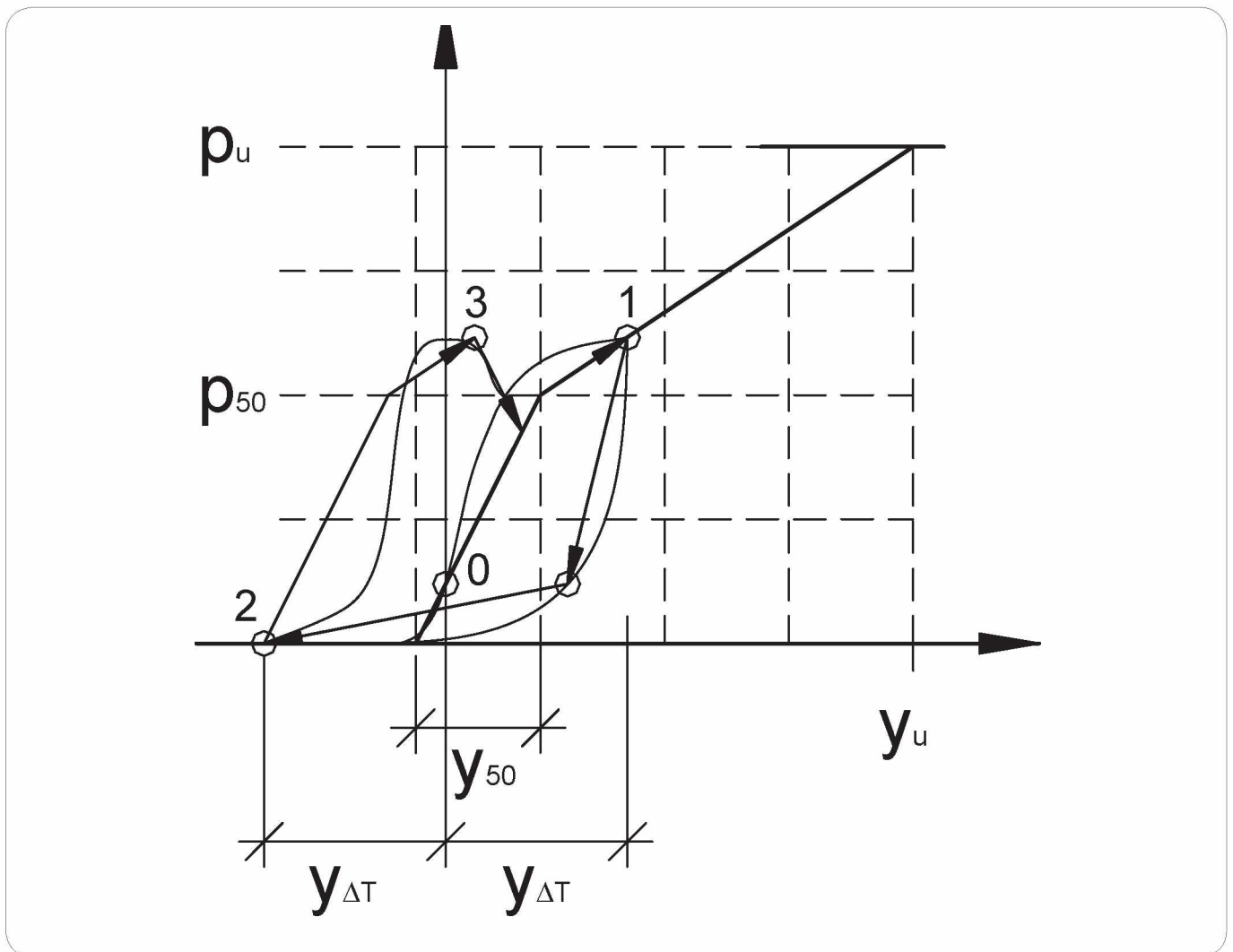


Sillan geotekninen suunnittelu

SILLAT JA MUUT TAITORAKENTEET



Sillan geotekninen suunnittelu

Sillat ja muut taitorakenteet

Liikenneviraston ohjeita 11/2012

Liikennevirasto

Helsinki 2012

Kannen kuva: Passiivipaineen ja siirtymän välinen yhteys (Anssi Laaksonen)

Verkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-663X

ISSN 1798-6648

ISBN 978-952-255-143-6

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 020 637 373

Suunnitteluosasto

ELY-keskukset, liikenne- ja infrastruktuuri - vastualueet
Liikennevirasto, investointi- ja kunnossapitotoimialat

Säädösperusta
Maantielaki, ratalaki

Korvaa/muuttaa
Sillan geotekniset suunnitteluperusteet (TIEH 2100053-07)

Kohdistuvuus
Liikennevirasto

Voimassa
1.7.2012 - toistaiseksi

Asiasanat
sillat, taitorakenteet, geotekninen suunnittelu, pohjarakennus, eurokoodi

Sillan geotekninen suunnittelu

Tässä ohjeessa esitetään yleiset vaatimukset siltojen ja muiden taitorakenteiden kuten tukimuurien ja paalutettujen tukiseinien geotekniselle suunnittelulle.

Ohje on osa eurokoodijärjestelmää, joka sisältää eurokoodit ja niiden kansalliset liitteet (LVM) sekä Liikenneviraston soveltamisohjeet (NCCI - sarja).

Ohjetta käytetään yleisiin teihin, ratoihin ja vesiväyliin liittyvien taitorakenteiden suunnittelussa. Lisäksi ohjetta käytetään valtion avustusta saavien yksityisteiden taitorakenteiden suunnittelussa.

Ylijohtaja


Raimo Tapio

Johtaja


Markku Nummelin

LISÄTIETOJA
Pentti Salo, Heikki Lilja
Liikennevirasto
puh 020 637 373

Ohje saatavissa	<p>LIIKENNEVIRASTON NETTISIVULTA OSOITTEESTA www.liikennevirasto.fi/ohjeluettelo; www.liikennevirasto.fi/sillat</p>
Kirje tiedoksi	<p>Suunnittelu- ja konsulttitoimistojen liitto SKOL Rakennusteollisuus RT Infra ry Suomen Kuntaliitto Tekniset yliopistot/korkeakoulut ja ammattikorkeakoulut VTT G10 -kaupungit Siltakonsultit Tie- ja geokonsultit Materiaalin toimittajat Ohjeen laatijat ja työhön osallistuneet asiantuntijat Liikenneviraston investointi- ja kunnossapitotoimialan osastot, kirjasto Rakennuttamisosaston ja Väylätekniikkaosaston yksiköt Liikenneviraston ja ELY-keskusten geoasiantuntijat</p>

Esipuhe

Tämän ohjeen ovat kirjoittaneet Jaakko Heikkilä Insinööritoimisto Arcus Oy ja Juhani Hyvönen Insinööritoimisto Pontek Oy:stä. Anssi Laaksonen A-Insinööreistä on osallistunut työhön erityisesti maanpainetta käsittelevien kohtien osalta. Työtä on ohjannut projektiryhmä, johon ovat kuuluneet Liikennevirastosta Heikki Lilja, Jani Meriläinen, Tiina Perttula ja Pentti Salo.

Kirjoitustyön kuluessa järjestettiin lausuntokierros, josta saadut lausunnot ja kommentit käsiteltiin ryhmän toimesta.

