuvaajan periaate erilaisissa kuormitus- ja kuivatustilanteissa (Trafikverket 2014a).

Ensisijaisesti stabiloinnin mitoitus tehdään suljetun tilan parametreilla.

*Laboratio- ja kenttätutkimusten perusteella kuivamenetelmällä stabiloitu savi käyttäytyy jäykän kuivakuorisaven tyyppisesti eli se ei ole täysin kyllästynyttä ja siinä esiintyy jopa negatiivista huokosveden painetta murtotilanteessa. Syyksi tähän on esitetty stabiloinnin valmistusprosessia, jossa kuiva sideaine syötetään paineilmalla maahan ja jossa sideaine reagoi maassa olevan veden kanssa muodostaen stabiloituun maahan ilmahuokosia. (Baker 2000; Åhnberg 2006)*

Stabiloidun maan suljetun leikkauslujuuden määrittämisen periaatteet on esitetty luvuissa 6.2 ja 6.3. Stabiloidun maan koheesio ja leikkauskestävyyskulma voidaan määrittää hankekohtaisesti kolmiaksaalikokeilla.

*Åhnberg (2006) on esittänyt lukuisia 3-aksaalikoetuloksia, joissa leikkauskestävyyskulma on stabiloidulla savella ja turpeella 30-40 ° ja liejulla 27-32 °. Stabiloidun maan koheesioksi c' Åhnberg (2006) on esittänyt noin 25 % stabiloidun maan puristuslujuudesta yksiaksaalisessa puristuskokeessa.*

## 6.2 Leikkauslujuuden ominaisarvo ja mitoitusarvo

Eurokoodimitoitussysteemissä stabiloidun maan parametrin määritys tapahtuu kuvan 6.2 mukaisesti. Ominaisarvolla tarkoitetaan sitä materiaalin arvoa, joka voidaan tulkita edustavaksi arvoksi. Ominaisarvo valitaan kenttä- ja/tai laboratorikokeista saatujen tulosten ja johdettujen arvojen sekä kokemuksen perusteella. Geoteknisten parametrien mitoitusarvot  $X_d$  johdetaan kaavalla 6.2. Mitoitusarvot muodostuvat ominaisarvojen edustavista arvoista, joihin sisältyy tarvittava varmuus.

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (6.2)$$

$X_d$	materiaaliominaisuuden mitoitusarvo
$X_k$	materiaaliominaisuuden ominaisarvo
$\gamma_M$	maaparametrin (materiaaliominaisuuden) osavarmuusluku

Stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo määritetään kaavalla 6.3. Kaavassa käytettävät korjauskertoimet  $k_{K/L}$ ,  $k_{ed}$  ja  $k_{T_s/T_t}$  valitaan sen mukaisesti, miten lähtökohdista olevat laboratorio- tai kairaustulokset on aikaansaatu. Kaavassa käytettävien kertoimien kuvaus ja määrittämismenetelmät on esitetty taulukossa 6.1. Stabiloidun maan mitoitusleikkauslujuus  $\tau_{stab;d}$  stabiliteettilaskentaa ja pilarien kantavuusmitoitusta varten määritetään kaavalla 6.4a.

Kimmoisan pilarin painumamitoituksessa pilarin kuormitus ei ylitä myötökestävyyttä (kuva 6.3). Painumamitoituksen yhteydessä pilareiden myötötarkasteluun käytetään stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvoa  $\tau_{stab;k}$ . Kun pilari- ja massasyvästabiloinnin moduulit ( $E_{pilari}$  ja  $M_{final}$ ) määritetään leikkauslujuuden perusteella, käytetään stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvoa  $\tau_{stab;k}$ .

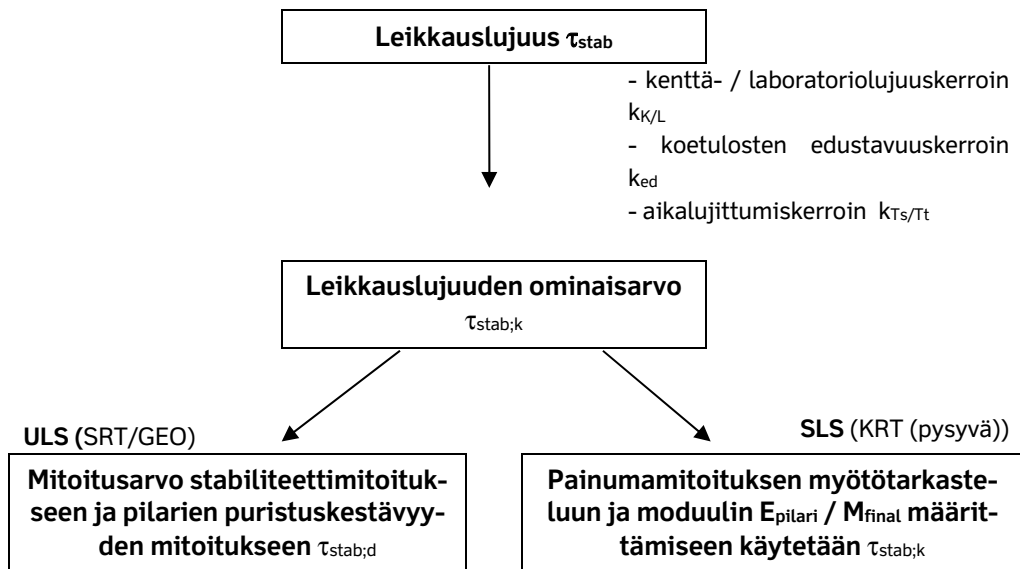
$$\tau_{stab;k} = \tau_{stab} \times k_{K/L} \times k_{ed} \times k_{T_s/T_t} \quad (6.3a)$$

$$\tau_{stab;lab} = \sigma_{murto, lab} / 2 \quad (6.3b)$$

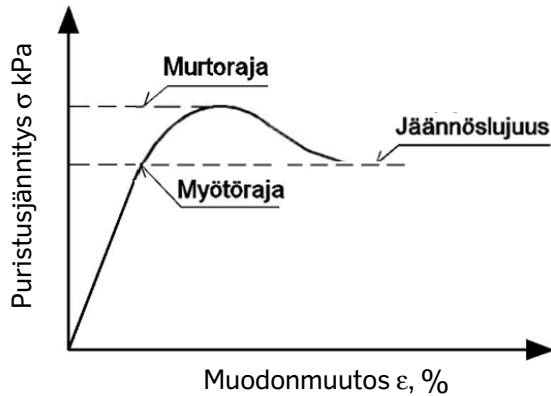


$$\tau_{stab,d} = \tau_{stab;k} / \gamma_{stab} \quad (6.4)$$

$\tau_{stab;k}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo mitoituslujittumisajan jälkeen (yleensä 28 tai 90 vrk)
$\tau_{stab}$	$\tau_{stab;lab.}$ laboratorioissa valmistetun näytteen puristuskestävyydestä määritetty leikkauslujuus (kaava 6.3b)
	$\tau_{stab;koestab.}$ koestabiloinnin laadunvalvontakairaustuloksista määritetty stabiloidun maan leikkauslujuus
	$\tau_{stab;tuot.stab}$ tuotantostabiloinnin laadunvalvontakairaustuloksista määritetty stabiloidun maan leikkauslujuus
	$\tau_{stab;emp.}$ kokemusperäisesti määritetty stabiloidun maan leikkauslujuus
$k_{K/L}$	kenttä- / laboratoriolujuuskerroin
$k_{ed.}$	koetulosten edustavuuskerroin
$k_{Ts/Tt}$	aikalujittumiskerroin ( = $\tau_{stab;s} / \tau_{stab;t}$ , jossa $\tau_{stab;s}$ =leikkauslujuus suunnittelulujittumisajan jälkeen, $\tau_{stab;t}$ =leikkauslujuus ennakkotutkimusten lujittumisajan jälkeen)
$\sigma_{murto, lab.}$	laboratorioissa valmistetun stabiloidun näytteen puristuskestävyys, 1-akiaalinen
$\tau_{stab,d}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden mitoitusarvo stabiliteettilaskentaan ja pilarin puristuskestävyydestä tarkasteluun
$\gamma_{stab}$	leikkauslujuuden osavarmuusluku stabiloidulle maalle (=1,4)



**Kuva 6.2** Stabiloidun maan ominaisarvon ja mitoitusarvon määrittäminen leikkauslujuudesta. Leikkauslujuuden määritetään stabiloitavuuskoetuloksista, koepilaroinnin tai aikaisemman syvästabiloinnin laadunvalvontakairaustuloksista. Kertoimet  $k_{K/L}$ ,  $k_{ed}$  ja  $k_{Ts/Tt}$  on määritetty taulukossa 6.1.



Kuva 6.3 Stabiloidun maan kuormitus - muodonmuutoskuvaaja ( $\sigma = 2 \times \tau_{stab,lab.}$ ). Myötöraja on 70 % murtokestävyydestä (murtolujuuden ominaisarvo).

Taulukossa 6.1 esitettyjen kertoimien lisäksi leikkauslujuuden ominaisarvoon vaikuttavat mm. työnaikaiset ympäristötekijät kuten esimerkiksi stabiloinnin tai lujittumisen aikainen paalutus-, louhinta-, liikenne-, tai muu värinä, pakkaskausi stabiloitaessa tai heti stabiloinnin jälkeen ja maan kemiallinen koostumus (esim. sulfidimaa, pilaantuneisuus, yms.). Ko. tekijöiden vaikutukset tulee ottaa huomioon syvästabiloinnin suunnittelussa sideaineen tyypissä ja määrässä. Tarvittaessa sideainemäärää lisätään kohdekohtaisten laboratoriotutkimusten tai muun dokumentoidun kokemusperäisen aineiston perusteella.

Geoteknisissä suunnitteluraportissa on aina esitettävä, miten stabiloidun maan mitoituslujuus on määritetty ja mitä kertoimia sen määrittämisessä on käytetty.

Taulukko 6.1 Kaavassa 6.3 ja kuvassa 6.2 esitettyjen kertoimien määrittelyt.

merkintä	nimitys	määrittely
$k_{K/L}$	kenttä-/ laboratoriolujuuskerroin	Kerrointa käytetään laboratoriolujuuden kenttälujuudeksi muuttamiseen. Kerroin määritetään kuvasta 6.5 tai 6.6 (tai muusta dokumentoidusta luotettavasta tutkimusaineistosta).
$k_{ed.}$	koetulosten edustavuuskerroin	Kertoimella huomioidaan koetulosten ja suunnittelu-kohteen pohjamaan mahdollinen eroavaisuus (=1,0 silloin, kun tulokset ovat suunnittelu-kohteesta ja sitä täysin edustavia sitä täysin, < 1,0 silloin kun tulokset eivät ole suunnittelu-kohteesta). Kerroin arvioidaan empiirisesti esim. viereisen kohteen ja suunnittelu-kohteen pohjamaan vesipitoisuuseron perusteella.
$k_{Ts/Tt}$	aikalujittumiskerroin	Kertoimella muutetaan koetulokset vastaamaan suunnittelutilannetta silloin, kun koetulosten lujittumisaika poikkeaa suunnittelussa käytettävästä lujittumisaikasta. Taulukossa 6.2 on tyypillisiä kertoimen arvoja joillekin tavanomaisille sideaineille ja maaleille. Taulukossa vertailulujittumisaika on 28 vrk. Kerroin on suositeltavaa määrittää kohdekohtaisesti luotettavasti dokumentoidusta tutkimusaineistosta.

*Taulukko 6.2 Aikalujittumiskertoimen  $k_{Ts/Tt}$  tyypillisiä arvoja lukuisten kohteiden laboratoriotutkimusten perusteella. Vertailukohtana taulukossa on ennakkotutkimusten lujittumisaika 28 vrk. Kerroin  $k_{Ts/Tt} = \tau_{stab;s} / \tau_{stab;t}$ , jossa  $\tau_{stab;s}$  on leikkauslujuus suunnittelulujittumisajan jälkeen ja  $\tau_{stab;t}$  ennakkotutkimusten lujittumisajan jälkeen.*

Sideaine ja maalaji	Lujittumisaika [vrk]	Aikalujittumiskerroin $k_{Ts/Tt}$ (vertailuaika 28 vrk)				
		7	28	60	90	180
kalkkisementti* / Sa ja Lj		0,6	1,0	1,2	1,4	1,6
sementti** / Sa ja Lj		0,7	1,0	1,1	1,2	1,3
sementti** / Tv		0,7	1,0	1,05	1,1	1,1
kipsi + kalkki + sementti seos / Sa ja Lj		0,6	1,0	1,2	1,3	1,5

\* kalkin määrä 25...50 % kalkkisementtiseoksessa

\*\* pikasementin ja hitaastilujittuvan sementin kertoimet määritettävä kokeellisesti

Taulukon 6.2 avulla voimaan määrittää myös stabiloidun maan ominaislujuuden tavoitearvo silloin, kun laadunvalvontakairausten-ajankohta ei ole sama kuin työseloituksessa esitetty mitoituslujittumisaika. Esimerkiksi silloin, kun mitoituslujittumisaika on 3 kk ja laadunvalvontakairaukset tehdään 2 kk kuluttua stabiloinnista, on 2 kk lujittumisajassa saavutettava  $\geq 86\%$  ( $= 1,2 / 1,4 \times 100\%$ ) 3 kk ominaislujuudesta käytettäessä sideaineena kalkkisementtiseosta savikerroksessa.

## 6.3 Ominaisarvon määrittämismenetelmät

Stabiloidun maan ominaisarvo  $\tau_{stab,k}$  voidaan määrittää kaavalla 6.3, jossa lähtökohdista toimivat lujuuden  $\tau_{stab}$  arvot voidaan aikaansaada:

- laboratoriossa tehtävillä stabiloitavuuskokeilla
- koestabiloinnin valvontakairausten tuloksista
- samassa geologisessa muodostumassa tehtyjen aikaisempien stabilointien valvontakairausten tuloksista
- kokemusperäisesti

Maaparametrien ominaisarvo on laboratorioskokeiden tai kairaustulosten perusteella valittu varovainen keskiarvo, jolloin varovaisen keskiarvon määrittäminen perustuu kokemusperäiseen arvioon (Liikennevirasto 2016b).

*Esimerkiksi saven redusoidun leikkauslujuus on määritetty siipikairausdiagrammeista varovaisen keskiarvon avulla silloin, kun on ollut samalta alueelta useampia kairauksia. Stabiloitu maa poikkeaa kuitenkin luonnon maasta, niin muodostumistapansa kuin tutkimusmenetelmiensä osalta. Siipikairauksella mitattu suljettu leikkauslujuus redusoidaan Liikenneviraston ohjeen (2018b) mukaisesti hienouslukuun perustuen. Stabiloidun maan suljetulle leikkauslujuudelle ei tehdä vastaavaa redusointia.*

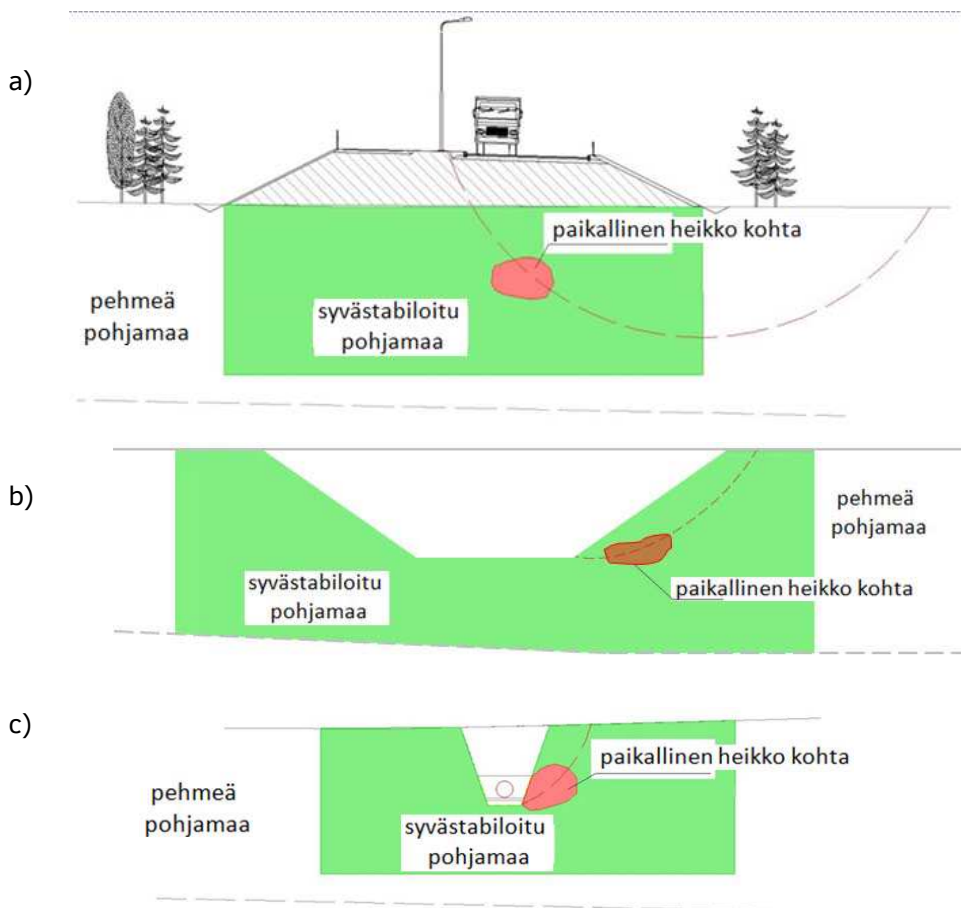
Kun käytetään tilastollisia menetelmiä, ominaisarvon määrittäminen perustuu otannan keskiarvoon, keskihajontaan ja kokemusperäiseen tietoon pelkän subjektiivisen tulkinnan sijaan. Stabiloidun maan ominaislujuutta määritettäessä on otettava huomioon stabiloidun rakenteen toimintatapa ja stabiloituun maahan kohdistuvat rasitukset.

*Syvästabiloidun rakenteen vaarallisin liukupinta voidaan pelkistää kuvan 6.4 mukaisesti laaja-alaiseksi, jossa stabilointi on puristettu (a) tai paikalliseksi, jossa stabilointi on leikkausrasitettuna (b ja c). Tämä on luonnollisesti karkea yleistys ja vaarallisin liukupinta voi olla myös näiden yhdistelmä.*

Koestabiloinnin kairaustuloksista syvästabiloidun maan painumamitoitukseen ja stabiliteettilaskentaan laaja-alaisen liukupinnan tapauksessa (kuva 6.4a), ominaislujuus valitaan ”varovaisena keskiarvona” Myös pilarien puristuskestävyyden tarkasteluun lujuus valitaan ”varovaisena keskiarvona” kairaustuloksista.

Silloin, kun paikallinen murtuma tai hauras murtuma ovat todennäköisiä murtumismekanismeja (esim. kaivannon luiskassa, kuvat 6.4b ja c), valitaan ominaislujuus ”hyvin varovaisena keskiarvona”, käytännössä ominaislujuudeksi valitaan alin mahdollinen / todennäköinen arvo lujuudelle.

*Kaivannon luiskassa mahdollinen heikommin lujittunut kohta on huomattavasti vaarallisempi kuin vastaava penkereen alapuolisessa syvästabiloinnissa, jossa paikallisen heikommin lujittuneen kohdan vaikutus on vähäinen. Lisäksi kaivannon luiskassa stabiloinnin päällä ei ole pystykuormaa, jolloin stabiloidun maan kitka ei lisää lujuutta kuten penkereen alla.*



**Kuva 6.4** *Syvästabiloidun rakenteen vaarallisin laaja-alainen liukupinta penkereen alla (a) tai paikallinen alikulun kaivannon luiskassa (b) tai putki-kaivannon luiskassa (c). Punainen alue kuvaa mahdollista heikkoa kohtaa.*

### 6.3.1 Määrittäminen laboratoriotutkimustuloksista

Laboratoriotutkimuksissa tutkittava stabiloitu maa voi olla valmistettu ja käsitelty taulukossa 6.3 esitetyn mukaisesti. Tässä luvussa käsitellään 1 vaihtoehdon mukaisesti valmistettuja näytteitä.

*Vaihtoehdot 2 ja 3 ovat laadunvalvontaan kuuluvia menetelmiä, joista vaihtoehtoa 2 ei yleensä käytetä Suomessa, mutta joka olisi mahdollinen menettely lujittumattoman näytteenoton kannalta massastabiloinnin yhteydessä.*

Taulukko 6.3 Puristuskokeilla tutkittavan näytteen valmistus ja käsittelyvaihtoehtoja.

Sideaineen lisäys	Muottiin sullonta	Näytteen säilytys
1) Sideaine sekoitettu maanäytteeseen laboratoriossa	Näyte sullottu laboratoriossa muottiin heti sekoituksen jälkeen	Näyte säilytetty ja lujittunut laboratoriossa
2) Sideaine sekoitettu maahan in situ	Näyte otettu työmaalla heti sekoituksen jälkeen ja sullottu muottiin	Näyte säilytetty ja lujittunut laboratoriossa
3) Sideaine sekoitettu maahan in situ	ei ole	Näyte lujittunut in situ maassa *

\* näyte otettu maasta näytteenottimella, putkella, poraamalla tai kaivinkoneella, näyte voi häiriintynyt tai vaurioitua näytteenotossa

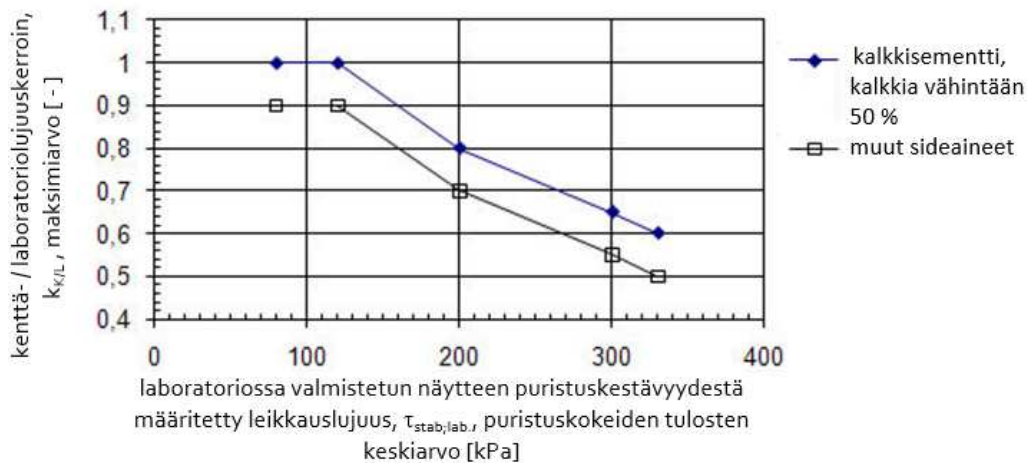
Laboratoriossa tehtävistä koekappaleiden yksiaksiaalisista puristuskokeista tulostetaan puristuslujuus sekä jännitys-muodonmuutoskuvaaja, josta suunnittelija voi määrittää muodonmuutosmoduulin. Lujuus- ja muodonmuutosparametrit on mahdollista määrittää luotettavammin kolmiaksiaalikokeilla, jotka jäljittelevät maassa vallitsevaa kuormitustilannetta sekä stabiloidussa maassa tapahtuvia muodonmuutoksia paremmin kuin yksiaksiaalinen puristuskoe. Käytännössä kokeet tehdään lähes aina yksiaksiaalisina puristuskokeina, jolloin tulokseksi saadaan puristuslujuus ja siitä leikkauslujuus kaavalla 6.3b (laboratoriotutkimukset tehdään kohdan 4.3 ja liitteen 1 mukaisesti).

Laboratoriossa tehtävien rinnakkaisten puristuskokeiden tuloksista lasketaan keskiarvo, joka on stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo. Keskiarvoa määritettäessä hylätään epäonnistuneiden koestusten tulokset. Varovainen keskiarvo muutetaan mitoituslujuuden määrittämisen lähtökohtana toimivaksi kenttälujuudeksi kenttä-/laboratoriolujuuskertoimella  $k_k/k_L$ . Kertoimen maksimiarvot stabilointipilareille joillekin sideaineille on esitetty kuvassa 6.5. Mikäli sideaine on sementtiä, kerrotaan kuvaajalta ”muut sideaineet” saatava kerroin luvulla  $\leq 0,8$ .

Kertoimelle  $k_k/k_L$  voidaan käyttää stabilointipilarien kenttälujuutta määritettäessä arvoa 1 silloin, kun seuraavat ehdot täyttyvät:

- pilarien leikkauslujuustavoite on alle 120 kPa ja
- sideaineena käytetään kalkkisementtiä, jossa kalkin osuus on vähintään 50 % ja
- stabiloitava maakerros on savea tai liejuista savea.

Kertoimelle  $k_k/k_L$  voidaan käyttää kuvassa 6.5 esitetystä poikkeavia arvoja silloin, kun ne voidaan perustella samassa tai vastaavassa savialtaassa samanlaiseen maakerrokseen aikaisemmin tehdyillä ja dokumentoiduilla laboratorio- ja kenttätutkimuksilla.



Kuva 6.5 Laboratoriolujuuden korjauskertoimen (laboratorio- / kenttäljuuskerroin  $k_{K/L}$ ) maksimiarvo pilaristabiloinnille. Kun sideaine sisältää vain sementtiä, kerrotaan kuvaajalta ”muut sideaineet” saatava kerroin luvulla  $\leq 0,8$ .

Massasyvästabiloitavat maa-ainekset ovat usein stabiloinnin kannalta vaihtelevampia ja haastavampia ja niiden stabiloinnissa käytettävät sideaineet ovat moninaisempia. Massastabiloinnille käytettävien ”laboratorio- / kenttäljuuskerroimien  $k_{K/L}$ ” maksimiarvot joillekin sideaineille ja maalajeille on esitetty kuvassa 6.6 (HUOM! KUVA LISÄTÄÄN VUONNA 2019).

TÄMÄ KUVA TÄYDENNETÄÄN OHJEESEEN 2019

Kuva 6.6 Laboratoriolujuuden korjauskertoimen (laboratorio-/kenttäljuuskerroin  $k_{K/L}$  arvo massasyvästabiloinnille.

### 6.3.2 Määritys koestabilointituloksista

Luotettavimmat lähtötiedot stabiloidun maan lujuuden osalta saadaan hankekohtaisella maastossa tehtävällä koestabiloinnilla. Koestabilointi ohjelmoidaan, suunnitellaan, tutkitaan ja raportoidaan liitteen 2 mukaisesti. Koestabiloinnin merkittäviä etuja on laboratoriolujuuden kenttälujuuksi muuntamisen epävarmuuden poisjääminen.

*Joissakin tapauksissa koestabilointi voidaan toteuttaa myös stabilointiurakan koe-  
luontoisena aloituksena ja sen valvontakairauksina.*

Mikäli koestabiloinnilla menetelmä todetaan soveltuvaksi, koestabiloinnin raportin tulosten perusteella arvioidaan eri syvyys- (tai taso-) väleille joko:

- stabiloidun maan leikkauslujuus, joka on saavutettavissa teknistaloudellisesti mielekkäällä sideainereseptillä (laatu+määrä) tai
- sideaineresepti, jolla mitoituksessa käytetty leikkauslujuus saavutetaan riittävällä varmuudella.

Syvästabiloidun maa-aineksen in situ-lujuuden arvioinnissa hajonta otetaan yleensä huomioon arvioimalla lujuutta kairausten varovainen keskiarvo -kuvaajien perusteella ja yksittäisten havaintojen painoarvo on vähäisempi. Kairaustulosten tilastollinen käsittely lujuuden ominaisarvon määrittämiseksi on esitelty luvussa 15.

*Maan luonnollinen vaihtelu ja siihen in situ- stabiloimalla sekoitetun sideaineen määrän vaihtelu aiheuttaa hajontaa stabiloidun maan lujuudessa. Lisäksi kairausmenetelmä ja tutkittavan pilarin geometrinen muoto (jonka lujuus poikkileikkauksessa vaihtelee ja jonka ulkopuolella on pehmeää luonnonmaata) aiheuttavat hajontaa mitattuun kairausvastukseen mm. kairakärjen alla olevan materiaalin ja kairatankojen vastuksen kautta. Voidaankin todeta, että mitatun kairausvastuksen ja siitä tulkitun leikkauslujuuden hajonta ei aiheudu pelkästään tutkitun stabiloidun materiaalin lujuuden hajonnasta, vaikka tulokinnassa olisi kairausmenetelmän mahdolliset ”virhelähteet” huomioitu. Edellä kuvattu stabiloidusta maasta ja tutkimusmenetelmästä aiheutuva hajonta voi ”vääristää” kairausvastuksesta tulkitun tuloksen joko todellista suuremmaksi tai pienemmäksi. Myös kairausten rajallinen määrä saattaa aiheuttaa tilastollista epävarmuutta. Tätä tilastollista epävarmuutta voidaan vähentää lisäämällä kairausten lukumäärää.*

### 6.3.3 Määritys aikaisempien stabilointien tuloksista

Aikaisemmat stabiloinnit eivät käytännössä sijaitse täsmälleen uuden suunnittelu-kohteen kohdalla, joten aikaisemmin toteutetun stabiloinnin tulosten soveltuvuus on arvioitava tapauskohtaisesti aiemman kohteen ja suunnittelukohteen sijainnin, maaperätietojen, sideainereseptin, yms. tietojen perusteella. Mikäli aikaisempi stabilointi vastaa sijaintinsa ja muiden tekijöiden puolesta riittävän hyvin suunnittelukohtetta, ovat stabiloinnin lujuus ja painumaominaisuudet määritettävissä samassa kohteessa ja geologisessa muodostumassa samalla sideainereseptillä tehtyjen aikaisempien stabilointien toteutumatiiedoista sekä laadunvalvontakairauksista ja painumamittaus-tuloksista analysoimalla.

Aikaisemman stabilointikohteen tuloksia tarkasteltaessa on kiinnitettävä huomiota siihen, että kaikki oleellinen tieto ko. kohteesta on käytettävissä ja tieto on myös paikkansapitävää.

*Esimerkiksi suunnitelmassa esitetty sideainemäärä ja -laatu saattaa poiketa siitä millä kohde on todellisuudessa toteutettu (kokonaan tai osittain). Myös sideaineet ovat saattaneet muuttua. Esim. 90-luvulla oli käytössä sideaineseoksia, joita ei tällä hetkellä ole saatavissa. Lisäksi kairaustuloksista on käytävä ilmi, kuinka pitkään lujittuneesta syvästabiloinnista on kyse.*

Mikäli aiemmin toteutetusta kohteesta on saatavissa riittävästi tietoja ja niiden paikansäilyvyydestä on varmistuttu, voidaan kohteen edustavien valvontakairausten perusteella määrittää kohdan 6.2 mukaisesti leikkauslujuuden ominaisarvo, jonka edustavuus suunnittelukohteeseen huomioidaan koetulosten edustavuuskertoimella  $k_{ed}$  (ks. taulukko 6.1). Näin määritettyjä syvästabiloidun maan ominaisuuksia voidaan käyttää ainoastaan kohteissa, joissa syvästabilointi tehdään ensisijaisesti painumien hallintaa varten.

*Käytännössä painumamittaustuloksia on harvoista kohteista käytettävissä, joten useimmiten toteutettujen kohteidenkin tietojen perusteella painumaominaisuudet on arvioitava välillisesti saavutetusta lujiuudesta.*

### 6.3.4 Määrittäminen kokemukseräisesti

Helpossa ja pienessä kohteessa, jonka maaperäolosuhteet ovat selkeät ja jota vastaavissa olosuhteissa syvästabilointia on tehty runsaasti, voidaan sideainetyyppi ja -määrä sekä mitoituslujuus valita poikkeustapauksessa tilaajan suostumuksella kokemukseräisesti varovaisuutta noudattaen. Näin määritettyjä syvästabiloidun maan ominaisuuksia voidaan käyttää ainoastaan kohteissa, joissa syvästabilointi tehdään painumien hallintaa varten.

Stabiloinnin mahdolliset laadunalitukset eivät saa myöskään aiheuttaa esim. aikatauluriskiä hankkeelle. Lisäksi stabiloinnin mahdollisten laadunalitusten aiheuttamien korjaavien toimenpiteiden tulee olla edullisia ja yksinkertaisia toteuttaa ja ne on suunniteltava valmiiksi hyvissä ajoin ennen stabiloinnin toteutusta.

## 6.4 Moduuli

### 6.4.1 Pilaristabilointi, E-moduuli

Stabilointipilarin lujittuessa kasvaa sen jäykkyys nopeammin kuin sen lujuus kuvan 6.7 mukaisesti.

*Eryteisesti leikkauslujuusalueella 50–100 kPa on havaittu puristuskokeissa (1-aks.) jäykkyyden kasvavan ja murtomuodonmuutoksen pienenevän lujuuden suhteen nopeasti stabiloidulla savella, liejulla ja turpeella. Suuremmilla yli n. 200 kPa leikkauslujuuksilla ko. suhteen on havaittu pysyvän lähes vakiona. (Åhnberg 2006)*

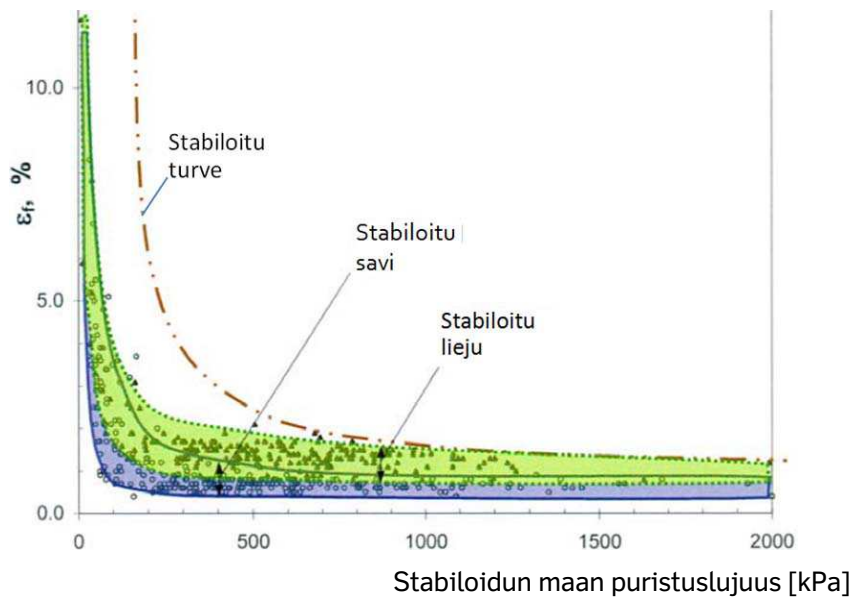
Stabilointipilarien välissä on pehmeä maakerros, joten kuormitettaessa pilarit voivat laajeta sivulle. Painumatarkastelussa tulee käyttää pilareille muodonmuutosmoduulia. Mikäli käytettävissä ei ole esim. laboratoriotuloksista tai lähialueelle sijoittuvan vastaavan stabiloinnin painumamittaustuloksista takaisinlaskettua  $E_{\text{pilari}}$  -moduulin arvoa, määritetään pilarin muodonmuutosmoduuli kaavalla 6.6.



$$E_{\text{pilari}} = 20 \times (k_{\text{myötö}} \times \tau_{\text{stab;k}})^{1,6} = 20 \times (0,7 \times \tau_{\text{stab;k}})^{1,6} \quad (6.6)$$

$E_{\text{pilari}}$  stabilointipilarin muodonmuutosmoduuli  
 $\tau_{\text{stab;k}}$  stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo

Kaava 6.6 on Syvästabiloinnin suunnitteluohjeessa 2010 esitetty ja on muodoltaan vastaava kuin ohjeessa Trafikverket 2014b, jossa kerroin 20 on 13. Vanhassa Syvästabiloinnin suunnitteluohjeessa (Tiehallinto 2001) pilarin muodonmuutosmoduulin on esitetty olevan kalkkisementtipilarilla  $E_{\text{pilari}} = 100 \times \tau_{\text{stab;k}} \dots 200 \times \tau_{\text{stab;k}}$ . Åhnberg et al (1995) tutkimustulosten perusteella stabiloidun saven avoimen ja suljetun tilan moduulien  $E_{\text{pilari}}$  välinen suhde on 0,5-1,5.



Kuva 6.7 Stabiloidun maan leikkauslujuuden ja murtomuodonmuutoksen välinen korrelaatio (Åhnberg 2006).

#### 6.4.2 Massasyvästabilointi, M-moduuli

Massastabiloinnissa käsitellään koko maamassa, jolloin stabiloidun alueen jäykkyys ja aikariippuvuus vastaavat stabiloidun maa-aineksen käyttäytymistä. Massastabiloidun maan moduuli arvioidaan painumamitoituksessa erikseen lujittumisvaiheeseen ja lujittumisen jälkeiseen vaiheeseen. Silloin, kun massastabilointia kuormittaa laaja-alainen kuormitus, vastaa kuormitustilanne ödometrikokeen kuormitustilannetta ja painumalaskenta tulee tehdä käyttäen massastabiloidulle maakerrokselle koonpuristuvuusmoduulia M.

Ödometrikokeissa stabiloidun maan kokoonpuristuvuusmoduulin on havaittu kasvavan lineaarisesti lujuuden kanssa. Stabiloidun maan "näennäisen" esikonsolidaatiojännityksen on havaittu olevan n. 1,2–1,9-kertainen yksiakiaaliseen puristuslujuuteen verrattuna. Åhnberg (2006) on esittänyt, että jännityksen ollessa selvästi alle "näennäisen" konsolidaatiojännityksen, stabiloitu maa käyttäytyy ylikonsolidoituneesti. Jännityksen ollessa taas hieman alle, käyttäytyy stabiloitu maa normaalisti konsolidoituneesti ja jännityksen ylittymisen jälkeen stabiloidun maan jäykkyys romahtaa. Käytännössä jäykkyyden romahtamista ei Suomessa ole havaittu, eikä korkeiden ylikuormituspenkereiden ole raportoitu painuneen äkillisesti massastabiloidun kerroksen painuman takia pengertä korotettaessa. Erittäin suurilla jännitystasoilla suomalaisilla stabiloiduilla savilla tehdyissä ödometrikokeissa ei ole

*havaittu stabiloidun maan jäykkyyden romahtavan ”näennäisen” esikonsolidaatijännityksen ylittyessä (Wang & Korkiala-Tanttu 2016).*

Esitiivistymis-/lujittumisajan kokoonpuristumismoduulia  $M_{\text{initial}}$  ei välttämättä määritetä laboratoriokoetuloksista vaan massastabiloidun kerroksen painuma ko. vaiheessa arvioidaan usein stabiloitavuuskoekappaleiden lujittumisaikana mitatun esikuormituksen aiheuttaman painuman perusteella.

*Esikuormituksen aikana stabiloidun näytteen kokoonpuristuma on tyypillisesti  $\approx 10\text{--}15\%$  savinäytteillä,  $\approx 15\text{--}20\%$  liejunäytteillä ja  $\approx 25\text{--}40\%$  turvenäytteillä näytteen alkuperäisestä korkeudesta. Mikäli laboratoriokoetuloksista määritetään lujittumisajan moduuli, on kyseessä kokoonpuristuvuusmoduuli  $M_{\text{initial}}$ , koska näyte on muottisylinterissä esikuormituksen aikana ja sen sivulle laajeneminen on estetty.*

Lujittuneen massastabiloinnin  $M_{\text{final}}$ -moduuli määritetään kokemusperäisellä kaavalla 6.7a tai ödometrikokeella. Moduuli voidaan määrittää myös puristuskoetulosten perusteella (1-aks.puristuskoe tai 3-aks.koe), jolloin kyseessä on  $E_{50}$ -moduuli. Laboratoriokoetuloksiin perustuvasta  $E_{50}$ -moduulista määritetään painumalaskelmassa käytettävä massastabiloidun kerroksen  $M_{\text{final}}$ -moduuli kaavalla 6.7b. Kaavassa 6.7b esitetty M- ja E-moduulien suhde on riippuvainen Poissonin luvusta. Poissonin luvun ollessa välillä 0,1–0,4, on suhde M/E välillä 1–2,2 ( $\nu=0,1 \Rightarrow M/E \approx 1,0$ ,  $\nu=0,2 \Rightarrow M/E \approx 1,2$  ja  $\nu=0,3 \Rightarrow M/E \approx 1,4$ ).

$$M_{\text{final}} = 350 \times \tau_{\text{stab;k}} \dots 450 \times \tau_{\text{stab;k}} \quad (6.7a)$$

$$M_{\text{final}} = E_{50} \times (1 - \nu) / (1 - \nu - 2 \times \nu^2) \quad (6.7b)$$

$M_{\text{final}}$	lujittuneen massastabiloidun maan kokoonpuristuvuusmoduuli
$E_{50}$	lujittuneen stabiloidun maan muodonmuutosmoduuli
$\tau_{\text{stab;k}}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo
$\nu$	Poissonin luku ( $\approx 0,25$ stabiloidulle savelle ja $\approx 0,15$ stabiloidulle turpeelle)

*Kalkki-sementillä (1:1) stabiloidulla savella tehdyillä kolmiakσιαalikoesarjoilla on määritetty Poissonin luvun olevan useimmissa kokeissa välillä 0,23–0,3 (Mataic 2011). Stabiloidulle turpeelle on määritetty kolmiakσιαalikoekkeilla Poissonin luvuksi 0,1–0,2 (Ahonen 1993).*

### 6.4.3 Pienten muodonmuutosten moduuli

Pienten muodonmuutosten moduulia käytetään esim. silloin, kun tarkastellaan lyhytaikaisen liikennekuorman jakautumista pilareille ja maalle tai ratatärinän leviämistä estävää syvästabiloitua seinämää radan vieressä.

*Lyhytaikaisen liikennekuorman jakautumatarkasteluja on tehty mm. tämän ohjeen laatimisen yhteydessä (Abed et al. 2017). Ratatärinän leviämistä syvästabilointiseinämän yhteydessä on mallinnettu mm. LITES-hankkeessa (mm. Koivisto et al. 2009).*

Pienten muodonmuutosten moduuli voidaan määrittää kenttä- tai laboratoriotutkimuksilla. Maan ja stabiloidun maan pienten muodonmuutosten moduulia voidaan myös arvioida välillisesti empiirisillä kaavoilla. Larsson & Mulabdic' (1991) ovat esittäneet maan pienten muodonmuutosten leikkausmoduulille kaavan 6.8a. Kaavassa esiintyvä plastisuusluku  $I_p$  on keskimäärin n. 35 Ronkaisen (2012) esittämässä jakaumakuvaajassa suomalaiselle lihavalle savelle. Pienten muodonmuutosten muodon-

muutosmoduuli saadaan kaavalla 6.8b. Stabiloidulle maalle on esitetty pienten muodonmuutosten moduulin arvoja tutkimusraporteissa (mm. Koivisto et al. 2008; Koivisto 2004; Chan 2006). Tutkimusraporteissa esitettyihin tutkimustuloksiin on sovitettu FEM-mallinnusta varten kaava 6.9 (Ayman et al. 2017).

$$G_{maa,i} = (208 / I_p + 250) \times C_{u,k} \quad (6.8a)$$

$$E_{maa,i} = 2 \times (1 + \nu) \times G_{maa,i} \quad (6.8b)$$

$$E_{pilari,i} = 120 \times (0,7 \times \tau_{stab,k})^{1,6} \quad (6.9)$$

$G_{maa,i}$	maan pienten muodonmuutosten leikkausmoduuli
$I_p$	plastisuusluku
$C_{u,k}$	maan suljettu leikkauslujuus, ominaisarvo
$E_{maa,i}$	maan pienten muodonmuutosten moduuli
$\nu$	Poissonin luku
$E_{pilari,i}$	stabilointipilarin pienten muodonmuutosten moduuli
$\tau_{stab,k}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo

## 6.5 Vedenläpäisevyys

*Joidenkin toteutettujen rakenteiden painumamittaustulosten avulla kalibroituissa takaisinlaskennoissa on havaittu stabilointipilarien vedenläpäisevyyden olevan 1–10 -kertainen verrattuna pilareita ympäröivän maan vedenläpäisevyyteen (1–8-kertainen/Paatsema & Kangas 2003; 1–10-kertainen, sideaine KuJa+YSe /Törnqvist & Juvankoski 2003). 90-luvun alussa on koepilarikentän huokosveden ylipaineen mittauksilla todettu, että sementtistabiloiduilla pilareilla ei ole merkittävää pysty-ojittavaa vaikutusta (Vepsäläinen & Arkima 1992).*

*Vedenläpäisevyyden on havaittu olevan stabilointipilareissa suurempi kuin laboratoriossa tehdyistä näytteistä määritetty vedenläpäisevyys. Syyksi kentällä havaittuun suurempaan vedenläpäisevyyteen on esitetty pilarien epähomogeenisempaa makrorakennetta, epätasaisempaa sideainenjakaumaa sekä hiushalkeamia. (Åhnberg 2006)*

*Kalkilla stabiloidun saven vedenläpäisevyyden on havaittu olevan laboratorionkokeissa suuremman kuin muilla sideaineilla stabiloidun saven. Vedenläpäisevyyksien suhde on ollut kuitenkin alle 10. Muilla sideaineilla laboratorionkokeissa vedenläpäisevyyden on havaittu olevan lähellä stabiloimattoman saven vedenläpäisevyyttä ja suuremmilla sideainemäärillä jopa pienempi kuin stabiloimattomalla savella (Hassan 2009; Åhnberg 2006). Tutkituilla sideaineilla on laboratorionkokeissa todettu vedenläpäisevyyden alentuneen stabiloidun maan lujuuden kasvaessa seuraavasti:  $k_{stab} = k_{maa} \times 10^{-0,0017} \times \sigma_{murto}$ , jossa  $k_{stab}$  ja  $k_{maa}$  ovat stabiloidun ja stabiloimattoman maan vedenläpäisevyydet ja  $\sigma_{murto}$  stabiloidun maan puristuskestävyys (Åhnberg 2006). Broms (2004) on esittänyt kalkisementtipilarien ja maan vedenläpäisevyyden suhteeksi arvoa 40. Baker (2000) on esittänyt pilarien ja maan vedenläpäisevyyksien suhteen olevan eri kohteiden kenttäkokeiden perusteella 10–100 ja keskiarvon ollessa 30–50 ja laboratorionkokeiden perusteella 1–100 keskiarvon ollessa 10–30.*

Pilaristabiloinnin painuma-ajan määrittämisessä käytettävä vedenläpäisevyys suositellaan määritettävän laboratoriossa silloin, kun painuma-aika on kriittinen. Muutoin käytetään kaavaa 6.10 stabilointipilarin vedenläpäisevyyden määrittämisessä. Pilaristabiloidun pohjamaan vedenläpäisevyys voidaan määrittää kaavalla 6.11 (Trafikverket 2014b).

$$k_{\text{pilari}} = k_{\text{maa}} \times 10 \quad (6.10)$$

$$k_{\text{pilari+maa}} = a \times k_{\text{pilari}} + (1 - a) \times k_{\text{maa}} \quad (6.11)$$

$k_{\text{pilari}}$  on stabilointipilarin vedenläpäisevyys  
 $k_{\text{maa}}$  maan vedenläpäisevyys (pilarien välissä)  
 $k_{\text{pilari+maa}}$  pilaristabiloidun pohjamaan vedenläpäisevyys  
 $a$  pilarisuhde

Massastabiloidun maakerroksen vedenläpäisevyys voidaan määrittää kaavalla 6.10 silloin, kun stabiloitava maa on savea tai liejua. Stabiloidun turpeen vedenläpäisevyys suositellaan määritettävän laboratoriossa silloin, kun massastabiloidun turvekerroksen vedenläpäisevyys ja/tai painuma-aika on kriittinen.