Helsingissä kesäkuussa 2012

Liikennevirasto
Väylätekniikkaosasto ja Hankesuunnitteluosasto

Sisällysluettelo

1	YLEISTÄ	8
1.1	Ohjeiden pätemisjärjestys	8
1.2	Ohjeen tarkoitus ja soveltamisala	8
1.3	Ohjeen liittyminen muihin ohjeisiin	9
2	POHJATUTKIMUKSET	10
2.1	Yleiset vaatimukset	10
2.1.1	Geotekniset luokat	10
2.1.2	Pohjatutkimusten vähimmäislaajuus	13
2.2	Tulopenkereiden pohjatutkimukset	15
3	POHJA- JA MAARAKENTEISSA KÄYTETTÄVÄT MATERIAALIT	16
4	POHJARAKENTEIDEN SUUNNITTELU	17
4.1	Yleiset vaatimukset	17
4.1.1	Suunnittelutavoitteet	17
4.1.2	Pohjarakenteiden geotekninen mitoitus	17
4.1.3	Routa	18
4.1.4	Eroosio	19
4.1.5	Vaikutus ympäristöön	19
4.2	Kuormitukset	19
4.2.1	Silta- ja tukirakenteiden kuormitukset	19
4.2.2	Tulopenkereiden kuormitukset	21
4.3	Perustaminen	21
4.3.2	Maanvaraiset peruslaatat	21
4.3.3	Kallionvaraiset peruslaatat	25
4.3.4	Yhtenäiset laattaperustukset	28
4.3.5	Paaluperustukset	28
4.4	Vanhon perustusten kantavuuden määrittäminen	37
4.5	Tulopenkereiden suunnittelu	37
4.6	Tukirakenteet ja maanpaine	39
4.6.1	Maanpaineen laskenta	39
4.6.2	Penkereessä liikkuvaan sillan päähän kohdistuva maanpaine	40
4.6.3	Pilariin kohdistuva maanpaine	44
4.6.4	Paaluun kohdistuva maanpaine	44
4.6.5	Tukiseinät ja tukimuurit	44
4.7	Suunnitelmat	45
4.7.1	Yleistä	45
4.7.2	Sillan esisuunnitelma	45
4.7.3	Sillan yleissuunnitelma	46
4.7.4	Siltasuunnitelma	46
4.7.5	Sillan rakennussuunnitelma	47
	KIRJALLISUUSLUETTELO	49

LIITTEET

- Liite 1 Pohjatutkimusmenetelmät
- Liite 2 Korroosio
- Liite 3 Maakerrosten lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointi kairausvastuksen perusteella
- Liite 4 Routasuojaus
- Liite 5 Laskelmaesimerkki
- Liite 6 Suurpaaluilla perustetun päädyn maanpaine
- Liite 7 Paalujen betonoinnin laadunvarmistus

1 Yleistä

1.1 Ohjeiden pätemisjärjestys

Siltojen geoteknisessä suunnittelussa sovellettavien määräysten ja ohjeiden pätemisjärjestys on seuraava:

1. Liikenteen turvallisuusviraston (TraFi) määräykset
2. Yhteentoimivuuden tekniset eritelvät YTE (koskee rautatiesiltoja)
3. Eurokoodit ja niiden kansalliset liitteet (alla on oleellimmat lueteltuina):
 - SFS-EN 1990 Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet
 - SFS-EN 1991 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat.
 - SFS-EN 1997 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu.
4. Liikenneviraston antamat hankkeen suunnitteluperusteet ja yleiset suunnitteluperusteet
5. Liikenneviraston Eurokoodien soveltamisohjeet (NCCI-sarja) sekä tämä ohje
6. Liikenneviraston ohjeet

InfraRYL:n osa Tekniset laatuvaatimukset on urakka-asiakirja. Suunnittelussa laadittavilla hankekohtaisilla laatuvaatimuksilla ja työselostuksilla voidaan korvata ja täydentää InfraRYL:n yleisiä laatuvaatimuksia..

1.2 Ohjeen tarkoitus ja soveltamisala

Tarkoitus

Tässä julkaisussa täydennetään eurokoodia SFS-EN1997-1 sen kansallista liitettä (LVM) sekä Liikenneviraston soveltamisohjetta NCCI 7 siltojen pohjarakenteiden geoteknisen suunnittelun osalta.

Soveltamisala

Tätä ohjetta noudatetaan kaikissa Liikenneviraston siltakohteissa. Ohje koskee siltajen ohella myös muita pysyviä rakenteita, kuten tukimuureja ja paalutettuja meluseiniä. Tämä ohje ei koske paalulaattoja.

1.3 Ohjeen liittyminen muihin ohjeisiin

Liikennevirastolle tehtävät suunnitelmat laaditaan noudattaen Eurokoodia sen kansallisia liitteitä (LVM) sekä Liikenneviraston Eurokoodien soveltamisohjeita (NCCI-sarja). Ohjetta ”Sillan geotekninen suunnittelu” käytetään yhdessä muiden voimassa olevien Liikenneviraston ohjeiden kanssa, jotka löytyvät Internet-osoitteesta:

http://portal.liikennevirasto.fi/sivu/www/f/urakoitsijat_suunnittelijat/vaylanpidon_ohjeet

Hankekohtaisesti tilaaja voi poiketa yllämainituista ohjeista. Mahdolliset poikkeamat esitetään hankkeen suunnitteluperusteissa.