*Stabiloitavan maan ollessa turvetta, vedenläpäisevyys alanee useita dekaadeja luonnontilaisen turpeen vedenläpäisevyyteen verrattuna massastabiloidun turvekerroksen kokoonpuristuksessa. Heti stabiloinnin jälkeen massastabiloinnin lujittumisaikana stabiloidun kerroksen vedenläpäisevyys on suuri ja kokoonpuristuma tapahtuu nopeasti. Suurimman kokoonpuristumisen ja stabiloidun kerroksen lujittumisen jälkeen stabiloidun kerroksen vedenläpäisevyys riippuu mm. tapahtuneen kokoonpuristuman suuruudesta.*

*Massastabiloidun saven ja turpeen vedenläpäisevyyden on todettu olevan laboratorio- ja kenttätutkimuksissa tyypillisesti suuruusluokkaa  $10^{-8}$  –  $10^{-9}$  m/s, mutta suurempia ja pienempiä vedenläpäisevyyden arvoja on havaittu ja raportoitu.*

## 6.6 Muita ominaisuuksia

### Routivuus ja jäätymis-sulamiskestävyys:

*Laboratoriossa routanousukokeilla tutkitut stabiloidut savinäytteet ovat olleet Savitietutkimuksessa pääasiassa erittäin routivia routimiskertoimen SP ollessa välillä 3-7. Kenttätutkimuksissa kadun jakavaan kerrokseen tiivistetyn stabiloidun saven routanousut olivat kuitenkin vähäisiä - suuruusluokkaa 0-20 mm. Jäädäytys-sulatuskokeissa suurin osa näytteistä särkyi laboratoriokokeen aikana ja ehjänä säilyneiden koekappaleiden lujuudet alenivat merkittävästi. (Mäkelä et al. 2000)*

### Lämmönjohtavuus:

*Stabiloitujen savinäytteiden laboratoriossa määritetyt lämmönjohtavuudet vaihtelivat Savitietutkimuksessa välillä 0,5-0,7 W/Km. 2 vrk vesiupotuksen jälkeen lämmönjohtavuudet olivat 0,7-1.0 W/Km. (Mäkelä et al. 2000)*

### Turpoama:

*Stabiloidun pohjamaan turpoamalla voi olla merkitys silloin, kun stabiloitua pohjamaata leikataan useita metrejä ja stabiloidun pohjamaan varaan rakennetaan painumaherkkä rakenne (esim. silta-antura, tms.). Andreasson & Rådberg (2015) ovat*

*tarkastelleet asiaa yhden kohteen kokemusten perusteella, jossa he ovat takaisinlaskelmien, painumamittaus- ja laboratoriotutkimusten tulosten perusteella esittäneet, että turpoaman uudelleen kuormituksen moduuli vastaisi stabiloimattoman maan kokoonpuristuvuusmoduulia  $M_0$ .*

## 6.7 Käyttöikä

Pohjanvahvistuksena toimivan syvästabiloinnin käyttöikä tulee olla vähintään päälle rakennettavan rakenteen käyttöikä. Mikäli syvästabilointi suunnitellaan väliaikaiseen tarkoitukseen, esim. työalustaksi, kaivannon tuennaksi, tms. tarkoitukseen, määritetään käyttöikä stabiloinnin käyttötarkoituksen mukaisesti.

Tien ja radan pohjanvahvistusten ja pohjarakenteiden käyttöikä on 100 vuotta. Joillakin perustusrakenteilla (esim. pylväsperustukset), käyttöikä voi olla 50 vuotta. (Liikennevirasto 10/2012 ja 13/2018).

*Kirjallisuudessa ei ole esitetty havaintoja, joiden mukaan syvästabiloidun saven lujuus olisi alentunut lujittumisensa jälkeen. Sen sijaan on esitetty havaintoja, joiden mukaan stabiloidun maan lujuus on kasvanut useiden vuosien ajan. Lujittuminen on ollut erityisen suurta silloin, kun sideaineen kalkkipitoisuus on suuri. (Piispanen 2017)*

*Massastabiloidun turpeen lujuuden on havaittu kasvavan ajan suhteen. Kenttätutkimustuloksia on yli 20 vuotta lujittuneesta stabiloidusta turpeesta. Kaikissa tutkituissa kohteissa lujuuden on havaittu kasvaneen tai pysyneen samana kuin 1–2 kk kuluttua stabiloinnista. Pelkällä sementillä lujuuden kasvu on ollut yleensä vähäistä 1–2 kk lujittumisajan jälkeen, mutta sementillä 1–2 kk lujuus on ollut yleensä suurempi kuin hitaammin lujittuvilla sideaineilla. (Piispanen 2017) Turpeen lujuus kasvaa merkittävästi kuormituksen ja konsolidaation vaikutuksesta, joten tasalaatuisen pohjamaan päällä sijaitsevan massastabiloidussa turpeessa mahdollisten sideainesidosten heikkeneminen ei ole välttämättä erityisen haitallista. Silloin, kun stabiloidun turvekerroksen alla sijaitsee pilaristabiloitu pohjamaa, keskittyy kuorma pilarien yläpäiden kohdalle ja stabiloidun turpeen lujuus ei saa alentua ajan myötä.*

## 6.8 Stabiloimattoman maan leikkauslujuus

Stabilointipilareiden kanssa yhdessä toimiva luonnonmaa voi olla pilareiden välissä tai pilaristabiloidun alueen vieressä mitoitettavasta tapauksesta riippuen. Pilareiden kanssa yhdessä toimivan maan leikkauslujuus käsitellään mitoituksessa eri tavoin mitoitettavasta rakenteesta ja mitoitustilanteesta riippuen. Tässä ohjeessa esitetyissä mitoitustapauksissa käytettävä stabiloimattoman maan leikkauslujuuden arvo tai sen määrittämistapa on esitetty taulukossa 6.4.

Taulukko 6.4 Pohjamaan leikkauslujuus tai sen määrittäminen erilaisissa mitoitus-  
tapauksissa pilaristabiloinnin yhteydessä.

Mitoitustilanne	Maan leikkauslujuus	Muuta
kokonaisstabiliteetti, yksittäiset pilarit	$C_{uR;d}$ = maan suljetun leikkauslujuus, mitoitusarvo (kaava 8.2)	maan suljetun leikkauslujuuden ominaisarvo redusoidaan kertoimella $\mu_{pilari / maa}$ , kuva 8.3a
kokonaisstabiliteetti, pilarilamellit	pilarilamellien välisen maan leikkauslujuudeksi oletetaan 0 kPa	kappale 8.3
paikallinen pilarilamellien välisen liukupinta kaivannon luiskassa	pilarilamellien välisen maan leikkauslujuudeksi oletetaan ko. maakerroksen $C_{u;d}$	kappale 8.3
sideaineen syöttöaukon ja sekoittimen alapinnan välinen kerros *	ohut kerros, joka on häiritetty, mutta johon ei ole sekoitettu sideainetta	lujuuden arviointi stabiliteettilaskentaa varten on esitetty kappaleessa 8.4
pienien muodonmuutosten moduulin määrittäminen	kaavassa 6.8a on lähtökohdiana maan suljetun leikkauslujuuden ominaisarvo $C_{u;k}$	kappale 6.4.3
ponttien alapäiden välisen maan lujuus pilarilamelleissa	pilarilamellien välisen maan puristuslujuudeksi oletetaan 0 kPa ponttien alapäiden välisen stabiloinnin vaakasuuntaistan puristuslujuutta määritettäessä	kappale 12.2

\* vastaava heikkousvyöhyke voi esiintyä myös massastabiloinnin alapinnassa (kappale 8.4)

Lisäksi pohjamaan redusoidun leikkauslujuuden perusteella voidaan poissulkea tiettyjen ratkaisujen käyttömahdollisuus:

- myötäävien pilarien välissä pohjamaan redusoitu leikkauslujuus on oltava  $\geq 8$  kPa (luku 7.1)
- määrämittaisten pilareiden alla pohjamaan redusoidun leikkauslujuuden on oltava  $\geq 15$  kPa (luku 7.2)

## 7 Pilaristabiloinnin toimintaperiaate

### 7.1 Kimmoisa ja myötävä pilaristabilointi

Pilaristabiloinnin mitoituksessa määräävä voi olla: koko rakenteen sortuma (MRT), pilarin puristuslujuuden ylittyminen (MRT) tai painumakriteerin ylittyminen (KRT).

Kimmoisan pilaroinnin painumamitoituksessa pilareille tuleva pystysuora kuormitus jää alle myötörajan, jonka oletetaan olevan 70 % pilarien murtokestävyydestä (kuva 6.3). Myötöjännityskerroin  $k_{myötö}$  on silloin 0,7. Stabiliateetti ja pilarien puristuskestävyyden mitoitetaan pilarien murtolujuuden mukaan. Kun ”kovaan pohjaan” ulottuvan pilarin myötörajaa ei ylitetä, penkereen painuma tapahtuu yleensä nopeasti rakennusaikana. Kimmoisan pilarin ja pohjamaan lujuuksien suhde on enintään taulukon 5.1 mukainen.

Painumamitoitus pengerkohdeissa on kimmoisien pilarien tapauksessa usein määräävämpi kuin vakavuus. Tyypillisissä tapauksissa painuma-, pilarien puristuskestävyys ja päällysrakenteen holvautumismitoituksella saadussa pilarikaaviossa pilarimäärä kasvaa suuremmaksi kuin stabiliateettimitoituksessa, jolloin penkereen vakavuus kasvaa stabiliateettilaskelmilla saatavia minimivaatimuksia paremmaksi.

Myötävässä pilaroinnissa pilarien myötökestävyys (70 % murtokestävyydestä) ylittyy, jolloin ylijäävän kuormituksen oletetaan siirtyvän pilareita ympäröivän maan kannettavaksi pilarien kantaessa myötökuorman suuruisen kuorman. Maalle tuleva kuormitus aiheuttaa konsolidaatiopainumaa, josta suuri osa tapahtuu yleensä alle vuodessa, mutta joka saattaa jatkua pitkään, mikäli pilarit eivät aikalujittuessaan ala kantaa suurempaa kuormaa ja vähentää maalle tulevaa kuormitusta.

Jotta myötäväiden pilarien käyttö olisi mahdollista, on painuman tapahduttava kohteen rakentamisaikataulun kannalta riittävän nopeasti. Riittävän stabiliateetin saavuttamiseksi tarvitaan usein muita toimenpiteitä, kuten esim. vastapenkereitä. Penkereen varmuus sortumaa vastaan ilman pilarien vaikutusta on oltava riittävä (katso taulukko 8.1). Myötäväiden pilarien käyttämiseksi asetettavia vaatimuksia ovat:

- Pohjamaan leikkauslujuus (redusoitu) on  $\geq 8$  kPa.
- Pohjamaan humuspitoisuus on  $\leq 2$  %, mikäli humuspitoisuus on 2–6 %, on sen sekundaaripainumaominaisuudet tarkistettava pitkäaikaisilla ödometrikokeilla.
- Pehmeikön paksuus tai ominaisuudet eivät vaihtele pienipiirteisesti.
- Sideaineseoksessa sementin osuus on enintään 50 % ja kalkin vähintään 50 %.
- Pilarin suunnittelulujuus ei ylitä 10-kertaista pohjamaan lujuutta (redusoitu siipikairauslujuus), tällöin tarkastellaan pystysuunnassa 2 m matkalla lasketun lujuuden keskiarvoa
- Myötäviä pilareita ei aseteta pilarilamelleiksi.
- Laskettu pilarin kokoonpuristuma ei saa ylittää 5 % millään tasolla, tarkastelu enintään 2 m paksuina kerroksina.
- Käytön aikainen kokonaispainuma määritellään rakenteen vaatimusten mukaisesti.

- Penkereelle varataan painumanopeuslaskelmien mukainen riittävä (tavanomaisesti n. 6 kk) painuma-aika ennen tien päällystämistä, esikuormituksen sa suositellaan käytettävän ylikuormitusta.

*Myötääviä pilareita on käytetty Ruotsissa laajasti, mutta Suomessa varsin harvoin. Myötäävän pilaroinnin mitoitusesimerkki on esitetty liitteessä 4.*

*Käytännössä myötäävien pilarien, joissa sideaine on hitaasti lujittuvaa, toimintatapa voi muuttua pilarien riittävästi lujituessa kimmoisaksi ja näin kuormaa siirtyy enemmän pilareille kuin on mitoituksessa oletettu. Toteutettujen kohteiden seurantamittausten ja takaisinlaskentatulosten perusteella tämä lienee syynä havaittuun melko lyhyeen painuma- aikaan. Mikäli pilarien lujittumista ei ole otettu huomioon takaisinlaskennassa, on havaintojen ja takaisinlaskelmien sovitus tehty kasvattamalla pilarien ja maan vedenläpäisevyyksien suhde epärealistisen suureksi.*

## 7.2 Määrämittaiset pilarit

Määrämittaisilla pilareilla tarkoitetaan pilareita, joita ei uloteta painuvan maakerroksen alapintaan, vaan joiden alapuolisissa painuvissa maakerroksissa sallitaan penkereen käyttövaiheen aikaisia painumia harkitusti. Määrämittainen syvästabilointi voidaan tehdä käyttäen yksittäisiä pilareita, pilarilamelleja tai massastabilointia.

Määrämittainen pilarointi soveltuu parhaiten painumien rajoittamiseen sellaisissa kohteissa, joissa välittömästi kuivakuoren alapuolella sijaitsevat savikerrokset ovat painuman kannalta kriittisiä ja joissa savikerrosten kokonaispaksuus on suuri. Määrämittainen pilarointi ei sovellu painumien rajoittamiseen kohteisiin, joissa pilaroinnin upotustason alle jää paksuudeltaan tai painumaominaisuuksiltaan pienipiirteisesti vaihtelevia savikerroksia. Määrämittaista pilarointia voidaan käyttää myös esim. kaivantopohjan tai leikkausluiskien lujittamiseen, jolloin pilarit usein sijoitetaan pilarilamelleiksi.

Painumien pienentämiseksi käytettävien määrämittaisten pilarien alapuolelle ei saa jättää maakerroksia, joiden:

- suljettu leikkauslujuus (redusoitu) alittaa 15 kPa,
- vesipitoisuus ylittää 100 % tai
- humuspitoisuus ylittää 2 %.

Nämä vaatimukset eivät ole ehdottomia, kun kyseessä on suppea-alainen siirtymärakenne. Määrämittaisten pilarien leikkauslujuuden ominaisarvona saa käyttää enintään arvoa 120 kPa. Mikäli stabiloitavan kerroksen pienin leikkauslujuus on alle 12 kPa, saa pilarin leikkauslujuuden ominaisarvona käyttää enintään kymmenkertaista maan leikkauslujuutta.

Määrämittaisten pilarien mitoitus sisältää merkittävästi enemmän epävarmuuksia toteutuvan painuman suuruuden ja painuma-ajan suhteen kuin tavanomainen ”koivaan pohjaan” ulottuva stabilointi (Tyynelä 2000), joten ratkaisun teknistaloudellinen edullisuus on harkittava tapauskohtaisesti ja varovaisesti.

Määrämittaisten pilarien alapuolisen painuvan maakerroksen painumien laskenta on vaativaa laskentaotaksumien epätarkkuuden takia. Laskentaan tarvitaan tavallista perusteellisempia pohjatutkimuksia painuvasta maakerroksessa. Toisaalta jälkipainumat tapahtuvat syvällä ja paksu stabiloitu maakerros tasoittaa lievien epätasai-



suuksien heijastumista tienpintaan. Kovan pohjan syvyyden ja stabiloimattoman maakerroksen paksuuden vaihtelut muodostavat tuolloinkin riskin ratkaisun onnistumiselle. Määrämittaisen pilaroinnin painuma- ja stabiliteettimitoituksessa on myös huomioitava se, että pilarien alapäihin jää sekoitinkärjen alapinnan ja sideaineen syöttöaukon väliin ”pilari”, jossa maa on häiritty, mutta siihen ei ole sekoittunut sideainetta.

Määrämittaiset pilarit mitoitetaan kimmoisina (tai myötävinä). Määrämittaisen stabiloinnin mitoituskalkeissa otaksutaan pilarien ja niitä ympäröivän maan toimivan yhtenäisenä vyöhykkeenä. Määrämittaisen stabiloinnin toimiminen vyöhykkeenä on aina arvioitava. Vyöhykkeenä toimimiseen vaikuttavia tekijöitä ovat:

- riittävä pilaritiheys
- riittävä pilaripituus
- maan lujuus
- maan häiriintymisominaisuudet silloin, kun rakennetta kuormitetaan pian stabiloinnin jälkeen

Määrämittaisen pilarin minimipituus on 5 metriä. Tästä voidaan poiketa, kun määrämittaisia pilareita käytetään esim. siirtymärakenteena, tie- tai rataleikkauksen tai kaivannon pohjan työn aikaisen kantavuuden parantamiseen, luiskan stabilointiin tai kaivannon tuentaan.

Kun pilarikaavio koostuu ”kovaan pohjaan” ulottuvista pilareista ja määrämittaisista pilareista, on kuormien siirtyminen ”kovaan pohjaan” ulottuville pilareille tarkasteltava mitoituskalkeilla silloin, kun lyhyiden pilarien pituus on alle 10 m. (Trafikverket 2014a)

Määrämittaista syvästabilointia käytetään myös tilanteissa, joissa painuvan kerroksen alla on kitkamaakerros, jossa on hyvin paineellinen pohjavesi tai halutaan muista syistä välttää stabiloinnin ulottaminen pohjavettä hyvin johtavaan kerrokseen.

## 7.3 Siirtymärakenteet

### 7.3.1 Tien pituussuuntaiset siirtymärakenteet

Siirtymärakenteiden suunnittelussa pidetään lähtökohtana, että painuvan kerroksen pohjaan tehty syvästabilointi on käyttötilassa painumaton rakenne ja siihen rajautuvan penkereen, jonka pohjamaata ei ole syvästabiloitu ”kovaan pohjaan”, pienikin käytönaikainen painuma aiheuttaa terävän epätasaisuuden. Syvästabiloinnin yhteydessä käytettäviä siirtymärakenneratkaisuja on esitetty julkaisussa ”Tiepenkereen siirtymärakenteet pehmeiköllä” (Tielaitos 1994). Seuraavassa on esitetty täsmennyksiä ko. tekstiin.

Kun syvästabilointi rajautuu painuvaan rakenteeseen, esimerkiksi maanvaraiseen penkereeseen, syvästabiloinnin reunaosa joidenkin metrien matkalta suunnitellaan määräsyvyyteen ja jonkin verran painuvaksi kuvassa 7.1 esitetyn periaatteen mukaisesti. Siirtymärakenteen lyhimpien pilarien pituuden tulee olla vähintään 3–4 m. Siirtymärakenteet ovat varsin paikallisia, jolloin pohjasuhteiden vaihteluriski jää pienemmäksi kuin laajemmissa määrämittaisissa stabiloinneissa.

Siirtymärakenteiden suunnitteluun on kiinnitettävä erityistä huomiota. Määrämittaista lyhenevää pilarointia suunniteltaessa on tärkeää tarkistaa stabiliteetin (ks. kohta 8.1) ja pilarien alapäiden geoteknisen kantavuuden riittävyys (ks. kohta 9.2). Tarvittaessa stabiliteettia voidaan parantaa esimerkiksi pengerkevennyksellä ja geoteknista kantavuutta pilarivälin tihentämisellä tai pilarikoon kasvattamisella.

Siirtymärakenteessa pehmeän maakerroksen päällä kelluvan tai stabilointipilarien yläpuolisen massasyvästabiloinnin paksuuden tulee olla vähintään 3 m.

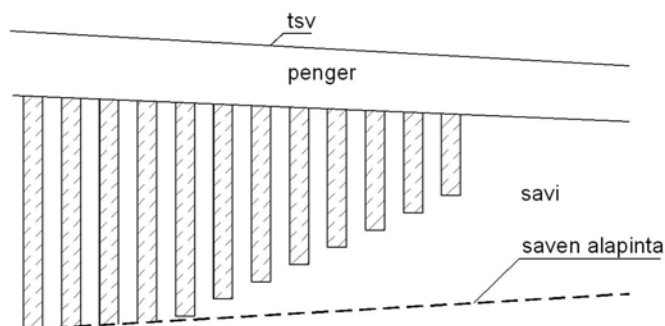
Pengerkevennyksen ja kovaan pohjaan tehdyn stabiloinnin siirtymärakenne kevennyskiilana mitoitetaan siten, että kevennys on painumaton syvästabiloinnin ja pengerkevennyksen rajakohdalla.

Paalulaattaan rajautuva syvästabilointi ulotetaan painumattomiin maakerroksiin. Paalulaatta varustetaan siirtymälaatalla. Syvästabilointi mitoitetaan kimmoisena ”kovaan pohjaan” ulottuvana vähintään siirtymälaatan päästä lähimpänä olevalta 5 m tai puolen pehmeikkösyvyyden mittaiselta osuudelta. Siirtymälaatasta aiheutuva kuormituksen keskittyminen NCCI7 4.12 mukaisesti huomioidaan syvästabiloinnin stabiliteetti-, kantavuus- ja painumamitoituksessa. Paalulaatan alle suuntautuvien liukupintojen varmuus on tarkasteltava ja sen on oltava riittävä paalujen vaurioitumisen välttämiseksi.

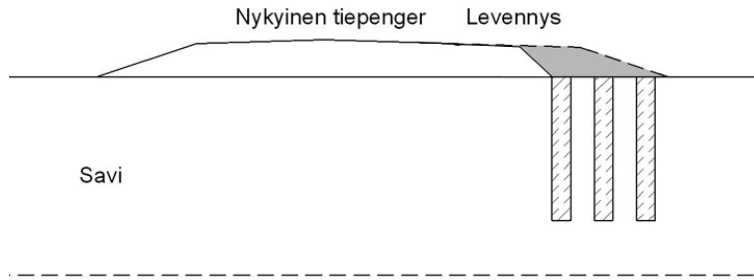
### 7.3.2 Tien poikkisuuntaiset siirtymärakenteet

Määräsyvyyteen tehtävää syvästabilointia voidaan käyttää esim. vanhan edelleen painuvan maanvaraisen tiepenkereen leventämisessä, mikäli painumaton levennyys olisi haitallinen poikkisuuntaisten kaltevuusmuutosten takia, ks. kuva 7.2. Levennyksen painumamitoitus on haasteellista ja usein epätarkkaa, mutta epätarkkuuksia ja mitoitusriskejä tulee verrata muiden vaihtoehtoisten ratkaisujen riskeihin.

*Epävarmuutta ratkaisun onnistumiseen aiheuttaa mm. vanhan penkereen painumatilän määrittämisen epätarkkuus, painumatilan vaihtelu tien pituus- ja poikkisuunnassa sekä pehmeän maakerroksen alapinnan tason paikallinen vaihtelu, jotka kaikki voivat aiheuttaa painuman suuruuden ja painumanopeuden vaihtelua tien poikkisuunnassa.*



Kuva 7.1. Syvästabiloinnin rajautuminen maanvaraiseen penkereeseen tien pituussuunnassa. Siirtymäratkaisun periaate, joka voidaan toteuttaa pilariveittäin tai portaittain lyhenevillä pilareilla. Massasyvästabiloinnilla stabilointisyvyyden madaltuminen toteutetaan portaittain.



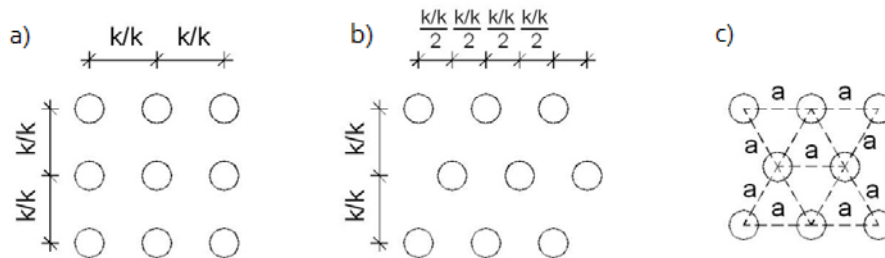
Kuva 7.2. Maanvaraisen tiepenkereen levittäminen lähes ”kovaan pohjaan” ulottuvaa määrämittaista syvästabilointia käyttäen. Nykyisen penkereen sivukaltevuuden suunnan takia liian painumaton levennys olisi hyvin haitallinen. Massasyvästabiloinnilla siirtymärakenne toteutetaan vastavalla periaatteella.

## 7.4 Pilarikaaviot

### 7.4.1 Yksittäiset pilarit

#### Pilarikaavio:

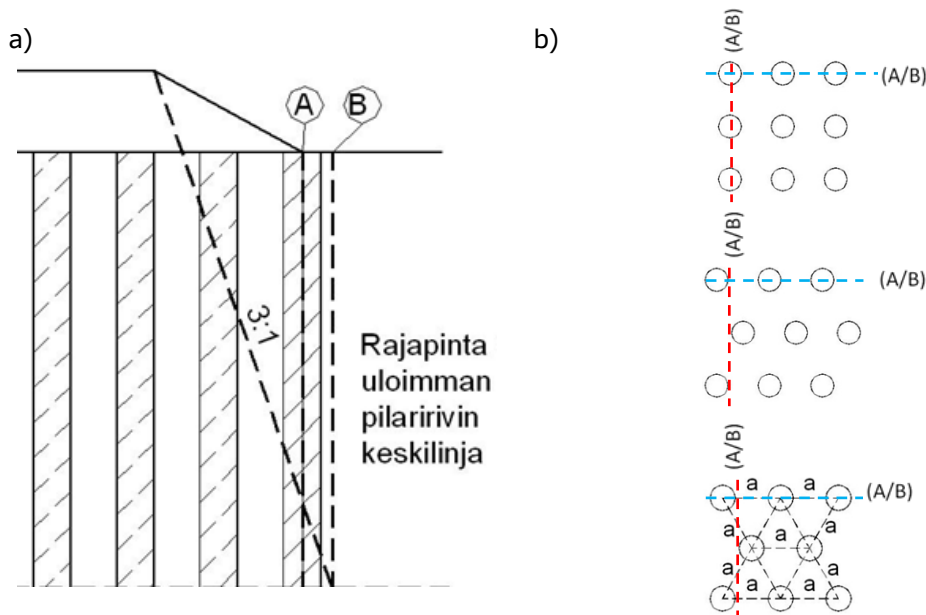
Erlaisia pilarikaavioita on esitetty kuvassa 7.3. Pilarit voidaan useimmissa tapauksissa sijoittaa yksinkertaiseen neliöverkkoon. Kolmioverkosta on hyötyä, kun pilariväli on suuri ja pengermatala, ja varmistetaan kuormien mahdollisimman tehokas siirtyminen pilareille.



Kuva 7.3. Pilarikaavioita: a) yksinkertainen neliöverkko, b) lomitettu neliöverkko, jossa joka toinen rivi siirretty  $0,5 \times k/k$ , c) tasasivuinen kolmio (huom! pilarille kohdistuvan pinta-alan  $A$  ollessa esim.  $1 \text{ m}^2$ , on  $k/k=1,0 \text{ m}$  ja  $a = 1,52 \text{ m}$ ).

Stabiloitavan alueen leveys:

Kun stabiloinnin minimileveys määritetään pitäen tavoitteena penkereen tasaista painumaa koko leveydellään, määritetään leveys kuvassa 7.4 esitetyn periaatteen mukaisesti. Riittävän stabiliteetin varmistamiseksi voidaan tarvita laajempaa stabilointia.



Kuva 7.4. Kuva a): Kun riittävän stabiliteetin saavuttamiseksi ei tarvita suurempaa pilaroinnin leveyttä, valitaan pienempi leveys A tai B; (A) = luiskan alakulma tai (B) 3:1 = viivan ja pilarien alapään tason leikkauspiste. Kuvassa b) on esitetty linjan A/B sijainti käytettäessä neliö- tai kolmiokaaviota. Linjan A/B uloin sijainti erilaisissa pilarikaaviossa on esitetty, kun väylän pituussuunta on kuvassa pysty- tai vaakasuunnassa.

### 7.4.2 Pilarilamellit

#### Pilarikaavio:

Pilarilamellit voivat olla yhden tai useamman toisiaan leikkaavan pilarivin levyisiä tai laajempia toisiaan leikkaavien pilarien kokonaisuuksia. Joissakin tapauksissa pilariseinämät yhdistetään toisiin lyhyillä poikkisuuntaisilla pilaririveillä. Erilaisia pilarilamellin pilarikaavioita on esitetty kuvassa 7.5.

Pilarilamellien etäisyys toisistaan ja välipilarit tulee asettaa siten, että:

- tavoitteena oleva varmuus liukupintasortumaa vastaan toteutuu
- yläpuolinen pengkeri holvautuu suoraan pilarilamelleille (tai lamelleille ja lamellien välisille yksittäisille pilareille)
- lamellien väleissä ei tapahdu sortumia tai maan valumista

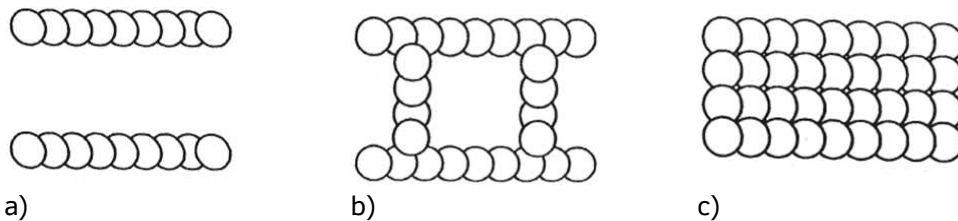
Penkereissä ja luiskissa pilarilamellien vapaa väli tulisi olla enintään 1,5 m siten, että pengkeri holvautuu lamelleille. Vapaa väli voi olla suurempi, mikäli lamellien väleihin asennetaan yksittäisiä pilareita, joilla varmistetaan penkereen holvautuminen. Leikkausluiskissa vapaa väli tulee asettaa siten, että lamellien väleissä ei tapahdu sortumia tai maan valumista kaivantoon. Tarvittaessa lamellien väleihin asennetaan poikkisuuntaisia pilaririvejä.

Pilarilamellin pilarien limityksen tulee olla riittävä. Pilarien voidaan olettaa limittyvän 10 m syvyydelle saakka ja limitysten välittävän leikkausvoimia, kun pilarien k/k-välit ja halkaisijat ovat lamellissa:

- $k/k = 0,45$  m, kun  $D = 0,60$  m => limitys 0,15 m
- $k/k = 0,55$  m, kun  $D = 0,70$  m => limitys 0,15 m
- $k/k = 0,65$  m, kun  $D = 0,80$  m => limitys 0,15 m

ja kun pilarien kaltevuus on enintään 10 mm/m. Mikäli pilarilamelliin kohdistuu vain puristusvoimia, voi limitys olla 0,1 m.

Mikäli tarvitaan pilarilamellia, joka toimii syvemmälle, on limitystä kasvatettava. Lamellin toimivaa syvyyttä voidaan lisäksi kasvattaa tekemällä pilarilamelli kaksi- tai useampirivisenä. Pilaririvien välinen limitys on oltava vähintään 0,1 m.



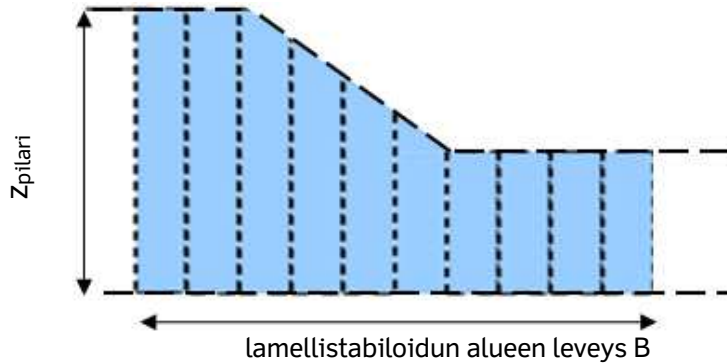
Kuva 7.5 Pilarilamellien sijoituskaavioita: a) pilarilamelli (pilariseinä, pilaririvi), b) kennosto (pilarilamellit välipilareilla), c) monirivinen pilarilamelli tai pilariblokki.

#### Pilarilamellialueen leveys:

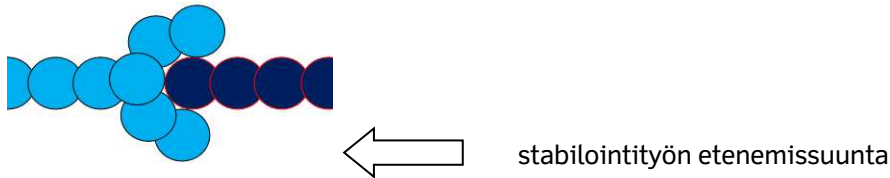
Lamellin leveyden tulee olla suurempi kuin lamellin pilarien suurin pituus kuvan 7.6 mukaisessa kaivanto- ja leikkaustapauksissa. Lamellin sijainti poikkileikkauksessa voi poiketa kuvassa esitetystä. Suositeltavaa on ulottaa lamellit kaivannon luiskan ja pohjan alueelle.

Pengertapauksessa pilarilamellien minimileveys määritetään painumien kannalta kuten yksittäispilareille (kuva 7.4). Lamellien leveyttä kasvatetaan tarvittaessa penkeen alapuolelle tai ulkopuolelle riittävän stabiliteetin saavuttamiseksi.

Pilarit voidaan stabiloida toisiaan leikkaavaksi pilarilamelliksi, mikäli stabilointityössä ei ole liian pitkiä taukoja. Mikäli tauko venyy pilarien limityksen kannalta liian pitkäksi eli edellinen pilari ehtii lujittua, jatketaan pilarien tekemistä kuvassa 7.7. esitetyn periaatteen mukaisesti.



Kuva 7.6. Pilareista muodostettava yhtenäinen lamellirakenne leikkausluiskassa tai kaivannon luiskassa. Lamellin leveyden tulee täyttää ehto  $B > z_{pilari}$ .



Kuva 7.7 Pilarilamellin jatkaminen edellisen pilarin lujituttua estäen pilarien limityksen. Tumman siniset pilarit ovat lujittuneita ja vaalean siniset uusia.

#### Muiden pilarilamellirakenteiden leveys

Pilarilamellirakenteen leveys olemassa olevan radan vieressä:

- radan stabiliteetin parantamiseksi, on käsitelty luvussa 14 "Olemassa olevat radat suunnittelussa"
- tärinää vaimentavana rakenteena, on käsitelty luvussa 16 "Syvästabilointi tärinän leviämisen estämisessä"

Pilarilamellit putkikaivannon tuennan ponttien alapäitä tukevana rakenteena, on käsitelty luvussa 12.2 "Stabilointi tuetussa kaivannossa".

#### **7.4.3 Pilarien kaltevuus**

Pilarit suunnitellaan yleensä pystysuoriksi. Kun pilarien leikkauslujuus (ominaisarvo) on suurehko (yli 120 kPa) ja pengeri korkeahko, voi joskus olla tarpeen harkita pilarien vähäistä kallistusta penkereen reuna-alueilla luiskassa, jossa pengerkuorman resultantti on vino. Ratkaisut ovat tapauskohtaisia ja pilarien kaltevuus harkitaan jokaisessa tapauksessa erikseen rakenteen toiminnan kannalta edullisimmaksi ottaen huomioon myös tien mahdollinen myöhempi leventäminen.

Merkittävästi kaltevia pilareita ei suositella suunniteltavan. Stabilointipilarien vinouden ei tulisi olla missään tapauksessa suurempi kuin 4:1, mutta käytännössä pilarien vinouden tulisi olla pienempi, erityisesti pidemmillä pilareilla. Pidempien vinojen pilarien on havaittu kaartuvan pilareita tehtäessä alaspäin ja pilarien laatu on ollut huonompi kuin pystysuorilla pilareilla.

*Vanhoissa stabiloinnin suunnitteluohjeissa on esitetty käytettävien vinoja pilareita mm. olemassa olevien putkilinjojen alla. Olemassa olevien putkilinjojen suojaamisessa on havaittu paremmaksi ratkaisuksi stabiloida esim. yhtenäinen pilarilamelli putken viereen putken suuntaisesti ja asentaa putken kohdalle tarvittaessa esim. kevennys, sulkulaatta, tms.*

## 7.5 Penger- ja päällysrakenteen holvaus

### 7.5.1 Pilarien ja pilarilamellien k/k-välit

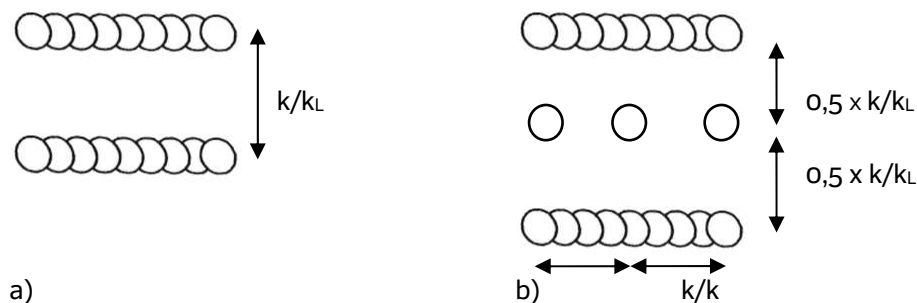
Jos pilariväli on suuri, ei tasaisen painuman oletus (pilari ja maa painuvat yhtä paljon) päde vaan maa pilarien väleissä voi painua enemmän ja tämä voi heijastua myös päällysrakenteen pintaan.

Tarkasteluita pilaritiheyden riittävydestä tarvitaan, jos stabiliteetti-, pilarin kantavuus- tai painumamitoituksen perusteella määritetty pilariväli ylittää joko arvon pilarin halkaisija + 0,7 m tai pilarien päällä olevien penger- ja päällysrakennekerrosten yhteispaksuuden (tässä penkereen paksuus = penger- + päällysrakenne).

Kuivakuorikerros siirtää tehokkaasti kuormia pilareille, joten em. laskutavalla saatua enimmäispilariväliä voidaan kasvattaa seuraavalla periaatteella, kun penger- ja päällysrakennekerrosten yhteispaksuus on vähintään 1 m ja penger- ja päällysrakennemateriaali on murskettua ja kuivakuoren redusoitu leikkauslujuus on vähintään 30 kPa:

- kuivakuorikerroksen paksuudella 0,5 m voidaan k/k-väliä kasvattaa 0,1 m
- kuivakuorikerroksen paksuudella 1,0 m voidaan k/k-väliä kasvattaa 0,2 m
- kuivakuorikerroksen paksuudella  $\geq 1,5$  m voidaan k/k-väliä kasvattaa 0,3 m

Kun tarkastellaan penkereen holvautumista pilarilamelleille, oletetaan pilariväliksi lamellien k/k-väli (kuva 7.8a). Mikäli lamellit ovat kaukana toisistaan ja lamellien väleihin asennetaan lisäpilarit, oletetaan pilariväliksi välipilarien ja lamellien k/k-väli (kuva 7.8b).



Kuva 7.8 Pilariväli pilarilamelleissa penkereen holvautumistarkasteluissa: a) pilarilamellien välinen  $k/k_L$ -etäisyys ja b) pilarilamellien ja välipilarien  $k/k$ -väli ( $0,5 \times k/k_L$ ).

### 7.5.2 Lujitteet

Joissakin tapauksissa pilaristabiloidun rakenteen toteutuksessa kustannustehokkain ratkaisu on kasvattaa pilariväliä ja varmistaa holvautuminen käyttäen geolujitteita. Geolujitettujen rakenteiden mitoitus on esitetty käsikirjassa ”Geolujitetut maarakenteet” (Liikennevirasto 2012b). Pilarilamellien tapauksissa on joissakin tapauksissa mahdollista mitoittaa geolujitteet yhteen suuntaan vetojäännityksiä vastaanottavaksi. Yksittäispilareilla lujitteet on mitoitettava kaksisuuntaiselle vetojäännitykselle.

Lujitteita voidaan käyttää lisäksi parantamaan penkereen reunaosan stabiliteettia ”ankkuroimalla” penkereen reuna pilaroinnin päälle tai korvaamaan kaltevia pilareita.

Lujitteen on havaittu keskittävän kuormia pilareille (Tiehallinto 2003). Tämän takia on lujitteella varustetuissa pilaroinneissa tehtävä pilarien puristusmurtotarkastelu välittömästi kuivakuoren alapinnassa. Lujitteen valinnassa tulee ottaa huomioon lujitteen ominaisuuksien säilyvyys emäksisissä olosuhteissa.

Luonnontilaista varmuutta laskettaessa ei voida ottaa huomioon pilaristabiloinnin päälle asennettavia lujitteita (ks. kohta 8.1).

### 7.5.3 Massastabiloinnin holvaus pilareille

Kun massastabiloidun kerroksen alla on pilaristabilointi, tarkastellaan pilaritiheyden riittävyys olettaen massastabiloidun kerroksen käyttäytyvät vastaavasti kuin kuivakuorikerros. Pilariväliä ”pilarin halkaisija + 0,7 m” voidaan kasvattaa seuraavalla periaatteella, kun massastabiloinnin leikkauslujuus on vähintään 50 kPa:

- massastabiloidun kerroksen paksuudella 2 m voidaan k/k-väliä kasvattaa 0,4 m
- massastabiloidun kerroksen paksuudella 3 m voidaan k/k-väliä kasvattaa 0,6 m
- massastabiloidun kerroksen  $\geq 4$  m voidaan k/k-väliä kasvattaa 0,8 m

Mikäli nämä ehdot eivät toteudu, on massastabiloinnin holvautuminen pilareille ja pilarien mahdollinen painuminen massastabiloituun kerrokseen tarkasteltavat kantavuuslaskelmilla tai FEM-mallinnuksella siten, että varmuus murtumista vastaan on riittävä. Ko. tapauksen mitoitusmenettelyä ei ole esitetty tässä ohjeessa.



## 8 Pilaristabiloidun rakenteen vakavuus

### 8.1 Stabilointikaavio ja vakavuuslaskenta

Taulukossa 8.1 on esitetty millaisissa tilanteissa yksittäiset pilarit, pilarilamellit ja/tai massastabilointi voidaan huomioida stabiliteettilaskelmissa.

Yksittäispilareilla voidaan hyvin parantaa tasaiselle maalle tehtävän penkereen vakavuutta. Pilarit kestävät hyvin puristusjännitystä, mutta huonosti vetoa. Vaakasuuntaista kuormaa, joka aiheuttaa pilariin taivutusta ja leikkausvoimia, yksittäiset pilarit kestävät huonosti. Stabiliteetin parantamiseen käytettäviin pilareihin kohdistuu suuria vaakasuuntaisia leikkausjännityksiä, mikäli alkutilanteen vakavuus ilman stabilointia on alhainen (esim. silloin, kun stabiloinnin yläpuolinen pengeri on korkea, maanpinta on kalteva, penkereen sivulla on uoma tai kaivanto, penkereen kohdalla on alikulkukaivanto, tms.).

Pilarilamellissa olevien pilarien päällekkäinen limitys aikaansaa sen, että pilarien taivutuslujuus lamellin suunnassa kasvaa. Mikäli lamellin kaatuminen on mahdollinen sortumismekanismi, voidaan se estää lisäämällä lamellin pituutta. Pilaririvin yhteistoiminta on erityisen tärkeää, kun liukupinta on lähellä pilarilamellin pohjaa. Mikäli vierekkäiset pilari eivät limity keskenään, eivät pilarit toimi toisiaan tukevana rakenteena ja lamellin vaakakuormien kestävyys alenee vastaten yksittäisten pilarien kestävyyttä.

Vakavuus ilman syvästabilointia ja syvästabilointi huomioon ottaen on aina tarkistettava. Ilman stabilointia tehtävillä laskelmissa saadaan käsitys siitä, kuinka tärkeä stabilointi on kohteen vakavuudelle, mikä puolestaan vaikuttaa siihen, kuinka pilarien ja maan voidaan olettaa toimivan yhdessä.

*Vakavuus ilman syvästabilointia lasketaan yleensä ympyräliukupintamenetelmällä. Laskelmassa otetaan huomioon penkereen tai leikkauksen muoto mahdollisine vastapenkereineen ja kevennysleikkauksineen sekä mahdolliset pengervevennykset tai massanvaihdot. Lähtötilanteen vakavuutta voidaan tarvittaessa parantaa pengerialueen loiventamisella tai vastapenkereellä. Stabiloidulle pohjamaalle asennettavia geolujitteita ei huomioida tässä tarkastelussa. Stabiloidun alueen ulkopuoliset geolujitteet voidaan tapauskohtaisesti arvioiden huomioida tarkastelussa. Laskentamallissa tulee ottaa huomioon kerrokset, joiden leikkauslujuus on merkittävästi muita kerroksia heikompi. Tarvittaessa tarkastelu tehdään tällöin käyttäen vapaamuotoisia liukupintoja. Samoin tulee ottaa huomioon eri kerrosten lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet siten, että laskennassa käytetään lujuuksia, jotka mobilisoituvat samoilla muodonmuutoksilla.*

### 8.2 Yksittäiset pilarit

Pilaroidussa maassa pystysuorat jännitykset jakautuvat pilareille ja pilareita ympäröivälle maalle muodonmuutosmoduulien suhteessa. Pilarin ja maan lujuussuhteen tulee olla taulukon 5.1 mukainen.

Stabilointi lisää maapohjan keskimääräistä lujuutta. Yksittäisillä pilareilla stabiloidun rakenteen vakavuustarkasteluissa aktiivi- ja passiivivyöhykkeillä otetaan huomioon pilarien sijainti liukuympyrän keskipisteeseen nähden. Asiaa on havainnollistettu kuvassa 8.1 uusia tie- ja ratapenkereitä varten:

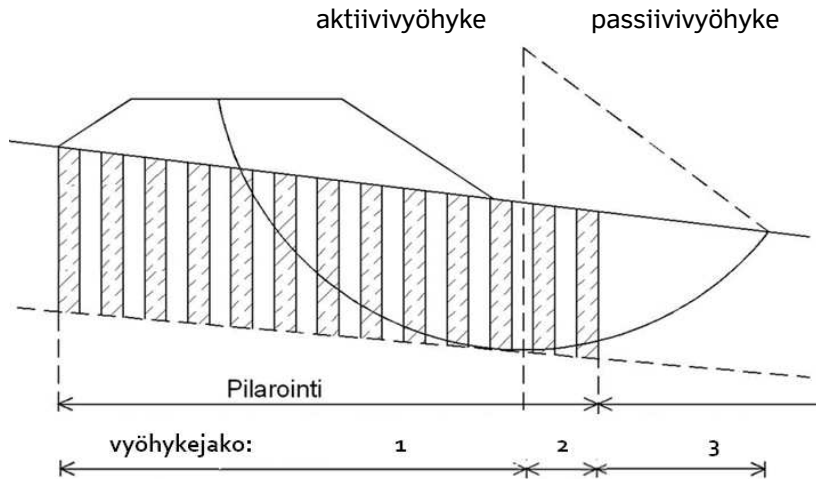
- Aktiivivyohykkeellä keskimääräinen leikkauslujuus määritetään kaavalla 8.1a.
- Aktiivivyohykkeellä pilarien välisen maan leikkauslujuus määritetään kaavalla 8.2.
- Liukupinnan passiivivyohykkeellä pilareille tulee lähinnä sivusuuntaisia tai jopa ylöspäin suuntautuvia kuormia, joita hauras stabilointipilari yksittäisenä kestää varsin heikosti => vyöhykkeellä olevien pilarien lujuus oletetaan samaksi kuin pohjamaan redusoitu lujuus passiivivyohykkeellä (kaava 8.2).
- Mikäli aktiivivyohyke on pilaroitua aluetta leveämpi, käytetään vyöhykkeellä olevalle stabiloimattomalle maalle samaa lujuutta kuin passiivivyohykkeen maalle (kaava 8.2).