2 Pohjatutkimukset

2.1 Yleiset vaatimukset

Pohjatutkimuksella on selvitettävä siltapaikan ja sen vaikutusalueen pinnanmuodot, maapohjan kerrosrakenne, kalliopinnan sijainti, maakerrosten ja kallion ominaisuudet sekä pohjavesisuhteet siten, että pohjarakenteiden suunnittelemiseen ja niiden teknisesti tarkoituksenmukaiseen ja turvalliseen rakentamiseen saadaan riittävät tiedot. Lisäksi pohjatutkimukseen on sisällytettävä rakennuspaikalla ja sen läheisyydessä sijaitsevien rakennusten ja rakenteiden selvittäminen tarvittavassa laajuudessa.

Pohjatutkimuksen laatu ja laajuus määräytyvät siltapaikan maapohjan laadun, siltarakenteen sekä olemassa olevien rakennusten ja rakenteiden sekä ympäristön perusteella.

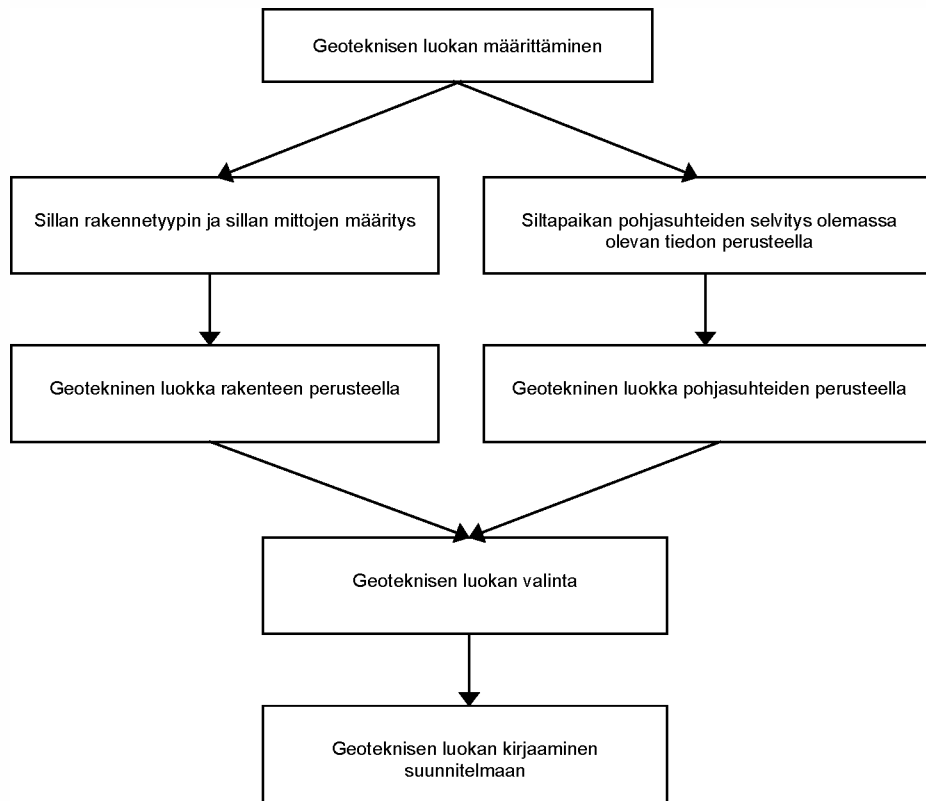
Sillan geotekninen suunnittelija huolehtii pohjatutkimusten ohjelmoinnista, johon sisältyy käytettävien tutkimusmenetelmien valinta sekä tutkimuspisteiden määrän ja sijainnin suunnittelu. Liitteessä 1 on esitetty soveltuvia pohjatutkimusmenetelmiä.

Tarvittaessa tutkimusohjelmaa on täydennettävä saatujen tulosten perusteella.

Tätä ohjetta täydentävät Paalutusohje 2011 sekä Geotekniset tutkimukset ja mittaukset (TIEH 2100057-08).