**Taulukko 8.1** Syvästabiloinnin huomioiminen erilaisissa mitoitustilanteissa. Selitteitä: "+" = stabilointi voidaan hyödyntää ja "-" = ei voida hyödyntää vakavuuslaskelmassa, "o" = stabilointia ei ole mahdollista toteuttaa, "\_"/"\_" = hyödyntäminen "aktiivipuolella" / "passiivipuolella". Liukupinnan passiivivyohykkeessä voidaan hyödyntää vain pilarilamelli ja massasyvästabilointi. ODF lasketaan suljetussa tilassa ilman liikennekuormaa (DA3).

Mitotustilanne ja varmuus liukupintasortumaa vastaan ilman syvästabilointia	yksittäiset pilarit	pilarilamelli	massa- <sup>1</sup> stabilointi
penger tasaisessa maastossa ODF ≥ 0,70 ODF < 0,70 <sup>2</sup>	+/- <sup>8</sup> -/-	+/+ +/+	+/+ +/+
meluvalli <sup>3</sup> tasaisessa maastossa ODF ≥ 0,65 ODF < 0,65 <sup>2</sup>	+/- <sup>8</sup> -/-	+/+ +/+	+/+ +/+
penkereen ja kaivantoluiskan (tai yli 1 m syvä ojan) yhdistelmä ODF ≥ 0,85 ODF < 0,85 <sup>2</sup>	+/- -/-	+/+ +/+	+/+ +/+
penger kaltevassa maastossa (kaltevuus > 1:20) ODF ≥ 0,85 ODF < 0,85 <sup>2</sup>	+/- <sup>4</sup> -/-	+/+ <sup>4</sup> +/+ <sup>4</sup>	+/+ <sup>4</sup> +/+ <sup>4</sup>
meluvalli <sup>3</sup> kaltevassa maastossa (kaltevuus < 1:20) ODF ≥ 0,80 ODF < 0,80 <sup>2</sup>	+/- <sup>4</sup> -/-	+/+ <sup>4</sup> +/+ <sup>4</sup>	+/+ <sup>4</sup> +/+ <sup>4</sup>
tasaisessa maastossa määräsyvyinen stabilointi tiepenkereen tai meluvallin <sup>3</sup> alla ODF ≥ 0,85 <sup>5</sup>	+/-	+/+	+/+
olemassa oleva ratapenger, jonka stabiliteettia parannetaan radan viereisellä stabiloinnilla	o/-	o/+	o/+
kaivanto- tai leikkausluiska <sup>2</sup>	-/-	+/+	+/+
tuettu kaivanto	(+)/- <sup>6</sup>	+/+	+/+
pohjamaassa turvekerros tai heikko liejukerros	-/-	(+/+) <sup>7</sup>	+/+

- 1 massasyvästabilointi tai yhtenäinen pilaristabilointi toisiaan leikkaavilla pilareilla
- 2 rajoitetaan yksittäisten pilarien vaurioitumisriskiä suurten leikkausjännitysten tms. takia
- 3 meluvalli tai vastaava esim. maisemanhoidollinen täyttö
- 4 syvästabilointi ei ole mahdollinen, kun:
  - kontakti kaltevaan "kovaan pohjaan" ei onnistu,
  - mitoittava liukupinta kulkee ko. syvyydellä ja
  - varmuutta ei saada riittäväksi täydentävillä toimenpiteillä
- 5 pohjamaan häiriintyminen pilarien alapään tai massastabiloinnin alla tulee ottaa huomioon

- 6 yksittäisiä pilareita ei voi hyödyntää ponttien alapään tuennan mitoituksessa passiivipuolella, aktiivipuolella tukiseinään kohdistuva maanpaine stabiloidussa pehmeässä savessa mitoitetaan maanpainerasitukselle, joka vastaa stabiloimattoman saven osuuden aiheuttamaa aktiivipainetta, aktiivipaine- ja passiivipaine kerroin suljetussa tilassa on 1.0
- 7 turvekerroksen stabiloinnin onnistuminen pilaristabilointimenetelmällä on varmistettava ennakkoon
- 8 voidaan käyttää myötäviä pilareita



**Kuva 8.1.** Yksittäispilareilla stabiloidulle pohjamaalle rakennettavan uuden tie- tai ratapenkereen vakavuuslaskennan vyöhykejako: 1. aktiivivyöhyke, 2. pilaristabiloitu passiivivyöhyke ja 3. stabiloimaton passiivivyöhyke.

Stabiliteettilaskelmalla saadaan aktiivivyöhykkeelle keskimääräinen leikkauslujuus  $S_{ua;d}$ , josta määritetään pilarisuhde kaavalla 8.1b. Pilarisuhde on määritetty kaavalla 8.3 ja kuvalla 8.2.

$$S_{ua;d} = a \times \tau_{stab;d} + (1 - a) \times C_{uR;d} \quad (8.1a)$$

$$\Leftrightarrow a = (S_{ua;d} - C_{uR;d}) / (\tau_{stab;d} - C_{uR;d}) \quad (8.1b)$$

$$C_{uR;d} = \mu_{pilari} / m_{aa} \times C_{u;d} \quad (8.2)$$

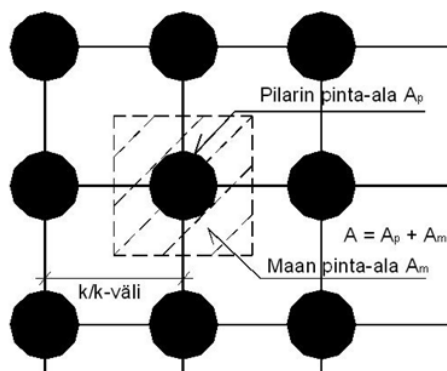
$$a = A_p / (A_p + A_m) = A_p / A \quad (8.3)$$

$S_{ua;d}$	pilaristabiloidun maan keskimääräinen leikkauslujuus aktiivivyöhykkeessä, mitoitusarvo
$a$	pilarisuhde ( $= A_p / A$ )
$\tau_{stab;d}$	stabiloidun maan leikkauslujuus, mitoitusarvo
$C_{uR;d}$	maan suljettu leikkauslujuus, mitoitusarvo, redusoitu kertoimella $\mu_{pilari} / m_{aa}$
$\mu_{pilari} / m_{aa}$	redusointikerroin maan leikkauslujuuden mobilisoinnille, kuva 8.3a
$C_{u;d}$	maan suljettu leikkauslujuus, mitoitusarvo (redusoitu esim. $w_L$ tai $F$ )
$A_p$	pilarin poikkileikkauksen pinta-ala
$A_m$	maan pinta-ala pilarien välissä
$A$	pilaristabiloidun alueen pinta-ala ( $= A_p + A_m, = k/k \times k/k$ )

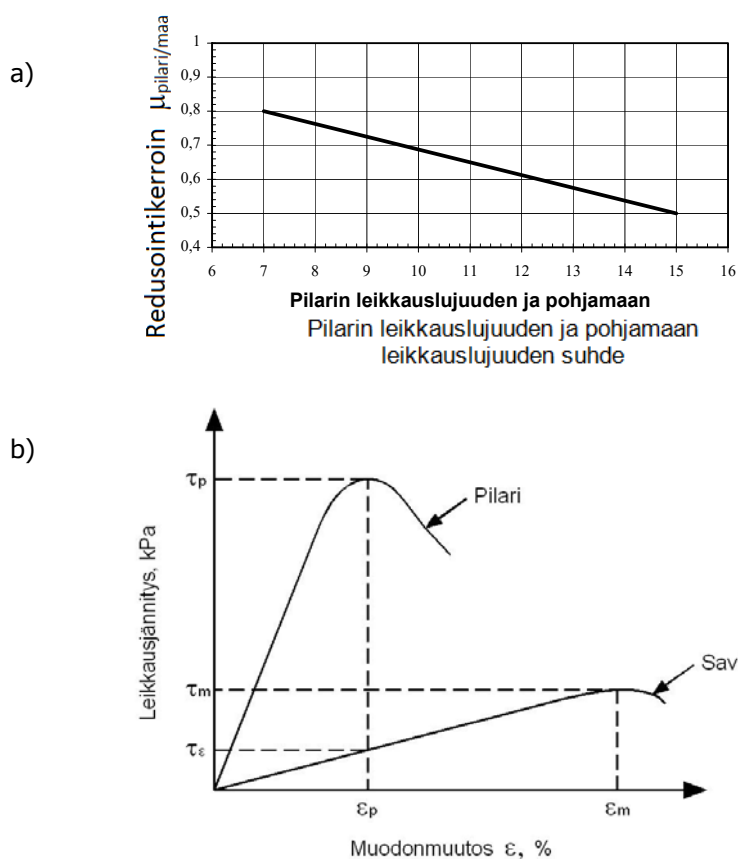
Penkereiden levennyiskohteissa tai olemassa olevan penkereen uudelleen rakentamiskohteissa huomioidaan olemassa olevan penkereen pohjamaata lujittava vaikutus Liikenneviraston ohjeen Penkereiden stabiliteetin laskentaohje LO14/2018.

Kuvan 8.1 mukainen aktiivi- ja passiivivyöhykkemenettely on GeoCalc-mitoitusohjelmassa (Viasys VDC Oy 2015).

Erityisen vaativissa kohteissa redusointikerroin  $\mu_{\text{pilari / maa}}$  suositellaan määrittävän laboratoriossa määritettyjen muodonmuutos-lujuus -kuvaajien (stabiloidulle ja stabi-loimattomalle maalle) avulla.



Kuva 8.2 Pinta-alojen  $A_p$ ,  $A_m$  ja  $A$  määrittäminen.



Kuva 8.3. Pohjamaan leikkauslujuuden redusointikertoimen  $\mu_{\text{pilari / maa}}$  määrittäminen. Kerroin on sama aktiivi- ja passiivivyöhykkeellä. a) Redusointikertoimen  $\mu_{\text{pilari / maa}}$  riippuvuus pilarin ja pohjamaan leikkauslujuuksien ominaisarvojen suhteesta  $\tau_{\text{stab;k}} / c_{uk}$ , jossa  $c_{uk}$  on pystysuunnassa 2 m matkalla laskettu maan redusoitu lujuuden keskiarvo. b) Redusointikertoimella  $\mu_{\text{pilari / maa}}$  huomioidaan pilarin ja saven leikkausjännityksen eriaikainen mobilisoituminen muodonmuutoksen suhteen.

## 8.3 Pilarilamellit

Pilarilamellien periaate on esitetty kohdassa 7.4.2, missä on esitetty myös kuinka syvälle pilarien voi olettaa toimivan toisiaan leikkaavina. Kun pilarit muodostavat toisiinsa leikkaavia lamellirakenteita, voidaan vakavuuslaskelmissa hyödyntää stabiloidun maan mitoituslujuutta myös passiivivyöhykkeellä. Vakavuuslaskelmassa lamellistabiloitu maa mallinnetaan stabiloidun vyöhykkeen keskimääräisenä leikkauslujuutena kuten aktiivivyöhykkeen yksittäisillä pilareilla, sillä erotuksella, että lamellien välisen maan leikkauslujuudeksi oletetaan 0 kPa.

Mikäli pilarilamelleja ei ole yhdistetty toisiinsa riittävän tiheästi poikkisuuntaisilla jatkuvilla lamelleilla, käsitellään lamellien poikkisuuntaisia voimia ja siirtymiä vastaavasti kuin yksittäisillä pilareilla. Tarkastelu tehdään käyttäen kohdassa 5.1.3 esitettyjä osavarmuuslukuja ja kohdassa 5.1.1 esitettyjä mallikertoimia. Riittävä varmuus on toteuduttava valmiissa rakenteessa ja kaikissa työvaiheissa.

Lamellistabiloidun alueen ulkopuolella stabiloimattoman maan lujuus redusoidaan aktiivi- ja passiivivyöhykkeellä kuten yksittäisten pilarien tapauksessa.

Lamellistabiloidun maan keskimääräinen lujuus määritetään kaavalla 8.4 käyttäen kuvan 8.4 mukaisia merkintöjä. Myös silloin, kun pilarilamellissa on useampi pilaririvi, määritetään vakavuuslaskelmassa käytettävä keskimääräinen leikkauslujuus soveltaen kaavaa 8.4 ja kuvaa 8.4. Mahdollisia lamellien välisiä pilareita (kuva 7.5b tai 7.8b) ei huomioida lamellistabiloidun alueen keskimääräistä leikkauslujuutta määritettäessä.

*Lamellien pinta-alan laskenta on yksinkertaistettu siten, että pilarien toisiaan leikkaavaa pinta-alaa ei vähennetä pilarien pinta-alasta – näin laskettuna saadaan todellista suurempi pinta-ala lamelleille, mutta toisaalta pilarien limitysalueella sidainmäärä on kaksinkertainen ja siten ko. alueiden lujuuskin on suurempi*

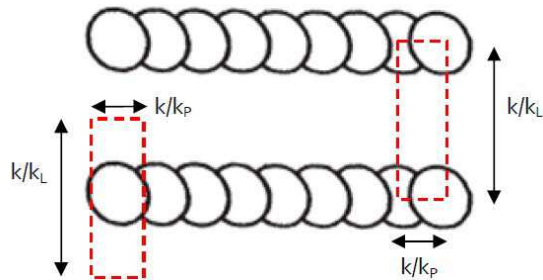
$$S_{ul;d} = A_p \times \tau_{stab;d} / (k/k_P \times k/k_L) \quad (8.4)$$

$S_{ul;d}$	lamellistabiloidun maan keskimääräinen leikkauslujuus aktiivi- ja passiivivyöhykkeessä, kun lamellien välisen maan leikkauslujuus on 0 kPa vakavuuslaskelmassa, mitoitusarvo
$A_p$	pilarin poikkileikkauksen pinta-ala
$\tau_{stab;d}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden mitoitusarvo
$k/k_P$	pilarien k/k-väli lamellin suunnassa (kuva 8.4)
$k/k_L$	pilarilamellien k/k-väli (kuva 8.4)

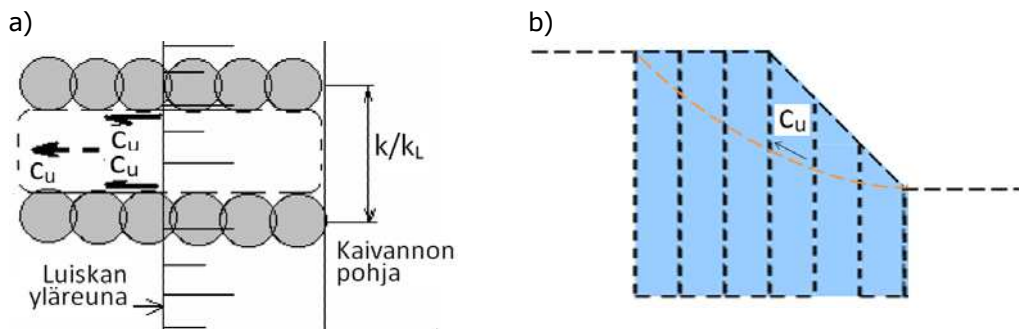
Lamellien välisen maan leikkauslujuus voi olla enintään se lujuus, joka mobilisoituu pilarilamellien murtomuodonmuutoksella.

*Lamellien välinen maan lujuus voidaan tapauskohtaisesti, hyödyntää esim. FEM-tarkasteluissa, joissa muodonmuutokset voidaan mallintaa tarkemmin ja joissa redusointikerroin  $\mu_{pilari/maa}$  määritettävän laboratoriossa määritettyjen muodonmuutos-lujuus -kuvaajien (stabiloidulle ja stabiloimattomalle maalle) avulla. Em. menetelyn käyttö edellyttää tilaajan lupaa.*

Leikkausluiskissa lasketaan myös lamellien välisen maakerroksen varmuus liukupintasortumaa vastaan ja tarvittaessa riittävä varmuus varmistetaan esim. välipilarilla tai pienentämällä lamellien välistä etäisyyttä (kuva 8.5). Ko. tarkastelussa lamellien välisen maan leikkauslujuus on maan redusoitusta leikkauslujuudesta määritetty mitoitusarvo  $C_{u,d}$ .



Kuva 8.4 Lamellistabiloidun alueen keskimääräisen leikkauslujuuden määrittäminen vakavuuslaskentaa varten. Pilarilamellin vasemmassa ja oikeassa päässä esitettyjen nelikulmioiden pinta-ala on sama (vaihtoehtoiset määrittystavat).



Kuva 8.5 Pilarilamelleilla vahvistetun kaivantoluiskan pilarilamellien välisen maan liukupintasortuman periaatekuva, a) ylhäältä mahdollinen sortuman-alue ja b) sivulta mahdollinen pilarilamellien välisen maan liukupinta.  $C_u = C_{u,d}$ .

## 8.4 Mahdolliset heikkousvyöhykkeet

### Laaja-alaiset heikkousvyöhykkeet:

Syvästabiloidussa kerroksessa mahdolliset heikkousvyöhykkeet voivat olla joko laaja-alaisia tai paikallisia. Laaja-alaisia heikkousvyöhykkeitä voi muodostua mm.:

- maakerrokseen, joka lujittuu huonosti
- stabiloinnin alapintaan määrämittäisessä pilaroinnissa tai massastabiloinnissa
- stabiloitavan kerroksen alapinnan ja alapuolisen kovan kerroksen rajalle

Heikosti lujittuvat maakerrokset pyritään tunnistamaan kairausten ja näytetutkimusten tuloksista sekä stabiloitavuuskokeiden tuloksista. Mikäli heikosti lujittunut maakerros on havaittu vasta stabiloinnin jälkeen tehtävissä laadunvalvontakairauksissa, on täydentävillä geoteknisillä laskelmilla määritettävä heikkousvyöhykkeen aiheuttamat painuma- ja/tai stabiliteettiriskit ja arvioitava mahdollisesti tarvittavat korjaavat toimenpiteet.

*Oluet heikkousvyöhykkeet eivät välttämättä vaaranna syvästabiloinnin toimivuutta silloin, kun maakerroksen ovat vaakasuoria ja varmuus lähtökohtaisesti hyvä (Tielaitos 1999). Silloin, kun syvästabilointi tehdään kohteeseen, jossa maakerrokset ovat vinoja ja stabiloituun kerrokseen kohdistuu suuria vaakasuuntaisia kuormia, on mahdollinen heikkousvyöhyke yleensä haitallinen ja korjaavia toimenpiteitä tarvitaan.*

Pilaristabiloinnissa sekoitinkärjen alareunan ja sideaineen syöttöaukon välinen etäisyys aiheuttaa sen, että määräsyvyyteen tehtävän stabiloinnin alapuolella on ohut kerros, joka on häiritty, mutta johon ei ole sekoitettu sideainetta. Määräsyvyyteen tehtävässä stabiloinnissa tämä kerros on ennalta tiedossa ja se tulee huomioida mitoituslaskelmissa. Pilarien alapuolisen kerroksen paksuus on n. 0,3–0,5 m ja sen leikkauslujuus heti stabiloinnin jälkeen on lähellä maan häirittyä lujuutta, josta lujuus palautuu konsolidaation myötä. Stabiliteettilaskentaa varten ko. kerroksen lujuus määritetään sekoitinkärjen häiritsemän ja häiriintymättömän maan painotettujen leikkauslujuuksien avulla.

*Pehmeään maakerrokseen määräsyvyyteen ulottuvassa massastabiloinnissa vastaavasta heikkousvyöhykkeestä ei ole raportoituja havaintoja, mutta sellainen on mahdollista muodostua, mikäli sideaineen sekoittaminen stabiloitavan kerroksen alapintaan on puutteellista.*

Stabiloitavan kerroksen alapinnan ja alapuolisen kerroksen kovan pinnan väliin mahdollisesti muodostuvan heikkousvyöhykkeen riski on yleensä mahdollista havaita pohjatutkimuksista ja varautua asiaan suunnitelmassa. Mikäli heikkousvyöhyke havaitaan vasta stabiloinnin jälkeen valvontakairausten tuloksissa, on täydentävillä tutkimuksilla ja laskelmilla määritettävä sen aiheuttaman riski stabiliteetille ja arvioitava tarvittavat korjaavat toimenpiteet.

Myös massastabiloidun kerroksen alapinnan ja alapuolisen kitkamaakerroksen välinen kontakti voi olla puutteellinen. Edellä esitetyn lisäksi syynä voi olla myös stabiloinnin alapinnan ulottaminen massastabilointimenetelmän maksimisyvyyteen, jolloin tasalaatuisen sekoituksen toteuttaminen aivan kerroksen alaosaan on vaativaa. Vakavuuslaskelmia varten on arvioitava massasyvästabiloinnin ja kitkamaakerroksen kontaktin laatu - jääkö rajapintaan heikkousvyöhyke vai saadaanko massasyvästabiloinnin alapinta luotettavasti ulotetuksi kitkamaakerrokseen tai -kerroksen pintaan. Useissa tapauksissa on turvallista olettaa, että massastabiloinnin alapinnan kontakti kitkamaakerrokseen ei ole täydellinen.

#### Paikalliset heikkousvyöhykkeet:

Syvästabiloinnille on tyypillistä se, että pilareissa (tai massastabiloinnissa) voi esiintyä paikallisia satunnaisia epäjatkuvuuksia ja tai heikompia kohtia. Kohdassa 6.3 ja kuvassa 6.4 on esitetty paikallisten heikompien kohtien vaikutusta.

## 9 Pilarin puristuskestävyys ja geotekninen kantavuus

### 9.1 Pilarin puristuskestävyyden tarkistus

Pilarien puristuskestävyys tulee tarkastaa mm. seuraavissa tapauksissa, joista tapaus 1 tai 2 ovat tyyppillisesti mitoittavia:

1. penger ja mahdollinen ylikuormituspenger pitkäaikaisessa tilanteessa + työmaaliikenteen kuorma
2. lopullinen penger ja päällysrakenne pitkäaikaisessa tilanteessa + nopea tie-liikennekuorma (NCCI7)
3. lopullinen penger ja päällysrakenne pitkäaikaisessa tilanteessa + nopea tai hidas muu muuttuva kuorma
4. ratapenkereen alla oleva pilarointi ja muut erityiset mitoitusilanteet

Tapausten 1 ja 2 mitoitus on esitetty tässä ohjeessa. Tilanteessa 1 työmaaliikenteen kuorma voidaan huomioida kuten tapauksessa 2 tai sen voi lisätä pengerkuormaan.

*Tapausten 3 ja 4 mitoitusta ei ole tässä esitetty. Pitkäaikaisella tilanteella tarkoitetaan tässä sitä, että pilarit ja pilarien välinen pohjamaa ovat painuneet (eli pilarien välinen pohjamaa on konsolidoitunut, ja huokosveden ylipaine on purkaantunut). Nopean liikennekuorman aiheuttama jännitys kohdistuu osin pilareille, osin pilarien välisen maan raerungolle ja osin huokosveden ylipaineelle. Hitaan muuttuvan kuorman alla huokosveden ylipaine ehtii osin purkaantua ja kuormasta kohdistuu suurempi osuus pilareille ja pilarien välisen pohjamaan raerungolle kuin nopean muuttuvan kuorman tapauksessa.*

Kun penger perustetaan stabilointipilarien varaan, pilarien puristuskestävyys laskeaan STR/GEO rajatilassa mitoittavalla DA3. Osavarmuusluvut kohdistetaan laskennan alussa muuttuviin kuormiin ja stabiloidun maan murtolujuuden ominaisarvoon. Osavarmuuslukuina käytetään kuormien osalta taulukon A.3b(FI) arvoja ja maaparametrien osalta taulukon A.4(FI) sarjan M2 arvoja. (NCCI7). Stabiloidulle maalle käytetään leikkauslujuuden osavarmuuslukua  $\gamma_{stab} (= 1,4)$ .

Pilareihin penkereestä (pysyvä) ja liikenteestä (hetkellinen) kohdistuvat kuormat huomioidaan pilareiden puristuskestävyydeltä tarkastelussa. Kuormien jakautuminen pilarien ja maan välillä riippuu niiden muodonmuutosmoduulien suhteesta. Hetkellisellä (nopealla) liikennekuormalla kyseessä on suhde  $E_{pilari,i} / E_{maa,i}$ , jossa moduulit ovat pilarien ja maan pienten muodonmuutosten moduuleja (initial moduuli). Pengerkuormalla kyseessä on suhde  $E_{pilari} / M$ , jossa M on maan avoimen tilan kokoonpuristuvuusmoduuli. Maan ja pilarin pienten muodonmuutosten moduulin määrittäminen on esitetty kohdassa 6.4.3.

Pilarin laskennalliseen puristuskestävyyteen vaikuttaa tarkastelusyvyys. Kun penkereen alla on kuivakuori, kuorma siirtyy penkereen alapinnassa suurelta osin maapohjalle. Tuolloin pilarin kuorman voidaan olettaa olevan maksimissaan n. 0,5 m kuivakuoren alapuolella, mitä käytetään tarkastelusyvyytenä. Mikäli tarkasteltavan pilarin kohdalla ei ole kuivakuorta, tehdään tarkastelu 0,5 m penkereen alapinnan alapuolella. Putkilinjojen tai rumpujen kohdalla pilarien puristuskestävyydeltä tarkastelu tehdään 0,5 m arinan tai kuivakuoren alapinnan alapuolella. Jos pilarien ja penkereen välissä



käytetään lujitteita penkereen pilareille holvaamisen varmistamiseksi, tarkastelu-  
 syvyys on valittava erillisen tarkastelun perusteella (lujitteet tehostavat kuormien  
 keskittymistä pilareille). Tarkemman laskennallisen tarkastelun perusteella (esimer-  
 kiksi FEM) voidaan valita muukin tarkastelu taso. Kuorman jakautumista on tarkastel-  
 tu mm. Abed et al. (2017) ja Nikkinen (2000) raportoimissa FEM-laskelmissa.

Pilarin kuorman mitoitusarvo on enintään pilarin puristuskestävyyden mitoitusarvo  
 kaavan 9.1 mukaisesti. Pilariin kohdistuva aksiaalinen puristuskuorma  $F_{c,d, pilari}$  määri-  
 tetään kaavoilla 9.2–9.5. Liikennekuorma otetaan puristuskestävyydestä tarkastelussa  
 huomioon liikennekuormitetulla alueella. Kimmoisten pilareiden ja pilareiden välisen  
 maan vastaanottamat prosenttiosuudet pengerkuormasta voidaan määrittää kaavoilla  
 9.3a ja b, jotka on johdettu kaavoista 10.1–10.3. Vastaavasti pilareiden ja pilareiden  
 välisen maan vastaanottamat prosenttiosuudet liikennekuormasta määritetään kaa-  
 voilla 9.5, johon sijoitetaan pienten muodonmuutosten moduulit  $E_{pilari,i}$  ja  $E_{maa,i}$ .

Pilarin puristuskestävyys määritetään kaavalla 9.6. Pilarin puristuskestävyys koostuu  
 pilarin omasta leikkauslujuudesta ja ympäröivän saven antamasta sivutuesta kaavan  
 9.7 mukaisesti. Sivutuen määrittämisessä huomioidaan pengerkuorman aikaansaama  
 pystyjännityksen lisäys pilareiden välisessä maakerroksessa. Sivutuen suuruus riip-  
 puu valittavasta tarkastelusyvyydestä, jonka valinta on selostettu edellä. Pilarin puris-  
 tuskestävyyden tarkastelu on iteratiivinen ja se tehdään tarvittaessa useammalla  
 leikkauslujuudella, pilarihalkaisijalla ja pilarien  $k/k$ -välillä. Liikennekuorman jakau-  
 tuminen on esitetty kuvassa 5.3a ja pilarin puristuskestävyys tarkastellaan kokonais-  
 jännityksinä. Kaavojen 9.1–9.7 merkintöjen yksiköt on esitetty tässä kaavojen lukemi-  
 sen selkeyttämiseksi.

$$F_{c,d, pilari} \leq R_{c,d, pilari} \quad (9.1)$$

$$F_{c,d, pilari} = G_{penger} + Q_{liikenne} \quad (9.2a)$$

$$G_{penger} = (k/k)^2 \times (g_{penger} \times g_{pilari-\%}) \quad (9.2b)$$

$$Q_{liikenne} = (k/k)^2 \times (\Delta\sigma_{liikenne;ka} \times \Delta q_{pilari-\%}) \times \gamma_{F, liikenne} \times \psi_{liikenne} \quad (9.2c)$$

$$g_{pilari-\%} = a \times E_{pilari} / [a \times E_{pilari} + (1-a) \times M] \times 100 \% \quad (9.3a)$$

$$g_{maa-\%} = 100 \% - g_{pilari, \%} \quad (9.3b)$$

$$g_{penger} = h \times \gamma_{penger} (= g_{pilari} + g_{maa}) \quad (9.4)$$

$$\Delta q_{pilari-\%} = a \times E_{pilari,i} / [a \times E_{pilari,i} + (1-a) \times E_{maa,i}] \times 100 \% \quad (9.5a)$$

$$\Delta q_{maa,i-\%} = 100 \% - \Delta q_{pilari,i-\%} \quad (9.5b)$$

$$R_{c,d, pilari} = A_p \times (2 \times \tau_{stab;d} + k_h \times \sigma_h) \quad (9.6)$$

$$\sigma_h = \sigma_{vo} + \Delta\sigma_h = \sigma_{vo} + K_{p, penger} \times \Delta\sigma_v = \sigma_{vo} + 0,5 \times \Delta\sigma_v \quad (9.7a)$$

$$\Delta\sigma_v = g_{maa-\%} / (1-a) \times g_{penger} \quad (9.7b)$$

$F_{c,d, pilari}$  pilariin kohdistuvan aksiaalisen puristuskuorman mitoitusarvo pilarin  
 puristuskestävyydestä tarkastelussa (pysyvä kuorma ja liikennekuorma)  
 [kN]

$R_{c,d, pilari}$  pilarin puristuskestävyyden mitoitusarvo [kN]

$G_{\text{penger}}$	pilariin kohdistuva pengerkuorma alueelta $(k/k)^2$ [kN]
$Q_{\text{liikenne}}$	pilariin kohdistuva nopea liikennekuorma alueelta $(k/k)^2$ [kN]
$k/k$	pilarien keskeltä keskelle väli [m]
$g_{\text{penger}}$	pengerkuorma, ei sisällä liikennekuormaa [kPa]
$g_{\text{pilari-\%}}$	pilarille tuleva %-osuus pengerkuormasta $g_{\text{penger}}$ [%]
$a$	pilarisuhde $(= A_p / A)$ [-]
$\Delta\sigma_{\text{liikenne;ka}}$	liikennekuorman aiheuttama keskimääräinen jännityslisäys pilaristabiloidussa maassa tarkastelusyvytydellä, kuvan 5.3a perusteella (tai mallintaen tapauskohtaisesti) [kPa]
$\Delta q_{\text{pilari;i-\%}}$	pilarille tuleva %-osuus keskimääräisestä liikennekuormasta tarkastelusyvytydellä [%]
$\gamma_F$ , liikenne	liikennekuorman osavarmuusluku (tieliikennekuormalle 1,15) [-]
$\psi_{\text{liikenne}}$	yhdistelykerroin, 1,0, kun tarkastelu yhden liikennekuorman alueella [-]
$E_{\text{pilari}}$	pilarin muodonmuutosmoduuli [kPa]
$M$	maan kokoonpuristuvuusmoduuli [kPa]
$g_{\text{maa-\%}}$	maalle tuleva %-osuus pengerkuormasta $g_{\text{penger}}$ [%]
$g_{\text{pilari}}$	pilarille tuleva osuus pengerkuormasta $g_{\text{penger}}$ [kPa]
$g_{\text{maa}}$	maalle tuleva osuus pengerkuormasta $g_{\text{penger}}$ [kPa]
$\Delta q_{\text{pilari-\%}}$	pilarille tuleva %-osuus keskimääräisestä liikennekuormasta tarkastelusyvytydellä [%]
$h$	syvästabiloinnin yläpuolisen penkereen ja päällysrakenteen korkeus [m]
$\gamma_{\text{penger}}$	penger- ja rakennekerrosmateriaalin tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]
$E_{\text{pilari;i}}$	stabilointipilarin pienten muodonmuutosten moduuli [kPa]
$E_{\text{maa;i}}$	maan pienten muodonmuutosten moduuli [kPa]
$\Delta q_{\text{maa;i-\%}}$	maalle tuleva %-osuus keskimääräisestä liikennekuormasta tarkastelusyvytydellä [%]
$A_p$	pilarin pinta-ala $(= \pi \times (D/2)^2)$ [m <sup>2</sup> ]
$\tau_{\text{stab;d}}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden mitoitusarvo [kPa]
$k_h$	vaakajännityksen kerroin (Liikenneviraston kohteissa 1,0) [-]
$\Delta\sigma_h$	vaakajännityksen lisäys tarkastelusyvytydellä (pengerkuorman aiheuttama) [kPa]
$\sigma_{vo}$	maassa vallitseva pystysuora jännitys alkutilanteessa tarkastelusyvytydellä [kPa]
$\Delta\sigma_v$	pengerkuorman aiheuttaman pystyjännityksen lisäys pilarien välisessä maassa tarkastelusyvytydellä [kPa]
$\sigma_h$	maan vaakajännitys pilarin vieressä tarkastelusyvytydellä (=pilareihin vaikuttava maan vaakajännitys) [kPa]
$\Delta\sigma_h$	vaakajännityksen lisäys (pengerkuorman aiheuttama) [kPa]
$K_{p, \text{penger}}$	maanpaine kerroin pengerkuorman aiheuttamalla jännityslisäykselle $(= 0,5)$ [-]

Myöskään työnaikaisissa tilanteissa kimmoisaa pilaria ei saa kuormittaa yli myötörajan. Pilarin kuormittaminen työn aikana senhetkistä pilarin myötörajaa kevyemmin, on kuitenkin eduksi pilarin lujittumiselle.

*Tässä esitetty pelkällä pilarin koheesiolla (leikkauslujuudella) tehtävä pilarien murtokestävyystarkastelu on varovaisella puolella, koska siinä ei huomioida pilarin kitkakulmaa. Ruotsalaisissa ohjeissa (Trafikverket 2014) on esitetty pilarien murtokestävyystarkastelu olettaen pilarien lujuuden muodostuvan pilarin koheesiosta ja kitkasta (mitoituspametrina leikkauskestävyyskulma).*

Mikäli pilariin kohdistuva aksiaalinen kuorma ylittää pilarin myötökkestävyyden, kasvaa pilarien väliselle maalle jakautuva osuus kuormasta (myötäävät tai osittain myötäävät pilarit). Mikäli yksittäisen pilarin puristuskestävyys ylittyy, jakautuu ko. pilarin kuorma maalle ja ympäröiville pilareille (mikäli mahdollista ympäröivien pilarien kestävyden kannalta).

## 9.2 Pilarin geotekninen kantavuus

Määrämittaisten pilarien käytön edellytykset on esitetty kohdassa 7.2.

Määrämittaisten pilarien alapäiden kantavuus tarkastellaan pilareille mobilisoituneille pysyville kuormille (pengerkuormalla). Mikäli muuttuva kuorma on pidempiaikaista, on se huomioitava geoteknisen kantavuuden tarkastelussa. Nopeasti vaikuttava liikennekuorma ei ehdi mobilisoida pitkien pilarien alapäiden tasolle. Mikäli pilarien pituus on alle 5 metriä, on pilarien alapäiden kantavuustarkasteluissa huomioitava myös nopeat liikennekuormat kuvan 5.3a ja kaavojen 9.2–9.5 mukaisesti. Myös pilarien tekemisen aiheuttama pilarien alapuolinen heikkousvyöhyke huomioidaan mitoituksessa, mikäli mitoittava kuormitus lisätään ennen pilarien alapuolisen häirityn maan lujuuden palautumista.

Määrämittaisen pilarin alapään geoteknisen kantavuuden (kantokestävyyden mitoitussarvo) on oltava suurempi kuin pilarin yläpään kohdistuvan aksiaalisen pysyvän kuorman aiheuttaman puristuskuorman mitoitussarvon  $F_{c;d, geo}$  (kaavat 9.8, 9.9, 9.10). Silloin, kun tiepenger perustetaan stabilointipilarien varaan, kimmoisten pilarien alapäiden geotekninen kantavuus lasketaan STR/GEO rajatilassa mitoitustavalla DA3. Osavarmuusluvut kohdistetaan laskennan alussa pilarin alapuolisen ja pilarin alaosan savikerroksen maaparametreihin. Osavarmuuslukuina käytetään maaparametrien osalta taulukon A.4(FI) sarjan M2 arvoja (NCCI7).

$$F_{c;d, geo} \leq R_{ULS;d} \quad (9.8)$$

$$F_{c;d, geo} = G_{penger} = (k/k)^2 \times (h \times \gamma_{penger}) \quad (9.9)$$

$$R_{ULS;d} = N_c \times C_{u;k} / \gamma_{qu} \times A_p + \pi \times D \times C_{uv;k} / \gamma_{qu} \times Z_{pilari} / 2 \quad (9.10)$$

$F_{c;d, geo}$	pilariin kohdistuvan aksiaalisen puristuskuorman mitoitussarvo (pysyvä kuorma, alle 5 m pilareilla lisäksi liikennekuorma)
$R_{ULS;d}$	määrämittaisen pilarin alapään kantokestävyyden mitoitussarvo
$G_{penger}$	pilarille kohdistuva pengerkuorma alueelta $(k/k)^2$
$k/k$	pilarien keskeltä keskelle väli
$h$	syvästabiloinnin yläpuolisen penkereen ja päällysrakenteen korkeus
$\gamma_{penger}$	penger- ja päällysrakennemateriaalin tilavuuspaino
$N_c$	kantavuuskerroin (= 9)
$C_{u;k}$	maan leikkauslujuus pilarin alapään tasolla, ominaisarvo (redusoitu esim. $w_L$ tai F)
$\gamma_{qu}$	suljetun leikkauslujuuden osavarmuusluku (= 1,4)
$A_p$	pilarin poikkileikkauksen pinta-ala (= $\pi \times (D/2)^2$ )
$D$	pilarin halkaisija
$C_{uv;k}$	maan leikkauslujuus määrämittaisen pilarin alemman puolikkaan tasolla, ominaisarvo (redusoitu esim. $w_L$ tai F)
$Z_{pilari}$	pilaristabiloidun maakerroksen paksuus (pilaripituus)

## 10 Pilaristabiloinnin painuma

### 10.1 Painumalajit

Penkereen kuormittaessa pilaristabiloitua pohjamaata osa kuormasta siirtyy aluksi pilarien välisen maan huokospaineen ylipaineeksi, paineen suuruuden riippuessa mm. kuormitusnopeudesta, pilarisuhteesta sekä pilarien ja maan jäykkyyksien suhteesta. Huokosveden ylipaineen purkautuessa ja maan konsolidoituessa, lisäjännitys siirtyy pääosin pilareille ja vähäisemmässä määrin maapohjalle.

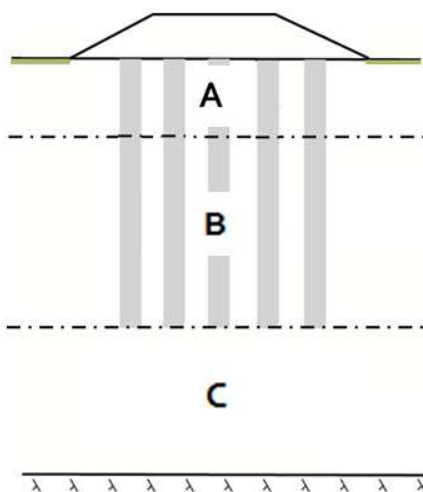
Stabilointipilareilla pohjavahvistetun pohjamaan painumaa tarkasteltaessa erotetaan neljä luonteeltaan ja nopeudeltaan erilaista painumalajia kuvassa 10.1 esitetyissä kerroksissa A, B ja C:

1. Kuivakuorikerroksen painuma pilarien lujuuden ollessa alhainen ja kuivakuorikerroksen vastaanottaessa pääosan kuormasta (kerros A).
2. Pilarien painuma kuormituksen ollessa alle myötörajan. Painuma tapahtuu lähes välittömästi ja sillä ei ole käytännössä merkitystä esimerkiksi tiepenkereen käytönaikaista painumaa arvioitaessa (kerros B).
3. Pilarien välisen maan konsolidaatiopainuma silloin, kun pilarien myötökuorma ylittyy (kerros B).
4. Määrämittaisten pilarien alapuolisen maan konsolidaatiopainuma (kerros C).

Kerroksen A painuman suuruus ja painuma-aika ovat riippuvaisia siitä kuinka suuren osuuden kuormasta pilarit pystyvät vastaanottamaan (riippuu pilarien lujuudesta) ja paljonko kuormasta jää pilarien väliselle kuivakuorikerrokselle.

Kun pilarit mitoitetaan kimmoisina, on painumalaji 3 vähäistä ja sitä ei huomioida mitoituksessa. Pilarien ulottuessa ”kovaan pohjaan”, ei ole kerrosta C eikä painumalajia 4.

Myötävien pilarien painumamitoitus on esitetty liitteessä 4 (painumalajit 2+3).



1. kuivakuorikerros, jossa pilarien myötöjännitys voi ylittyä ja kuorma kohdistuu pilarien väliseen maakerrokseen

2. kuorma kimmoisilla pilareilla

3. myötävien pilarien välinen maa konsolidoituu

4. määrämittaisten pilarien alapuolisen maan konsolidaatiopainuma

Kuva 10.1 Stabilointipilareilla pohjavahvistetun pohjamaan neljä luonteeltaan ja nopeudeltaan erilaista painumalajia kerroksissa A, B ja C (Trafikverket 2014a).

## 10.2 Kimmoisen pilaroinnin painuma

Käyttörajatilassa käytetään kuormien pysyvää yhdistelmää ”KRT (pysyvä)” ja ominaisuuksien ominaisarvoja. Siirtymien raja-arvoja on käsitelty Liikenneviraston ohjeessa (NCCI7).

Kuormitusten jakautuminen pilarien ja maan välillä riippuu pilarien ja maan muodonmuutosmoduulien suhteesta. Maan ja pilarin oletetaan painuvan saman verran. Menetelmä perustuu Bromsin ja Bomanin 1977 esittämään tasaisen painuman periaatteeseen. Tarkastelu on iteratiivinen ja se aloitetaan stabiiliteettilaskelman, puristuskestävyydestä tarkastelun ja penkereen holvautumistarkastelun perusteella saadusta mitoittavasta pilarikaaviosta (k/k-väli, pilarihalkaisija ja leikkauslujuus).

Pengerkuorman jakautuminen kimmoisille pilareille ja maalle sekä pilaristabiloidun maan painuma voidaan määrittää analyttisesti kaavalla 10.1. Kaava perustuu oletukseen, että pilarit ja pilarien välinen maa painuvat yhtä paljon. Kaava on muodostettu yhdistämällä kaavat 10.2a ja 10.3a. Kun pilarien ja maan painuma on määritetty, saadaan pilareille ja maalle kohdistuva osuus pengerkuormasta kaavoilla 10.2b ja 10.3b. Maan kokoonpuristuvuusmoduuli voidaan määrittää kaavalla 10.4 tai muulla luotettavalla menettelyllä. Kokoonpuristuvuusmoduuli on yleensä 0,1–0,3 MPa pehmeälle ja 1–2,5 MPa jäykälle savelle.

$$s_{\text{maa}} = s_{\text{pilari}} = \frac{g_{\text{penger}}}{a \times E_{\text{pilari}} + (1-a) \times M} \times Z_{\text{pilari}} \quad (10.1)$$

$$s_{\text{pilari}} = \frac{Z_{\text{pilari}} \times g_{\text{pilari}}}{a \times E_{\text{pilari}}} \quad (10.2a)$$

$$\Rightarrow g_{\text{pilari}} = \frac{a \times E_{\text{pilari}} \times s_{\text{pilari}}}{Z_{\text{pilari}}} \quad (10.2b)$$

$$s_{\text{maa}} = \frac{Z_{\text{pilari}} \times g_{\text{maa}}}{(1-a) \times M} \quad (10.3a)$$

$$\Rightarrow g_{\text{maa}} = \frac{(1-a) \times M \times s_{\text{maa}}}{Z_{\text{pilari}}} \quad (10.3b)$$

$$M = m \times 100 \times \left( \frac{\sigma_v}{100} \right)^{1-\beta} \quad (10.4)$$

$s_{\text{maa}}$	maalle siirtyvän kuormaosuuden aiheuttama painuma
$s_{\text{pilari}}$	pilarille siirtyvän kuormaosuuden aiheuttama painuma
$g_{\text{penger}}$	pengerkuorma, ei sisällä liikennekuormaa
$a$	pilarisuhde ( $= A_p / A$ )
$E_{\text{pilari}}$	pilarin muodonmuutosmoduuli
$M$	maan kokoonpuristuvuusmoduuli
$Z_{\text{pilari}}$	pilaristabiloidun maakerroksen paksuus (pilaripituus)
$g_{\text{pilari}}$	pilarille tuleva osuus pengerkuormasta $g_{\text{penger}}$
$g_{\text{maa}}$	maalle tuleva osuus pengerkuormasta $g_{\text{penger}}$
$m$	moduuliluku
$\sigma_v$	maassa vallitseva pystyjännitys
$\beta$	jännityseksponentti

Pilariin kohdistuvan kuormituksen pysyminen pilarin myötöjännitystä pienempänä tarkistetaan kaavalla 10.6. Pengerkuorman aiheuttama aksiaalinen puristusjännitys pilarissa määritetään kaavalla 10.7 ja 10.2b. Pilarin myötöjännitys lasketaan kaavalla 10.8. Kimmoisalle pilarille tuleva puristusjännitys on enintään 70 % stabiloidun maan puristuslujuuden ominaisarvosta tarkastelutasolla.

$$\Delta\sigma'_{v, \text{penger; pilari}} \leq \sigma_{\text{pilari, myötö}} \quad (10.6)$$

$$\Delta\sigma'_{v, \text{penger; pilari}} = g_{\text{pilari}} / a \quad (10.7)$$

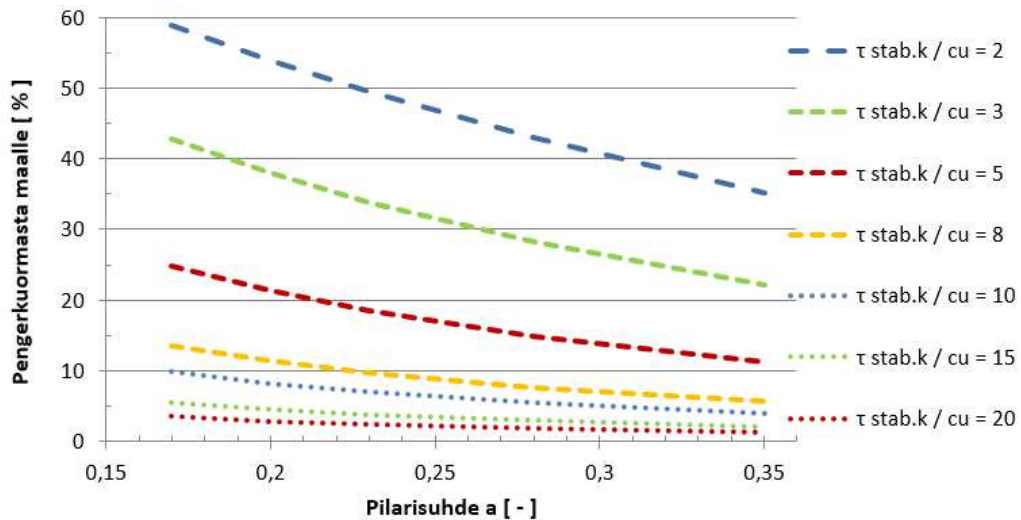
$$\sigma_{\text{pilari, myötö}} = 0,7 \times (2 \times \tau_{\text{stab;k}} + k_h \times \sigma'_h) \quad (10.8a)$$

$$\sigma'_h = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_h = \sigma'_{vo} + K_{p, \text{penger}} \times \Delta\sigma'_{v, \text{penger; maa}} \quad (10.8b)$$

$$\Delta\sigma'_{v, \text{penger; maa}} = g_{\text{maa}} / (1 - a) \quad (10.8c)$$

$\Delta\sigma'_{v, \text{penger; pilari}}$	pengerkuorman aiheuttama tehokas pystyjännityksen lisäys pilarissa
$\sigma_{\text{pilari, myötö}}$	stabiloidun maan myötöpuristuslujuus
$g_{\text{pilari}}$	pilarille tuleva osuus pengerkuormasta (kaava 10.2b)
$a$	pilarisuhde
$\tau_{\text{stab;k}}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo
$k_h$	vaakajännityksen kerroin (1,0 Liikenneviraston hankkeissa)
$\sigma'_h$	maan tehokas vaakajännitys pilarin vieressä
$\sigma'_{vo}$	maassa vallitseva pystysuora tehokas jännitys alkutilanteessa
$\Delta\sigma'_h$	vaakajännityksen lisäys tarkastelusyvyydellä (pengerkuorman aiheuttama)
$K_{p, \text{penger}}$	maanpaine kerroin pengerkuorman aiheuttamalle lisäjännitykselle (= 0,5)
$\Delta\sigma'_{v, \text{penger; maa}}$	pengerkuorman aiheuttama tehokas pystyjännityksen lisäys pilarien välisessä maassa
$g_{\text{maa}}$	maalle tuleva osuus pengerkuormasta (kaava 10.3b)

Edellä esitetyillä kaavoilla määritettynä penkereen aiheuttamasta kokonaiskuormasta kohdistuu kimmoisten pilarien väliselle maalle n. 3–12 % ja pilareille 88–97 % tyypillisillä pilareiden ja maan leikkauslujuussuhteilla ja pilarisuhdeilla kuvan 10.2 mukaisesti. Maalle kohdistuva kuormitus kasvaa pilarisuhteen ja leikkauslujuuksien (ja moduulien) suhteen pienetessä. Nopealla liikennekuormalla pilarin ja maan moduulien suhde on pieni, jolloin kuormasta kohdistuu suuri osuus maalle.



Kuva 10.2 Esimerkki kuorman jakaumisesta kimmoisten pilarien väliselle maalle ja pilareille erilaisilla leikkauslujuussuhteilla  $\tau_{stab,k} / c_{u,k}$ - ja pilarisuhdeilla  $a$ . Kuvassa pilarin lujuuden ja moduulin suhde on kaavan 6.6 mukainen. Pilaristabiloinnin mitoituksessa suhde on  $\leq 15$ . Suhde  $\leq 3$  kuvaa lähinnä nopean liikennekuorman tapausta. Tätä periaatekuvaa voi käyttää mitoituksessa suunta-antavaan arviointiin.

## 10.3 Putkijohtojen ja rumpujen painuma

### Pilaristabilointi:

Putkijohtojen ja rumpujen alle tuleva pilarointi mitoitetaan kimmoisana eli pilarin kuorman mitoitusarvon tulee jäädä pilarin myötökkestävyyttä pienemmäksi. Jotta putkijohdon tai rummun painuma saadaan pysymään sallituissa rajoissa, joudutaan pilarointia usein tihentämään verrattuna putkijohdon tai rummun ulkopuolella olevaan stabilointiin.

Kimmoisan pilaroinnin rakennusaikainen nopea painuma, joka on penkereelle tavallisesti merkityksetön, on otettava putkijohdon painumana huomioon. Koska putkijohdot asennetaan yleensä ennen penkereen rakentamista, penkereen aiheuttama kuorma lisää osaltaan putkijohtojen painumaa.

Jos putkijohto rakennetaan lopulliselle kuormalle esikuormitetulle tai (ylikuormitetulle) syvästabiloidulle pohjamaalle, esikuormituksen aikaista painumaa ei tarvitse ottaa putkijohtojen tai rumpujen painumamitoituksessa huomioon ja pilaroinnin tihentämistarve jää yleensä vähäiseksi.

Syvästabiloinnille perustettavan putkijohdon tai rummun kuormitusotaksumat on esitetty kohdassa 5.3. Pilaristabiloidun pohjamaan painumamitoitus tehdään kohdassa 10.1 esitettyjen periaatteiden mukaisesti.

### Massastabilointi:

Käytettäessä massastabilointia putkijohtojen alapuolisen maan pohjanvahvistusmenetelmänä, pätevät sen painumien suhteen vastaavat periaatteet kuin pilaristabiloidun maan yhteydessä. Massastabiloidun kerroksen käytön aikaisiin painumiin voidaan vaikuttaa lisäämällä syötettävää sideainetta putkijohdon tai rummun kohdalle tehtävissä stabilointiruuduissa, tehostamalla esikuormitusta ennen putkien asentamista tai käyttämällä kevennystä putkien yläpuolella. Se mitä menetelmää käytetään,

on valittava tapauskohtaisen suunnittelun perusteella. Massastabiloidun pohjamaan painumamitoitus tehdään kohdassa 11.3 esitettyjen periaatteiden mukaisesti.

## 10.4 Määrämittaisen pilaroinnin painuma

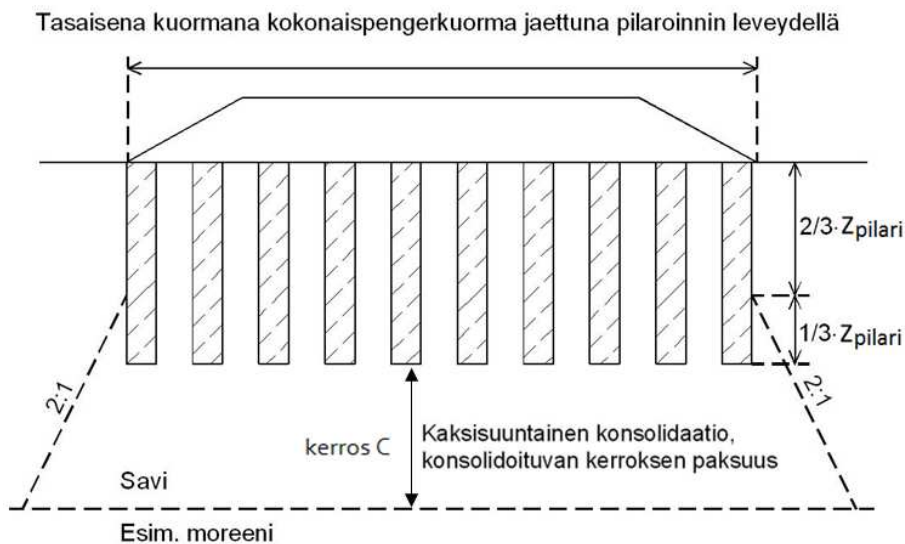
Määrämittaisten pilarien käytön edellytykset on esitetty kohdassa 7.2.

### 10.4.1 Painuman suuruus

Määrämittaisten syvästabiloinnin painuman laskennassa on otettava huomioon sekä stabiloitujen maakerrosten että sen alla olevien stabiloimattomien kerrosten painuma. Stabiloitujen maakerrosten painuma lasketaan kohdan 10.2 mukaan.

Määrämittaisten pilarien alapuolisen maan konsolidaatiopainuma lasketaan esimerkiksi tangenttimoduulimenetelmällä. Jännitysten oletetaan jakautuvan määrämittaisen pilaroinnin alapuolella olevassa maakerroksessa kuvan 10.3 mukaisesti. Tätä olettamusta noudatetaan, kun pilaroidun alueen leveys ylittää pilaripituuden. Kun pilarointi on kapea pilaripituuteen verrattuna, jännitysten jakautuminen voidaan tarkastella ottaen tarkemmin huomioon kuormitusten jakautuminen stabiloidun alueen ulkoreunojen välityksellä pohjamaanahan.

Koska lisäkuormitukset syvemmissä maakerroksissa ovat usein pieniä esikonsolidaatiojännityksen määritystarkkuuteen verrattuna, painumalaskelmia täydennetään herkkyytstarkasteluilla, joissa otetaan huomioon sekä jännitysjakaumaan, että esikonsolidaatiojännitykseen liittyvät epätarkkuudet.



Huom! Jos täyttö on huomattavasti laajempi kuin pilarointi, ei kuormituksen voida olettaa pienenevän syvyyden kasvaessa.

Kuva 10.3. Jännitysten jakautuminen määrämittaisen pilaroinnin alapuolella ja määrämittaisen pilaroinnin painumanopeuslaskennan periaate kerroksessa C (kerrokset A-C on esitetty kuvassa 10.1).



#### 10.4.2 Painuma-aika

Kimmoisilla pilareilla stabiloitu maakerros painuu yleensä lyhyessä ajassa. Määrämitaisten pilarien alapuolisen maakerroksen painuma on suurempi ja nopeudeltaan vaikeammin hallittava.

Määrämittaisten pilarien alapuolisen savikerroksen oletetaan konsolidoituvan kaksisuuntaisesti kuvan 10.3 mukaisesti. Painumalaskelmissa kerroksen C yläpuolisten pilarien huono vedenläpäisevyys huomioidaan esim. kasvattamalla kaksisuuntaisen konsolidaation kuivatusmatkaa. Herkkyystarkasteluna tulee myös määrittää painuma-aika yksisuuntaisena konsolidaationa.

Savikerrosten alaosat ovat usein epähomogeenisia, kerroksellisia ja kerrallisia ja ödometrinäytteiden edustavuus painumanopeuden määrittämisessä on tavallista huonompi. Painumanopeuslaskelmissa on aina tarkasteltava sekä minimi- että maksimi-arvot. Varsin suuretkaan epävarmuudet painumanopeudessa eivät aina ratkaisevasti vaikuta mitoituspainumaan (painuma mitoitusajana, esimerkiksi 20 vuoden painuma vähennettynä rakennusaikaisella painumalla), sillä  $c_v$ -kertoimen muuttuessa em. painumien erotuksen muutos voi joskus olla pieni.

Käytön aikaista painumaa on usein hyödyllistä pienentää esikuormitusta käyttäen.

### 10.5 Myötäävän pilaroinnin painuma

Myötäävillä pilareilla stabiloidun kerroksen painuman ja painuma-ajan määrittäminen on esitetty liitteessä 4.

## 11 Massasyvästabiloinnin mitoitus

### 11.1 Massastabiloinnin vaiheet

Massastabiloinnilla voidaan rajoittaa tai poistaa rakenteen käytön aikaisia painumia ja parantaa varmuutta sortumaa vastaan.

*Massastabilointimenetelmän ja massastabiloinnin toteutuksen periaatteet on esitetty kohdassa 2.5. Massastabiloinnin työjärjestys on useimmissa tapauksissa pääpiirteissään:*

1. Esityöt (raivaus, stabilointityön esteiden poistaminen, yms.)
2. Stabilointiruutujen rajaaminen maastoon merkitsemällä tai toteutus koneautomaation avulla, lisäksi raivatun maanpinnan tason mittaukset
3. Stabilointityö (stabilointikone aiemmin stabiloidun ruudun ja rakennetun tiivistyspenkereen päällä, etenee etuperin)
4. Tiivistyspenkereen rakentaminen (stabilointityötä välittömästi seuraten)
5. Lujittuvan stabiloidun maakerroksen laadunvalvonta (ohjaava)
6. Lujittuneen stabiloidun maakerroksen laadunvalvontatutkimukset (toteava)

*Vaiheet 3 ja 4 ja niitä seuraavat pengerrakentamisen vaiheet on esitetty kuvassa 11.1. Muutoin syvästabilointihankkeen vaiheet on esitetty tarkemmin kohdassa 4.1. Tiivistyspenkereen periaatteet on esitetty kohdassa 4.5.*

*Massastabilointi voidaan toteuttaa myös siten, että stabiloitavan turvekerroksen pinnalle levitetään työalustaksi lisärunkoainekerros, jonka päällä massastabilointikone peruuttaa. Menettelyä käytetään esim. silloin, kun ennen massastabilointia turvekerroksen alapuolinen savikerros pilaristabiloidaan. Työvaiheet ovat pääpiirteissään:*

1. Esityöt (raivaus, stabilointityön esteiden poistaminen, yms.)
2. Lisärunkoainekerroksen lisääminen stabiloitavan kerroksen pinnalle työalustaksi
3. Stabilointiruutujen rajaaminen työalustan pinnalle tai toteutus koneautomaation avulla, lisäksi työpenkereen yläpinnantason mittaukset
4. Lisärunkoaineen sekoitus stabiloitavaan kerrokseen stabilointikoneen edessä olevassa stabilointiruuturivissä
5. Stabilointityö (stabilointikone stabiloimattoman ruudun päällä, etenee takaperin)
6. Tiivistyspenkereen rakentaminen (stabilointityötä välittömästi seuraten) stabiloidun ruudun vastakkaiselta puolelta
7. Lujittuvan stabiloidun maakerroksen laadunvalvonta työn aikana (ohjaava)
8. Lujittuneen stabiloidun maakerroksen laadunvalvontatutkimukset (toteava)

### 11.2 Vakavuustarkastelut

Massastabiloidun rakenteen vakavuuslaskelmat tehdään luvussa 8 massastabiloinnille esitettyjen periaatteiden mukaisesti ja tarvittaessa pilarilamelleille esitettyä soveltaen. Massastabiloinnin mitoituslujuus määritetään luvussa 6 esitetyn mukaisesti. Massastabiloidun rakenteen vakavuustarkastelussa voidaan huomioida myös passiivipuolella sijaitseva massastabilointi, kuten tehdään pilarilamelleilla toteutetun rakenteen mitoituksessa.

Massastabiloinnin laajuus penkereen sivusuunnassa määritetään kokonaisstabiliteetin perusteella ja soveltaen kohdassa 7.4 esitettyjä periaatteita.

Kapeaa massastabilointikohdetta stabiloitaessa (kun kone joutuu etenemään juuri tehdyn lujittumattoman tai hieman lujittuneen stabiloinnin päällä, esim. pitkä ja kapea tie suoalueen poikki) saattaa työnaikainen vakavuus olla alhainen. Tämän stabiliteetin varmistamiseksi on mahdollista asentaa suodatinkantaan sijaan geolujite tiivistyspenkereen alle. Tämä lujite voidaan tarvittaessa huomioida myös lopullisen rakenteen vakavuustarkastelussa. Tällöin lujitteen on siedettävä pitkäaikaisesti emäksistä olosuhdetta.

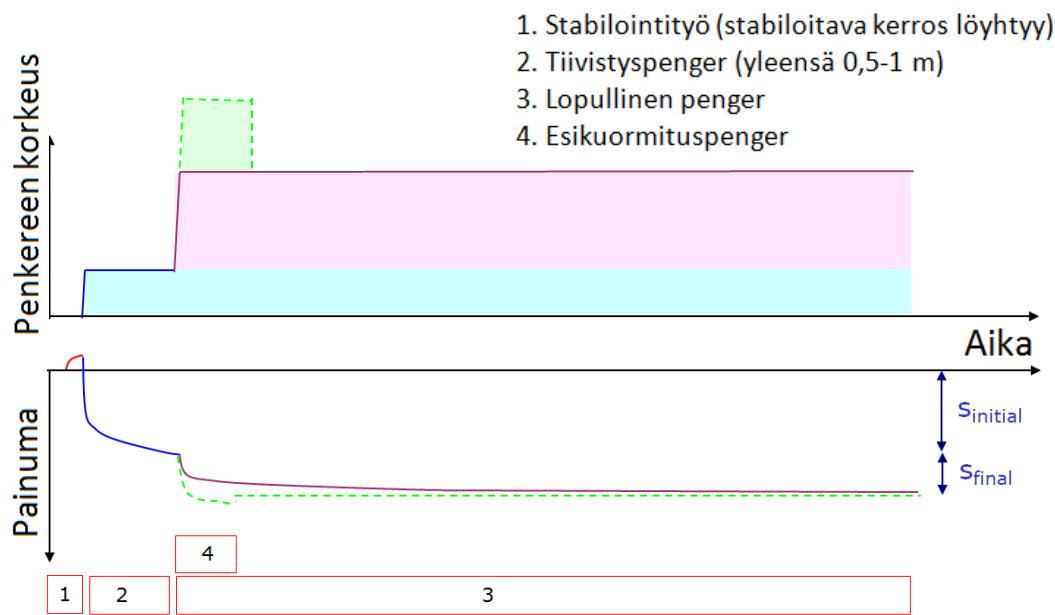
Pehmeän maakerroksen päällä kelluvan kapean raskaasti kuormitetun massastabiloinnin tapauksessa on joissakin erikoistapauksissa tarpeen tarkastella myös pohjaan sivulle puristumisen mahdollisuus.

Massastabilointikoneen työnaikaista vakavuutta massastabiloitavan alueen suuntaan ei yleensä tarkastella vaan työn etenemisen aikataulu määritetään siten, että massastabiloitu alue, jonka päällä stabilointikone työskentelee, on lujittunut riittävästi stabilointityön turvallisesti jatkamiseksi.

## 11.3 Painumamitoitus

Massastabiloidun kerroksen painumassa on useita vaiheita. Yleensä suurin osa painumasta tapahtuu heti stabilointityön jälkeen rakennettavan tiivistyspenkereen alla ennen stabiloidun kerroksen lopullisen lujuuden saavuttamista. Stabiloidun kerroksen lujittumisen jälkeen rakennettavan lopullisen penkereen käytön aikainen painuma on normaalisti huomattavasti vähäisempää. Tämä on tapauskohtaista mm. stabiloidun kerroksen lujuudesta ja paksuudesta, alle jäävän stabiloimattoman pehmeän kerroksen paksuudesta, esikuormituksen tehokkuudesta, lopullisen penkereen korkeudesta, yms. asioista riippuen.

Massastabiloidun kerroksen painuma koostuu kolmesta tai neljästä eri vaiheesta kuvan 11.1 mukaisesti:



Kuva 11.1. Massasyvästabiloidun kerroksen painuman vaiheet esikuormitettuna (vaiheet 1–4) ja ilman esikuormitusta (vaiheet 1–3).

1. *Stabilointityö: Stabilointityön aikana stabiloitavaan kerrokseen syötetään sideaine paineilmalla sekoitinkärjen kautta. Sideaine sekoitetaan stabiloitavaan maakerrokseen pyörivällä sekoitinkärjellä. Tämä aiheuttaa usein stabiloitavan maaineksen ”kuohkeutumista” nostaa stabiloitavan kerroksen pintaa stabilointivaiheessa.*
2. *Tiivistyspenger: Massasyvästabiloidun kerroksen alkutiivistys tehdään tiivistyspenkereellä kuormittaen. Tiivistyspenkereen paksuus on yleensä 0,5–1 m. Joissakin tapauksissa esitiivistys voidaan tehdä tela-alustaisella kaivinkoneella yliajaen. Tiivistyspenkereen annetaan vaikuttaa massasyvästabiloinnin lujittumisajan (tai pidempään). Massasyvästabiloidun rakenteen suurin painuma tapahtuu yleensä tiivistyspenkereellä kuormitettuna.*
3. *Lopullinen penger: Varsinainen penger rakennetaan tiivistyspenkereen päälle tai tarvittaessa tiivistyspenkereen materiaalit korvaten. Ennen lopullisen penkereen rakentamista suositellaan varmistettavaksi painuman tilanne painumamittauksien avulla.*
4. *Esikuormituspenger: Mikäli käytön aikaiset painumat on tarpeen minimoida, on suositeltavaa esikuormittaa massastabiloitu kerros ylipenkereellä kerroksen lujittumisen jälkeen. Mikäli massastabilointikerroksen alle jää painuvia stabiloimattomia kerroksia, joiden painumia ei saada esikuormittamalla poistettua, jatkuu käytön aikainen painuma pidempään. Stabiloidun turvekerroksen esikuormitus on yleensä välttämätön.*

Massasyvästabiloidun kerroksen, jonka alle ei jää painuvia maakerroksia, painuma lasketaan vähintään 2–3 vaiheessa (kaava 11.1):

- tiivistyspenkereen aiheuttama painuma
- lopullisen penkereen aiheuttama painuma
- mahdollisen ylikuormituspenkereen aiheuttama painuma

$$S_{total} = S_{initial} + S_{final} + S_{ylukuormitus} \quad (11.1)$$

$S_{total}$	massasyvästabiloidun kerroksen kokonaispainuma
$S_{initial}$	tiivistyspenkereen aiheuttama massasyvästabiloidun kerroksen painuma
$S_{final}$	lopullisen penkereen aiheuttama massasyvästabiloidun kerroksen painuma
$S_{ylukuormitus}$	ylukuormituspenkereen aiheuttama painuma

Tiivistyspenkereen aiheuttaman painuman suuruus on huomioitava pengermateriaalin määrässä. Lopullisen rakenteen painumaa laskettaessa on pengerkuormassa huomioitava tiivistyspenkereen aiheuttama painuma ja vastaava pengermateriaalin ja kuormituksen lisäys. Esitiivistymisajan / lujittumisajan moduulin suuruus on riippuvainen mm. stabiloitavan massan laadusta. Pehmeällä turpeella moduuli on pienempi ja jäykällä savella suurempi. Tiivistyspenkereen aiheuttama painuma massastabiloinnin lujittumisaikana arvioidaan kaavalla 11.2.

$$S_{initial} = \frac{g_{tiivistyspenger}}{M_{initial}} \cdot Z_{ms} \quad (11.2)$$

$S_{initial}$	tiivistyspenkereen aiheuttama massasyvästabiloidun kerroksen painuma
$g_{tiivistyspenger}$	tiivistyspenkereen aiheuttama pysyvä kuorma
$M_{initial}$	massastabiloidun maan kokoonpuristuvuusmoduuli esitiivistymis- ja lujittumisaikana (usein $\approx 0,1-0,2$ MPa)
$Z_{ms}$	massastabiloidun maakerroksen paksuus (ennen stabilointia)

Massasyvästabiloidun kerroksen kokoonpuristuman suuruusluokka tiivistyspenkereen alla voidaan arvioida myös kohdassa 6.4 esitettyjen maalajikohtaisten kokoonpuristuma-arvioiden tai stabiloitavuukokeiden lujittumisajan kokoonpuristumamittausten tulosten perusteella.

Lopullisen penkereen painuma arvioidaan kaavalla 11.3.

$$S_{final} = \frac{g_{penger} + S_{initial} \times \gamma'_{tiivistyspenger}}{M_{final}} \times (Z_{ms} - S_{initial}) \quad (11.3)$$

$S_{final}$	on	lopullisen penkereen aiheuttama massasyvästabiloidun kerroksen painuma
$g_{penger}$		pengerkuorma (penger + päällysrakenne)
$S_{initial}$		tiivistyspenkereen aiheuttama massasyvästabiloidun kerroksen painuma
$\gamma'_{tiivistyspenger}$		tiivistyspenkereen materiaalin tehokas tilavuuspaino
$M_{final}$		lujittuneen massasyvästabiloidun maan kokoonpuristuvuusmoduuli (katso kaava 6.7a–b)
$Z_{ms}$		massastabiloidun maakerroksen paksuus (ennen stabilointia)

---

Massasyvästabiloitu kerros on yleensä matala verrattuna kuormittavan penkereen leveyteen ja lisäksi massasyvästabiloitu kerros on viereisiä stabiloimattomia maakerroksia jäykempi, joten pengerkuoman voidaan olettaa kohdistuvan kokonaisuudessaan massastabiloituun kerrokseen ilman kuorman jakautumista massasyvästabiloinnin vierelle. Menettelyä massastabiloidun kerroksen tarkemman jännitysjakauman määrittämiseksi ei ole esitty tässä ohjeessa.

Mikäli massasyvästabiloinnin alle jää painuvia maakerroksia tai alapuolelle tehdään pilaristabilointi, on ko. kerroksen painumalaskelma tehtävä joko luonnonmaan tai pilaristabiloidun maan painumatarkasteluna. Massastabiloinnin alapuolisen painuvan maakerroksen oletetaan konsolidoituvan yksisuuntaisesti. Mikäli massastabiloidun kerroksen vedenläpäisevyys on suurempi kuin alapuolisen painuvan maakerroksen, voidaan maakerroksen olettaa painuvan kaksisuuntaisesti.

*Päällystetyn rakenteen rakentamisvaiheiden aikataulua on arvioitu kohdassa 4.1. Rakentamisen aikaisen aikataulun tarkistamiseen ja seurantamittaushavaintojen kerryttämiseksi suositellaan tehtäväksi dokumentoituja painumamittauksia massasyvästabiloiduissa kohteissa. Painumamittaukset voidaan tehdä esim. painumalevyillä tai -letkuilla.*

## 12 Putkijohtojen ja rumpujen kaivannot

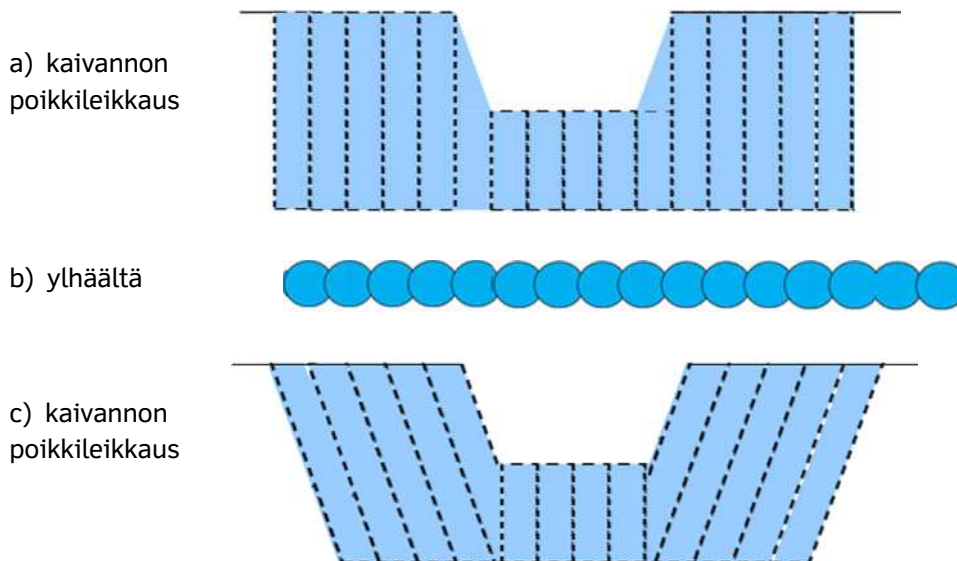
### 12.1 Stabilointi tukemattomassa kaivannossa

Tukemattoman kaivannon seinämät voidaan joissakin tilanteissa vahvistaa pilari-stabiloinnilla tai massastabiloinilla, jotka lujittuvat ennen kaivannon kaivamista. Mikäli luiskien vahvistamisessa käytetään pilareita, on niiden oltava pilarilamellina siten, että pilarit leikkaavat toisiaan. Lamellien on sijoituttava kohtisuoraan kaivantoa vastaan kuvan 12.1b mukaisesti. Kohdassa 7.4.2 on käsitelty pilarilamelleja yksityiskohtaisemmin (pilarien k/k-väli, lamellien leveys, yms.). Pilarilamellit voivat olla myös tarvittaessa kaksirivisiä.

Pilarit suunnitellaan normaalisti pystysuorina kuvan 12.1a mukaisesti. Mikäli käytetään vinoja pilareita (kuva 12.1c), otetaan huomioon kohta 7.4.3. Käytännössä vinoja pilareita hyödynnetään harvoin kaivantojen luiskien vahvistamisessa.

Ennen kaivannon kaivamista pohjamaahan, johon on tehty syvästabilointi luiskien vahvistamiseksi, on varmistettava siitä, että 1) syvästabilointi on lujittunut suunniteltuun lujuuteen ja 2) syvästabiloinnissa ei ole heikkousvyöhykkeitä tai paikallisia heikkoja kohtia kaivannon luiskien kohdalla. Mikäli jompikumpi edellä mainituista vaatimuksesta ei toteudu, on suunnitelmamuutoksella varmistettava riittävän varmuustason saavuttaminen (luiskien loiventaminen, porrastettu kaivu, tuentaelementit, tuenta ponteilla, tms.).

*Kaivannon luiskassa mahdollinen heikommin lujittunut kohta on huomattavasti vaarallisempi kuin vastaava tasaisella pohjamaalla penkereen alapuolisessa syvästabiloinnissa, jossa vaarallisimmat liukupinnat ovat merkittävästi laajempia ja syvästabilointi on penkereen alla puristettu rakenne. Kaivannon luiskassa stabiloinnin päällä ei ole juurikaan pystykuormaa ja vaarallisimmat liukupinnat voivat olla hyvinkin lyhyitä kuvan 6.4 mukaisesti.*



Kuva 12.1 Tukemattoman kaivannon luiskien vahvistaminen pilaristabiloinnilla. a) Luiskan vahvistaminen pystysuorilla pilareilla, b) pilarilamellin pilarien yläpäiden sijainti ja c) luiskien tukeminen vinoilla pilareilla. Lamellien pituuden tulee täyttää kuvassa 7.6 esitetyt vaatimukset.

Luiskatun kaivannon pilarilamellit huomioidaan stabiliteetilaskennassa seuraavasti:

- pilarilamellien pilarien pinta-ala ja keskimääräinen lujuus kohdan 8.3 mukaisesti
- mitoitustavat, kuormitukset ja varmuuksien kohdentaminen luvun 5 mukaisesti
- pilarilamellin pilarien leikkauslujuus kohdan 6.1 mukaisesti
- pilarilamellien välisen maan varmuus kuvan 8.5 mukaisesti (mikäli varmuus ei ole riittävä, on esim. lisättävä pilarilamellien väliin kaivannon pituussuuntaiset lamellit)
- luiskan yläpuoliset työkonemuormat Kaivanto-ohjeen mukaisesti

## 12.2 Stabilointi tuetussa kaivannossa

Ponttiseinien alapään tuentaan voidaan käyttää seinään nähden poikittaisia pilarilamelleja, jotka voivat toimia samalla myös esim. putkijohdon pohjanvahvistuksena (kuva 12.2). Ponttien alapäiden tuentaan voidaan käyttää myös massastabilointia. Yksittäisiä pilareita ei voi hyödyntää ponttiseinän alapäiden tuennassa, kuten on osoitettu mm. Salojärven (2017) diplomityössä, jossa on käsitelty tuettujen kaivantojen sortumia.

*Silloin, kun pilarit toimivat esim. putkijohdon pohjanvahvistuksena, ponttien alapäiden tukena toimivien pilarilamellien pilareista osa ulotetaan pehmeän maakerroksen alapintaan ja osa ulotetaan vain ponttiseinän alapintaan. Vaihtoehtoisesti kaikki pilarilamellien pilarit voidaan ulottaa pehmeän maakerroksen alapintaan.*

Pilarilamellien  $k/k_L$  väli on yleensä kaksin- tai kolminkertaisesti pontin leveys.  $k/k_L$  väli on kuitenkin määritettävä tapauskohtaisella mitoituksella. Yleensä pilarilamellit ovat yksirivisiä, mutta leveämissä kaivannoissa ne tulee tehdä useampirivisinä (esim. kuva 12.2b) tai yhtenäisenä stabiloituna alueena tapauskohtaisen mitoituksen mukaisesti. Mikäli kaivanto on hyvin leveä (eli vastakkaisen ponttien välinen etäisyys on suuri) tai kaivanto ei ole pelkästään kahdelta vastakkaiselta sivulta ponteilla tuettu, tehdään pilarilamellit myös vastakkaisiin suuntiin, jolloin ristikkäissuuntaiset pilarilamellit tukevat ponttin/ponttien alapäätä ja lamelleja. Pilarit voivat toimia myös pohjanvahvistuksena painumien rajoittamiseksi.

Tukiseinään kohdistuva maanpaine stabiloidussa pehmeässä savessa mitoitetaan maanpainerasitukselle, joka vastaa stabiloimattoman saven osuuden aiheuttamaa aktiivipainetta. Aktiivipaine- ja passiivipainekerroin suljetussa tilassa on 1,0. Tarvemmin maanpaine voidaan määrittää 3D-FEM-mallinnuksen avulla.

Kun tuetun kaivannon ponttien väliset pilarilamellit mallinnetaan jäykkänä maakerroksena, noudatetaan seuraavia periaatteita:

- pilarilamellin tehokas korkeus ( $H_{\text{lamelli}}$ ) on (1) kaivutason ja ponttien alapäiden välinen etäisyys tai (2) kaivutason ja lamellien alapäiden välinen etäisyys, mikäli ponttien alapäät ovat lamellien alapintaa syvemmällä
- ponttien välisen puristetun pilarilamellin tehokas leveys ( $D_{\text{lamelli}}$ ) määritetään pilarien limityskohdalta kuvan 12.3b mukaisesti
- ponttien välisen stabiloidun maan keskimääräistä lamellien suuntaista puristuslujuutta määritettäessä ei huomioida lamellien välisen maan lujuutta
- stabiloidun maan leikkauslujuus pilarilamelleissa määritetään kohtien 6.1–6.3 mukaisesti
- pilarilamellien ja lamellien välisen maan keskimääräinen leikkauslujuus määritetään kaavalla 12.1 tuetun kaivannon mitoitusta varten



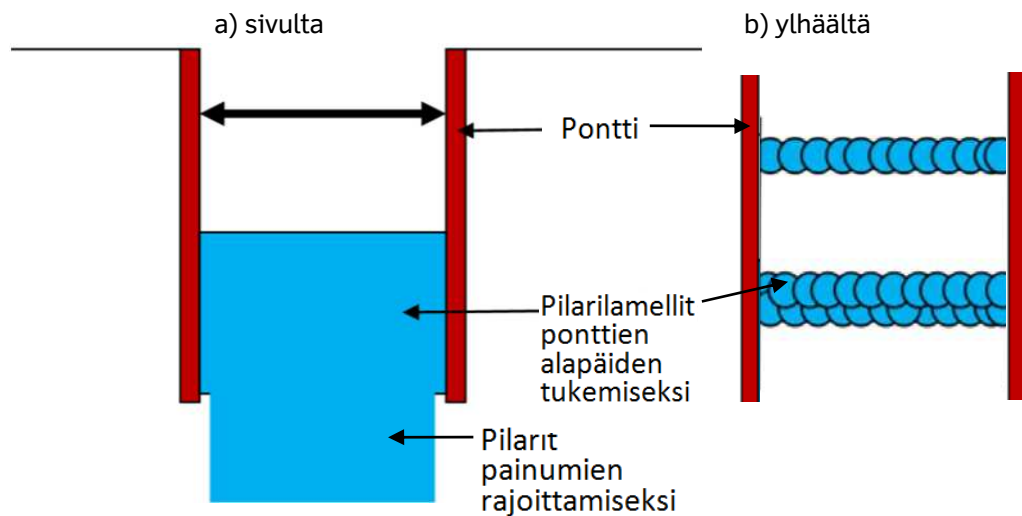
- pilarilamellien ja lamellien välisen maan keskimääräinen moduuli määritetään kaavalla 12.2 tuetun kaivannon mitoitus varten

$$S_{uLtk;d} = D_{lamelli} \times \tau_{stab;d} / k/k_L \quad (12.1)$$

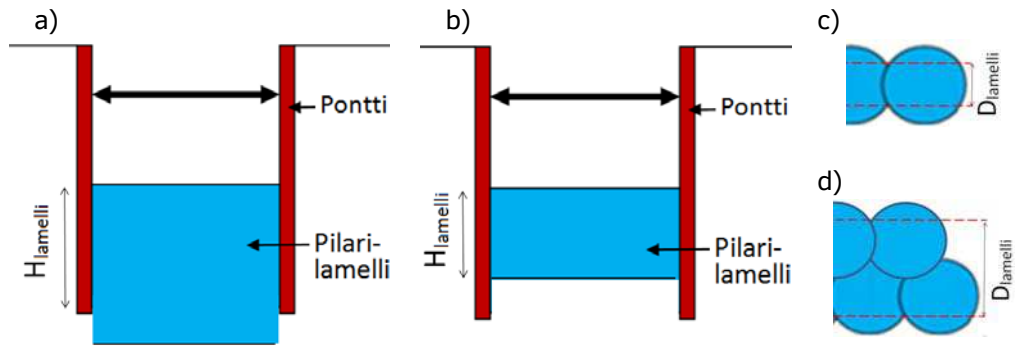
$$E_{pilari, ka tk} = D_{lamelli} \times E_{pilari} / k/k_L \quad (12.2)$$

$S_{uLtk;d}$	lamellistabiloidun maan keskimääräinen leikkauslujuus ponttien välissä, kun lamellien välisen maan leikkauslujuus on $\sigma$ kPa, mitoitusarvo
$D_{lamelli}$	pilarilamellin tehokas leveys
$\tau_{stab;d}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden mitoitusarvo
$k/k_L$	pilarilamellien k/k-väli
$E_{pilari;ka,tk;d}$	pilarilamellien ja maan keskimääräinen moduuli tuetun kaivannon ponttien välissä, mitoitusarvo
$E_{pilari}$	stabilointipilarin muodonmuutosmoduuli

Ponttien alapäiden väliset pilarilamellit voidaan mitoituksessa olettaa myös kaivutason alapuolisen alimman tukitason korvaavaksi tukirakenteeksi, mutta ko. mitoitusperiaatetta ei käsitellä tässä ohjeessa.



**Kuva 12.2** Tuetun kaivannon ponttien alapäiden tukeminen pilarilamelleilla. a) Sivulta, ponttien alapäiden välissä pilarilamellit tukemassa ponttien alapäitä ja ponttien alapäiden puolella pilaristabilointi painumien rajoittamiseksi. b) Ylhäältä yksi- ja kaksiriviset pilarilamellit ponttien alapäiden tukemiseksi.



Kuva 12.3 Tuetun kaivannon ponttien alapäiden tukeminen pilarilamelleilla. Pilarilamellien tehokas korkeus  $H_{lamelli}$ , kun lamellien alareuna on ponttien alapäiden alapuolella a) ja lamellien tehokas korkeus, kun lamellien alareuna on ponttien alapäiden yläpuolella b). Lamellin tehokas leveys  $D_{lamelli}$ , kun lamelli on yksi- c) tai useampi d) pilaririvinen.

## 13 Syvästabilointisuunnitelma ja hankinta

### 13.1 Syvästabiloinnin hankintavaihtoehdot

Perinteisessä hankintamenettelyssä syvästabilointiurakoitsija toteuttaa stabiloinnin tilaajan laatiman suunnitelman mukaisesti. Menettelyssä tilaaja laatii yksityiskohtaisen stabilointisuunnitelman ja työselostuksen laatuvaatimuksineen ja urakoitsija tarjoaa ja toteuttaa stabiloinnin suunnitelmassa esitetyn sideainereseptin (laatu ja määrä) ja sekoitustyön vaatimusten mukaisesti. Menettelyssä tilaaja määrittelee sideainereseptin ja vastaa siitä, että sideaineresepti toimii kohteessa, kun sekoitustyö on tehty suunnitelman mukaisesti. Urakoitsija vastaa siitä, että toteuttaa stabilointityön suunnitelman mukaisesti ja osoittaa näin tapahtuneen mm. stabilointipöytäkirjoilla, tarkepiirustuksilla ja valvontakairausten tuloksilla.

Yleensä käytetään edellä kuvattua perinteistä hankintamenettelyä, ja tämä ohje on laadittu pääasiassa ko. menettelyä ajatellen. Muita menettelyjä ovat mm.:

- Syvästabilointi toteutetaan tilaajan suunnitelman mukaisesti, mutta urakoitsija valitsee sideainereseptin ja sekoitustyön parametrit. Urakoitsija vastaa sideaineen toimivuudesta ja sekoitustyön onnistumisesta valitsemillaan sekoitustyön parametreilla sekä osoittaa laadunvalvontakairauksilla lujittuneen syvästabiloinnin täyttävän vaatimukset.
- Tilaaja esittää vain tekniset vaatimukset, jotka pohjarakenteen tai pohjanvahvistuksen on täytettävä ja urakoitsija vastaa rakenteen suunnittelusta ja esim. pilari-stabiloinnin tapauksessa määrittää pilarihalkaisijan, k/k-välin, tavoitetasot, sideainereseptin, yms. Urakoitsija osoittaa mm. mitoituslaskelmissa, laadunvalvontakairauksilla, painumamittauksilla, siirtymämittauksilla, tms., että valmis rakenne täyttää tilaajan asettamat vaatimukset (mm. varmuus liukupintasortumaa vastaan, painuma, yms.).

### 13.2 Pilari- ja massastabilointisuunnitelma

Syvästabilointisuunnitelmassa työmaan olosuhteita koskevissa tiedoissa (esim. työselostuksessa, piirustuksissa, urakka-ohjelmassa) on esitettävä mm:

- työmaa-alue ja sen vaiheistukset
- syvästabiloitavan alueen rajaus
- pääsy alueelle
- rajoitukset työn toteutusajankohdassa (vuodenaika, kellonaika, ...)
- mahdollisen maanpinnan yläpuoliset työt rajoittavat rakenteet (sähköjohdot, ...)
- olemassa olevat maanalaiset rakenteet (putket, johdot, hylätyt paalut tai muut rakenteet, ...)
- tiedossa oleva pohjamaan pilaantuneisuus
- työmaan tai viereisten rakenteiden stabiliteettiin liittyvät rajoitukset ja ohjeet
- ohjeet ja vaatimukset alueen raivaukselle sekä suojauksille
- ohjeet ja vaatimukset stabiloinnin esteiden poistamiselle (esim. kannot, kivet, yms.)

- stabiloinnin, kaivu- ja täyttötöiden työjärjestys ja -vaiheistus, mikäli esim. riittävä työnaikainen stabiliteetti perustuu tiettyyn työjärjestykseen- tai vaiheistukseen tai työjärjestyksellä on muutoin merkittävä vaikutus lopputuotteen laadulle esim. putkijohtojen kohtien esikuormitus
- pilaristabilointikohteessa (ja joskus massastabilointikohteissa) työalustan rakentaminen
- massastabilointikohteessa tiivistyspenkereen rakentaminen ja rakentamisen vaiheistaminen
- ympäristöhaittojen aiheuttamista koskevat rajoitukset (melu, tärinä, pöly, ...)
- varautuminen luonnonilmiöihin (tulva, pakkanen, lumi, ...)

Syvästabilointisuunnitelman kartan mittakaavana käytetään 1:200, kun stabilointikenttien muoto on vaihteleva, syvästabilointi rajautuu tai limittyy paalujen kanssa tai sen alueella on pienipiirteisesti vaihtelevia muita pohjanvahvistuksia. Hyvin yksinkertaisissa tapauksissa voidaan käyttää mittakaavaa 1:500.

Syvästabilointisuunnitelman stabilointikartta toimitetaan sähköisessä muodossa stabiloinnin toteuttavalle urakoitsijalle, joka muokkaa kartan työsuunnitelmakseen. Lisäksi urakoitsijalle toimitetaan stabilointisuunnitelman tietomalli, jonka sisältö on esitetty kohdassa 13.3.

## 13.3 Pilaristabilointisuunnitelma

### Piirustukset:

Pilarikartalla esitetään:

- pilarikenttien ja osa-alueiden rajat ja osa-alueiden nurkkapisteen koordinaatit (yleensä nurkkapilarin keskipiste)
- yksittäiset pilarit ja pilarien tiedot eri osa-alueilla
- pilarihalkaisijat, k/k-välit, pilarien tavoitetasot ”kovaan pohjaan” tehtävillä pilareille, pilarien päättymistasot määrämittäisillä pilareilla
- sideaineen tyyppi ja sideainemäärä ( $\text{kg/m}^3$  ja  $\text{kg/m}$ ) osa-alueittain sekä sideainemäärän muutostasot
- lujittuneen stabiloinnin tavoitelujuus osa-alueittain
- mahdollinen työalusta sekä ja mahdolliset esi- ja yli-kuormituspenkereet
- pohjatutkimuspisteet (tarvittaessa)
- stabiloinnin rajautuminen muihin pohjanvahvistuksiin tai pohjarakenteisiin
- olemassa olevien säilytettävien putkien vierustojen stabilointi (etäisyys, esiin-kaivu, suojarakenteet, yms.)

Pilarikartalla esitetään yksittäiset pilarit, jolloin kenttien ja osa-alueiden reuna-alueet tulevat kohteen geoteknisen suunnittelijan suunnitteleiksi. Kartan lisäksi pilarointi esitetään pohjanvahvistussuunnitelman pituusleikkauksissa (mittakaava yleensä 1:200/1:200) ja paalukohtaisissa poikkileikkauksissa (mittakaava yleensä 1:200) tai muissa tarvittavissa poikkileikkauksissa. Leikkauspiirustuksissa esitetään yksityiskohtaisesti pohjatutkimukset, niiden perusteella tulkitut maakerrosrajat, pilarien tavoitetasot, mahdolliset sideainemäärän muutostasot, sideaineensyötön lopetustaso (mikäli se ei ole lähes maanpintaan saakka) sekä siirtymärakenteet. Lisäksi piirustuksissa esitetään mahdolliset olemassa olevat johdot, putket, täytöt, paalut, yms. maan-alaiset tiedossa olevat rakenteet.

Tietomallipohjaisesti pilaristabilointia suunniteltaessa noudatetaan Liikenneviraston ”Tie- ja ratahankkeiden inframalliohjetta” (2017b). Tietomallin sisällön tulee täyttää yllämainittujen pilarikarttojen, pituusleikkausten ja poikkileikkausten tietosisältövaatimukset, ja ko. piirustukset tulee olla tulostettavissa tietomallista perinteisiksi piirustuksiksi. Pilaristabilointisuunnitelma sisältää yllämainitut pilarikartta-, pituusleikkaus- ja paalukohtaiset poikkileikkauspiirustukset myös tietomallipohjaisesti suunniteltuna, ellei hankekohtaisesti toisin sovita tulostettavista piirustuksista.

#### Työselitys ja laatuvaatimukset:

Syvästabiloinnin työkohtaisissa laatuvaatimuksissa ja työselityksissä on esitettävä seuraavat asiat sikäli kuin ne eivät riittävästi käy ilmi InfraRYListä tai halutaan poiketa InfraRYLissä esitetystä:

- pilarikenttien ja pilarien / pilarilamellien sijaintitoleranssit
- pilarien kaltevuustoleranssit
- sideaineen laatuvaatimukset
- sideaineen määrä ja sen sallitut poikkeamat
- pilaroinnin sekoitustyövaatimukset (terätasomäärä, sallittu nousunopeus)
- tarvittaessa muita työohjeita: syöttöpaineen maksimiarvo, varoitus tarpeettoman suuren ilmamäärän käytöstä, jne.
- miten em. työohjeiden noudattaminen on osoitettava
- pilarien lujuusvaatimus ja sallitut poikkeamat, tarvittaessa syvyystasoittain eriteltyinä
- ennakkosuunnitelma, miten pilarien lujuusvaatimusten täyttymistä seurataan
- laadunvalvontatutkimusten täydentävät tulkintaohjeet
- ohjeet pilarien kuormittamisen aikataululle ja kuorman suuruudelle
- tarvittaessa ohjeet pilarien välisen saven lujuudenpalautumisen tarkkailusta.

## 13.4 Massastabilointisuunnitelma

#### Piirustukset:

Suunnitelmakartalla esitetään:

- stabilointikenttien ja osa-alueiden rajat sekä niiden nurkkapisteiden koordinaatit
- massastabiloinnin alapinnan tavoitetasot ”kovaan pohjaan” tehtävälle massastabiloinnille tai stabiloinnin alapinnan taso määräsyvyyteen tehtävälle stabiloinnille
- sideaineen ja täyteaineen tyyppi ja määrä (kg/m<sup>3</sup>)
- lujittuneen stabiloinnin tavoitelujuus osa-alueittain
- sideaineen ja täyteaineen syöttötapa (sekoitinkärkeen puhaltamalla kuivana, runkoaineen pinnalle kostutettuna, tms.)
- lisärunkoaineen tyyppi ja määrä sekä lisärunkoaineen lisäämistapa
- stabiloitavan kerroksen esikäsitteily (haraus, sekoitus, tms.)
- mahdollinen työalusta, tiivistyspenger sekä mahdollinen esikuormitus- ja ylikuormituspenger
- pohjatutkimuspisteet (tarvittaessa)
- stabiloinnin rajautuminen muihin pohjanvahvistuksiin tai pohjarakenteisiin

Kartan lisäksi massastabilointi esitetään pohjanvahvistussuunnitelman pituusleikkauksissa (mittakaava yleensä 1:200/1:200) ja paalukohtaisissa poikkileikkauksissa (mittakaava yleensä 1:200) tai muissa tarvittavissa poikkileikkauksissa. Leikkauspiirustuksissa esitetään yksityiskohtaisesti pohjatutkimukset, niiden perusteella tul-

kitut maakerrosrajat, stabiloinnin tavoitetasot, siirtymärakenteet, mahdollinen työalusta, tiivistyspengeri, mahdollinen esi- ja/tai ylikuormituspengeeri. Lisäksi piirustuksissa esitetään mahdolliset olemassa olevat johdot, putket, täytöt, paalut, yms. maanalaiset tiedossa olevat rakenteet.

Tietomallipohjaisesti massastabilointia suunniteltaessa noudatetaan Liikenneviraston ”Tie- ja ratahankkeiden inframalliohjetta” (2017b) vastaavasti kuin pilaristabiloinnin suunnittelussa.

#### Työselitys ja laatuvaatimukset:

Massastabiloinnin työkohtaisissa laatuvaatimuksissa ja työselityksissä on esitettävä seuraavat asiat sikäli kuin ne eivät riittävästi käy ilmi InfraRYListä tai halutaan poiketa InfraRYLissä esitetystä:

- stabilointikenttien ja -ruutujen sijaintitoleranssit
- sideaineen ja mahdollisen täyteaineen laatuvaatimukset
- sideaineen ja mahdollisen täyteaineen määrä ja sen sallitut poikkeamat
- mahdollisen lisärunkoaineen materiaalivaatimukset, asentaminen ja sekoittaminen
- stabiloinnin sekoitustyövaatimukset (sekoitusaika / stabilointiruutu, tms.)
- tarvittaessa muita työohjeita: syöttöpaineen maksimiarvo, varoitus tarpeettoman suuren ilmamäärän käytöstä, jne.
- miten em. työohjeiden noudattaminen on osoitettava
- stabiloinnin lujuusvaatimus ja sallitut poikkeamat, tarvittaessa syvyystasoin eriteltyinä
- ennakkosuunnitelma, miten massastabiloinnin lujuusvaatimusten täyttymistä seurataan
- laadunvalvontatutkimusten täydentävät tulkintaohjeet
- ohjeet työalustan rakentamiseksi lisärunkoainemateriaalilla (poikkeuksellinen toteutustapa)
- ohjeet tiivistyspenkereen rakentamisen aikataululle ja vaiheille (normaali toteutustapa)

Mikäli massastabilointi toteutetaan pilaristabilointilaitteistolla, laaditaan työselitys kuten pilaristabiloinnille.

Silloin, kun massastabilointi toteutetaan pilaristabiloinnin yläpuolelle esim. silloin, kun massastabiloitavan turvekerroksena alapuolella sijaitsee syvä savikerros, joka on pilaristabiloitava, on töiden vaiheistus, aikataulu ja työjärjestys esitettävä suunnitelmassa.

## 13.5 Instrumentointisuunnitelma

Syvästabilointikohteiden instrumentointi voi koostua mm.

- painumalevyistä, painumaletkuista, tai muista painumamittauslaitteista
- siirtymämittauspisteistä,
- inklinometreistä,
- huokospainemittauksista,
- lämpömittareista tai
- muista mittalaitteista.

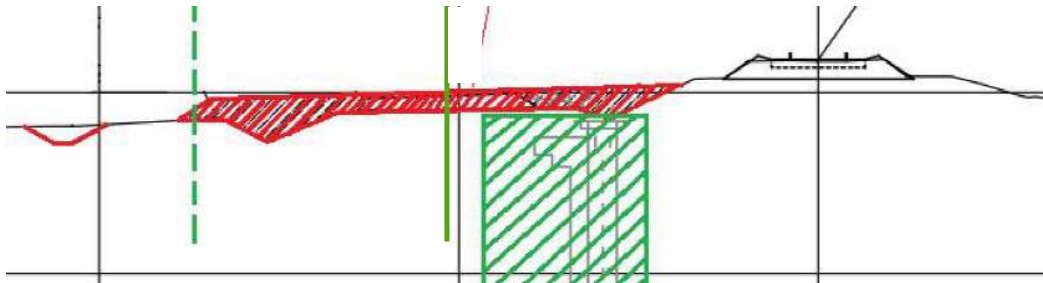
Instrumentointisuunnitelma laaditaan kohteen tarpeet huomioiden. Tavanomaisissa pengerkohdeissa riittää yleensä painumaseuranta. Syvästabiloinnilla tuettujen tai vahvistettujen kaivantojen ja luiskien tapauksissa tarvitaan siirtymämittauspisteitä seurantamittauksineen ja joissakin tapauksissa myös inklinometrejä. Olemassa olevien rakenteiden, esim. ratapenkereiden, ollessa kyseessä, tarvitaan laajempi instrumentointi, jotta voidaan varmistua liikennöinnin turvallisuudesta kaikissa työvaiheissa. Stabiloinnin lämpötilamittauksia tarvitaan, lähinnä tutkimustarkoituksissa, kun selvitetään erilaisten sideaineiden in situ -lämmönkehitystä esim. stabiloitavuuskoe-kappaleiden oikeaa lujittumisvaiheen säilytystä varten.

## 14 Olemassa olevat radat suunnittelussa

### Tila radan vieressä:

Lamellistabiloinnilla tai massastabiloinnilla voidaan parantaa pehmeiköllä sijaitsevan radan stabiliteettia kapeallakin rautatiealueella, jossa vahvistustoimenpiteille käytävissä oleva tila on rajallinen.

*Esimerkkikuvassa 14.1 on esitetty vastapenger ja pilarilamellit tai massastabilointi vaihtoehtoisina olemassa olevan radan stabiliteetin parantamiseksi – kuvasta havaitaan hyvin syvästabiloinnin vaativan huomattavasti vähemmän tilaa radan sivulla.*



**Kuva 14.1** *Esimerkki radan stabiliteetin parantamiskohteesta, jossa vastapenger (punainen rasteri) korvataan lamellistabiloinnilla tai massastabiloinnilla (vihreä rasteri). Yhtenäinen vihreä viiva esittää rautatiealueen rajaa ja vihreä katkoviiva vastapengertä varten lunastettavan alueen rajaa (Hakala 2016, osakopio kuvasta).*

### Koestabilointi ja valvontakairaukset:

Radan vieressä tehtävissä syvästabiloinneissa on tärkeää tietää stabiloinnin lujittuminen heti ja muutaman päivän aikana stabiloinnin jälkeen. Stabiloinnin alkuvaiheen lujittuminen in situ ja laboratoriossa saattavat poiketa toisistaan merkittävästikin, joten optimaalisen sideainemäärän ja -laadun selvittämiseksi suositellaan tehtäväksi aina koestabilointi ja valvontakairaukset laboratoriossa tehtävien stabiloitavuuskokeiden lisäksi.

*Sideaineen oikealla valinnalla saadaan parempia pitkä- ja lyhytaikaisia lujittumistuloksia. Tämä vähentää työnaikaisia vakavuusriskejä ja helpottaa aikataulutusta. Oleellista on löytää nopeasti reagoiva sideaine, jolla vältetään tarpeettoman suurelta sideainemäärän käytöltä.*

Tuotantostabiloinnin aikana laadunvalvontakairausten tekeminen tulee aloittaa stabiloinnin käynnistyessä, jotta mahdolliset riskitilanteet tunnistetaan välittömästi ja korjaukset toimenpiteet pystytään tekemään stabilointityön aikana.



Työn aikainen stabiliteetti:

Syvästabilointia radan vieressä voidaan tehdä junaliikenteen aikana, mutta työn ajaksi tai työn aikana asetetaan tarvittaessa nopeusrajoitus. Syvästabiloinnin kohdalla savi häiriintyy voimakkaasti, mutta lähtee lujittumaan hyvin nopeasti. Kohteilla, joissa ennen vahvistustoimenpiteitä  $ODF < 1,0$  tulee kiinnittää erityistä huomiota työnaikaisen stabiliteetin varmistamiseen ja sen seurantaan. Näissä kohteissa tulee suunnitelmissa esittää esim. työnaikaisia vastapenkereitä, inklinometriseurantaa, tiukennuksia normaalityöjärjestelyihin tai muita toimenpiteitä, joilla varmistetaan kohteen riittävä työnaikainen stabiliteetti.

Stabilointilamellit tai massastabilointiruudut tulee toteuttaa peräkkäin tehtäviä lamelleja/ruutuja vaiheistamalla siten, että jätetään stabiloidun lamellin/ruudun viereisiä lamelleja/ruutuja väliin ja jatketaan stabilointia kauempana. Väliin jätetyt lamellit/ruudut stabiloidaan aiemmin tehtyjen lamellien/ruutujen lujittumisen jälkeen.

Kaikissa olemassa olevan radan vieressä tehtävissä syvästabilointikohteissa tulee tehdä tarkemmittauksia ennen työtä, työn aikana, ja työn jälkeen. Mittauksissa seurataan mahdollisia liikkeitä kiskossa sekä luiskaan asennettavissa seurantamittapisteissä. Raiteen siirtymiä ja liikkeitä pystysuunnassa voidaan seurata myös raiteen mittavaunulla tehtävillä mittauksilla. Stabiliteetiltaan erittäin heikoissa kohteissa on syytä tehdä myös inklinometrimittauksia (inklinometriä ei kannata asentaa liian lähelle raidetta, missä mittausputki saa siirtymiä junan liikkeistä). Seurantamittausten perusteella arvioidaan riskejä liikenteen jatkamisen kannalta. Kriteereinä voivat olla mm. inklinometrin siirtymä vaarallisimmalla leikkauspinnalla ja sen rinnalla ratapenkereen painuman ja sivusiirtymän suhde. Seurantamittausten ilmoitus- ja hälytysrajat on määritettävä ennakkoon. Seurantamittausten menetelmien soveltuvuuden arvioinnissa, seurantamittaussuunnitelman sisällössä, mittalaitteiden sijoittamisessa, mittauksen tekemisessä, tulosten tulkinnassa ja raportoinnissa noudatetaan soveltaen RATO 3, LO13/2018 liitettä 4.

Pimeys estää optisten seurantamittausten tekemisen ja saattaa keskeyttää radan vakavuuteen vaikuttavien töiden tekemisen, mikä on otettava huomioon toteutussuunnittelussa ja toteutuksessa.

Syvästabilointi radan molemmilla puolilla:

Stabilointikoneen sideainesäiliön tankkaaminen radan ali tai yli on turvallisuusriski ja se on kiellettyä. Stabilointia ei saa tehdä samanaikaisesti molemmin puolin rataa, vaan työalueiden radan suuntainen etäisyys tulee olla  $\geq 50$  metriä. Lähekkäin tehtävien lamellien (tai ruutujen) tekojärjestys on esitettävä työselostuksessa, ja tekojärjestystä suunniteltaessa on otettava huomioon lähellä olevien lamellien ikä ja tarvittaessa vaatia esimerkiksi, ettei uutta lamellia ei saa tehdä alle 1–3 vrk ikäisten lamellien viereen.

Olemassa olevan ratapenkereen stabiliteetin parantamisessa massasyvästabilointia käytetään yleensä vastapenkereen pohjanvahvistuksena heikoilla pehmeiköillä tai suoalueilla. Massastabilointi on erityisen varteenotettava vaihtoehto kohteissa joissa:

- vastapenger aiheuttaa erityisiä painuma- ja kunnossapito-ongelmia,
- vastapenkereen oman sortumariskin takia sitä ei voida rakentaa kyllin suureksi,
- suurten massamäärien kuljettaminen kohteelle on hankalaa ja arvokasta.

---

Massasyvästabiloinnin työselostuksessa tulee esittää stabilointijärjestyksen kriteerit ja reunaehdot, joita noudattaen työ on toteutettavissa vaarantamatta radan stabiili-  
teettia, mutta siinä ei tule esittää yksityiskohtaista työjärjestystä. Stabilointiurakoit-  
sija laatii työmaasuunnitelman, jossa esitetään yksityiskohtainen työjärjestys tärkeät  
turvallisuusnäkökohdat huomioiden. Junaturvallisuuden takia vierekkäisten lamellien  
tekemisen väli on pystyttävä selvittämään lujittumisen seurantakokeilla, suunnitteli-  
jan tai valvojan johdolla suunnitteluvaiheessa tai työtä aloitettaessa. Oleellista on  
lyhyen ajan lujuus, koska työn teon sujuvuuden vuoksi pitää minimoida aika, mikä  
vierekkäisten lamellien rakentamisen väleihin on jätettävä.

Muuta huomioitavaa:

Parannetun ja stabiloimalla parantamattoman rataosan rajapintaan saattaa syntyä  
käyttäytymiseltään epäjatkuvuuskohta. Siirtyminen parantamattomalle rataosalle on  
otettava huomioon suunnittelussa.

*Tässä kohdassa esitetyt havainnot on koottu raporteista RHK (2005), VR Track  
(2014), VR Track (2016).*

## 15 Laadunvalvonta

### 15.1 Laadunvalvontasuunnitelma

Lujittuneen stabiloidun maan vaatimukset esitetään suunnitelma-asiakirjoissa. Suunnitelma-asiakirjoissa ja InfraRYLissä annetaan ohjeita ja vaatimuksia stabilointityön toteutukselle. Ohjeet ja vaatimukset koskevat mm. käytettävää sideainetta, stabilointityötä ja lopullista rakennetta. Stabilointityön toteutuksen vaatimusten täyttymisen osoittaa urakoitsija minimissään dokumentoimalla tehdyn stabilointityön. Lisäksi toteutusta valvoo rakennuttajan paikallisvalvoja. Stabilointityön dokumentointi ja toteutuneesta rakenteesta tehtävien laadunvalvontatoimenpiteiden laajuus on esitettävä suunnitelma-asiakirjoissa. Liitteiden 6 ja 7 taulukoissa (pilaristabilointi ja massastabilointi) on esitetty stabilointityön laadunvalvontatoimenpiteitä, joiden avulla voidaan arvioida stabilointityön onnistumista.

Toteutuneesta stabiloinnista tutkitaan sen ominaisuuksia pilareittain/stabilointiruuduittain tai osa-alueittain ja verrataan tutkimustuloksia asetettuihin vaatimuksiin yksittäisinä havaintoina ja osa-alueiden keskiarvolujuuksien havaintoina. Laadunvalvonta ja -varmistus koostuu stabiloinnin työnaikaisesta tuotantoa ohjaavasta laadunvalvonnasta (QC) ja stabiloinnin jälkeisestä toteavasta laadunvarmistuksesta (QA). Toteavan laadunvarmistuksen toteuttaa yleensä urakoitsijan palkkaama ulkopuolinen laadunvalvontakonsultti (laadunvalvontakairausten tekijä ja raportoija). Joissakin tapauksissa rakennuttaja hoitaa toteavan laadunvalvonnan kokonaisuudessaan tai tekee omia täydentäviä tutkimuksia urakoitsijan teettämien tutkimusten lisäksi.

Laadunvalvonnan tarkoituksena on todentaa, että stabilointi on saavuttanut tai tulee saavuttamaan tavoitelujuutensa. Kairauksilla tutkitaan lisäksi, että stabiloidun maan lujuus on riittävän homogeeninen ja tarvittaessa selvitetään näytetutkimuksilla, että sideaine on sekoitettu tasaisesti runkoaineen sekaan. Työn alkuvaiheessa tehtyjä laadunvalvontatutkimuksia voidaan käyttää stabilointityötä ja sideaineseosta ohjaavana laadunvalvontana, jonka perusteella voidaan stabilointityön toteutusta ja syötettävän sideaineen määrää tarkentaa.

Lujittuneen stabiloidun maan leikkauslujuuden määrittämiseksi tehdään valvontakairaukset yleensä 14–30 vrk:n lujittumisajan jälkeen. Mikäli stabilointialueen vieressä sijaitsee erityisen herkkiä rakenteita (esim. ratakohtde tms.), tutkimuksia voidaan tehdä myös 1–3 vrk ikäisille pilareille. Valvontakairattavien pilarien ikä voidaan suunnitella myös huomattavasti suuremmaksikin, mikäli pidempi lujittumisaika on käytävissä. Mikäli suunnitelmissa esitettynä lujittumisajankohtana ei saavuteta vaadittua lujuutta ja työmaalla on mahdollista odottaa, voidaan tutkimukset toistaa pidemmän lujittumisajan jälkeen.

## 15.2 Laadunvalvontamenetelmät

### Kairausmenetelmät

Kairausmenetelmäksi valitaan yksi tai useampi seuraavista (suluissa kärjen tavanomaiset mitat, liitteessä 8 on esitetty kärkien periaatekuvat):

- pilarikairaus (kärjen alapinnan pinta-ala yleensä 100 cm<sup>2</sup>, kaksisiipinen malli PK2/100)
- pilarisiipikairaus PS130/65 (siiven koko 13 × 6,5 cm<sup>2</sup>)
- CPTU-kairaus (kärjen alapinnan pinta-ala 10 cm<sup>2</sup>)
- puristinheijarikairaus, tyypillisesti PH50 (kärjen alapinnan pinta-ala 50 cm<sup>2</sup>), erityisen lujan stabiloidun maan tutkimiseen käytetään myös kärkeä PH16 (pinta-ala 16 cm<sup>2</sup>).

Pilari-, CPTU- ja puristinheijarikairauksessa mitataan stabiloidun maan leikkauslujuutta välillisesti ja mitattu kairausvastus muunnetaan leikkauslujuudeksi kantavuuskaavan ja -kertoimen avulla. Siipikairauksen vääntömomentista leikkauslujuus määritetään suoraan siiven mittojen perusteella. (mm. Tielaitos 1992; Forsman et al. 2014)

Laadunvalvontakairaus suoritetaan esiin kaivetun pilarin yläpäästä tai massastabiloinnin pinnalta. Mahdollisen suodatin-/lujitekankaan takertuminen kairaan on estetävä.

*Jos syvästabiloinnin päällä on suodatinkangas/lujitekangas ja täyte, niin täyte on kaivettava pois, kankaaseen on viillettävä aukko ja kairan kärki on asennettava stabiloinnin päälle sekä tarvittaessa putkitettava kairatangot.*

Laadunvalvontakairauksina ovat yleisimmin käytössä pilari- ja pilarisiipikairaus. Mikäli pilari- tai massastabilointi on niin lujaa, ettei pilarikaira tunkeudu siihen (rajana pilarin leikkauslujuus n. 200-250 kPa), käytetään yleensä puristinheijarikairausta kärjellä PH50. Lujissa ja pitkissä pilareissa suositellaan esiporausta ennen pilarikairausta PK2/100 kairauksen pilarissa pysymisen parantamiseksi. Esiporaus tehdään yleensä halkaisijaltaan 50 mm terällä ja sen vaikutus huomioidaan muunnettaessa kairausvastus leikkauslujuudeksi.

Pilarisiipikairausta käytetään pilari- ja puristinheijarikairausten tulosten tulokinnassa käytetyn kantavuuskertoimen arviointiin, mutta sitä käytetään myös lujuuden ensisijaiseen määrittämiseen silloin, kun pilarisiipikairauksia tehdään riittävän monesta rinnakkaisesta pisteestä. Pilarisiipikairalla tutkitusta kohdasta voidaan tehdä myös pilarikairaus, jolloin on huomioitava, että ko. kohta on jo tutkittu aiemmin pilarisiipikairalla ("esireikä" ja siivellä häirityt syvyudet). Etuna ko. menettelyssä on se, että pilarisiipikairaus ja pilarikairaus edustavat tuolloin täsmälleen samaa pilaria tai samaa kohtaa massastabilointiruudussa.

Pilarikairauksessa heijaroinnin iskuluku muunnetaan stabiloidun maan leikkauslujuudeksi tämän ohjeen soveltamisalueella olettaen iskuluvun 10 lyöntiä/0,2 m vastaavan kairausvastuksen  $q_c$  arvoa 1 MPa. Tulosten tulokinnassa kantavuuskertoimen  $N_c$  arvolla 10 vastaa iskuluku 10 lyöntiä/0,2 m stabiloidun maan leikkauslujuutta 100 kPa ja 20 lyöntiä/0,2 m stabiloidun maan leikkauslujuutta 200 kPa. Pilarikairaustulosten tulokinnassa kairauksen vaippavastus huomioidaan yleensä pilarimetriä kohden vakio-suuruisena vähennyksenä (kN/m) tankojen yläpäästä mitatusta vastuksesta (kN).

Puristinheijarikairauksesta määritetään stabiloidun maan leikkauslujuus pilarikairausta vastaavalla tavalla huomioiden kärjen erisuuruinen pinta-ala. Kairaustulosten tulkinnessa käytetyn kantavuuskertoimen arvo määritetään kohdekohtaisesti pilari-siipikairausten tuloksista.

CPTU-kairausta suositellaan käytettävän ainoastaan kohtuullisen alhaisen lujuuden omaavan stabiloidun maan tutkimuksissa. CPTU-kairan kärjen poikkipinta-ala verrattuna esim. koestettavan pilarin poikkipinta-alaan on niin pieni, että koestuksen yleistäminen koskemaan koko pilarin poikkipinta-alan lujuusominaisuuksia on kyseenalaista (Larsson 2005). Näin ollen CPTU-kairauksia suositellaan tehtäväksi huomattavasti enemmän kuin esim. pilarikairauksia eikä sillä suositella täysin korvattavaksi pilarikairauksia. Jos pilarin halkaisija on suuri, voidaan tehdä vertailevia CPTU-kairauksia muualtakin kuin pilarin keskeltä. Etuna CPTU-kairauksessa on vaippavastuksen eliminoituminen mitattaessa kärkivastusta suoraan kärjestä eikä tangon yläpäästä kuten pilarikairassa.

Yksittäisten kairaustulosten tilastollisen riippumattomuuden varmistamiseksi tulisi yksittäisten kairausten olla vähintään 2,5–3 metrin etäisyydellä toisistaan (Larsson & Nilssonin 2009 esittämä suositus on  $\geq 4$  m). Käytännössä pilarien yläpäiden tai massastabilointipinnan esiinkaivu esikuormituspenkereen alta voi olla työlästä, jolloin samasta kuopasta tehdään useampia kairauksia. Samasta kuopasta ei kuitenkaan saa tehdä enempää kuin 2–3 kairausta ja silloinkaan kairauksia ei saa tehdä vierekkäisistä pilareista. Ensisijaisesti koestukset tulee jakaa tasaisesti koko tutkimusalueelle ja koestukset tulee suorittaa stabilointia mahdollisimman hyvin edustavalla kairausmenetelmällä.

#### In-situ kuormitusmenetelmät:

Syvästabiloinnin lujuus ja muodonmuutosominaisuuksia voidaan tutkia in situ ruuvi-levykokeen avulla. Ruuvilevykokeessa ruuvimainen levy kierretään halutulle syvyydelle ja tehdään puristuskoe kuten levykuormituslaitteella. Kuormituskokeesta piirretään puristusjännitys-painumakuvaaja, josta voidaan määrittää murto- ja myötöjännitys. (KPO 2002)

#### Näytteenottomenetelmät

Näytteenoton haasteena syvästabiloidun maan tutkimisessa on se, että ehjän näytteen ottaminen onnistuu varsin vaihtelevasti stabiloinnin lujuudesta, lujuuden vaihtelusta ja sideaineen sekoittumisen tasalaatuisuudesta riippuen. Näytteen ottaminen saattaa epäonnistua esim. stabiloinnin alhaisen lujuuden aiheuttaman häiriintymisherkkyyden takia tai suuren jäykkyyden aiheuttaman haurauden takia. Mikäli stabiloitu maa on tasalaatuisesti lujittunutta ja se ei ole haurasta, onnistuu häiriintymättömän näytteen otto parhaiten.

Mikäli stabiloinnista otetaan jatkuva näyte, niin lujuuden (erityisesti lujuusvaihtelu) arvioinnissa voidaan käyttää penetrometrimittauksia, pienoissiipikairauksia, kartio-kokeita, tms. menetelmiä. Lisäksi, jatkuvat näytteet on aina valokuvattava ja tehtävä silmämääräinen arviointi tasalaatuisuudesta yms. Näytteiden puristuskoe on suositeltavaa tehdä 3-aksiaalikoikeena. Mikäli näyte on vähänkin häiriintynyt tai murtunut näytettä otettaessa, saadaan 1-aksiaalisella puristuskokeella liian alhainen lujuus.

Näytteet voidaan ottaa näytteenottimella, jolloin ne ovat ehjinä säilyessään sylinterinmuotoisina soveltuvia tutkittavaksi. Mikäli näytteet otetaan kaivinkoneella tai ylösnostetusta pilarista, ovat näytteet paloja, joista näytteet on muotoiltava sylinterinmuotoisiksi tutkimuskoekappaleiksi laboratoriossa.

Mikäli tavoitteena on tutkia ainoastaan stabiloidun maan sideainepitoisuutta, voidaan näytteet ottaa häiriintyneinä. Juuri stabiloidusta massastabiloidusta maasta voidaan ottaa myös häiriintyneitä näytteitä, jotka voidaan sulloa näytesylintereihin lujittumaan halutuissa olosuhteissa ja tutkia lujittumisen jälkeen puristuskokeilla.

#### Pilarin ylösnosto

Näytteenotossa raskain menettely on pilarin ylösnosto, jolloin voidaan arvioida silmämääräisesti sekä erilaisilla kenttä- ja laboratoriotutkimusmenetelmillä pilarin onnistumista. Pilarin yläpään nostaminen onnistuu muutaman metrin syvyyteen kaivinkoneella kaivamalla tai lyhyellä pilarin ympärille painettavalla putkella (esim. Nikkinen 2000). Pilarin nostaminen syvemmältä vaatii erikseen rakennetun pilarin nostoputken, jossa on alapäässään pilarin putkessa pitävät estot ja joka on halkaistavissa pilarin tutkimista varten. Pilarin nostimella voidaan hyvissä olosuhteissa nostaa ylös n. 10 m pilari, mikä vaatii raskaan nosturin käyttämistä ylösnostossa. Pitkän pilarin (esim. 10 m) ylösnosto on erittäin työlästä ja kallista.

## 15.3 Valvontakairausten edustavuus

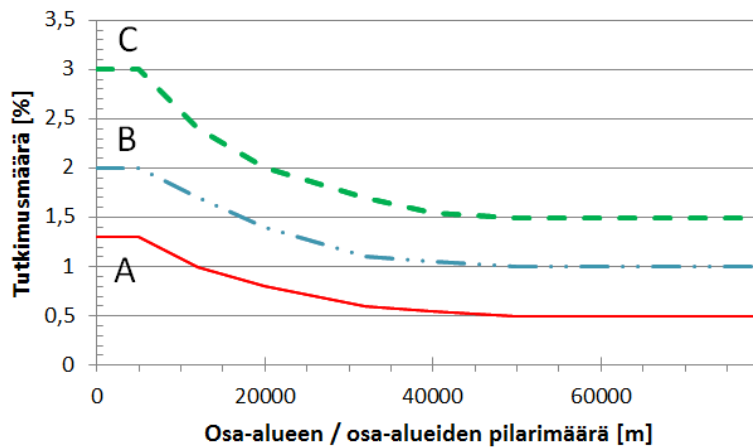
Kairausten edustavuus arvioidaan kairausmäärän ja kairauspisteiden sijainnin sekä kairausten onnistumisen perusteella. Laadunvalvontatutkimuksia varten stabilointikohteeseen jaetaan osa-alueisiin, jotka rajataan mm. stabiloitavan kerroksen ominaisuuksien (syvyys, vesipitoisuus, yms.), pinta-alan, sideainereseptin (osa-alueella sideaine ja sen määrä ovat vakiot) ja stabiloinnin käyttötarkoituksen (painuman rajoittaminen, stabiliteetti tai muu) perusteella. Osa-alue jako esitetään syvästabilointisuunnitelmassa. Laadunvalvontakairausten määrä esitetään osuutena stabilointikohteen osa-alueen tai rinnakkaisten osa-alueiden stabilointimäärästä (pilarimetrit, pilarien lukumäärä, massastabiloinnin tilavuus, massastabilointiruudut). Kairausten tulee olla kattavasti koko rakennuskohteen alalta osa-alueittain.

Pilaristabilointikohteissa tilastollisen edustavuuden ja luotettavuuden saavuttamiseksi on tehtävä vähintään 5–10 kairausta kutakin osa-alueita kohden. Yhdestä massastabiloinnin osa-alueesta tutkitaan vähintään 3 ruutua. Jokaiseen tutkittavaan ruutuun tehdään vähintään 5 kairausta, joista vähintään 3 samalla menetelmällä. Suositeltava tutkittavien ruutujen lukumäärä osa-alueita ja kairausten lukumäärä ruutua kohden on suurempi.

Kuvassa 15.1 on esitetty pilaristabiloinnin tutkimusmäärän ja osa-alueen (tai toisiaan vastaavien osa-alueiden) pilarien yhteispituuden välinen suhde erilaisissa tapauksissa. Mikäli kohteessa on useita saman tarkoituksen takia stabiloitavia pohjasuhteita, sideainereseptiltään, yms. toisiaan vastaavia osa-alueita, määritetään tutkittava pilarimäärä osa-alueittain näiden osa-alueiden yhteisen pilarimäärän (m) perusteella. Tutkimusmäärällä tarkoitetaan tutkittavaa osuutta kohteen pilaripituudesta. Lisäksi on huomioitava osa-alueille esitetyt tutkimuspisteiden vähimmäismäärät.

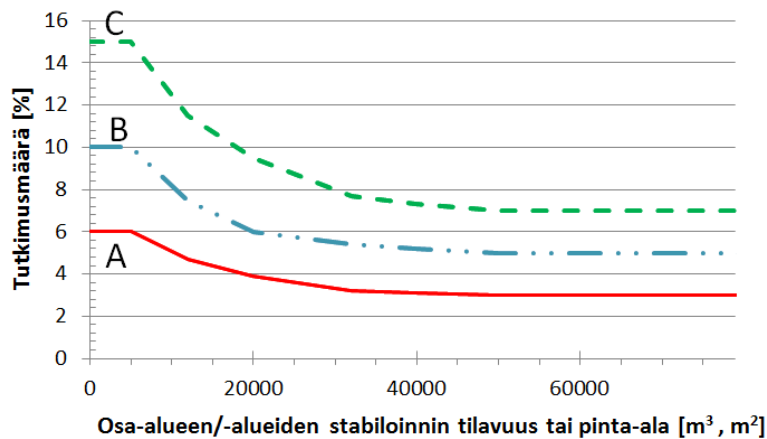
Kuvassa 15.2. on esitetty massastabiloinnin tutkimusmäärän ja osa-alueen (tai toisiaan vastaavien osa-alueiden) stabilointiruutujen määrän välinen suhde erilaisissa tapauksissa. Mikäli kohteessa on useita saman tarkoituksen takia stabiloitavia pohjajaksuista, sideainereseptiltään, yms. toisiaan vastaavia osa-alueita, määritetään tutkittava stabilointiruutujen määrä osa-alueittain näiden osa-alueiden yhteisen stabilointiruutujen määrän (kpl) perusteella. Tutkimusmäärällä tarkoitetaan tutkittavaa osuutta kohteen stabilointiruutujen määrästä. Jokaiseen tutkittavaan ruutuun tehdään vähintään 5 kairaus, joista vähintään 3 samalla menetelmällä.

Laajoissa tai muutoin poikkeuksellisissa kohteissa suositellaan suoritettavaksi referenssikairauksia luonnonmaasta samoilla koestusmenetelmillä kuin stabiloidusta maasta.



- A penkereen painumien rajoittaminen, ODF > 1,0 ilman stabilointia ja liikennekuormia
- B penkereen stabiliteetin parantaminen, kun pilarit penkereen alla
- C penkereen stabiliteetin parantaminen pilarilamelleilla penkereen sivulla, kaivannon tai leikkauslujuuden stabiliteetin parantaminen, sivukaltevan alueen stabiliteetin parantaminen pilarilamelleilla

Kuva 15.1 Pilaristabiloinnin laadunvalvontakairausten määrä osa-alueen tai toisiaan vastaavien osa-alueiden (osa-alueen / osa-alueiden pilarimäärä) pilaristabilointimäärästä.



- A penkereen painumien rajoittaminen, ODF > 1,0 ilman stabilointia ja liikennekuormia
- B penkereen stabiliteetin parantaminen, kun massastabilointi on penkereen alla
- C penkereen stabiliteetin parantaminen massastabilointiruuduilla penkereen sivulla, kairannon tai leikkauslujuuden stabiliteetin parantaminen, sivukaltevan alueen stabiliteetin parantaminen stabilointiruuduilla

*Kuva 15.2 Massastabiloinnin laadunvalvontakairausten lukumäärän määräytymisen osa-alueen tai toisiaan vastaavien osa-alueiden (osa-alueityyppi) massastabiloinnin tilavuudesta tai pinta-alasta. Tutkittava määrä valitaan suuremman % mukaisesti.*

## 15.4 Tutkimusraportti ja sen hyödyntäminen

Syvästabiloinnin laadunvalvontaraportin sisältövaatimukset on esitetty InfraRYLissä (14131 ja 14132). InfraRYLin ko. kohtien liitteissä on esitetty myös esimerkkikuvien avulla, miten InfraRYLin taulukoissa 14131.T1 ja 14132.T1 esitettyjä laatuvaatimuksia tulkitaan.

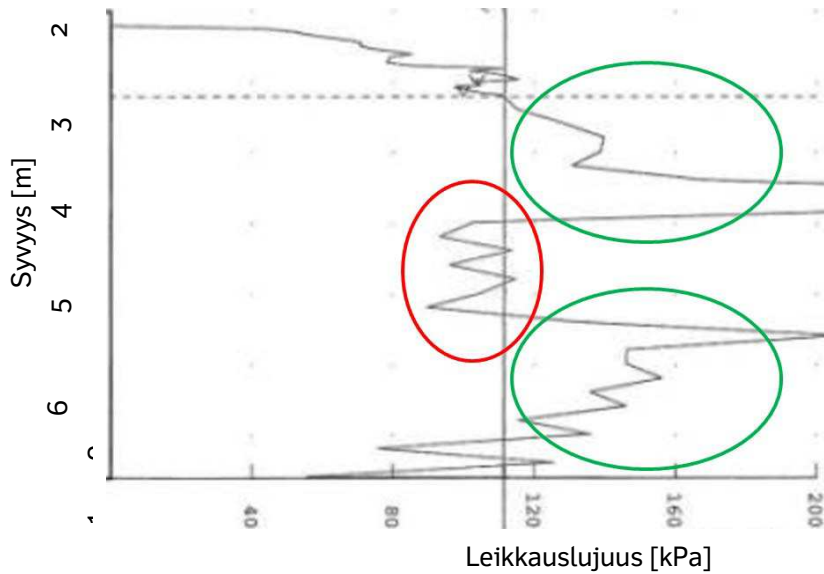
Silloin, kun syvästabiloidun maan laatuvaatimukset lujuuden osalta täyttyvät, voi kohteen rakentaminen jatkua suunnitelman mukaisesti. Silloin, kun laatuvaatimukset eivät kaikilta osin täyty, tarvitaan lisätoimenpiteitä rakentamistyön eteenpäin viemiseksi:

- tutkimusten toistaminen pidemmän lujittumisajan jälkeen, mikäli työmaalla on mahdollista odottaa,
- suunnittelijan uudet geotekniset tarkastelut saavutetulla lujuudella, mikäli alitukset eivät ole kriittisiä ja tavoitelujuus toisaalta ylittyy muissa kerroksissa suurelta osin,
- korjaavat toimenpiteet kuten, esim. uusien pilarien tekeminen, esikuormituksen tehostaminen (esikuormituspenkereen korottaminen tai ajan lisääminen), pengerkuorman vähentäminen (esim. kevennys), tms. toimenpiteet.

Rakentamistyön eteenpäin viemiseksi tarvittavien korjaavien toimenpiteiden lisäksi selvitetään mistä tavoitelujuuden alittuminen on aiheutunut. Tämä tehdään läpikäymällä kohteen kelpoisuusasiakirjat, analysoimalla stabilointiajankohdan olosuhteet, tutkimalla sideainemäärä näytteistä, tekemällä uusia stabiloitavuuskokeita kriittisistä kerroksista, yms. tarkasteluilla ja lisätutkimuksilla.



Kuvassa 15.3. on esitetty pilaristabilointikohteen osa-alueen laadunvalvontakairausten keskiarvodiagrammi, joka edustaa InfraRYL:ssä esitettyjen kriteerien perusteella hylättyä stabiloinnin osa-alueita. Kuvaajassa lujuusalitusten pituus syvyysvälillä 3–4,5 m aiheuttaa ko. osa-alueen pilarien hylkäämisen. Toisaalta syvyysväleillä 1–3 m ja 4,5–6 m tavoitelujuus ylittyy selvästi. Ko. tapauksessa on mahdollista tehdä geoteknisiä lisätarkasteluja (mitoituskalkelmia, yms.) siitä täyttyvätkö kohteen toiminnalliset vaatimukset, vaikka stabilointi itsessään ei täytä vaatimuksia. Mikäli lisätarkasteluilla ei voida osoittaa toiminnallisten vaatimusten täyttyvän tai pidemmän lujittumisajan jälkeen tehdyillä uusilla kairauksilla ei voida osoittaa pilarien lujittuneen vaatimukset täyttäväksi, on ko. osa-alueen stabilointi hylättävä.



Kuva 15.3 Esimerkki pilaristabilointikohteen osa-alueen pilarien keskiarvokuvaajasta, jossa on vaatimusten alituksia.

## 16 Syvästabilointi tärinän leviämisen estämisessä

Syvästabilointia voidaan käyttää ympäristöön leviävän liikennetärinän vaimentamisessa. Toimivia menetelmiä ovat syvästabiloinnin tekeminen tien tai junaradan alle maapohjan vahvistamiseksi tai stabiloinnin käyttö eristysseinämänä tärinälähteen ja tärinästä kärsivien rakennusten välillä (kuva 16.1).

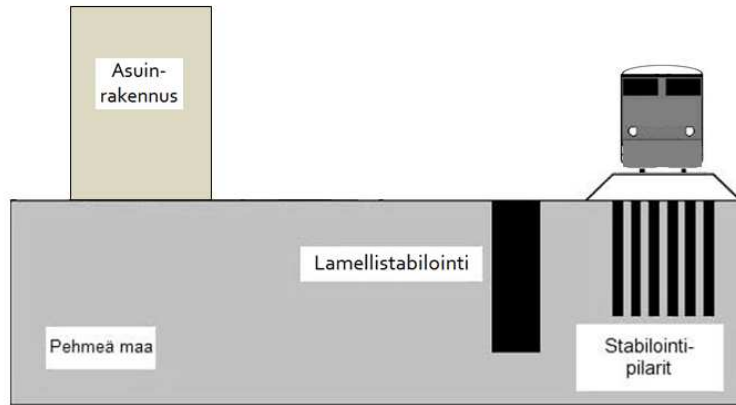
Ihmisten kokema tärinä on subjektiivista ja vaihtelee suuresti eri ihmisten kohdalla. Ihmisten kokeman värähtelyn merkittävin taajuusalue on yleensä välillä 1–80 Hz. Ihmisen kokeman tärinän arvioinnissa käytetään VTT:n tärinäsuositusta (Talja et al. 2008). Suositusarvo esitetään ihmisen kokemuksen mukaan taajuuspainotettuna tehollisarvona, joka toteutuu 95 % tilastollisella todennäköisyydellä (taulukko 16.1).

Maassa etenevät tärinäaallot voidaan jakaa kahteen päätyyppiin, runkoaaltoihin ja pinta-aaltoihin. Runkoaalloista tunnetuimpia ovat puristusaallot (P-aallot) ja leikkausaallot (S-aallot), ja pinta-aalloista Rayleigh-aallot. Suurin osa liikenteen aiheuttamasta ongelmallisesta aaltoenergiasta (45–80 %) leviää Rayleigh-aaltoina.

Syvästabiloinnin käyttö maapohjan vahvistamiseksi tärinälähteen alla pienentää useimmiten tärinäherätteen aiheuttaman värähtelyaallon amplitudia. Lisäksi liikenneväylän (rata, tie, katu) alle tehty syvästabilointi vähentää epätasaisia painumia, jolloin väylän pinta pysyy tasaisempana kuin ilman syvästabilointia. Pintarakenteen epätasaisuudet lisäävät liikennevälineiden aiheuttamaa tärinää merkittävästi, joten jäykkä ja tasainen liikenneväylä minimoi liikenteen vaikutuksesta syntyvää tärinää.

Syvästabiloinnilla toteutetun eristysseinämän toiminta perustuu pääasiassa aaltojen heijastumiseen, vaimentamiseen ja levittämiseen siten, että värähtelyn voimakkuus pienenee seinämän toisella puolella tärinälähteestä. Eristysseinämän vaimennusvaikutus riippuu seinämän ja sitä ympäröivän maaperän jäykkyyksien suhteesta, seinämän dimensioiden suhteesta toisiinsa sekä aallonpituudesta.

Mitä suurempi on seinämän ja ympäröivän maaperän jäykkyyksien suhde, sitä paremmin seinämä vaimentaa värähtelyä. Tyypillisesti pystysuuntainen värähtely vaimenee tehokkaammin kuin vaakasuuntainen. Seinämän pituuden tulee olla vähintään kolme kertaa eristettävän alueen pituus (väylän suunnassa). Seinämän syvyyden tulee olla  $1,3 \times \lambda - 3 \times \lambda$ , jossa  $\lambda$  on maaperän pisin aallonpituus (yleensä kyseessä Rayleigh-aalto), jolle vaimennusta halutaan. Seinämän vaimennusteho pienenee etäisyyden kasvaessa tärinälähteenä toimivasta väylästä, esim. junaradasta.



**Kuva 16.1** Syvästabiloinnin käyttö erilaisissa tärinäsuojusrakenteissa tärilähteen alla ja tärinälähteen ja suojattavan rakennuksen välillä.

**Taulukko 16.1** Suositus rakennusten värähtelyluokituksesta (Talja et al. 2008).

Värähtelyluokka	Kuvaus värähtelyolosuhteista	Värähtelyn tunnusluku $v_{w,95}$ [mm/s]
A	Hyvät asuinolosuhteet	$\leq 0,10$
B	Suhteellisen hyvät olosuhteet	$\leq 0,15$
C	Suositus uusien rakennusten ja väylien suunnittelussa	$\leq 0,30$
D	Olosuhteet, joihin pyritään vanhoilla asuinalueilla	$\leq 0,60$

Pohjasuhteiltaan hankalimpia alueita tärinän kannalta ovat pehmeistä maalajeista, kuten siltistä ja savesta sekä turpeesta ja liejuista muodostuneet alueet, joissa tärinän amplitudi on yleensä suurin ja tärinän vaikutusalue ulottuu kauimmaksi. Näillä alueilla ongelmallisimmin värähtely muodostuu heikosti vaimenevista matalista taajuuksista (2-8 Hz).

Suomalaisissa stabilointiseinämäkoerakenteissa on havaittu saavutettavan hyviä vaimennustehoja matalilla taajuuksilla (5–10 Hz). Syvästabiloinnilla toteutetun tärinäesteen voidaan arvioida pienentävän maaperän värähtelyä 30–60 %, mikä merkitsee tärinäolosuhteissa selvää paranemista. (mm. Hellberg 2008; Koivisto 2004; Koivisto et. al. 2008)

Suunniteltaessa syvästabiloinnin käyttöä tärinänvaimennuksessa, on kuitenkin otettava huomioon, että seuraavat tekijät voivat nykytietämyksellä tehdä tärinäesteiden toimivuudesta epävarmaa (Talja et al. 2015):

- maaperän vaakavärähtely kohteessa on suurempi kuin sen pystyvärähtely,
- savikerroksen paksuus on pienempi kuin 15 m,
- tärinäeste rakennetaan molemmin puolin väylää, tai
- tarkasteltava kohde sijaitsee yli 40 m etäisyydellä stabiloidusta esteestä.

---

Tärinän vaimennukseen käytettävän syvästabilointiseinämän suunnitteluun ei ole tällä hetkellä olemassa viimeisteltyjä riittävästi koekäytettyjä ohjeita. Apuna syvästabilointiseinämän suunnittelussa voidaan käyttää kansainvälisiä tutkimuksia sekä ruotsalaisten ja suomalaisten koerakennuskohteiden tuloksia. Kansainvälisiä tutkimuksia ovat tehneet mm. Al-Hussain & Ahmad 1996, Avisilés & Sanchez-Sesma 1988, Dijckmans et al. 2016, Huang & Shi 2013 ja 2015, Nóren-Cossgriff et al. 2010, Persson et al. 2016, With et al. 2007 ja Xu et al. 2010 käsitellen katkaisuseinämiä ja paalujen tärinänvaimennustehoja (huom! ko. kirjallisuutta ei ole esitetty tämän ohjeen kirjallisuusluettelossa). Pohjoismaisia koerakenteita, joissa pilaristabilointia on käytetty tärinän vaimentamiseen ovat mm.: Liersvigen, Ledsgård, Kåhög, Sledskoden, Poppelitie 2004, Korja 2007, Raunistula 2009 ja Ahjo 2012. Vantaan Poppelitien kohteessa tutkittiin liikennetärinän vaimenemista, muissa kohteissa on tutkittu ratatärinän vaimenemista. Keravan Ahjossa tulokset jäivät tärinämittausten perusteella heikoiksi, mutta muissa tapauksissa tärinäeste toimi odotetusti. Ruotsissa stabiloinnin käyttöä ratojen tärinähaittojen vähentämisessä on tutkittu laajemmin mm. seuraavissa laajoissa projekteissa FreightVib 1999–2001, PrognosVib 2001–2002 sekä yhteispohjoismainen NordVib 2000–2007. Suomalainen merkittävin projekti, jossa on tutkittu tärinän vaimentamista syvästabiloinnilla, on LITES (vaiheet I, II ja III) vuosina 2003–2010.

## 17 Tilastolliset menetelmät syvästabiloinnin lujuuden arvioinnissa

Syvästabiloidun maa-aineksen in situ -lujuuden arvioinnissa hajonta otetaan huomioon arvioimalla lujuutta kairausten keskiarvokuvaajien perusteella, jolloin yksittäisten havaintojen painoarvo on vähäisempi. ”Varovainen keskiarvo” määritetään koestabiloinnin tai tuotantostabiloinnin valvontakairausten tuloksista kaavoilla 17.1 ja 17.2. ”Varovaista keskiarvoa” määritettäessä kaavoissa esiintyvä tulon  $k_n \times COV_x$  -arvot on esitetty kuvassa 17.1.

*Kuvan taustalla olevat tilastolliset menettelyt on esitelty Liikenneviraston julkaisussa ”Luotettavuuden arviointi ja riskienhallinta geoteknisessä suunnittelussa” (2016b).*

Kuvassa 17.1 vaaka-akselilla esitetty havaintojen määrä tarkoittaa kairauksessa rekisteröityjen havaintojen määrää, johon vaikuttaa mm. kairauslaji, keskiarvossa mukana olevien kairausten lukumäärä ja tarkasteltavan ”homogeenisen” kerroksen paksuus. Esimerkkejä havaintojen määrästä on esitetty taulukossa 17.1. Havaintojen määrä poikkeaa puristamalla ja heijaroimalla tehdyissä tutkimuksissa toisistaan siksi, että puristettaessa otos on viisinkertainen heijarointiin verrattuna - puristusvoima tallennetaan 4 cm välein ja lyöntien määrä 20 cm välein eli puristettaessa otos on 25 kpl/m-kairaus ja heijaroitaessa 5 kpl/m-kairaus. Kun kairaustulosten keskiarvo koostuu pilarikairausten puristus- että heijarointiosuuksista, lasketaan havaintomäärä niiden suhteen perusteella.

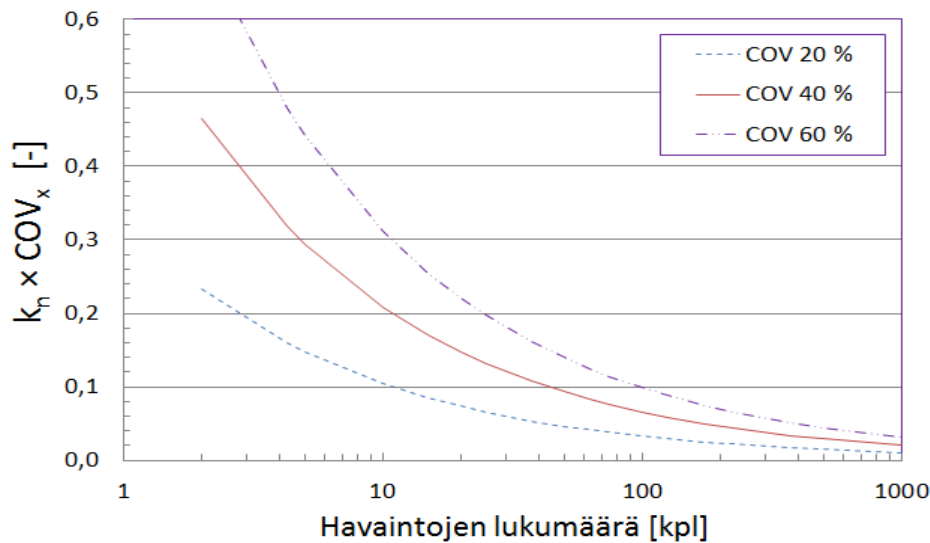
$$X_k = \bar{x} \times (1 - k_n \times COV_x) \quad (16.1)$$

$$\Rightarrow \tau_{stab; koestab.} = \tau_{ka; koestab.} \times (1 - k_n \times COV_x) \quad (16.2)$$

$X_k$	on	materiaaliominaisuuden (maaparametrin) ominaisarvo
$\bar{x}$		havaintojen keskiarvo
$k_n$		tilastollinen kerroin (periaate esitetty julkaisussa Liikennevirasto 2016b)
$COV_x$		variaatiokerroin, tässä kairaustulosten keskihajonnan ja keskiarvon suhde (keskihajonta / keskiarvo) syvyysväleittäin määriteltynä
$\tau_{stab; koestab.}$		koestabiloinnin kairaustuloksista määritetty stabiloidun maan leikkaukslujuus
$k_n \times COV_x$		kairaustulosten hajonnan huomioiva tulo (ks. kuva 17.1)
$\tau_{ka; koestab.}$		stabiloidun maan valvontakairausten keskiarvo, koestabilointi

Variaatiokerroimen arvo tulee arvioida kunkin kohteen kairausten keskiarvon ja keskihajonnan perusteella. Tyypillisesti variaatiokerroimen ( $COV_x$ ) arvot pilaristabiloinnilla vaihtelevat välillä 0,2–0,45 (Larsson 2005; Bergman 2012) ja massastabiloinnilla pilarikairalla kärjellä PK2/100 välillä 0,2–0,6, kun keskiarvo on 0,35. Puristinheijarikairauksessa kärjellä PH50 variaatiokerroin vaihtelee välillä 0,4–0,6 ollen keskimäärin 0,5 ja n. 0,15–0,20 yksikköä kärjen PK2/100 variaatiokerrointa suurempi (Melander 2017). Variaatiokerroimen arvoa voidaan tarkentaa vastaavalla sideainereseptillä ja vastaavissa olosuhteissa tehtyjen stabilointien laadunvalvontamittausten pohjalta, jos tulosten tulkinta on dokumentoitu luotettavasti.

Taulukkoa 17.1 käytetään määrittämään havaintojen lukumäärää kuvan 17.1 tulkintaa varten. Taulukossa 17.1 kairausten määrällä tarkoitetaan osa-alueella tehtyjen rinnakkaisten kairausten määrää, jotka on tehty samalla sideainereseptillä stabiloituun maahan ja joita on käytetty keskiarvon ja keskihajonnan määrittämisessä. Erityisesti pilaristabiloinnin laadunvalvontakairauksissa keskiarvon ja -hajonnan määrittämisessä käytettävien kairausten määrä muuttuu syvyyden suhteen, kun osa kairauksista ohjautuu ulos tutkittavasta pilarista. Kuvaa 17.1. käytettäessä kairaushavaintojen määrän tulee olla ko. kairauslajin ohjeiden mukainen - esim. pilari- ja CPT-kairauksessa havainnot 4 cm syvyydsvälein ja heijarikairauksessa 20 cm välein. Pilarikairausten keskiarvokuvaajassa voi olla sekä puristamalla että heijaroimalla saatuja tuloksia, mikäli tulee huomioida COV-arvoa määritettäessä.



Kuva 17.1 Koestabilointi, stabiloidun maan kairausten variaatiokerroimen (COV) ja otoksen havaintojen lukumäärän perusteella määritettävä  $k_n \times COV_x$  -arvo ”varovaiselle keskiarvolle”. Havaintojen lukumäärä pilarikairauksessa erilaisille tarkastelukerroksen paksuuksille ja kairausmäärille on esitetty taulukossa 17.1. Variaatiokerroin  $COV = \text{keskihajonta/keskiarvo}$ , ”coefficient of variation”). Tilastollinen kerroin  $k_n$  on määritetty Liikenneviraston (2016) julkaisussa esitetyllä periaatteella.

Taulukko 17.1 Havaintojen lukumäärä  $n$  pilarikairauksessa, kun kairaus tehdään puristamalla tai heijaroimalla. ”Kerros” tarkoittaa tarkasteltavassa keskiarvokuvaajassa yhtenäistä kerrosta, jossa kairausten keskiarvo ja -hajonta ovat lähes vakio.

kerros [m]	havaintojen lukumäärä [kpl]							
	puristinkairauksia keskiarvossa				heijarikairauksia keskiarvossa			
	3	5	10	15	3	5	10	15
1	75	125	250	375	15	25	50	75
2	150	250	500	750	30	50	100	150
3	225	375	750	1125	45	75	150	225
4	300	500	1000	1500	60	100	200	300
5	375	625	1250	1875	75	125	250	375

## Kirjallisuus

Aalto, A. 2002. Syvästabilointitutkimus - yhteenveto projektin III vaiheesta. Teknillinen korkeakoulu. 76 s. + liitteet ja erillisliitteet A ja B.

Abed, A., Korkiala-Tanttu, L. & Forsman, J. 2017. 3D stress distribution modelling of deep mixing columns: Calculation report, Internal report Aalto University, 13.11.2017, 28 p. (täydentävä Part II, 29.3.2018, 15 p.)

Ahonen, M. 1993. Stabiloidun turpeen mekaaniset ominaisuudet. Diplomityö. Oulun yliopisto. 72 s.

Andreasson, M. & Rådberg, J. 2015. Deformation analysis of bridge foundation on lime-cement columns, Swelling and consolidation of reinforced soil. Department of Civil and Environmental Engineering Chalmers University of Technology. Gothenburg, Sweden. Master's Thesis 2015:4. 64 s.

Baker, S. 2000. Deformation Behavior of Lime/Cement Column Stabilized Clay. Department of Geotechnical Engineering. Chalmers University of Technology. Göteborg 2000.

Broms, B. B. 2004. Lime and lime/cement columns. In: M. P. Moseley & K. Kirsh, eds. Ground improvement. 2nd edition ed. New York: Spoon press, pp. 252-330.

Chan, C-M. 2006. A laboratory investigation of shear wave velocity in stabilized soft soil. A thesis submitted for the degree of doctor of philosophy, Department of civil and structural engineering, University of Sheffield, UK. 234 s. + liitteet

EuroSoilStab, 2002. Design guide soft soil stabilisation. Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils. CT97-0351. 94 p.

Forsman, J., Jyrävä, H., Lahtinen, P., Niemelin, T. & Hyvönen, I. 2014. Massastabilointikäsikirja. (<http://www.uuma2.fi/sites/default/files/>)

Hakala, S. 2016. Rantaradan stabiliteetin parantaminen syvästabiloinnilla. SGY:n Pohjavahvistuspäivä, Espoo, Otaniemi, 25.8.2016. 25 s.

Hassan, M. 2009. Engineering characteristics of cement stabilized soft Finnish clay - a laboratory study. Licentiate study. Helsinki University of Technology. 72 p.

Hautalahti, P., Halkola, H. & Puumalainen, N. 2007. Kivikon teollisuusalueen stabiloinnin koerakentaminen. Helsingin kaupunki, julkaisu 92.

Hellberg, J. 2008. Rautatieliikenteen aiheuttaman värinän vaimentaminen syvästabilointirakenteilla ja värinän FEM-mallinnus 2D ympäristössä. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu, Espoo.

InfraRYL 2017. Maa-, pohja- ja kalliorakenteet.

---

Koivisto, K., Hellberg, J., Forsman, J., Viitala, T. & Länsivaara, T. 2009. Finite Element Modelling of Deep Stabilization Test Structures Used in Attenuating Railway Induced Ground Vibration at Koria, Finland. International Symposium on Deep Mixing and Admixture Stabilization, 19.-21.5.2009, Okinawa, Japan.

Koivisto, K., Hellberg, J. & Forsman, J. 2008. Finnish Rail Administration. LITES 2 - Eliminating traffic induced vibrations by means of deep stabilization, phase 2. Final Report.

Koivisto, K. 2004. Katuliikenteen aiheuttaman tärinän vähentäminen syvästabiloinnin avulla. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu, Espoo.

KPO 2002. Kalkkisementtipilariohje. Espoon kaupungin tekninen keskus, geotekniikkayksikkö. Espoo 2002.

Larsson, S. & Nilsson, A, 2009. Horizontal strength variability in lime-cement columns - field study. Deep Mixing 2009 Okinawa Symposium, International Symposium on Deep Mixing & Admixture Stabilisation. 19.-21.5.2009, Japan.

Larsson, S. 2005. On the use of CPT for quality assessment of lime-cement columns. DeepMixing '05, Stockholm, Sweden, May 23-25, 2005.

Larsson, S. 2003. Mixing Processes for Ground Improvement by Deep Mixing. Doctoral thesis.

Larsson, R. & Mulabdic', M. 1991. Shear moduli in Scandinavian clays, Measurements of initial shear modulus with seismic cones. Swedish Geotechnical Institute report 40. 127 s.

Liikennevirasto 2017a. Eurokoodin soveltamisohje – Geotekninen suunnittelu – NCCI7. Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 21.4.2017. Liikenneviraston ohjeita 13/2017. 165 s.

Liikennevirasto 2018a. Radan rakenne, RATO3. Liikenneviraston ohje 13/2018.

Liikennevirasto 2018b. Penkereiden stabiliteetin laskentaohje. Liikenneviraston ohje 14/2018 (julkaistaan v.2018)

Liikennevirasto 2017b. Tie- ja ratahankkeiden inframalliohje. Liikenneviraston ohjeita 12/2017. 76 s.

Liikennevirasto 2016b. Luotettavuuden arviointi ja riskienhallinta geoteknisessä suunnittelussa. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 44/2016. 112 s.

Liikennevirasto 2015. Geotekniset tutkimukset ja mittaukset, Suunnitteluvaiheen ohjaus. Liikenneviraston ohjeita 10/2015. 214 s.

Liikennevirasto 2012a. Tien geotekninen suunnittelu. Liikenneviraston ohjeita 10/2012.

Liikennevirasto 2012b. Geolujitetut maarakenteet. Tiegeotekniikan käsikirja. Liikenneviraston oppaita 2-2012. 222 s.



Liikennevirasto 2011. Kevennysrakenteiden suunnittelu, Tien pohjarakenteiden suunnitteluohjeet. Liikenneviraston ohjeita 5/2011. 48 s.

Mataic, I. 2010. Analyzis of drained triaxial test results on stabilized Ossinlampi clay, constitutive model for stabilized clay. Helsinki University of Technology. 140 s.

Melander, M. 2017. Massastabiloinnin laadunvalvontakairaukset DI-työ, Aalto yliopisto. 94+18 s.

Mäkelä, H., Höynälä, H., Halkola, H. & Kettunen, A. 2000. Viikin savikatu. Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto, Julkaisu 81/2000. 69 s.

Niemelin, T., Jyrävä, H. & Koivulahti, M., Syvästabilointi. Laboratorio-ohje. Taustaselvitys.

Nikkinen, J. Syvästabiloitujen pilarien ja maan yhteistoiminta. Tielaitoksen selvityksiä 15/2000. TIEL 3200604.

Paatsema, M, & Kangas, H. 2003. Syvästabiloinnin pitkäaikaiset seurantatutkimukset. Helsingin kaupunki, kiinteistövirasto, Geotekninen osasto, Julkaisu 87/2003.

Piispanen P. 2017. Massastabiloinnin pitkäaikaistoimivuus. DI-työ, Aalto yliopisto, 93+23 s.

Ratahallintokeskus 2005. Tampere-Seinäjoki, nopeuden nosto, koerakennuskohde N:O 90 (Km 320+400-320+700), Laadunvalvonta ja asiantuntijatyön raportti, Dnro 2872/52/04, Rataosa 1302. 34 p. + liitteet.

RIL 263-2014. Kaivanto-ohje. 205 s.

Ronkainen, N. 201. Suomen maalajien ominaisuuksia. Suomen ympäristö 2/2012, Suomen ympäristökeskus. 57 s.

Salojärvi, S. 2017. Tuettujen kaivantojen sortumien tapaustutkimus. DI-työ. Aalto-yliopisto. 85 s.

SFS-EN 14679 + AC 2005. Pohjarakennustyöt. Syvästabilointi. 49 s.

Suomen geoteknillinen yhdistys SGY 2001. Kairausopas VI, CPTU/Puristinkairaus, Puristinheijarikairaus, versio 1.00, 7.6.2001.

Talja, A., Törnqvist, J. & Niemeläinen, E. 2015. Pilaristabilointi- ja ponttiseinät: Täri-näestekokeilujen alustavat tulokset ja jatkotutkimustarpeet. Espoo. Asiakasraportti, VTT. VTT-CR-00691-15. 19.2.2015.

Talja, A., Vepsä, A., Kurkela, J. & Halonen, M. 2008. Rakennukseen siirtyvän liikenne-tärinän arviointi. Espoo. VTT Tiedotteita 2425.

Tiehallinto 2003. Geovahvisteiden toiminta harvennetun syvästabiloinnin varaisessa tiepenkereessä. Tiehallinnon selvityksiä 32/2003. 56 s.

---

Tiehallinto 2001. Syvästabiloinnin suunnitteluohje. Tarkistettu verkkojulkaisu 2100008-v-4. 48 s.

Tielaitos 1999. Syvästabilointi Tielaitoksen kohteissa. Osa 2: Laadunvalvontatutkimukset ja laadunvalvontatutkimusten vaikutus. Tielaitoksen selvityksiä 3/1999. TIEL 3200541. 40 s.

Tielaitos 1994. Tiepenkereen siirtymärakenteet pehmeiköllä. TIEL 3200248.

Tielaitos 1992. Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje. 46/1992. TIEL 3200099.

Trafikverket 2014a. Trafikverkets tekniska **krav** för geokonstruktioner TK Geo 13. Dokument-ID TDOK 2013:0667. Version 1.0. Dokumentdatum 2014-05-01.

Trafikverket 2014b. Trafikverkets tekniska **råd** för geokonstruktioner TK Geo 13. Dokument-ID TDOK 2013:0668. Version 1.0. Dokumentdatum 2014-05-01.

Tyynelä, P. 2000. Määrämittaisen syvästabiloinnin mitoitus. Diplomityö. Tampereen teknillinen korkeakoulu. Rakennustekniikan osasto.

Törnqvist, J. & Juvankoski, M. 2003. KT51 Kirkkonummen syvä- ja massastabiloitu koerakenne, loppuraportti. Tiehallinnon selvityksiä 29/2003.

Vepsäläinen, P. & Arkima O. 1992 Tiepenkereen holvauntuminen, loppuraportti. Tielaitoksen tutkimuksia 4/1992. 163 + 8 s.

Viasys VDC Oy 2015. GeoCalc Syvästabilointi. Versio 3.1, 10.1.2015.

VR Track 2016. Rantarata Paimio – Piikkiö Rakentamissuunnittelu, Lamellistabilointiraportti Rantarata kohteet KM 175–181. 33 s. + liitteet.

VR Track 2014. Lielähti-Kokemäki-allianssihanke, Ratapenkereen stabiliteetti ja siirtymät Leukaluilla Lielähti - Kokemäki, kmv 218+325 – 218+367. 21 s.

Wang, D. & Korkiala-Tanttu, L. 2016. On the normalized behaviour of naturally and artificially structured clays, *Engineering Geology*, 214, p. 20-28. DOI: 10.1016/j.enggeo.2016.09.006

Åhnberg, H. Strength of Stabilised Soil - A Laboratory Study on Clays and Organic Soils Stabilised with Different Types of Binder. Lund 2006.

Åhnberg, H., Johansson, S.-E., Retelius, A., Ljungkrantz, C., Holmqvist, L. & Holm, G. 1995. Cement och kalk för djupstabilisering av jord. En kemisk-fysisk studie av stabiliseringseffekter. Swedish Geotechnical Institute, Report 48, Linköping, 213 s.

---

# Stabiloitavuuskokeiden laboratorio-ohje

## Sisältö:

1. Johdanto
2. Näytteenotto ja näytemäärä
3. Runkoaineiden ja sideaineiden säilytys
4. Runkoaineiden sekoitus
5. Runkoaineen indeksikokeet
6. Sekoitin ja sekoitusaika
7. Koekappaleiden määrä ja muotin koko
8. Tiivistystapa
9. Koekappaleiden säilytys ja varastointilämpötila
10. Puristusnopeus ja puristuksen kesto
11. Puristinlaitteiston valinta ja kalibrointi
12. Testausselostus

## 1 Johdanto

Tämä laboratorio-ohje on osa syvästabilointiohjeen päivitystä. Ohjeistus perustuu 2017 valmistuneeseen raporttiin *Niemelin, T., Jyrävä, H. ja Koivulahti, M., Syvästabilointi. Laboratorio-ohje. Taustaselvitys.*, jossa on esitetty taustatietoa ja perustelut tässä esitettävillä toimintatavoilla. Tästä ohjeesta voidaan poiketa perustellusta syystä, jolloin poikkeukset on merkittävä selvästi testausselostukseen.

## 2 Näytteenotto ja näytemäärä

Otettavat maanäytteet voivat olla häiriintyneitä, mutta eivät hapettuneita. Laboratoriotutkimuksia varten tarvittava näytemäärä voidaan arvioida seuraavalla periaatteella:

- 1 litra näytettä kolmea savikoekappaletta varten,
- 1 litra näytettä yhtä turvekoekappaletta varten ja

Lisäksi tarvitaan näytettä luokitusominaisuuksien määrittämistä varten sekä varanäytettä esimerkiksi tarkistusten tai virheseosten varalle. Ylijäävät näytteet tulee säilyttää viileässä,  $8\pm 2$  °C vähintään 3 kk tulosten valmistumisesta.

Sulfidimaanäytteet tulee jo näytteenotossa pakata ilmatiiviisti, joko suoraan ilmatiiviisiin astioihin siten, ettei astiaan jää ylimääräistä ilmatilaa tai muovipussiin, josta ylimääräinen ilma poistetaan. Mikäli astia on suurempi kuin näytemäärä, pakataan näyte muovipussissa astiaan. Maanäytteet, joista sulfidimaan luokitteluominaisuudet (ei stabiloitavuusominaisuudet) tutkitaan, tulee pakata kylmälaukkuihin, joissa ne toimitetaan laboratorioon kylmäpatruunoin varustettuina.

### 3 Runkoaineiden ja sideaineiden säilytys

Runkoaineet säilytetään viileässä,  $+8\pm 2$  °C. Näytteet eivät saa jäätyä.

Sideaineet säilytetään tiiviissä astioissa siten, etteivät ne ole tekemissä ilmankosteuden kanssa. Stabilointitesteissä käytettävien sideaineiden maksimi-ikä on 6 kk, ellei valmistaja muuta ohjeista. Samassa hankkeessa käytetään samaa sideaineiden näyte-erää, jos se on kohtuullista alle 1 vuoden säilytysaika huomioon ottaen. Sivutuote- ja jätepohjaisilla sideaineilla säilytysaika voi olla 12 kk. Myös nämä sideainemateriaalit tulee säilyttää tiiviissä astioissa.

Sulfidisavinäytteiden säilytyksessä tulee huolehtia, että ne eivät turhaan joudu hapen kanssa tekemisiin, sillä hapettuneet orgaaniset tai sulfaattimaanäytteet muuttuvat säilytyksessä.

### 4 Runkoaineiden sekoitus

Runkomateriaalit siirretään viileästä huoneenlämpöön 1 vrk ennen stabiloitavuuskokeiden aloittamista. Runkoaineen homogenisoinnissa koko näyte sekoitetaan, vaikka saman näytepisteen näytettä olisi näytteenoton yhteydessä jaettu useampiin astioihin. Sekoitus on tehtävä huolellisesti. Sulfidisavinäytteiden osalta huomioidaan kohdan 3 ohje näytteiden hapettumisen välttämiseksi.

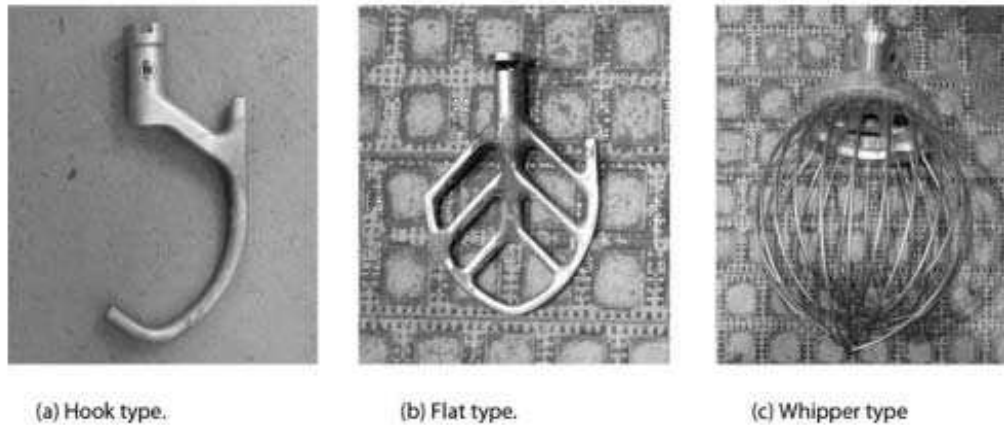
### 5 Runkoaineen indeksikokeet

Runkoaineesta on määritettävä aina vesipitoisuus (w), hehkutushäviö (Hh) sekä pH. Myös rakeisuuden ja hienousluvun määrittäminen on suositeltavaa, mutta nämä sekä muut indeksikokeet tehdään tarpeen mukaan.

Epäiltäessä näytteen olevan sulfidimaata, selvitetään näytteen rikki (S)-pitoisuus, jonka jälkeen tehdään tarvittavia lisäselvityksiä.

### 6 Sekoitin ja sekoitusaika

Stabiloitavuuskokeita varten valmistettava runkoaine+sideaine-seos sekoitetaan tehokkaalla keittiösekoittimella. Varsinainen sekoitintyökalu on koukkumainen kuten kuvassa 1a) on esitetty (ei litteä, eikä vispilämäinen, vrt. kuvat b) ja c). Sekoitusaika on 2 minuuttia, maksimissaan 5 minuuttia. On huomattava, että keittiösekoittimella sekoitettu massa on yleensä homogeenisempää kuin kentällä saavutettava stabiloitavan massan homogeenisuus, joten turhaa sekoittamista tulee välttää.



Kuva 1. Sekoittimessa käytettävän työkalun tyyppi (a). Kuvan b ja c vaihtoehdot eivät ole soveltuvia.

## 7 Koekappaleiden määrä ja muotin koko

Suosittelava koekappaleiden määrä on 3, ja vähimmäismäärä on 2 rinnakkaiskappaletta samalla sideaineseoksella yhtä lujittumisaikaa kohden.

Saville ja silteille koekappaleen muotin halkaisija on 40-50 mm, turpeille 60-80 mm. Koekappaleet ovat sylinterinmuotoisia ja niiden korkeuden tulee olla 2 x halkaisija (korkeus / halkaisija -suhde 2:1). Muotit voivat olla kiinteitä tai halkaistavia.

## 8 Tiivistystapa ja esikuormitus

Tiivistystapa riippuu materiaalista. Kaavio soveltuvan tiivistystavan valinnasta on esitetty kuvassa 2 (esitetty sivulla 5).

Stabiloidut turvenäytteet kuormitetaan lujittumisaikana. Kuormitus toteutetaan tyyppillisesti 18 kPa kuormana, joka pystyy vakiona näytteen tiivistyessä. Mikäli kohteeseen suunnitellun tiivistyspenkereen paksuus poikkeaa oleellisesti 18 kPa:sta käytetään lujittumisaikana suunnitelmien mukaista kuormaa.

## 9 Koekappaleiden säilytys ja varastointilämpötila

Koekappaleet säilytetään valmistusmuoteissaan, mikäli mahdollista. Näiden muottien (putkien) päät tai koko putki suljetaan hyvin ja tiiviisti. Mikäli koekappaleet poistetaan käsittelyn kestäväksi lujituttuaan valmistusmuoteista, tulee koekappaleet kuivumisen estämiseksi kietoa erikseen muoviin ja säilyttää tiiviisti suljetuissa muovipusseissa. Koekappaleet säilytetään ensimmäiset 2 vrk lämpöeristetyissä laatikoissa huoneenlämpötilassa siten, että eri sideinetyypit ovat eri laatikoissa. Tämän jälkeen ne siirretään viileään +6 - +10 °C lujittumaan loppuajaksi. Säilytystapa on sama kaikille sideaineista riippumatta. Koekappaleet poistetaan valmistusmuoteistaan varovasti koekappaletta vaurioittamatta ennen puristuskokeen suorittamista. Yleensä muotista poistaminen tehdään vähän ennen puristusta ja suojataan kuivumiselta.

## 10 Puristusnopeus ja puristuksen kesto

Koekappaleet puristetaan nopeudella 1 mm/min kunnes koekappale murtuu selvästi. Mikäli murtumista ei tapahdu, kappaletta puristetaan 10 % asti ja puristuslujuudeksi tulkitaan 10 % muodonmuutosta vastaavan jännityksen arvo. Poikkeama puristusnopeudessa on ilmoitettava koeselostuksessa.

## 11 Puristinlaitteiston valinta ja kalibrointi

Puristinlaitteisto tulee valita siten, että siinä käytettävän voima-anturin mittausalue on kalibroitu käytettävälle voima-alueelle ja siirtymäanturin mittausalue on riittävä. Mittauksen tulee olla jatkuvatoimista, joten ainoastaan maksimiarvojen mittaaminen ei ole riittävää.

Puristinlaitteiston voima-anturi tulee kalibroida 1 kerran vuodessa. Kalibrointia voidaan harventaa 1 kerran 3 vuodessa tehtäväksi, mikäli laboratoriossa on toteutettavissa vertailumittauksia toisella enintään 3 vuotta aikaisemmin kalibroidulla voima-anturilla. Tällöin nämä anturit tarkastetaan toisiaan vasten eikä näin mitattujen voimalukemien arvot saa poiketa toisistaan enempää kuin 4,0 % vuosittain tarkastettuna. Molempien antureiden tulee olla käytetyllä voima-alueella. Siirtymäanturi kalibroidaan 1 kerta vuodessa mittapalojen avulla. Mittapalat tulee kalibroida vähintään 5 vuoden välein.

## 12 Testausselostus

### Testausselostuksessa esitetään aina:

- koekappaleen, sideaineen ja runkoaineen tunnistetiedot kuten kairauspiste, näytteen numero, näytteen syvyys, kokeen numero, sideaineen nimi ja tyyppi jne.
- alkuperäisen näytteen vesipitoisuus kolmen merkitsevän numeron tarkkuudella (CEN ISO/TS 17892-1:fi Geotekninen tutkimus ja koestus. Osa 1: Vesipitoisuuden määrittäminen)
- alkuperäisen näytteen irtotiheys (CEN ISO/TS 17892-2:fi Geotekninen tutkimus ja koestus. Osa 2: Hienorakeisen maan irtotiheyden määrittäminen, kohta 5.1) kolmen merkitsevän numeron tarkkuudella
- alkuperäisen näytteen pH (Soil quality – Determination of pH ISO 10390:2005)
- alkuperäisen näytteen hehkutushäviö (GLO-85 Geotekniset laboratorio-ohjeet 1. Luokituskokeet: Polttomenetelmä 800 °C lämpötilassa, ruoppausmassoilla 550 °C lämpötilassa) kahden merkitsevän numeron tarkkuudella
- puristuskoekappaleen massa ja mitat (halkaisija ja korkeus) kolmen merkitsevän numeron tarkkuudella
- yksiaksiaalinen puristuslujuus  $q_u$  ja siitä laskettu suljettu leikkauslujuus  $c_u$  kokonaisina kilopascaleina ( $c_u=q_u/2$ ), kPa
- rinnakkaisten puristuskoetulosten keskiarvo  $\tau_{stab,lab}$  kokonaisina kilopascaleina, kPa
- tieto menettelystä, mikäli murtumista ei tapahdu ja puristuslujuus on tulkittu 10 % muodonmuutosta vastaavasta jännityksen arvosta
- kuvaus poikkeamista verrattuna tässä asiakirjassa kuvattuihin menetelmiin
- muu tieto, joka tarvitaan koetulosten asiamukaiseen tulkintaan
- jännitys-muodonmuutoskuvaajat

**Testauselostuksessa esitetään tarvittaessa:**

- muut alkuperäisen näytteen runkoaineen määritetyt indeksiominaisuudet, esim. rakeisuus ISO 17892-4 Geotechnical investigation and testing. Laboratory testing of soil. Part 4: Determination of particle size distribution
- koekappaleen vesipitoisuus (CEN ISO/TS 17892-1:fi Geotekninen tutkimus ja koestus. Osa 1: Vesipitoisuuden määrittäminen) tai muut mahdolliset indeksiominaisuudet
- koekappaleen massasta, korkeudesta ja halkaisijasta laskettu koekappaleen irtotiheys
- muodonmuutos murtotilassa kahden merkitsevän numeron tarkkuudella, %
- voima-siirtymä-datan tallennus (ei toimiteta tulosten mukana, mutta säilytetään vähintään 1 vuoden ajan)
- moduulien laskenta

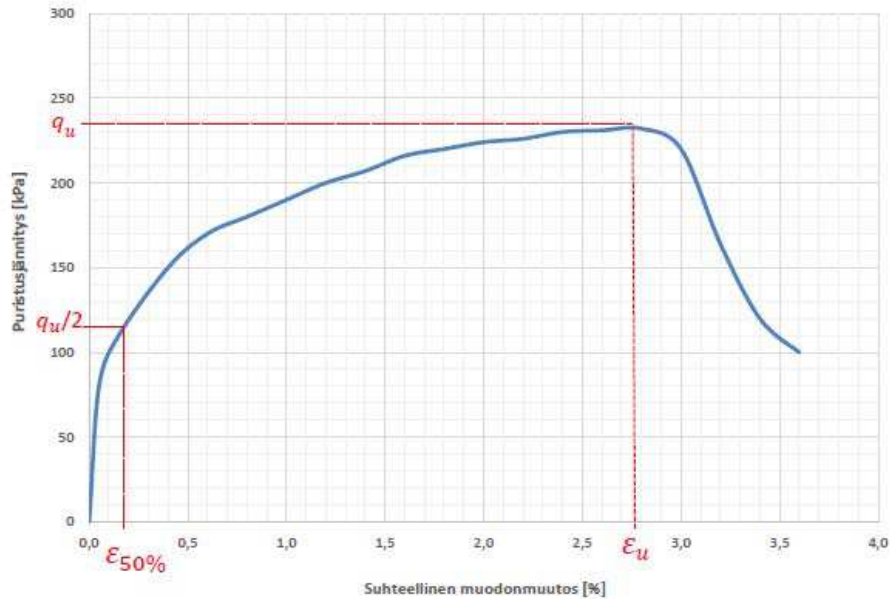
Kimmomoduuli määritetään kaavalla:  $E_{50} = (q_u / 2) / (\epsilon_{50\%} / 100 \%)$ , jossa

$E_{50}$  stabiloidun maan muodonmuutosmoduuli, määritetään väliltä  $0 \dots 0,5 \times \sigma_{1 \text{ murto}}$  [kPa]

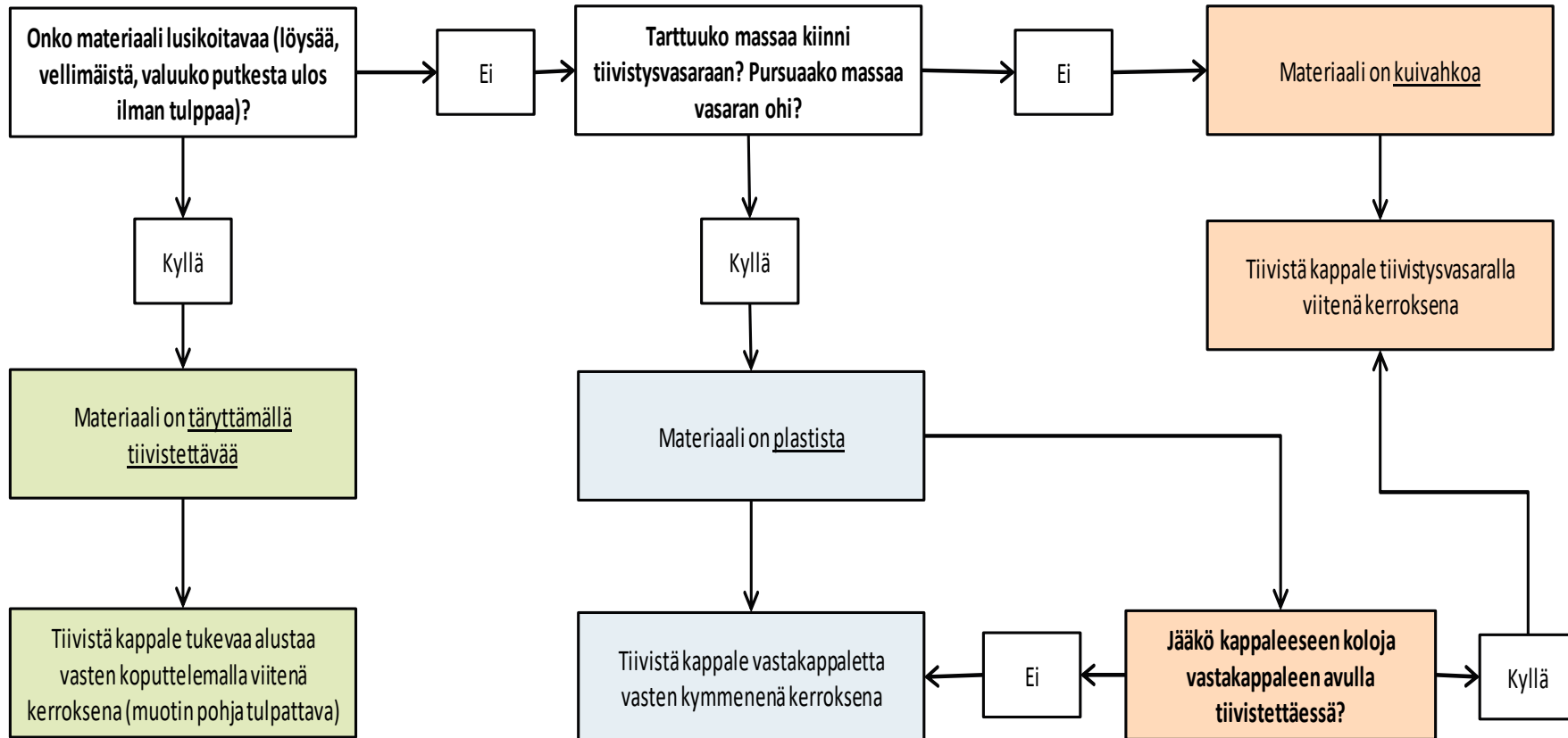
$q_u$  puristuslujuus [kPa] ( $= \sigma_{1 \text{ murto}}$ )

$\epsilon_{50\%}$  puristuslujuuden puolikasta  $0,5 \times \sigma_{1 \text{ murto}}$  vastaava muodonmuutos [%]

Puristusjännityksen  $\sigma_1$  suhde muodonmuutokseen  $\epsilon$  esitetään graafisesti (kuva 3).



Kuva 3. Esimerkki puristuslujuuskuvaajasta ja kimmomoduulin määrittämisestä.



Kuva 2. Tiivistystavan valinta.



## Koestabiloinnin ohjelmointi ja tutkimukset

Koestabiloinnin ohjelmoinnissa käytetään hyväksi stabiloitujen maanäytteiden laboratoriotuloksia ja/tai lähistöllä aikaisemmin tehtyjen stabilointien tuloksia, mikäli sellaisia on käytettävissä. Ennen koestabilointia on joka tapauksessa oltava riittävät geologiset tiedot suunnittelualueesta, jotta koestabilointi/-stabiloinnit on mahdollista sijoittaa riittävän edustavasti hankkeen alueelle. Edustavuuden varmistaminen on tärkeää siksi, että tuloksia ei käytettäisi stabiloinnin mitoittamiseen kohdilla, joissa maakerrokset ovat oleellisesti heikommin stabiloituvia kuin koealueen kohdalla.

### Tavoitteet:

Maastossa tehtävän koestabiloinnin suunnittelu aloitetaan määrittämällä selvittävien asioiden tärkeysjärjestys ja kunkin selvittämiseen tarvittava vaihtoehtojen määrä (sideainetyyppi + -määrä, tms.) esimerkiksi seuraavasti:

- sideaineresepti: laatu ja määrä
- työtekniset detaljit: esim. pilaristabilointikoneen sekoitinkärjen nostonopeus
- lujittumisaika (alkulujittuminen, pitkäaikaislujittuminen, tms.)
- alkulujittuminen ja se vaikutus esim. massasyvästabiloinnin toteutusjärjestykseen ja aikataulutukseen (esim. kuinka nopeasti voidaan tehdä seuraavien ruutujen stabilointi)
- mahdollisten heikommin lujittuvien kriittisten kerrosten tunnistaminen ja paikallistaminen ja niihin mahdollisesti riittävän sideainemäärän testaaminen
- erityisesti massastabiloinnissa ko. kohteeseen soveltuvien tuotantoa ohjaavien ja toteavien laadunvalvontamenetelmien soveltuvuuden testaaminen

Erityistapauksissa koestabiloinnilla testataan ensisijaisesti syvästabiloinnin soveltuvuutta ja toteutettavuutta ko. kohteeseen (mm. kerrosten läpäistävyys, tunkeutuminen alapuoliseen kitkamaakerrokseen, tms.):

- stabiloinnin toteutettavuus: esim. kovien maakerrosten läpäisy pilarikoneella tai sekoitettavuus massastabilointikoneella
- sekoitinkärjen tunkeutuminen stabiloitavan kerroksen alapuoliseen kitkamaakerrokseen esim. sivukaltevassa maastossa

Kaksi alinta kohtaa liittyy lähinnä stabiloinnin toteuttamiskelpoisuuden testaamiseen. Mikäli ko. kohtia ei ole mahdollista toteuttaa syvästabiloinnilla ja ne ovat hankkeen suunnitelman mukaisen toimivuuden kannalta kriittisiä, ei syvästabilointi ole kohteeseen sopiva menetelmä tai sen kustannukset voivat olla merkittävästi tavanomaista suuremmat.

### Koestabilointialueiden määrä:

Koestabiloinnissa tulee sideainelaatujen ja määrien variaatiot pitää rajallisena, jotta koealueiden ja tarvittavien tutkimusten määrä ei kasva liiaksi. Sideainemäärien erojen tulee olla keskenään riittävän suuret, jotta kairaustulosten mahdollinen hajontakin huomioiden on tulosten perusteella tehtävissä selkeitä ja perusteltavissa olevia johtopäätelmiä ja niiden perusteella sideainemäärä voidaan interpoloida suunnitelmaan (extrapolointia pyritään välttämään).

Koestabilointipilarien määrän tulisi olla kullakin variaatiolla (sideainetyyppi + - määrä) vähintään kaksinkertainen kairauksilla tai näytteenotolla tutkittavien pilarien määrään nähden. Tällöin esim. tutkimusajankohtia voidaan tarvittaessa lisätä, on mahdollista tehdä täydentäviä tutkimuksia sekä mahdollista korvata mahdollisesti epäonnistunut kairaus uudella. Koemassastabiloinnin laajuuden yhdellä variaatiolla tulisi olla vähintään n. 100 m<sup>2</sup>, jolloin siihen mahtuisi vähintään 4 kpl stabilointiruutuja.

Stabilointialueiden tulee olla riittävän laajoja ja usein alueet voivat olla osa lopullista rakennetta, jolloin suurimmat koestabiloinnin kustannukset muodostuvat koalueiden tutkimuksista.

#### Tutkimukset:

Koestabiloinnin pilarit tai massastabiloitu kerros tutkitaan useammalla eri menetelmällä. Jos käytetään vain yhtä menetelmää, on se yleensä pilarikairaus, ellei stabiloinnin korkea lujuus tee pilarikairausta soveltumattomaksi. Pilareista otettavat näytteet antavat usein harhaanjohtavan kuvan pilarin lujuudesta: joko liian huonon tai liian hyvän (näytteen häiriintyvät tai ehjiä puristuskokeeseen kelpaavia näytteitä saadaan vain stabiloinnin lujimmista kohdista). Näin ollen näytteenottoa suositellaan käytettävän vain muita menetelmiä täydentävänä menetelmänä. Massasyvästabiloinnissa koekuopista saadaan hyvin käsitys siitä, onko sideainereaktio alkanut, miten stabiloitu materiaali lujittuu ja kuinka tasalaatuista stabiloitu materiaali on.

Pilaristabilointikoealueella tarkoitetaan tässä esim. 10-20 samalla sideaineresepillä tehdyn pilarin ryhmää. Kultakin pilaristabilointikoealueelta tehdään vähintään 5 pilarikairausta ja 2-3 siipikairausta kutakin tutkittavaa lujittumisikää kohden. Mikäli tutkimukset tehdään pienemmällä kärjellä varustetulla kairalla (esim. puristinheijarikaira tai CPTU), niin kairausten määrä tulee olla suurempi.

Massasyvästabilointikoealueella tarkoitetaan tässä esim. 4-10 samalla sideaineresepillä tehtyä massastabilointiruutua. Massasyvästabiloidulle massalle on tyypillistä epähomogeenisuus, joten tutkittaessa stabiloitavuutta koestabiloinnilla kairauksia on tehtävä riittävästi. (tarvittaessa myös limitysalueelta). Kultakin massastabilointikoealueelta tehdään vähintään 8-10 pilarikairausta ja 3 siipikairausta kutakin tutkittavaa lujittumisikää kohden.

#### Raportointi:

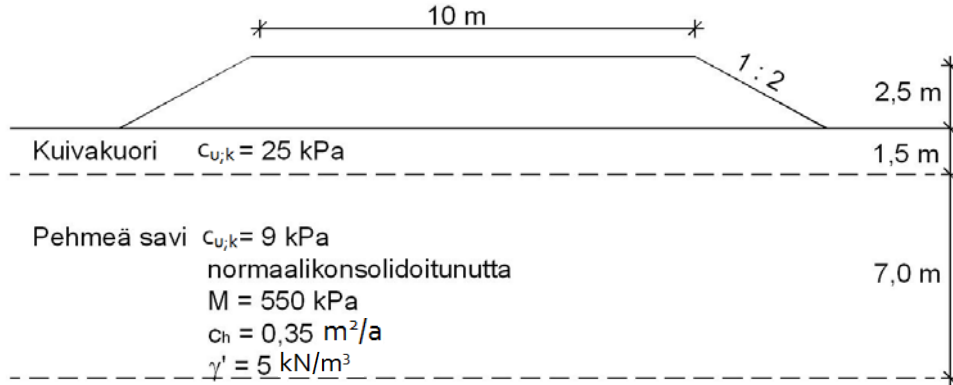
Koestabiloinnin laadunvalvontakairauksista määritetään koestabilointialueittain ja lujittumisajoittain kuvaajat, joissa pystyakselilla on syvyys+kairausten aloitustaso tai taso:

- kairaushavainnot kairauksittain
- leikkauslujuus kairauksittain (tulkittu havainnoista)
- keskiarvo ja keskihajonta

Kairaustulosten tulkinnassa poistetaan tuloksista se osuus kairauksista, jossa kairan kärki on luonnonmaakerroksessa tultuaan ulos pilarin kyljestä tai läpäistyään pilarin tai massastabiloidun kerroksen. Kairaushavainnoista voidaan myös poistaa poikkeukselliset suurta lujuutta osoittavat osuudet, mikäli on ilmeistä, että niiden syynä on esim. kivi tai puun kappale (esim. stabiloidussa turvekerroksessa).

## Esimerkkimitoitus 2,5 m penkereelle, kimmoiset pilarit

### 1. Suunnittelun lähtötietojen ja reunaehtojen kokoaminen (luku 4):



Kuva 1/L3 Penkereen ja pohjamaan geometria ja pohjamaan parametrit.

#### Muut lähtötiedot:

- yleinen tie (liikennekuormat)
- geotekninen luokka GL2
- seuraamusluokka CC2
- vastapenkereille ei tilaa
- pohjaveden pinta kuivakuorisaven alapinnassa
- sideaine kalkkisementtiä (50 % / 50 %)
- pilarin vedenjohtavuus = 10 x maan vedenjohtavuus
- laboratoriossa valmistettujen stabiloidun näytteiden 1-akselinen puristuskestävyys on 200 kPa (kolmen rinnakkaisnäytteen ka.)
- sallittu painuma enintään 100 mm

### 2. Kuormitusten määrittäminen (luku 5.3):

#### Pysyvät kuormat:

Penger- ja päällysrakennemateriaalien tilavuuspainot määritetään ohjeen "Tien geotekninen suunnittelu LO10/2012" mukaisesti. Pysyvät kuormat koostuvat esimerkin tapauksessa penkereen ja päällysrakenteen painosta.

#### Maantieliikennekuorma stabiliteettilaskentaan:

Vakavuustarkasteluissa tieliikennekuorman ominaisarvo on 12 kPa, mikä vastaa n. 25 m pituiselle penkereelle/penkereen osuudelle tasaisesti jaettua pintakuormaa. Mitoituskuormaksi saadaan  $q_{\text{tieliikenne}} = 12$  kPa x 1,15 = 13,8 kPa.

#### Maantieliikennekuorma pilarien puristuskestävyydestä:

Nopeasti vaikuttava tieliikennekuorma pilareiden puristuskestävyydestä varten määritetään kohdan 9.1 kaavojen ja kuvan 5.3a avulla.

### 3. Mitoitusparametrien määrittäminen (luku 6):

Stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo määritetään kaavalla 6.3, jossa

- kenttä-/laboratoriolujuuskerroin  $k_{K/L}$  on 1,0 kuvasta 6.5 katsottuna,
- koetulosten edustavuuskerroin  $k_{ed}$  on 1,0, koska stabiloitavuuskokeissa käytetyt maanäytteet ovat suunnittelukohteesta edustavalta syvyydeltä ja
- aikalujittumiskerroin  $k_{Ts/Tt}$  on 1,0, koska stabiloitavuuskokeiden lujittumisaika ja mitoituksessa käytetty lujittumisaika ovat samansuuruiset (tässä 28 vrk).

$$\tau_{\text{stab};k} = \tau_{\text{stab};\text{lab}} \times k_{K/L} \times k_{\text{ed}} \times k_{T_s/T_t} \quad (6.3\text{abis})$$

$$\tau_{\text{stab};k} = 100 \text{ kPa} \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 100 \text{ kPa}$$

$$\tau_{\text{stab};\text{lab}} = \sigma_{1 \text{ murto}} / 2 \quad (6.3\text{bbis})$$

$$\tau_{\text{stab};\text{lab}} = 200 \text{ kPa} / 2 = 100 \text{ kPa}$$

$\tau_{\text{stab};\text{lab}}$	laboratoriossa valmistetun näytteen puristuskestävyydestä määritetty leikkauslujuus, puristuskokeiden tulosten keskiarvo
$k_{K/L}$	kenttä-/laboratoriolujuuskerroin
$k_{\text{ed}}$	koetulosten edustavuuskerroin
$k_{T_s/T_t}$	aikalujittumiskerroin ( = $\tau_s / \tau_t$ , jossa $\tau_s$ =leikkauslujuus suunnittelu- lujittumisajan jälkeen, $\tau_t$ =leikkauslujuus ennakkotutkimusten lujittu- misajan jälkeen)
$\sigma_{1 \text{ murto}}$	laboratoriossa valmistetun näytteen puristuskestävyys, 1-akiaalinen

Stabiloinnin leikkauslujuuden ja maan leikkauslujuuden suhde  $\tau_{\text{stab};k} / c_{u;k} = 100 \text{ kPa} / 9 \text{ kPa} = 11$  eli se on sallitulla alueella ( $\leq 15$ ).

Stabiloimattoman ja stabiloidun maan mitoituslujuus johdetaan kaavan 6.2 avulla. Määritetyt mitoituslujuudet on esitetty taulukossa 1/L3.

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (6.2\text{bis})$$

$X_d$	materiaaliominaisuuden mitoitusarvo
$X_k$	materiaaliominaisuuden ominaisarvo
$\gamma_M$	maaparametrin (materiaaliominaisuuden) osavarmuusluku

#### 4. Stabiloinnin leveyden alustava arviointi (luku 7.4):

Stabiloinnin minimileveys määritetään kuvassa 7.4 esitetyn periaatteen mukaisesti. → Stabiloinnin alustavaksi leveydeksi määritetään kuvan 7.4 mukaisesti pienempi leveys B; 3:1 viivan ja pilarien alapään tason leikkauspiste.

#### 5. Stabiliateettimitoitus (luku 8):

Tarkistetaan luonnontilainen vakavuus ilman liikennekuormaa mitoitustavalla DA 3. Mitoitustapa DA3 Eurokoodin mukaisesti: "A2 "+" M2 "+" R3"

##### M2 kansallisen liitteen mukaisesti:

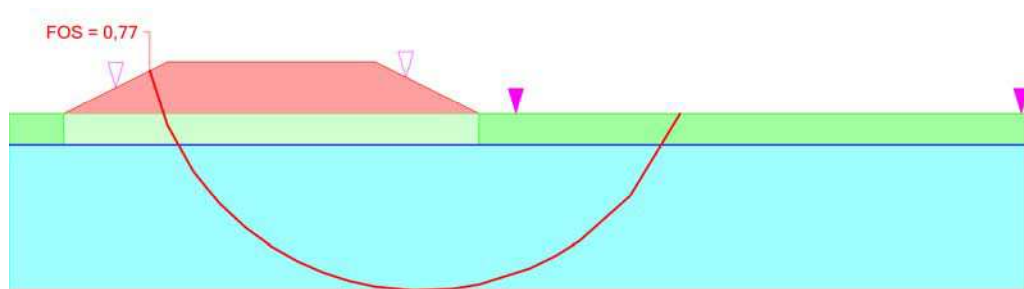
leikkauskestävyysskulma, $\varphi$	$\gamma_\varphi=1,25$ ( $\tan\varphi$ jaetaan osavarmuudella)
suljettu leikkauslujuus, $c_{u;k}$	$\gamma_{qu}=1,40$
stabiloidun maan leikkauslujuus, $\tau_{\text{stab};k}$	$\gamma_{\text{stab}}=1,40$
tilavuuspaino, $\gamma$	$\gamma_\gamma=1,00$

Taulukko 1/L3 Maakerrosten parametrien mitoitusarvot.

	Maan tilavuuspaino, $\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Maan tehokas tilavuuspaino, $\gamma'_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Suljettu Leikkauslujuus, $c_{u,d}$ [kPa]	Leikkauskestävyysskulma, $\tan\phi_d$ [-]
Penger	20 / 1,00 = 20	13 / 1,00 = 13	-	$\tan(36^\circ) / 1,25 = \tan 30,2^\circ$
Kuivakuorisavi penkereen alla ja ulkopuolella	17,5 / 1,00 = 17,5	7,5 / 1,00 = 7,5	25 / 1,4 = 17,9	-
Pehmeä savi	15 / 1,00 = 15	5 / 1,00 = 5	9 / 1,4 = 6,4	-

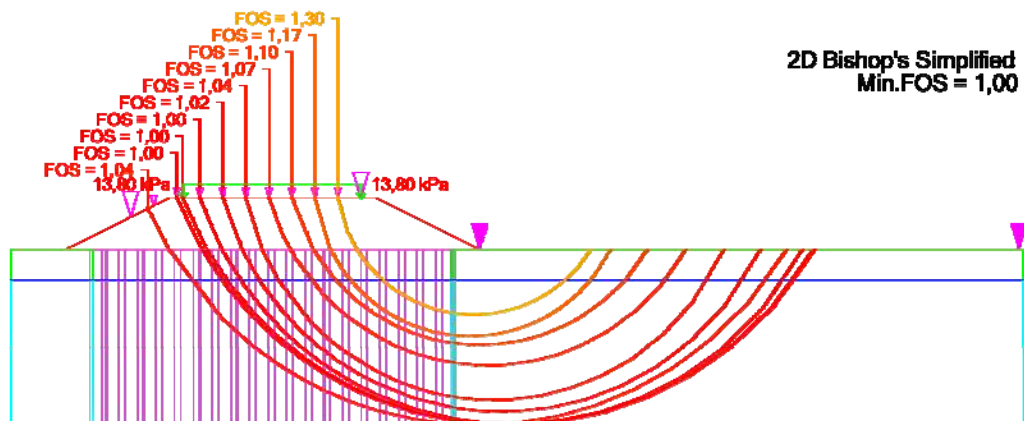
Kuvassa 2/L3 on esitetty stabiliteettilaskennassa saatu vaarallisin liukupinta ilman stabilointia. Ohjeen taulukon 8.1 mukaisesti ylimitoituskertoimen liukupintasortumaa vastaan ilman syvästabilointia tulisi olla  $> 0,70$ , jotta yksittäisten pilareiden käyttö on sallittua. Nyt  $ODF = 0,77 > 0,70 \Rightarrow$  yksittäisten pilareiden käyttäminen on sallittua. Pilaristabiloidulle pohjamaalle haetaan stabiliteettilaskelmalla keskimääräinen lujuus, jolla  $ODF \geq 1,0$  (kuva 3/L3 ja taulukko 2/L3).

2D Bishop's Simplified  
 Min.FOS = 0,77



Kuva 2/L3 Penkereen vakavuus ilman stabilointia (GeoCalc-ohjelma). Ylimitoituskertoimen  $ODF = 0,77$  ( $0,70 < ODF < 1,0$ )  $\Rightarrow$  pohjanvahvistus on tarpeen ja varmuus on riittävä yksittäisille pilareille.

2D Bishop's Simplified  
 Min.FOS = 1,00



Kuva 3/L3 Mitoitetaan pilaristabiloidun maan keskimääräinen leikkauslujuuden mitoitusarvo siten, että  $ODF \geq 1,0$ .

Taulukko 2/L3 Materiaaliparametrien mitoitusarvot vakavuustarkastelussa. Pilaristabiloidulle maalle on haettu kokeilemalla keskimääräinen mitoituslujuus, jolla ylimitoituskertoimen  $ODF \geq 1,0 \Rightarrow S_{ua,d} = 20,3$ .

	Maan tilavuuspaino, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Maan tehokas tilavuuspaino, $\gamma'_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Suljettu leikkauslujuus, $C_{u,d}$ tai $S_{ua,d}$ [kPa]	Leikkauskestävyyskulma, $\tan\phi_d$ [°]
Penger	20 / 1,00 = 20	13 / 1,00 = 13	-	$\tan(36^\circ) / 1,25 = \tan 30,2^\circ$
Pilaristabiloitu maa, keskimääräinen lujuus	15 / 1,00 = 15	5 / 1,00 = 5	28,4 / 1,4 = <b>20,3</b>	-
Kuivakuorisavi penkereen ulkopuolella	17,5 / 1,00 = 17,5	7,5	25 / 1,4 = 17,9	-
Pehmeä savi	15 / 1,00 = 15	5 / 1,00 = 5	0,65 * 9 / 1,4 = 4,2	-

\* kerroin  $\mu_{\text{pilari/maa}}$  katsotaan kuvasta 8.3a

Pilaristabiloidulle alueelle stabiliteettilaskelmalla saadaan keskimääräinen mitoituslujuus 20,3 kPa, jolla  $ODF \geq 1,0$ . Siitä määritetään alustava pilarien halkaisija, k/k-väli ja mitoituslujuus. Stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo on 100 kPa, josta saadaan pilarin leikkauslujuuden mitoitusarvo 71,4 kPa kaavalla 6.4a. Kaavoista 8.1, 8.2 ja 8.3 johdetaan pilarisuhteen a kaava 8.1b, jolla saadaan pilarisuhteeksi 0,220. Pilarisuhteesta voidaan laskea k/k-väli kaavalla  $k/k = \sqrt{A_m + A_p}$ . Kun valitaan pilarihalkaisijaksi 700 mm, saadaan kaavoilla 8.1, 8.2 ja 8.3 pilarien alustavaksi k/k-väliksi 1,32 m.

$$\tau_{\text{stab};d} = \tau_{\text{stab};k} / \gamma_{\text{stab}} \quad (6.4\text{bis})$$

$$\tau_{\text{stab};d} = 100 \text{ kPa} / 1,4 = 71,4 \text{ kPa}$$

$$S_{ua,d} = a \times \tau_{\text{stab};d} + (1 - a) \times C_{uR;d} \quad (8.1\text{bis})$$

$$\text{jossa } C_{uR;d} = \mu_{\text{pilari/maa}} \times C_{u;d}$$

$$\text{ja } a = A_p / (A_p + A_m) = A_p / A \quad (8.2\text{bis ja } 8.3\text{bis})$$

$$\Leftrightarrow a = (S_{ua,d} - \mu_{\text{pilari/maa}} \times C_{u;d}) / (\tau_{\text{stab};d} - \mu_{\text{pilari/maa}} \times C_{u;d}) \quad (8.1\text{bbis})$$

$$a = (20,3 \text{ kPa} - 0,65 \times 9 \text{ kPa}) / (71,4 \text{ kPa} - 0,65 \times 9 \text{ kPa}) = 0,220$$

$$k/k \times k/k = A_p + A_m = A_p / a = \pi \times (0,7/2)^2 / 0,220 = 1,75 \text{ m}^2 \Rightarrow k/k = \sqrt{A_m + A_p} = 1,32 \text{ m}$$

$\tau_{\text{stab};d}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden mitoitusarvo stabiliteettilaskentaan ja pilarin puristuskestävyydestarkasteluun
$\tau_{\text{stab};k}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo
$\gamma_{\text{stab}}$	leikkauslujuuden osavarmuusluku stabiloidulle maalle (= 1,4)
$S_{ua,d}$	pilaristabiloidun maan keskimääräinen leikkauslujuus aktiivivyohtykeessä, mitoitusarvo
a	pilarisuhte (= $A_p / A$ )
$C_{uR;d}$	maan suljettu leikkauslujuus, mitoitusarvo, $\gamma_M = 1,4$ , redusoitu kertomella $\mu_{\text{pilari/maa}}$ (kuva 8.3a)
$\mu_{\text{pilari/maa}}$	redusointikerroin (kuva 8.3a)
$C_{u;d}$	maan suljettu leikkauslujuus, mitoitusarvo
$A_p$	pilarin poikkileikkauksen pinta-ala
$A_m$	maan pinta-ala pilarien välissä
A	pilaristabiloidun alueen pinta-ala (= $A_p + A_m$ , = $k/k \times k/k$ )

**6. Pilarien puristuskestävyytstarkastelu (luku 9.1):**

Pilarien puristuskestävyys lasketaan STR/GEO rajatilassa mitoitustavalla DA3. Tässä tarkastelussa huomioidaan pilareihin penkereestä (pysyvä) ja liikenteestä (hetkellinen) kohdistuvat kuormat. Kuormien jakautuminen pilarien ja maan välillä riippuu niiden muodonmuutosmoduulien suhteesta. Hetkellisellä liikennekuormalla kyseessä on pienten muodonmuutosten moduulien suhde  $E_{pilari,i} / E_{maa,i}$ . Pengerkuormalla kyseessä on suhde  $E_{pilari} / M$ . Tarkastelussa tarvittavat maan ja pilareihin moduulit on esitetty taulukossa 3/L3. Parametrit  $E_{pilari}$ ,  $E_{maa,i}$  ja  $E_{pilari,i}$  on määritetty kaavoilla 6.6, 6.8 ja 6.9. M-moduulin arvo on lähtötieto.

$$E_{pilari} = 20 \times (k_{myötö} \times \tau_{stab,k})^{1,6} \quad (6.6bis)$$

$$= 20 \times (0,7 \times 100 \text{ kPa})^{1,6} = 17\,900 \text{ kPa}$$

$$G_{maa,i} = (208 / I_p + 250) \times c_{u,k} = (208 / 0,35 + 250) \times 9 = 7\,600 \text{ kPa} \quad (6.8abis)$$

$$E_{maa,i} = 2 \times (1 + \nu) \times G_{maa,i} = 2 \times (1 + 0,5) \times 7\,600 \text{ kPa} = 22\,800 \text{ kPa} \quad (6.8bbis)$$

$$E_{pilari,i} = 120 \times (0,7 \times \tau_{stab,k})^{1,6} = 120 \times (0,7 \times 100 \text{ kPa})^{1,6} = 107\,500 \text{ kPa} \quad (6.9bis)$$

- $G_{maa,i}$  maan pienten muodonmuutosten leikkausmoduuli
- $I_p$  plastisuusluku (tässä käytetty 0,35)
- $c_{u,k}$  maan suljettu leikkauslujuus, ominaisarvo
- $E_{maa,i}$  maan pienten muodonmuutosten moduuli
- $\nu$  Poissonin luku
- $E_{pilari,i}$  stabilointipilarin pienten muodonmuutosten moduuli
- $\tau_{stab,k}$  stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo

*Taulukko 3/L3 M painumamitoitukseen ja pilarien puristuskestävyytstarkasteluun.*

parametri	maa	pilari
leikkauslujuuden ominaisarvo	$c_{u,k} = 9 \text{ kPa}$	$\tau_{stab,k} = 100 \text{ kPa}$
kokoonpuristuvuus- / muodonmuutosmoduuli	$M = 550 \text{ kPa}$	$E_{pilari} = 17\,900 \text{ kPa}$
moduulisuhde	$E_{pilari} / M = 33$	
pienien muodonmuutosten moduuli	$E_{maa,i} = 22\,800 \text{ kPa}$	$E_{pilari,i} = 107\,500 \text{ kPa}$
pienien muodonmuutosten moduulien suhde	$E_{pilari,i} / E_{maa,i} = 4,7$	

Pilarien puristuskestävyyden laskenta on iteratiivinen, ja se tehdään tarvittaessa useammalla leikkauslujuudella, pilarihalkaisijalla ja pilarien k/k välillä kaavoilla 9.1–9.7. Tässä esitetään vain iteroinnin lopputulos ( $D=700 \text{ mm}$  ja  $k/k=1,03 \text{ m}$ ) ilman iterointierroksia. Saatu k/k-väli voidaan tässä pyöristää lähimpään 0,05 m eli tässä tapauksessa  $k/k=1,05 \text{ m}$  pyöristettynä.

Puristuskestävyytstarkastelussa tarkastellaan syvyyttä, joka on n. 0,5 m kuivakuoren alapinnan alapuolella eli tässä 4,5 m tien pinnasta. Tarkastelusyvyttä vastaava nopean liikennekuorman aiheuttama jännityksen lisäys  $\Delta\sigma_{liikenne,ka}$  määritetään kuvasta 5.3a moduulisuhteen  $E_{pilari,i} / E_{maa,i}$  ja pilarisuhteen avulla (kuva 4/L3). Nyt moduulisuhde on laskettu kaavoilla 6.8 ja 6.9 (taulukko 3). Se voidaan myös arvioida kuvan 5.3b avulla. Pilarihalkaisijalla 700 mm ja alustavalla k/k-välillä 1,03 m on pilarisuhde 0,36 (kaava 8.3). Pilarien puristuskestävyytstarkastelu tehdään kokonaisjännityksillä. Edellä esitetyillä valinnoilla pilarin puristuskestävyys on riittävä.

$$F_{c;d, \text{pilari}} \leq R_{c;d, \text{pilari}} \rightarrow 65,6 \text{ kN} \leq 66,8 \text{ kN} \rightarrow \text{OK} \quad (9.1\text{bis})$$

$$F_{c;d, \text{pilari}} = G_{\text{penger}} + Q_{\text{liikenne}} = 50,3 \text{ kN} + 15,4 \text{ kN} = 65,6 \text{ kN} \quad (9.2\text{abis})$$

$$G_{\text{penger}} = (k/k)^2 \times (g_{\text{penger}} \times g_{\text{pilari-\%}}) = 50,3 \text{ kN} \quad (9.2\text{bbis})$$

$$Q_{\text{liikenne}} = (k/k)^2 (\Delta\sigma_{\text{liikenne};ka} \times \Delta q_{\text{pilari-\%}}) \times \gamma_{F, \text{liikenne}} \times \Psi_{\text{liikenne}} \\ = (1,03 \text{ m})^2 \times (17,2 \text{ kPa} \times 72,9 \%) \times 1,15 \times 1,0 = 15,3 \text{ kN} \quad (9.2\text{cbis})$$

$$g_{\text{pilari-\%}} = a \times E_{\text{pilari}} / [a \times E_{\text{pilari}} + (1-a) \times M] \times 100 \% \\ = 0,363 \times 17\,900 \text{ kPa} / [0,363 \times 17\,900 \text{ kPa} + (1-0,363) \times 550 \text{ kPa}] \times 100\% \\ = 94,9 \% \quad (9.3\text{abis})$$

$$g_{\text{maa-\%}} = 100 \% - g_{\text{pilari, \%}} = 100 \% - 94,9 \% = 5,1 \% \quad (9.3\text{bbis})$$

$$g_{\text{penger}} = h \times \gamma_{\text{penger}} = 2,5 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 50 \text{ kPa} \quad (9.4\text{bis})$$

$$\Delta q_{\text{pilari-\%}} = a \times E_{\text{pilari};i} / [a \times E_{\text{pilari};i} + (1-a) \times E_{\text{maa};i}] \times 100 \% \\ = 0,363 \times 107\,500 \text{ kPa} / [0,363 \times 107\,500 \text{ kPa} + (1-0,363) \times 22\,800 \text{ kPa}] \times \\ 100 \% = 72,9 \% \quad (9.5\text{abis})$$

$$\Delta q_{\text{maa};i-\%} = 100 \% - \Delta q_{\text{pilari};i-\%} = 100 \% - 72,9 = 27,1 \% \quad (9.5\text{bbis})$$

$$R_{c;d, \text{pilari}} = A_p \times (2 \times \tau_{\text{stab};d} + k_h \times \sigma_h) = 0,3848 \text{ m}^2 \times (2 \times 71,4 \text{ kPa} + 30,75 \\ \text{kPa}) = 66,8 \text{ kN} \quad (9.6\text{bis})$$

$$\sigma_h = \sigma_{v0} + 0,5 \times \Delta\sigma_v = 28,75 \text{ kPa} + 0,5 \times 4,1 \text{ kPa} = 30,75 \text{ kPa} \quad (9.7\text{abis})$$

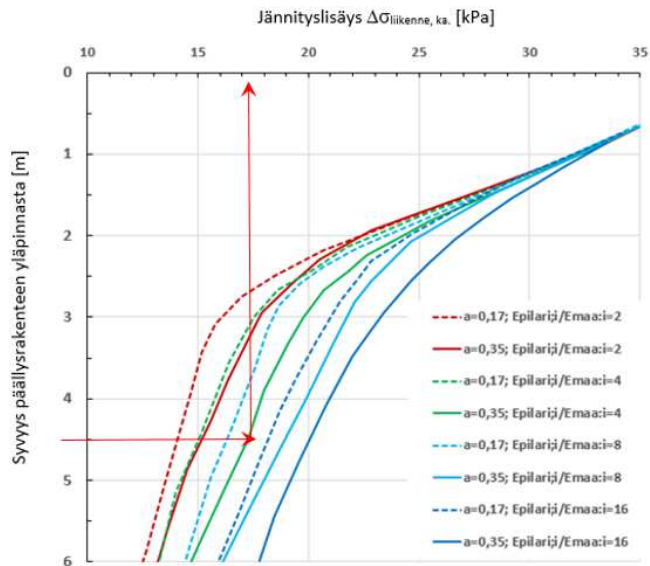
$$\Delta\sigma_v = g_{\text{maa-\%}} / (1-a) \times g_{\text{penger}} = 5,1 \% / (1-0,363) \times 50 \text{ kPa} = 4,0 \text{ kPa} \quad (9.7\text{bbis})$$

$F_{c;d, \text{pilari}}$	pilariin kohdistuvan aksiaalisen puristuskuorman mitoitusarvo pilarin puristuskestävyydestä tarkastelussa (pysyvä kuorma ja liikennekuorma)
$R_{c;d, \text{pilari}}$	pilarin puristuskestävyyden mitoitusarvo
$G_{\text{penger}}$	pilariin kohdistuva pengerkuorma alueelta $(k/k)^2$
$Q_{\text{liikenne}}$	pilariin kohdistuva nopea liikennekuorma alueelta $(k/k)^2$
$k/k$	pilarien keskeltä keskelle väli
$g_{\text{penger}}$	pengerkuorma, ei sisällä liikennekuormaa
$g_{\text{pilari-\%}}$	pilarille tuleva %-osuus pengerkuormasta $g_{\text{penger}}$
$a$	pilarisuhde $(= A_p / A)$
$\Delta\sigma_{\text{liikenne};ka}$	liikennekuorman aiheuttama keskimääräinen jännityslisäys pilaristabiloidussa maassa tarkasteluvuorokaudella, kuvasta 5.3a
$\Delta q_{\text{pilari};i-\%}$	pilarille tuleva %-osuus keskimääräisestä liikennekuormasta tarkasteluvuorokaudella
$\gamma_{F, \text{liikenne}}$	liikennekuorman osavarmuusluku (tieliikennekuormalle 1,15)
$\Psi_{\text{liikenne}}$	yhdistelykerroin, 1,0, kun tarkastelu yhden liikennekuorman alueella
$E_{\text{pilari}}$	pilarin muodonmuutosmoduuli
$M$	maan kokoonpuristuvuusmoduuli
$g_{\text{maa-\%}}$	maalle tuleva %-osuus pengerkuormasta $g_{\text{penger}}$
$g_{\text{pilari}}$	pilarille tuleva osuus pengerkuormasta $g_{\text{penger}}$
$g_{\text{maa}}$	maalle tuleva osuus pengerkuormasta $g_{\text{penger}}$
$\Delta q_{\text{pilari};i-\%}$	pilarille tuleva %-osuus keskimääräisestä liikennekuormasta tarkasteluvuorokaudella
$h$	syvästabiloinnin yläpuolisen penkereen ja päällysrakenteen korkeus
$\gamma_{\text{penger}}$	penger- ja rakennekerrosmateriaalin tilavuuspaino
$E_{\text{pilari};i}$	stabilointipilarin pienten muodonmuutosten moduuli



$E_{maa,i}$	maan pienten muodonmuutosten moduuli
$\Delta q_{maa,i} \%$	maalle tuleva %-osuus keskimääräisestä liikennekuormasta tarkastelusyvyydellä
$A_p$	pilarin pinta-ala ( $= \pi \times (D/2)^2$ )
$\tau_{stab,d}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden mitoitusarvo
$k_h$	vaakajännityksen kerroin (Liikenneviraston kohteissa 1,0)
$\Delta \sigma'_h$	vaakajännityksen lisäys tarkastelusyvyydellä (pengerkuorman aiheuttama)
$\sigma'_{vo}$	maassa vallitseva pystysuora tehokas jännitys alkutilanteessa tarkastelusyvyydellä
$\Delta \sigma_v$	pengerkuorman aiheuttaman pystyjännityksen lisäys pilarien välisessä maassa tarkastelusyvyydellä
$\sigma_h$	maan vaakajännitys pilarin vieressä tarkastelusyvyydellä
$\Delta \sigma_h$	vaakajännityksen lisäys (pengerkuorman aiheuttama)
$K_p, \text{penger}$	maanpaine kerroin pengerkuorman aiheuttamalla jännityslisäykselle (= 0,5)

*Kuva 4/L3. Nopean liikennekuorman aiheuttaman jännityksen keskimääräinen jakautuminen pohjamaassa. Syvyys päällysrakenteen yläpinnasta 4,5 m, moduulisuhde  $E_{pilari,i} / E_{maa,i} = 4,7$  ja pilarisuhde  $a = 0,363 \Rightarrow \Delta \sigma_{liikenne,ka} = 17,2 \text{ kPa}$ .*



### 7. Painumamitoitus (luvut 10.1, 10.2):

Pilarin puristuskestävyydestä tarkastelun perusteella on valittu pilarin halkaisijaksi 700 mm ja pilarien alustavaksi k/k-väliksi 1,05 m. Pilarisuhde  $a$  on tällöin 0,35. Kaavalla 10.2a lasketaan pilaristabiloidun maakerroksen painumaksi 68 mm.

$$s_{maa} = s_{pilari} = \frac{g_{penger}}{a \times E_{pilari} + (1 - a) \times M} \times z_{pilari} \quad (10.1bis)$$

$$= ((2,5 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3) / (0,35 \times 17\,900 \text{ kPa} + (1 - 0,35) \times 550 \text{ kPa})) \times 8,5 \text{ m}$$

$$= 0,0642 \text{ m} = 64 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

$s_{maa}$	maalle siirtyvän kuormaosuuden aiheuttama painuma
$s_{pilari}$	pilarille siirtyvän kuormaosuuden aiheuttama painuma
$g_{penger}$	pengerkuorma, ei sisällä liikennekuormaa
$a$	pilarisuhde ( $= A_p / A$ )
$E_{pilari}$	pilarin muodonmuutosmoduuli
$M$	maan kokoonpuristuvuusmoduuli
$z_{pilari}$	pilaristabiloidun maakerroksen paksuus (pilaripituus)

Pilareihin kohdistuvan kuormituksen pysyminen myötöjännitystä pienempänä tarkistetaan kaavan 10.6 mukaisella ehdolla. Laskemalla pilariin kohdistuva kuormitus kaavalla 10.7 ja 10.3b saadaan kuormitukseksi 135 kPa. Pilarin myötöjännitys määritetään kaavalla 10.8, jossa huomioidaan pilaria tukeva vaakajännitys. Tarkastelusyvytydellä 2 m maanpinnan alapuolella (0,5 m kuivakuoren alapinnan alapuolella), saadaan pilarin myötöjännitykseksi 159 kPa.

$$\Delta\sigma'_{v, \text{penger; pilari}} \leq \sigma_{\text{pilari, myötö}} \rightarrow 135 \text{ kPa} \leq 159 \text{ kPa} \rightarrow \text{OK} \quad (10.6\text{bis})$$

$$\Delta\sigma'_{v, \text{penger; pilari}} = g_{\text{pilari}}/a = 47,3 / 0,35 = 135,1 \text{ kPa} \quad (10.7\text{bis})$$

$$g_{\text{pilari}} = \frac{a \times E_{\text{pilari}} \times s_{\text{pilari}}}{Z_{\text{pilari}}} = 0,35 \times 17\,900 \text{ kPa} \times 0,0642 \text{ m} / 8,5 \text{ m} = 47,3 \text{ kPa} \quad (10.3\text{bbis})$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{pilari, myötö}} &= 0,7 \times (2 \times \tau_{\text{stab;k}} + k_h \times \sigma'_h) \\ &= 0,7 \times (2 \times 100 \text{ kPa} + 1,0 \times 27,1 \text{ kPa}) = 159,0 \text{ kPa} \end{aligned} \quad (10.8\text{abis})$$

$$\begin{aligned} \sigma'_h &= \sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_h = \sigma'_{vo} + K_{p, \text{penger}} \times \Delta\sigma'_v \\ &= 1,5 \text{ m} \times 15 \text{ kPa} + 0,5 \text{ m} \times 5 \text{ kPa} + 0,5 \times 4,15 \text{ kPa} = 27,1 \text{ kPa} \end{aligned} \quad (10.8\text{bbis})$$

$$\Delta\sigma'_v = g_{\text{maa}} / (1 - a) = 2,70 \text{ kPa} / (1 - 0,35) = 4,15 \text{ kPa} \quad (10.8\text{cbis})$$

$$g_{\text{maa}} = \frac{(1 - a) \times M \times s_{\text{maa}}}{Z_{\text{pilari}}} = (1 - 0,35) \times 550 \text{ kPa} \times 0,0642 \text{ m} / 8,5 \text{ m} = 2,70 \text{ kPa} \quad (10.4\text{bbis})$$

$\Delta\sigma'_{v, \text{penger; pilari}}$	pengerkuorman aiheuttama tehokas pystyjännityksen lisäys pilarissa
$\sigma_{\text{pilari, myötö}}$	stabiloidun maan myötöpuristuslujuus
$g_{\text{pilari}}$	pilarille tuleva osuus pengerkuormasta (kaava 10.2b)
$\tau_{\text{stab;k}}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo
$k_h$	vaakajännityksen kerroin (1,0 Liikenneviraston hankkeissa)
$\sigma'_h$	maan tehokas vaakajännitys pilarin vieressä
$\sigma'_{vo}$	maan pystysuora tehokas jännitys alkutilanteessa
$\Delta\sigma'_h$	vaakajännityksen lisäys tarkastelusyvytydellä (pengerkuorman aiheuttama)
$K_{p, \text{penger}}$	maanpainekerroin pengerkuorman aiheuttamalle lisäjännitykselle (= 0,5)
$\Delta\sigma'_{v, \text{penger; maa}}$	pengerkuorman aiheuttama tehokas pystyjännityksen lisäys pilarien välisessä maassa
$g_{\text{maa}}$	maalle tuleva osuus pengerkuormasta (kaava 10.3b)

### 8. Pilarikaavion ja stabiloinnin leveyden, stabilointisyvyyden ja -lujuuden valinta mitoittavan laskelman perusteella (kohta 7.5, 8, 9, 10):

Mitoittava laskenta on pilarin puristuskestävyydeltä tarkastelu, jonka perusteella valitaan pilarien leikkauslujuudella 100 kPa pilarin halkaisijaksi 700 mm ja k/k-väliksi 1,05 m.

Pilariväli  $k/k \leq D+0,7\text{m}$  ja  $\leq 2,5 \text{ m}$  (penkereen + päällysrakenteen paksuus), joten tarkempaa tarkastelua pilaritiheyden riittävydestä (holvaus) ei tarvita.

Stabiloinnin leveydeksi määritetään kuvan 7.4 mukaisesti pienempi leveys B; 3:1 viivan ja pilarien alapään tason leikkauspiste. Stabilointi tehdään pehmeän savikerroksen alapintaan.

## Myötäävän pilaroinnin mitoitus

Tässä laskentaesimerkissä penger- ja päällysrakenteen sekä pohjamaan geometria ja parametrit ovat samat kuin esimerkklaskelmassa 1 (kuva 1/L3).

Myötäävällä pilarilla kuormitus ylittää myötökestävyyden (kuva 6.3) ja painumat lasketaan olettaen pilarin muodonmuutoksen noudattavan jäännöslujuuden mukaista katkoviivaa.

Tämän liitteen sisältö otetaan tarvittaessa käyttöön hankekohtaisella päätöksellä, mikäli kohdassa 7.1 esitetyt vaatimukset täyttyvät (taulukko 1/L4). Hankohtaisessa päätöksessä voidaan myös harkita numeroarvojen valintaa. Ainoastaan tässä liitteessä käytettyjä merkintöjä ei ole esitelty kohdan 1.3 merkinnöissä. Tässä esitetyt mitoitus- ja kuormitustilat on tehty yksinkertaistettuna käsinlaskennan helpottamiseksi. Tässä pengerkuorman ei oleteta jakaantuvaan pohjamaassa sivusuunnassa, mikä saattaa aiheuttaa syvemmällä pystyjännitysten yliarviointia. Mitoitus sisältää iterointia ja se suositellaan tehtäväksi tarkoitukseen laaditulla mitoitusohjelmalla.

*Taulukko 1/L4 Kohdassa 7.1 esitetyt vaatimukset, joiden täytyessä myötäävien pilarien käyttäminen on mahdollista (hankekohtaisella päätöksellä) ja mitoitus-esimerkin tiedot.*

Yleinen vaatimus (kohta 7.1)	Kohteen tiedot
• Pohjamaan leikkauslujuus (redusoitu) on $\geq 8$ kPa	$c_{u;k} = 9$ kPa => ok!
• Pohjamaan humuspitoisuus on $\leq 2$ %	$< 2$ % => ok!
• Pehmeikön paksuus tai ominaisuudet eivät vaihtelee pienipiirteisesti	$z =$ vakio, parametrit $\approx$ vakio => ok!
• Sideaineseoksessa sementin osuus on enintään 50 % ja kalkin vähintään 50 %	KS 1:1 => ok!
• Pilarin leikkauslujuuden ja maan leikkauslujuuden suhde $\tau_{stab;k} / c_{u;k}$ , on enintään 10	$\tau_{stab;k} = 10 \times 9$ kPa = 90 kPa
• Myötääviä pilareita ei aseta pilarilamelleiksi	yksittäiset pilarit => ok!
• Laskettu pilarin kokoonpuristuma ei saa ylittää 5 % millään tasolla, tarkastelu max. 2 m paksuina kerroksina	tarkistetaan mitoituksessa
• Laskennallinen kokonaispainuma ei ylitä 250 mm, tähän lasketaan mukaan painuma sillä syvyydellä, jossa pilarien myötökuorma ylittyy	tarkistetaan mitoituksessa
• Käytön aikainen kokonaispainuma määritellään rakenteen vaatimusten mukaisesti	max. 100 mm 6 kk painuma-ajan jälkeen
• Penkereelle varataan painumanopeuslaskelmien mukainen riittävä (n. 6-12 kk) painuma-aika ennen tien päällystämistä	ok! varataan painuma-aika
• Kohteessa on tehty / tehdään ödometrikokeet, joiden tulokset hyödynnetään myötäävän pilaroinnin painumalaskennassa	ödometrikokeet on tehty ja niitä hyödynnetään yksityiskohtaisessa mitoituksessa (ko. mitoitusta ei ole esitetty tässä)

**1. Stabiliateettimitoitus:**

Esimerkissä 1 on stabiliateettilaskelmalla haettu kokeilemalla pilaristabiloidulle alueelle keskimääräinen mitoituslujuus 20,3 kPa, jolla ODF  $\geq 1,0$ . Siitä määritetään alustava pilarien halkaisija, k/k-väli ja mitoituslujuus. Stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo  $\tau_{stab;k}$  on 90 kPa, josta saadaan mitoitusarvo  $\tau_{stab;d}$  64,3 kPa kaavalla 6.4. Kaavoista 8.1, 8.2 ja 8.3 johdetaan pilarisuhteen a kaava 8.1b, jolla saadaan pilarisuhteeksi 0,247. Pilarisuhteesta voidaan laskea k/k-väli kaavalla  $k/k = \sqrt{(A_m + A_p)}$ . Kun valitaan pilarihalkaisijaksi 600 mm, saadaan kaavoilla 8.1, 8.2 ja 8.3 pilarien alustavaksi k/k-väliksi 1,07 m.

$$\tau_{stab;d} = \tau_{stab;k} / \gamma_{stab} \quad (6.4abis)$$

$$\tau_{stab;d} = 90 \text{ kPa} / 1,4 = 64,3 \text{ kPa}$$

$$S_{u;d} = a \times \tau_{stab;d} + (1 - a) \times C_{u;d} \quad (8.1abis)$$

jossa  $C_{u;d} = \mu_{pilari / maa} \times C_{u;d}$

ja  $a = A_p / (A_p + A_m) = A_p / A \quad (8.2bis \text{ ja } 8.3bis)$

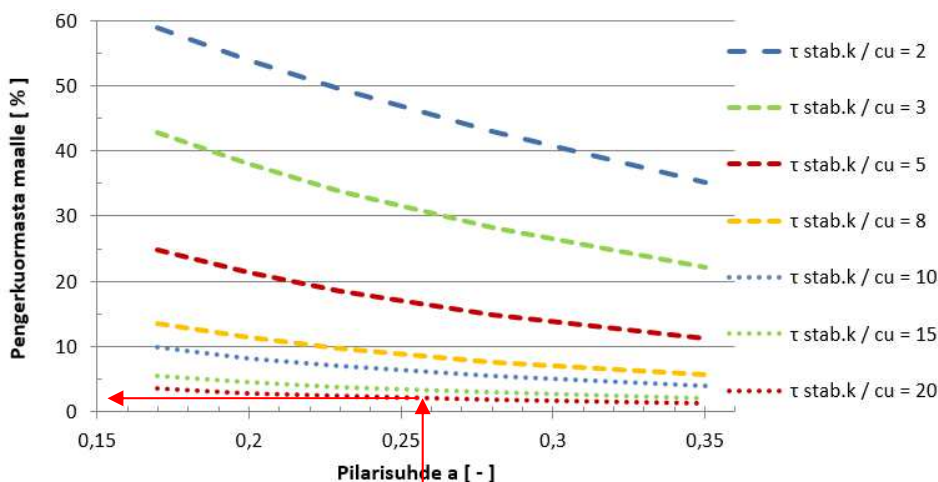
$$\Rightarrow a = (S_{u;d} - \mu_{pilari / maa} \times C_{u;d}) / (\tau_{stab;d} - \mu_{pilari / maa} \times C_{u;d}) \quad (8.1bbis)$$

$$a = (20,3 \text{ kPa} - 0,65 \times 9 \text{ kPa}) / (64,3 \text{ kPa} - 0,65 \times 9 \text{ kPa}) = 0,247$$

$$k/k \times k/k = A_p + A_m = A_p / a = \pi \times (0,6/2)^2 / 0,247 = 1,14 \text{ m}^2 \Rightarrow k/k = \sqrt{(A_m + A_p)} = 1,07 \text{ m}$$

**2. Myötävän pilaroinnin painumamitoitus**

Myötävän pilaroinnin painumamitoituksen lähtökohtana on tasaisen painuman periaate. Laskelman aluksi voidaan katsoa likimääräisellä tarkkuudella kuvasta 10.2, mikä olisi kuorman jakautuminen maalle ja pilareille, jos pilarien myötöraja ei ylittyisi eli olettaen pengerkuorma todellista pienemmäksi. Kun  $a = 0,247$  ja  $\tau_{stab;k} / C_{u;k} = 10$ , kohdistuu kimmoisilla pilareilla pengerkuormasta  $g_{penger;m-\%} \approx 7\%$  maalle ja  $\approx 93\%$  pilareille. Vaihtoehtoisesti pengerkuorman jakautuminen pilareille ja maalle voidaan määrittää kaavalla 9.3, jossa " $g_{maa-\%}$ " = "Pengerkuormasta maalle" kuvan 10.2 (ja kuvan 1) pystyakselilla. Koska myötävien pilarien tapauksessa on kyse kuormasta pilarien myötörajalla, muutetaan merkinnäksi " $g_{maa-\%,m}$ " ja " $g_{pilari-\%,m}$ " (= 100% -  $g_{maa-\%,m}$ ).



Kuva 1/L4. Pilarin myötökuorman jakauman määrittäminen kuvan 10.2 avulla.

Kuvasta 1/L4 saadun (tai kaavoilla lasketun) kuormanjakauman perusteella voidaan määrittää kaavalla L.2 pengerkuorma  $G_{penger;m}$ , jonka ylittyessä pilarit myötäävät (kaava L.2 on johdettu kaavasta L.3). Pilarin myötökestävyyden mitoitusarvo  $R_{c;d,pilari;m}$  voidaan määrittää kaavoilla L.1, 10.8 ja 9.7. Kaavalla 9.7 hieman aliarvioidaan pilareiden väliseen maahan kohdistuva jännitys  $\Delta\sigma'_v$ , koska todellinen  $g_{maa-\%}$  -osuus on myötörajan ylittymisen jälkeen suurempi kuin kuvasta 1 pilareiden myötörajalla määritetty  $g_{maa-\%;m}$ .

$$R_{c;d,pilari;m} = A_p \times (2 \times k_{myötö} \times \tau_{stab;k} + k_h \times \sigma'_h) \quad (L.1)$$

$$\sigma'_h = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_h = \sigma'_{vo} + K_{p,penger} \times \Delta\sigma'_v \quad (10.8bbis)$$

$$\Delta\sigma'_v = g_{maa-\%;m} / (1 - a) \times h \times \gamma_{penger} = g_{maa-\%;m} / (1 - a) \times g_{penger} \quad (9.7bis)$$

$$G_{penger;m} = R_{c;d,pilari;m} / g_{pilari-\%;m} \quad (L.2)$$

$$G_{penger;m} = (1 - g_{pilari-\%;m}) \times G_{penger;m} + R_{c;d,pilari;m} \quad (L.3)$$

$R_{c;d,pilari;m}$	pilarin myötökestävyyden mitoitusarvo [kN]
$A_p$	pilarin poikkileikkauksen pinta-ala [m <sup>2</sup> ]
$k_{myötö}$	myötöjännityksen kerroin (0,7) [-]
$\tau_{stab;k}$	stabiloidun maan leikkauslujuuden ominaisarvo [kPa]
$k_h$	vaakajännityksen kerroin (1,0) [-]
$\sigma'_h$	maan tehokas vaakajännitys pilarin vieressä [kPa]
$\sigma'_{vo}$	maan pystysuora tehokas jännitys alkutilanteessa [kPa]
$\Delta\sigma'_h$	vaakajännityksen lisäys (pengerkuorman aiheuttama) [kPa]
$K_{p,penger}$	maanpaine kerroin pengerkuorman aiheuttamalla jännityslisäykselle (0,5) [-]
$\Delta\sigma'_v$	pengerkuorman aiheuttama tehokas pystyjännityksen lisäys pilareiden välisessä maassa [kPa]
$g_{maa-\%;m}$	maalle tuleva %-osuus pengerkuormasta $g_{penger}$ pilarin myötörajalla [%]
$a$	pilarisuhde [-]
$h$	syvästabiloinnin yläpuolisen penkereen ja päällysrakenteen korkeus [m]
$\gamma_{penger}$	penger- ja päällysrakennemateriaalin tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]
$g_{penger}$	pengerkuorma (penger + päällysrakenne), ei sisällä liikennekuormaa [kPa]
$G_{penger;m}$	pengerkuorma alueelta (k/k) <sup>2</sup> , kuorman ylittyessä pilarit alkavat myötää [kN]
$g_{pilari-\%;m}$	pilarille tuleva %-osuus pengerkuormasta $g_{penger}$ pilarin myötörajalla [%]
$\Delta g_{maa}$	pilareiden myötöamisen jälkeen maalle kohdistuva lisäkuorma [kPa]

Kun tiedetään pilarisuhde eli pilarivälin ja -halkaisijan yhdistelmä, voidaan yhdelle pilarille kohdistuva pengerkuorma  $G_{penger;m}$  (kN) muuttaa kaavalla L.4 pengerkuormaksi  $g_{penger;m}$  (kPa), jonka ylittyessä pilarit alkavat myötää tarkastelutasolla. Kaavalla L.5 saadaan pengerkuormien  $g_{penger}$  ja  $g_{penger;m}$  erotuksena  $\Delta g_{maa}$ , jonka verran pilarin myötökuorma ylittyy tarkastelutasolla. Kuorman  $\Delta g_{maa}$  verran kuormasta kohdistuun pelkästään pilareiden väliseen maahan. Määrittämällä syvyys, jossa erotus  $\Delta g_{maa} \approx 0$  kPa, saadaan syvyys, johon saakka pilarit myötäävät. Pilarien myötökestävyyden ylit-

tävästä kuormasta aiheutuva jännitys maahan saadaan kaavalla L.6. Kaavojen selitteiden alla on esitetty laskelmat syvyyksiltä 2 m ja 8,5 m eli 0,5 m kuivakuoren alapinnan alapuolelta ja syvyydeltä (likim. tarkkuudella), johon saakka pilarit myötäävät (tässä esimerkkilaskelmassa pilarit myötäävät savikerroksen alapintaan saakka).

$$g_{\text{penger};m} = G_{\text{penger};m} / (k/k)^2 \quad (\text{L.4})$$

$$\Delta g_{\text{maa}} = g_{\text{penger}} - g_{\text{penger};m} \quad (\text{L.5})$$

$$\Delta \sigma_{\text{maa}} = \Delta g_{\text{maa}} / (1 - a) \quad (\text{L.6})$$

$g_{\text{penger};m}$  pengerkuorma (penger + päällysrakenne), jonka ylittyessä pilarit alkavat myötää [kPa]  
 $\Delta \sigma_{\text{maa}}$  pilareiden myötäämisen jälkeen maalle kohdistuva lisäjännitys tarkastelutasolla [kPa]

#### Tarkastelusyvyys 2,0 m:

$$\Delta \sigma'_v = g_{\text{maa};m} / (1 - a) \times g_{\text{penger}} = 7 \% / (1 - 0,247) \times 50 \text{ kPa} = 4,6 \text{ kPa} \quad (\text{9.4bbis})$$

$$\sigma'_h = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_h = \sigma'_{v0} + K_{p, \text{penger}} \times \Delta \sigma'_v \quad (\text{10.8bis})$$

$$= 1,5 \text{ m} \times 15 \text{ kN/m}^3 + 0,5 \text{ m} \times 5 \text{ kN/m}^3 + 0,5 \times 4,6 \text{ kPa} = 27,3 \text{ kPa}$$

$$R_{c,d, \text{pilari}} = A_p \times (2 \times 0,7 \times \tau_{\text{stab};k} + k_h \times \sigma'_h) \quad (\text{L.1})$$

$$= \pi \times (0,3 \text{ m})^2 \times (2 \times 63,0 \text{ kPa} + 1 \times 27,3 \text{ kPa}) = 43,3 \text{ kN}$$

$$g_{\text{pilari};m} = 0,93 \text{ (kuva 1)} \Rightarrow G_{\text{penger};m} = R_{c,d, \text{pilari}} / g_{\text{pilari};m} = 43,3 \text{ kN} / 0,93 = 46,6 \text{ kN} \quad (\text{L.2})$$

$$g_{\text{penger};m} = G_{\text{penger};m} / (k/k)^2 = 46,6 \text{ kN} / (1,07 \text{ m})^2 = 40,7 \text{ kPa} \quad (\text{L.4})$$

$$\Delta g_{\text{maa}} = g_{\text{penger}} - g_{\text{penger};m} = 2,5 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 - 40,7 \text{ kPa} = 9,3 \text{ kPa} \quad (\text{L.5})$$

$$\Delta \sigma_{\text{maa}} = \Delta g_{\text{maa}} / (1 - a) = 9,3 \text{ kPa} / (1 - 0,247) = 12,3 \text{ kPa} \quad (\text{L.6})$$

⇒ myötäävien pilarien väliselle maalle tulee 12,3 kPa enemmän kuormaa kuin tilanteessa, jossa pilarit toimivat kimmoisina

#### Tarkastelusyvyys 8,5 m:

$$\Delta \sigma'_v = 7 \% / (1 - 0,247) \times 50 \text{ kPa} = 4,6 \text{ kPa} \quad (\text{9.4bbis})$$

$$\sigma'_h = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_h = \sigma'_{v0} + K_{p, \text{penger}} \times \Delta \sigma'_v \quad (\text{10.8bis})$$

$$= 1,5 \text{ m} \times 15 \text{ kN/m}^3 + 7 \text{ m} \times 5 \text{ kN/m}^3 + 0,5 \times 4,6 \text{ kPa} = 59,8 \text{ kPa}$$

$$R_{c,d, \text{pilari}} = A_p \times (2 \times 0,7 \times \tau_{\text{stab};d} + k_h \times \sigma'_h) \quad (\text{L.1})$$

$$= \pi \times (0,3 \text{ m})^2 \times (2 \times 63,0 \text{ kPa} + 1 \times 59,8 \text{ kPa}) = 52,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{penger};m} = 52,5 \text{ kN} / 0,93 = 56,5 \text{ kN} \quad (\text{L.2})$$

$$g_{\text{penger};m} = G_{\text{penger};m} / (k/k)^2 = 56,5 \text{ kN} / (1,07 \text{ m})^2 = 49,3 \text{ kPa} \quad (\text{L.4})$$

$$\Delta g_{\text{maa}} = g_{\text{penger}} - g_{\text{penger};m} = 50 \text{ kPa} - 49,3 \text{ kPa} = 0,7 \text{ kPa} \quad (\text{L.5})$$

$$\Delta \sigma_{\text{maa}} = 0,7 \text{ kPa} / (1 - 0,247) = 0,9 \text{ kPa} \quad (\text{L.6})$$

- ⇒ Pilarien väliselle maalle tulee 0,9 kPa enemmän kuormaa kuin tilanteessa, jossa pilarit toimivat kimmoisina. Todellisuudessa pengerkuorma jakaantuu myötäävien pilareiden osuudella maaperässä ja kuorma 8,5 m syvyydessä on pienempi kuin tässä 8,5 m syvyydelle laskettu.

Yksinkertaisimmassa tapauksessa (homogeeninen, normaalikonsolidoitunut pohjamaa) painuma voidaan laskea tässä esitetysti. Kerroksellisessa pohjamaassa laskelma on tehtävä kerroksittain. Myötökuorman ylityttyä pilari kantaa myötökuormansa ja pilarin oletetaan myötäävän ja painuvan yhtä paljon kuin pilarien välinen maa kuormalla  $g_{\text{maa}} + \Delta g_{\text{maa}}$ . Pilarin myötökestävyyden ei oleteta kasvavan maalle kohdistuvan kuormaosuuden kasvaessa, vaikka pilaria tukeva vaakasuora maanpaine kasvaa. Tällä periaatteella lasketaan kaavalla 10.1 pilareiden ja maan painuma kuormalla  $g_{\text{penger};m}$ .

Stabilointipilarin muodonmuutosmoduuliksi määritetään 15 640 kPa kaavalla 6.6. Kaavalla 10.1 lasketaan pilaristabiloidun maakerroksen painumaksi 91 mm, käyttäen kuormana 2 m syvyydellä vaikuttavaa myötökuormaa.

$$E_{\text{pilari}} = 20 \times (k_{\text{myötö}} \times \alpha_{\text{stab};k.})^{1,6} = 20 \times (0,7 \times 90 \text{ kPa})^{1,6} = 15 640 \text{ kPa} \quad (\text{6.6bis})$$

$$s_{\text{maa};m} = s_{\text{pilari};m} = \frac{g_{\text{penger};m}}{a \times E_{\text{pilari}} + (1 - a) \times M} \times Z_{\text{pilari}} \quad (\text{10.1bis})$$

$$= 40,7 \text{ kPa} / (0,247 \times 15 640 \text{ kPa} + (1 - 0,247) \times 550 \text{ kPa}) \times 8,5 \text{ m} = 0,091 \text{ m} = 91 \text{ mm}$$

Tarkastelusyvyydelle 2,0 m on laskettu kaavalla L.7 suhteellinen painuma, jonka perusteella on laskettu painuma syvyydeltä kuivakuoren alapinta  $Z_{\text{kuSa}}$  1,5 m syvyydelle  $Z_m$  8,5 m (pilarit myötäävät syvyydelle  $Z_m$ ). Koska kuivakuorikerroksessa stabiloidun savikerroksen painuma tapahtuu käytännössä pääosin rakentamisaikana, ei kuivakuorikerroksessa ole oletettu tapahtuvan merkittävää käytön aikaista painumaa. Kaavassa L.7 on syvyydelle 2 m laskettu painuma siirretty kuivakuoren alapintaan ja painumajakauma on oletettu kolmion muotoiseksi (painuma = 0 mm syvyydellä 8,5 m):

$$\Delta s_{\text{maa}} = \frac{(Z_m - Z_{\text{kuSa}}) \times \Delta g_{\text{maa}}}{(1 - a) \times M} \times 0,5 \quad (\text{L.7})$$

$$= (8,5 - 1,5 \text{ m}) \times 9,3 \text{ kPa} / ((1 - 0,247) \times 550 \text{ kPa}) \times 0,5 = 0,079 \text{ m} = 79 \text{ mm}$$

Yllä kaavoilla 10.1 ja L.7 laskettu painuma 170 mm (91 mm + 79 mm) ylittää käytön aikaisen painumavaatimuksen 100 mm. Kun otetaan huomioon se, että kimmainen osuus painumasta tapahtuu nopeasti, jää rakennusaikaisen (n. 6 kk) painuman jälkeiseksi painumaksi n. 80 mm eli painumakriteeri täyttyy (käytön aikana < 100 mm).

Myötäävillä pilareilla on tarkistettava, että pilarit eivät menetä muotaan. Kokoonpuristuman raja-arvo on 5 % pilaripituudesta geotekniset kerrokset erikseen tarkasteltuna. Tarkastelu tehdään enintään 2 m paksuina kerroksina. Tarkistetaan myötäävien pilarien kokoonpuristuma kuivakuoren alapuolella syvyydellä 1,5 - 3,5 m kaavalla L.9. Pilarien kimmainen painuma ko. syvyydellä voidaan laskea kaavalla L.8. Ko. syvyydellä

välin kokonaispainuma lasketaan kaavalla L.10 ja suhteellinen kokoonpuristuma kaavalla L.11.

$$S_{\text{maa};m(\text{kuSa}-3,5\text{m})} = S_{\text{pilari};m(\text{kuSa}-3,5\text{m})} = \frac{g_{\text{penger};m}}{a \times E_{\text{pilari}} + (1-a) \times M} \times Z_{(\text{kuSa}-3,5\text{m})} \quad (\text{L.8})$$

$$= 40,7 \text{ kPa} / (0,247 \times 15\,640 \text{ kPa} + (1 - 0,247) \times 550 \text{ kPa}) \times 2 \text{ m} = 0,019 \text{ m} = 19 \text{ mm}$$

$$\Delta S_{\text{maa}(\text{kuSa}-3,5\text{m})} \approx \frac{(Z_{(\text{kuSa}-3,5\text{m})}) \times \Delta g_{\text{maa}}}{(1-a) \times M} \quad (\text{L.9})$$

$$\approx (3,5 - 1,5 \text{ m}) \times 9,3 \text{ kPa} / ((1 - 0,247) \times 550 \text{ kPa}) \approx 0,045 \text{ m} \approx 45 \text{ mm}$$

$$S_{(\text{kuSa}-3,5\text{m})} \approx 19 \text{ mm} + 45 \text{ mm} \approx 64 \text{ mm} \quad (\text{L.10})$$

$$E_{(\text{kuSa}-3,5\text{m})} \approx S_{(\text{kuSa}-3,5\text{m})} / Z_{(\text{kuSa}-3,5\text{m})} \times 100 \% \quad (\text{L.11})$$

$$\approx 64 \text{ mm} / 2000 \text{ mm} \times 100 \% \approx 3,2 \% \ll 5 \% \rightarrow \text{OK (tarkempaa laskelmaa ei tarvita)}$$

Painuman suuruuden laskentaan liittyy merkittävä epätarkkuus pilarien todellisen myötö-käyttäytymisen arvioinnin osalta. Pilareita ympäröivän maan osalta tulee tutkia, voidaanko käyttää ylikonsolidoituneen alueen parametreja, jolloin painumat jäävät pienemmiksi. Laskelmien lähtötiedoiksi tarvitaan jo alustavissa tarkasteluissa ödometrikokeita, jotta myötävän pilaroinnin käyttömahdollisuudet voidaan selvittää riittävällä tarkkuudella.

### 3. Painumanopeuslaskelma:

Aikaisemmissa stabiloinnin mitoitusohjeissa on esitetty stabiloitujen pilareiden vedenläpäisevyyden olevan  $k_{\text{pilari}} = 1000 \times k_{\text{maa}}$  käytettäessä sideaineena kalkkia ja  $500 \times k_{\text{maa}}$  käytettäessä sementtiä tai kalkkisementtiä. Kohdassa 6.5 esitetyn perusteella kerroin 500 vaikuttaa epärealistisen suurelta ja tässä ohjeessa esitetään stabilointipilarin vedenläpäisevyyden olevan  $k_{\text{pilari}} = 10 \times k_{\text{maa}}$ . Mahdollinen poikkeaminen ko. kerroimesta on perusteltava.

Mikäli edellä esitetystä mitoituksessa pilaroidun pohjamaan käytönaikainen painuma olisi ylittänyt sallitun, tulisi tehdä myötävän kerroksen paksuudelle painumanopeuslaskelma. Pilaristabiloidun pohjamaan konsolidaatioaste voidaan laskea kaavoilla L.12, L.13 ja L.14.

$$U = 1 - e^{\frac{-2 \cdot c_h \cdot t}{R^2 \cdot f(n)}} \quad (\text{L.12})$$

$$f(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \left[ \ln(n) - 0,75 + \frac{1}{n^2} \cdot \left( 1 - \frac{1}{4n^2} \right) \right] + \left[ \frac{n^2 - 1}{n^2} \cdot \frac{1}{(D/2)^2} \cdot \frac{k_{\text{maa}}}{k_{\text{pilari}}} \cdot L_D^2 \right] \quad (\text{L.13})$$

$$n = \frac{R}{D/2} \quad (\text{L.14})$$

U on	konsolidaatioaste [%]
$c_h$	vaakasuuuntainen konsolidaatiokerroin [ $\text{m}^2/\text{a}$ ]
t	aika [h]
R	pilarin vaikutussäde (sen ympyrän säde, jonka pinta-ala on yhtä suuri kuin yhdellä pilarilla lujitetun alueen pinta-ala) [m]
D	pilarin halkaisija [m]



---

$k_{maa}$	maan vedenläpäisevyyskerroin [m/s]
$k_{pilari}$	pilarin vedenläpäisevyyskerroin [m/s]
$L_D$	puolet pilaripituudesta (2-suuntainen konsolidaatio) tai pilaripituus (1-suuntainen konsolidaatio) [m]

Myötäävää pilarointi tulee kuormittaa mahdollisimman pian pilarointityön jälkeen. Penkereen varmuuden sortumaa vastaan on myös työn aikana oltava lopputilanteen vaatimusten mukainen.

Käytännössä myötäävän pilaroinnin todellinen painuma on usein alittanut lasketun painuman, mihin syynä lienee se, että kalkkisementtipilarit ovat lujittuneet painuma-aikana, alkaneet toimia kimmoisina pilareina, kuormat siirtyneet pilareiden väliseltä maalta pilareille ja painumat ovat pysähtyneet.

Myötäävien pilareiden mitoitus on tässä esitetty yksinkertaistettuna ja paremmin todellisuutta vastaava myötäävien pilareiden mitoitus tulisi tehdä useassa vaiheessa ottaen huomioon maaparametrit ja -kerrokset tarkemmin ja ottaen huomioon myös pilareiden aikalujittuminen. Myötäävien pilarien mitoituksen sijaan päästäisiin todennäköisesti tarkempaan mitoitukseen ja parempaan lopputulokseen mitoittamalla pilarit kimmoisina ottaen huomioon pilareiden aikalujittuminen ja tehden penkereen korotus pilareiden korotuksen aikainen lujuus huomioiden.

#### **4. Muuta myötäävän pilaroinnin suunnittelusta:**

Myötääväksi mitoitettujen pilarointien painumia on tarkkailtava vähintään suunnittelun painuma-ajan kerran kuukaudessa ja painumatarkistimia asennetaan:

- alle 1000 m<sup>2</sup> stabilointikohteeseen vähintään kaksi kappaletta ja
- lisäksi vähintään yksi painumamittari kutakin alkavaa 2000 m<sup>2</sup> kohden.

Myötäävän pilaroinnin käyttöedellytyksiä voidaan hankekohtaisesti harkita, jolloin voidaan esimerkiksi rajoittaa sallittua laskennallista painumaa tai lisätä painumatakkailua.

Myötääväksi mitoitettujen pilarointien suunnittelussa noudatetaan tämän ohjejulkaisun tekstiä niiltä osin, kuin teksti ei nimenomaisesti ole suunnattu kimmoisien pilarien tai massasyvästabiloinnin suunnitteluun.



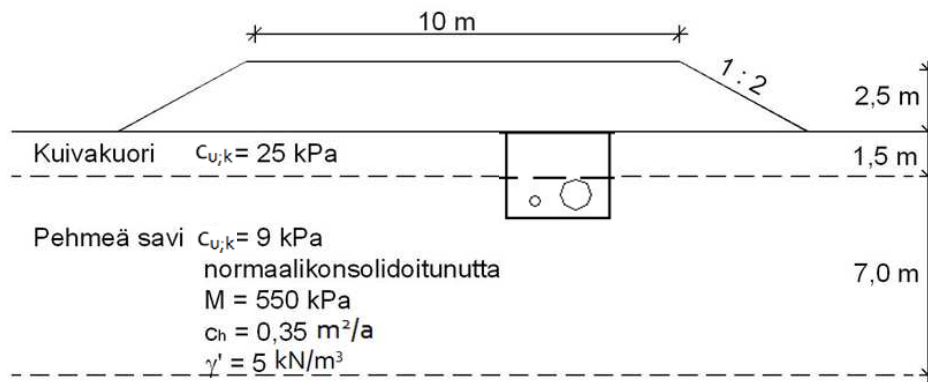
## Esimerkkitarkastelu putkijohtojen perustamisesta

### 1. Suunnittelun lähtötietojen ja reunaehtojen kokoaminen (luku 4):

Penkereen ja maaperän lähtötiedot kuten esimerkissä 1 (liite 3). Lisäyksenä penkereen suuntaiset putket, joiden arinan alapinta on 2,5 m syvyydellä maanpinnasta.

Tässä esitellään putkien painumamitoitus. Putkikaivanto tuetaan teräsponteilla tai tuentaelementeillä (tuennan mitoitusta ei ole esitetty tässä).

Putkikaivantoon asennetaan savisulut, mutta pohjavesipinnan oletetaan silti alenevan 0,5 m putkilinjan kohdalla (syvyydeltä 1,5 m syvyydelle 2 m).



### 2. Kuormitusten määrittäminen (luku 5.3):

Penkereen kuormat kuten esimerkissä 1 (liite 3). Putkikaivannon kohdalla kuormat määritetään kohdan 5.3.4 mukaisesti.

### 3. Mitoitusparametrien määrittäminen (luku 6):

Penkereen alapuolisen pilaroinnin osalta kuten esimerkissä 1 (liite 3). Putkijohdon kohdalla tarvitaan suurempi pilarien leikkauslujuus (kaavat 6.3a ja b).

$$\tau_{stab;k} = \tau_{stab;lab} \times k_{K/L} \times k_{ed} \times k_{Ts/Tt} \quad (6.3a)$$

$$\tau_{stab;k} = 120 \text{ kPa} \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 120 \text{ kPa}$$

$$\tau_{stab;lab} = \sigma_1 \text{ murto.} / 2 \quad (6.3b)$$

$$\tau_{stab;lab} = 240 \text{ kPa} / 2 = 120 \text{ kPa}$$

### 4. Stabiloinnin leveyden alustava arviointi (luku 7.4):

Penkereen alapuolisen stabiloidun alueen leveys määritetään esimerkin 1 mukaisesti (liite 3).

Putkikaivannon kohdalla stabiloinnin leveys määritetään kohdan 5.3.4 mukaisesti => Putkilinjan arinan kohdalle tihennetty pilarointi ja putkilinjan ulkopuolelle penkereen alapuolelle esimerkissä 1 määritetty pilarointi.

### 5. Stabiliateettimitoitus (luku 8):

Kuten esimerkissä 1 (liite 3).

### 6. Pilarien puristuskestävyytstarkastelu (luku 9.1):

Penkereen stabiloinnin mitoituksessa on esimerkissä 1 päädytty 700 mm pilareihin, k/k-väli 1,05 m ja leikkauslujuus 100 kPa. Ko. mitoitusta käytetään putkikaivannon ulkopuolisen penkereen kohdalla.

Putkiarinan alapuoleinen pilaristabilointi voidaan hyödyntää kaivannon tuennassa, kun arinan alapuoliset pilarit ovat putkilinjaan nähden poikkisuuntaisina lamelleina. Kohdan 7.4.2 mukaisesti on pilarien limitys  $\geq 150$  mm, jolloin pilarien k/k-väli on lamellin suunnassa 550 mm (=700 mm - 150 mm). Kohdan 12.2 mukaisesti teräsponttien tuennassa käytettävien pilarilamellien välinen k/k-väli on yleensä kaksin- tai kolminkertaisesti pontin leveys. Valitaan lamellien k/k-väliksi alustavasti 1,2 m, jolloin pilarisuhteeksi tulee  $a = 0,580$  (kaava 8.4). Alustavasti valittu lamellipilarien kaavio 0,55 m  $\times$  1,2 m vastaa neliöverkkona k/k = 0,81 m kaaviota.

Putkilinjan alapuolisten pilarien puristuskestävyys määritetään kuten esimerkissä 1. Tässä esitetään vain iteroinnin lopputulos ilman iteroitakerroksia.

Kuormitusten jakautuminen pilarien ja maan välillä riippuu pilarien ja maan leikkauslujuuksien ja moduulien suhteesta. Valitulla pilarien leikkauslujuudella suhde  $\tau_{stab;k} / c_{u;k} = 120 \text{ kPa} / 9 \text{ kPa} = 13$  (ok!  $\leq 15$ ). Kaavalla 6.6 saadaan pilarin moduuliksi  $E_{pilari} = 24 \text{ 000 kPa}$  ja kaavalla 6.9 pienten muodonmuutosten moduuliksi  $E_{pilari;i} = 143 \text{ 900 kPa}$ . Maan kokoonpuristuvuusmoduuli on 550 kPa ja pienten muodonmuutosten moduuli  $E_{maa;i} = 22 \text{ 800 kPa}$  (kaava 6.8), moduulisuhde  $E_{pilari;i} / E_{maa;i} = 6,3$ .

Putkilinjan kohdalla puristuskestävyytstarkastelussa tarkastellaan syvyyttä, joka on n. 0,5 m putken arinan alapinnan alapuolella eli tässä n. 5,5 m tien pinnasta. Tarkastelusyvyys on 1 m syvemmällä kuin penkereen alapuolisilla pilareilla tehdyssä tarkastelussa ( $z=4,5$  m tien pinnasta, ks. liite 3). Putkilinjan pilarilamellien kohdalla pilari-suhde on 0,58, joka on n. 0,2 suurempi kuin 0,35 (max. pilarisuhde kuvassa 5.3a). Ko. tapauksessa kohdan 5.3.2 mukaisesti katsotaan jännityslisäys pilarisuhteella 0,35 moduulisuhteen 6,3 kohdalta (6,3 interpoloidaan moduulisuhteiden 4 ja 8 kuvaajista, kuva 2/L5). Kuvasta jännityslisäykseksi saadaan n. 16 kPa. Tähän lisätään kohdan 5.3.2 mukaisesti n. 2 kPa ( $\approx (0,58-0,35) \times 1 \text{ kPa}/0,1$ ), jolloin jännityslisäykseksi  $\Delta\sigma_{liikenne,ka}$  saadaan  $\approx 18 \text{ kPa}$ .

Pilarin puristuskestävyytstarkastelu tehdään kaavoilla 9.1-9.8. Edellä esitetyillä valinnoilla pilarin puristuskestävyys on riittävä.

$$F_{c,d,pilari} \leq R_{c,d,pilari} \rightarrow 76,8 \text{ kN} \leq 85,5 \text{ kN} \rightarrow \text{OK} \quad (9.1bis)$$

$$F_{c,d,pilari} = G_{penger} + Q_{liikenne} = 64,6 \text{ kN} + 12,2 \text{ kN} = 76,8 \text{ kN} \quad (9.2abis)$$

$$G_{penger} = (k/k)^2 \times (g_{penger} \times g_{pilari-\%}) = 64,6 \text{ kN} \quad (9.2bbis)$$

$$Q_{\text{liikenne}} = (k/k)^2 (\Delta\sigma_{\text{liikenne,ka}} \times \Delta q_{\text{pilari-\%}}) \times \gamma_F, \text{ liikenne} \times \psi_{\text{liikenne}}$$

$$= (0,81 \text{ m})^2 \times (18 \text{ kPa} \times 90 \%) \times 1,15 \times 1,0 = 12,2 \text{ kN} \quad (9.2\text{cbis})$$

$$g_{\text{pilari-\%}} = a \times E_{\text{pilari}} / [a \times E_{\text{pilari}} + (1-a) \times M] \times 100 \%$$

$$= 0,58 \times 24 \text{ 000 kPa} / [0,58 \times 24 \text{ 000 kPa} + (1-0,58) \times 550 \text{ kPa}] \times 100 \% = 98,4 \%$$

$$g_{\text{maa-\%}} = 100 \% - g_{\text{pilari, \%}} = 100 \% - 98,4 \% = 1,6 \% \quad (9.3\text{bbis})$$

$$g_{\text{penger}} = h \times \gamma_{\text{penger}} = (2,5 + 2,5 \text{ m}) \times 20 \text{ kN/m}^3 = 100 \text{ kPa} \quad (9.4\text{bis})$$

$$\Delta q_{\text{pilari-\%}} = a \times E_{\text{pilari,i}} / [a \times E_{\text{pilari,i}} + (1-a) \times E_{\text{maa,i}}] \times 100 \%$$

$$= 0,58 \times 143 \text{ 900 kPa} / [0,58 \times 143 \text{ 900 kPa} + (1-0,58) \times 22 \text{ 800 kPa}] \times 100 \%$$

$$\% = 90,0 \%$$

$$\Delta q_{\text{maa,i-\%}} = 100 \% - \Delta q_{\text{pilari,i-\%}} = 100 \% - 90 \% = 10 \%$$

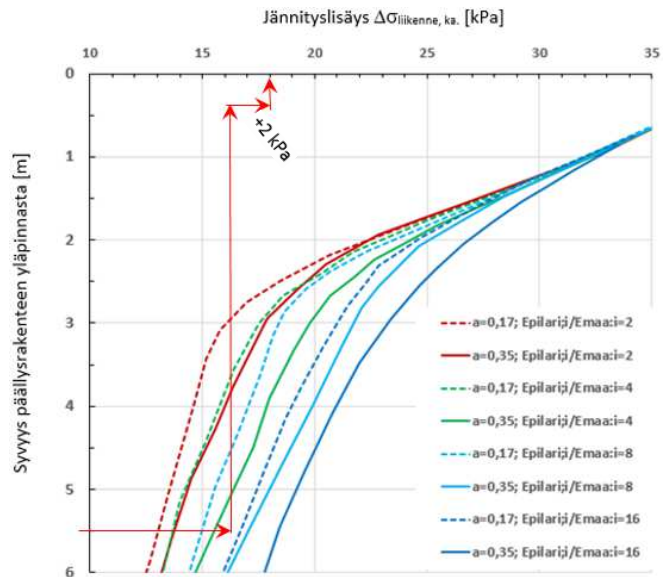
$$R_{C,d, \text{pilari}} = A_p \times (2 \times \tau_{\text{stab;d}} + k_h \times \sigma_h)$$

$$= 0,3848 \text{ m}^2 \times (2 \times 86 \text{ kPa} + 1 \times 50,7 \text{ kPa}) = 85,5 \text{ kN}$$

$$\sigma_h = \sigma_{v0} + 0,5 \times \Delta\sigma_v = 3 \text{ m} \times 17,5 \text{ kN/m}^3 + 0,5 \times 3,8 \text{ kPa} = 50,7 \text{ kPa} \quad (9.8\text{abis})$$

$$\Delta\sigma_v = g_{\text{maa-\%}} / (1-a) \times g_{\text{penger}} = 1,6 \% / (1-0,58) \times 50 \text{ kPa} = 3,8 \text{ kPa} \quad (9.8\text{bbis})$$

Kuva 2/L5. Nopean liikennekuorman aiheuttaman jännityksen keskimääräinen jakautuminen pohjamaassa. Syvyys päällysrakenteen yläpinnasta 5,5 m, moduulisuhde  $E_{\text{pilari,i}} / E_{\text{maa,i}} = 6,3$  ja pilarisuhde  $a = 0,58 \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{liikenne,ka}} \approx 18 \text{ kPa}$  ( $= 16 + 2 \approx 18 \text{ kPa}$ , jossa  $2 \text{ kPa} \approx (0,58-0,35) \times 1 \text{ kPa}/0,1$ ).



## 7. Painumamitoitus (luvut 10.1, 10.2):

Kantavuustarkastelun perusteella on valittu pilarin halkaisijaksi 700 mm ja pilarien alustavaksi k/k-väliksi 0,81 m (neliöverkoksi muunnettuna). Pilarisuhde a on tällöin 0,580.

Stabilointipilarin muodonmuutosmoduuliksi määritetään 24 000 kPa kaavalla 6.6. Kaavalla 10.2a lasketaan pilaristabiloidun maakerroksen painumaksi 41 mm.

Kaavassa 10.1bis kuorma  $g_{\text{penger}}$  muodostuu penkereen kuormasta sekä pohjaveden ylä- ja alapuolisesta putkikaivannon täytöstä.

$$s_{\text{maa}} = s_{\text{pilari}} = \frac{g_{\text{penger}}}{a \times E_{\text{pilari}} + (1-a) \times M} \times Z_{\text{pilari}} \quad (10.1\text{bis})$$

$$= (2,5 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 + 2,0 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 + 0,5 \text{ m} \times 13 \text{ kN/m}^3) /$$

$$(0,580 \times 24\,000 \text{ kPa} + (1 - 0,580) \times 550 \text{ kPa}) \times 6,0 \text{ m}$$

$$= 0,041 \text{ m} = 41 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow$$

OK!

Pilareihin kohdistuvan kuormituksen pysyminen myötöjännitystä pienempänä tarkistetaan kaavan 10.6 mukaisella ehdolla. Laskemalla pilariin kohdistuva kuormitus kaavalla 10.7 ja 10.3b saadaan kuormitukseksi 164 kPa. Pilarin myötöjännitys määritetään kaavalla 10.8, jossa huomioidaan pilaria tukeva vaakajännitys. Tarkasteluvyvydellä 3 m maanpinnan alapuolella (0,5 m putkikaivannon arinan alapuolella), saadaan pilarin myötöjännitykseksi 193 kPa.

$$\Delta\sigma'_{v, \text{penger; pilari}} \leq \sigma_{\text{pilari, myötö}} \rightarrow 164 \text{ kPa} \leq 193 \text{ kPa} \rightarrow \text{OK} \quad (10.6\text{bis})$$

$$\Delta\sigma'_{v, \text{penger; pilari}} = g_{\text{pilari}} / a = 95,1 / 0,580 = 164,0 \text{ kPa} \quad (10.7\text{bis})$$

$$g_{\text{pilari}} = \frac{a \times E_{\text{pilari}} \times s_{\text{pilari}}}{Z_{\text{pilari}}} = 0,580 \times 24\,000 \text{ kPa} \times 0,0410 \text{ m} / 6,0 \text{ m} = 95,1 \quad (10.3\text{bbis})$$

kPa

$$\sigma_{\text{pilari, myötö}} = 0,7 \times (2 \times \tau_{\text{stab;k}} + k_h \times \sigma'_h) \quad (10.8\text{abis})$$

$$= 0,7 \times (2 \times 120 \text{ kPa} + 1,0 \times 31,9 \text{ kPa}) = 193,0 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_h = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_h = \sigma'_{vo} + K_{p, \text{penger}} \times \Delta\sigma'_v \quad (10.8\text{bbis})$$

$$= 1,5 \text{ m} \times 17,5 \text{ kPa} + 1,5 \text{ m} \times 5 \text{ kPa} + 0,5 \times 3,8 \text{ kPa} = 35,6 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma'_{v, \text{penger; maa}} = g_{\text{maa}} / (1 - a) = 1,58 \text{ kPa} / (1 - 0,580) = 3,8 \text{ kPa} \quad (10.8\text{cbis})$$

$$g_{\text{maa}} = \frac{(1-a) \times M \times s_{\text{maa}}}{Z_{\text{pilari}}} = (1 - 0,580) \times 550 \text{ kPa} \times 0,0410 \text{ m} / 6,0 \text{ m} = \quad (10.4\text{bbis})$$

1,58 kPa

Penkereen painumaksi on määritetty 64 mm esimerkissä 1 (liite 3). Putkilinjan painuma 41 mm on 23 mm pienempi. Tarvittaessa putkilinjan ja penkereen välisen painumaeron voi tasata esim. siirtymärakenteena toimivalla pilarikaaviolla, jonka mitoitusta tässä ei ole esitetty.

### 8. Pilarikaavion ja stabiloinnin leveyden, stabilointisyvyyden ja -lujuuden valinta mitoittavan laskelman perusteella (kohta 7.5, 8, 9, 10):

Mitoittava laskenta on pilarien puristuskestävyyden tarkastelu, jonka perusteella valitaan pilarien leikkauslujuudella 120 kPa pilarihalkaisijaksi 700 mm. Pilarien k/k-väliksi valitaan 0,55 m lamellin suunnassa ja lamellien k/k-väliksi 1,2 m. Stabilointi tehdään pehmeän savikerroksen alapintaan. Putkilinjan stabiloinnin leveys määritetään ohjeen kohdan 5.3.4 mukaisesti. Penkereen stabiloinnin leveydeksi määritetään kuvan 7.4 mukaisesti pienempi leveys B; 3:1 viivan ja pilarien alapään tason leikkauspiste. Stabilointi tehdään pehmeän savikerroksen alapintaan.

## Pilaristabiloinnin kelpoisuuden osoittamisen vaiheet ja menetelmät

Asia (suluissa InfraRYLin kohta)	Mittaus- ja/tai osoitusmenetelmä	Tekijä
<b>a. Käytettävä materiaali (sideaine)</b>		
Sideaineen suunnitelmanmukaisuus (14131.1)	CE-merkintä tai tuotehyväksyntä tai rakennuspaikkakohtaiset kokeet	Urakoitsija Tilaja
Sideaineen laatu (14131.1)	Näyte ja sen laboratoriotutkimukset (tutkimukset suunnitelmien mukaisesti)	Valvoja

<b>b. Pilaristabilointityön tekeminen</b>		
Työssä käytettävä laitteisto (14131.3 ja Liite 15A)	Hyväksyttäminen tarvittaessa suunnittelijalla ennen pilarointityön aloitusta	Suunnittelija
Sideainemäärän suunnitelman mukaisuus pilareissa (14131.3)	Stabilointipöytäkirjassa sideaineen syöttömäärä kg/m vähintään suunnitelman mukainen ja sideaineentoimitusraportti, joka osoittaa työmaalle toimitetun vähintään suunnitelman ja toteutuneen pilarien yhteispituuden mukainen sideainemäärä (kg)	Urakoitsija
Sideaineen syötön ja sekoituksen suunnitelmanmukaisuus (14131.3 ja 14131.5)	Stabilointipöytäkirjat (kg/m + poikkeamat) ja niiden tarkistus. Valvoja tarkistaa kaikki pilarit ja Laadunvalvoja tutkitut pilarit.	Valvoja Laadunvalvoja
Pilarien alapäiden taso (14131.3.)	Koe- ja tuotantostabiloinnin toteutumien vertailu suunniteltuun alapäiden tasoon	Urakoitsija
Pilarien yläpäiden taso putkikaivantojen tms. kohdalla (14131.3)	Kun sideaineen syöttö lopetetaan selvästi maanpinnan alapuolella, laadunvalvontakairausten mahdollistamiseksi osa pilareista toteutetaan lähelle maanpinnan tasoa. Ko. pilarit esitetään pilarikartalla	Urakoitsija

<b>c. Toteutunut rakenne</b>		
Pilarikenttien ja yksittäisten pilarien sijainti (14131.4)	Laaditaan tarkepiirustukset, joista ilmenevät yksittäisten pilarien toteutunut yläpäiden sijainti (xyz) ja yksittäisten pilarien tunnuksat (kartta). Vainoista pilareista, esitetään myös kaltevuus ja kaltevuuden suunta	Urakoitsija
Pilarien sijainti (14131.4)	Tarvittaessa tarkistusmittaukset (xyz), joilla tutkitaan pilarien sijainti suunnitelmiin nähden ja pilarien välinen etäisyys.	Valvoja

---

Pilarien lujuus ja tasalaatuisuus (14131.5)	Valvoja valitsee laadunvalvontakairauksin tutkittavat pilarit. Tutkimusmenetelmät ja -määrät on esitetty suunnitelmassa. Urakoitsija kaivaa tutkittavien pilarien yläpääksi esiin	Laadunvalvoja
Sideaineensyötön toteutumisen seurantatutkimukset (14131.5)	Tarvittaessa näytetutkimukset (titraus, XRF, pH-mittaus, ...)	Laadunvalvoja
Laadunvalvontakairausten raportointi (14131.5)	Laadunvalvontakairausten tulosten analysointi ja vertaaminen asetettuihin vaatimuksiin pilarikohtaisesti ja osa-alueittain	Laadunvalvoja

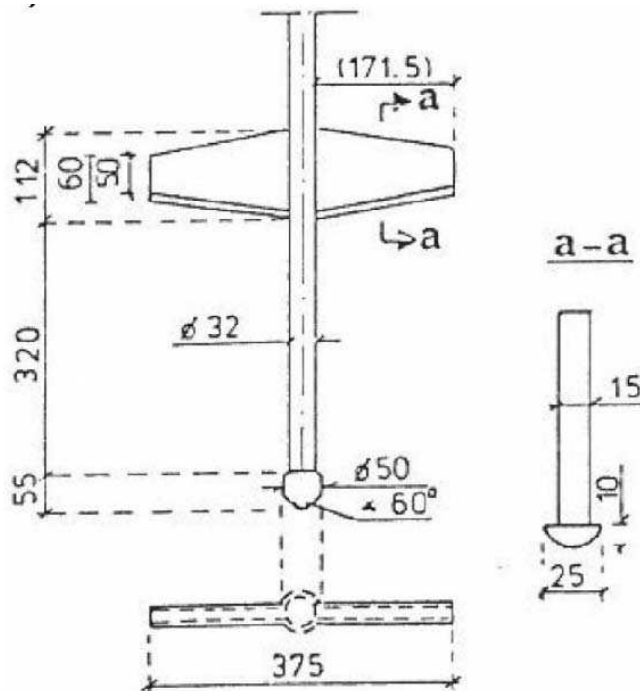


## Massastabiloinnin kelpoisuuden osoittamisen vaiheet ja menetelmät

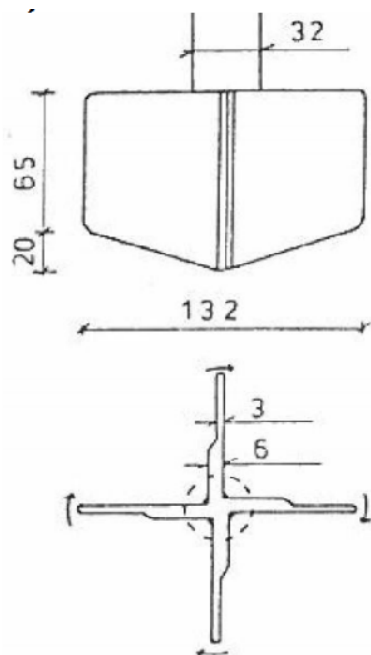
Asia (suluissa InfraRYLin kohta)	Mittaus- ja/tai osoitusmenetelmä	Vastuu
<b>a. Käytettävä materiaali (sideaine, lisäaine ja lisärunkoaine)</b>		
Sideaineen suunnitelmanmukaisuus (14132.1)	CE-merkintä tai tuotehyväksyntä tai rakennuspaikkakohtaiset kokeet	Urakoitsija Tilaja
Sideaineen laatu (14132.1)	Näyte ja sen laboratoriotutkimukset (tutkimukset suunnitelmien mukaisesti)	Valvoja
Lisäaineen ja lisärunkoaineen kelpoisuus (14132.1)	Rakennuspaikkakohtaiset ennakkokokeet ja työmaanäytteiden tutkimukset	Tilaja Urakoitsija
<b>b. Massastabilointityön tekeminen</b>		
Työssä käytettävä laitteisto (14132.3 ja Liite 15A)	Hyväksyttäminen tarvittaessa suunnittelijalla ennen stabilointityön aloitusta	Suunnittelija
Sideainemäärän suunnitelman mukaisuus ruuduissa (14132.3)	Stabilointipöytäkirjassa sideaineen syöttömäärä kg/ruutu vähintään suunnitelman mukainen ja sideaineentoimitusraportti, joka osoittaa työmaalle toimitetun vähintään suunnitelman mukaisen ja toteutuneen stabilointitilavuuden mukaisen sideainemäärän (kg)	Urakoitsija
Massastabilointiolosuhteet (14132.3)	Huolehditaan kuivatuksesta sekä lumen ja jään poistamisesta	Urakoitsija
Sekoitustyön määrä (14132.3)	Sekoitustyön määrää (min/ruutu tai min/m <sup>3</sup> ) seurataan ja dokumentoidaan	Urakoitsija
Stabilointiruutujen sijainti (14132.4)	Ruutujen sijainnista ja numeroinnista laaditaan tarkepiirustukset	Urakoitsija
Sideaineen syötön ja sekoituksen suunnitelmanmukaisuus (14132.3 ja 14132.5)	Stabilointipöytäkirjat (kg/ruutu + poikkeamat) ja niiden tarkistus	Valvoja
Tiivistyspenkereen materiaali (14132.3)	Suodatin-/lujitekankaan sekä kiviaineksen laatu	Urakoitsija
Tiivistyspenkereen rakentaminen (14132.3)	Suodatin-/lujitekankaan limitys sekä tiivistyspenkereen paksuus ja vaiheittain rakentaminen	Urakoitsija

<b>c. Toteutunut rakenne</b>		
Tiivistyspenkereen alapinnan sijainti (14132.4)	Mitataan tiivistyspenkereen alapinnan taso koe-kuo-pista (xyz) ja sen vaihtelut (mikäli merkittävää vaihtelua, on tiivistyspenker todennäköisesti paikoin sortunut rakentamisen aikana)	Valvoja
Ruutujen lujuus ja tasalaatuisuus (14132.5)	Valvoja valitsee laadunvalvontakairauksin tutkittavat ruudut. Tutkimusmenetelmät ja -määrät on esitetty suunnitelmassa. Urakoitsija kaivaa massastabiloinnin pinnan esille tutkimuskohdista	Laadunvalvoja
Sideaineensyötön toteutuman seurantatutkimukset (14132.5)	Näytetutkimukset tarvittaessa (titraus, XRF, pH-mittaus, ...)	Laadunvalvoja
Laadunvalvontakairausten raportointi (14132.5)	Laadunvalvontakairausten tulosten analysointi ja vertaaminen asetettuihin vaatimuksiin ruutu-kohtaisesti ja osa-alueittain	Laadunvalvoja

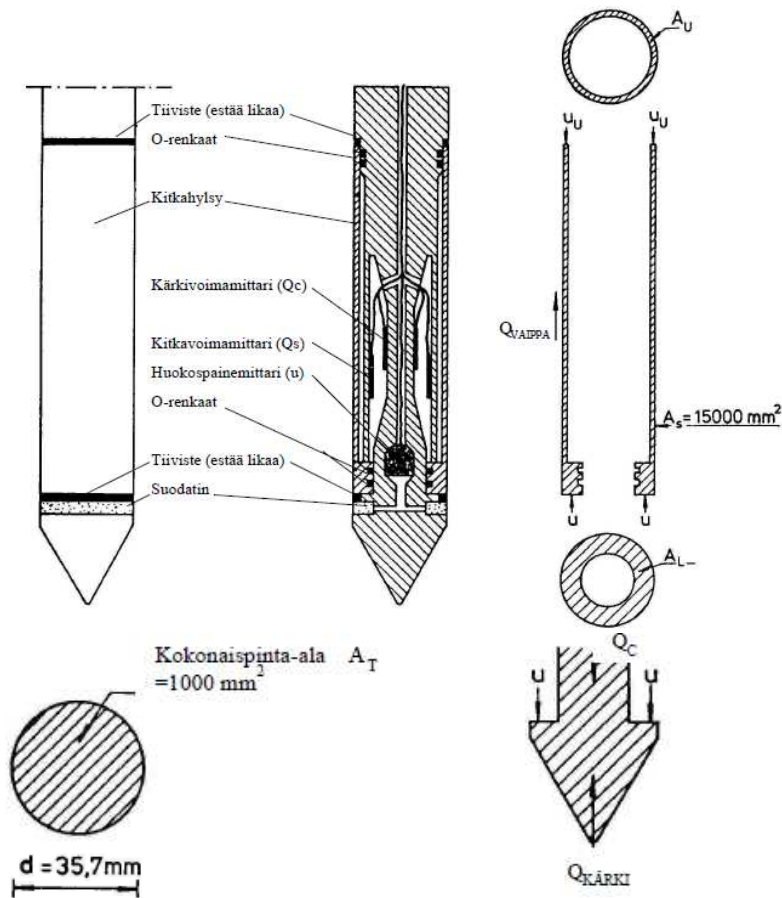
## Syvästabiloinnin laadunvalvonta- kairausmenetelmissä käytettyjä kairakärkiä



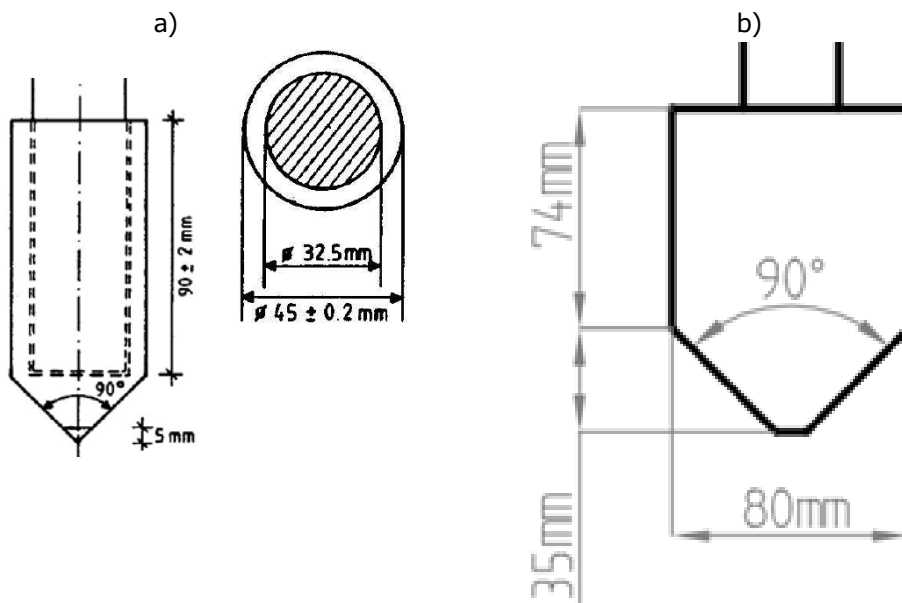
Pilarikairan kärki PK2/100, kärjen pinta-ala 100 cm<sup>2</sup> (Tielaitos 1992).



Pilarisiipikairan kärki PS130/65, siiven koko 130×65mm<sup>2</sup> (Tielaitos 1992)



CPTU-kairaus, kärjen pinta-ala 10 cm<sup>2</sup> (SGY 2001)



Puristinheijarikairaus, kärjen pinta-ala a) 16 cm<sup>2</sup> ja b) 50 cm<sup>2</sup> (SGY 2001 ja Melander 2017)



ISSN-L 1798-663X  
ISSN 1798-6648  
ISBN 978-952-317-588-4  
[www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi)

Liik  
enne  
vira  
sto

# Tämä asiakirja on allekirjoitettu

Lista allekirjoittajista

Allekirjoittaja

Todennus