2.1.1 Geotekniset luokat

Sillan geotekninen luokka määritetään siltapaikan pohjasuhteiden ja suunniteltavan siltarakenteen perusteella. Sillan geotekniseksi luokaksi valitaan pohjasuhteiden ja siltarakenteen perusteella määräytyvä vaativampi luokka alla esitetyn kaavion mukaisesti.



Kuva 1. Geoteknisen luokan määrittämien

Sillalle määritetty geotekninen luokka esitetään aina sillan geoteknisissä piirustuksissa ja sen määrittämisen tulee perustua suunnitelma-asiakirjoissa esitettyyn tietoon pohjasuhteista ja rakenteesta. Lähtökohtana on, että tutkimustuloksilla osoitetaan geotekninen luokka ja tulosten tai lähtötietojen puutteellisuus suhteessa suunnitteluvaiheeseen johtaa vaativiin luokkiin 2 tai 3. Suunnittelun tarkentuessa ja pohjasuhdetietojen täydentyessä eri suunnitteluvaiheissa geotekninen luokka tarkistetaan käytettävissä olevia tietoja vastaavaksi.

Määrityksen tekee sillan geotekninen suunnittelija yhteistyössä sillan suunnittelijan kanssa.

Luokituksen avulla määritetään vain pohjatutkimusten **vähimmäistaso**. Kohdekohtaisesti sillan geoteknisen suunnittelijan tulee arvioida, ovatko luokituksen mukaiset vähimmäistutkimukset riittäviä ja täydentää tutkimusohjelmaa tarvittaessa.

Pohjatutkimusluokkien kuvaukset:**Geotekninen luokka 1. Helpot kohteet**

Kaikkien alla olevien ehtojen on täyttyvä

Rakenne:

- rakenne on yksinkertainen
- anturaperustus
- staattisesti määrätty rakenne

Pohjasuhteet:

- pohjamaa on tasalaatuista ja kantavaa kitkamaata
- ei rikkonaista kalliota
- pohjavesi on kaivannon pohjan alapuolella
- perustusten alle suunniteltujen karkearakeisten täyttökerrosten paksuus on alle 1 metri.

Vaikutus ympäristöön ja ympäröiviin rakenteisiin

- ei vaikutusta ympäröiviin rakenteisiin
- ei muita ympäristöriskejä

Geotekninen luokka 2. Vaativat kohteet

Rakenne:

- rakenne ja perustamistapa on yleisesti käytetty
- normaalit paalutetut perustukset

Pohjasuhteet:

- pohjamaahan ei liity tavallisesta poikkeavia riskejä stabiliteetin, muodonmuutosten tai ympäristövaikutusten suhteen.
- vaativampia kuin geoteknisessä luokassa 1, mutta pohjasuhteet eivät edellytä luokan 3 käyttöä.

Vaikutus ympäristöön ja ympäröiviin rakenteisiin

- ei tavallisesta poikkeavia riskejä ympäröivien rakenteiden vaurioitumisen suhteen
- ei tavallisesta poikkeavia riskejä ympäristövaikutusten suhteen

Geotekninen luokka 3. Erittäin vaativat kohteet

Rakenne:

- epätavalliset ja erittäin suuret ja rakenteet
- rakenteet joihin liittyy tavanomaisesta poikkeavia riskejä
- rakenteet, joissa on epätavallisen vaativat kuormitusolosuhteet
- rakenteet, joiden pilarit ovat yli 15 metriä korkeita

- rakenteet, joiden perustamisessa käytetään harvoin käytettyjä menetelmiä
- rakenteet, jotka perustetaan yli 2 metriä pohjavedenpinnan alapuolelle.
- kitkapaaluperustukset
- suurpaaluperustukset, jotka tukeutuvat keskittiiviisiin tai sitä löyhempiin kitkamaihin

Pohjasuhteet:

- epätavallisen vaativat
- rakennuspaikan maaperän tai kallion alueellinen vakavuus ei ole riittävä
- rakennuspaikalla on painuvia täyttöjä
- rakennuspaikan maaperä on liikkeessä
- pohjavesi on paineellista
- paalut tukeutuvat vinoon kalliopintaan ja paalujen sivutuki ei ole riittävä
- rakennustyö edellyttää syviä kaivantoja
- perustaminen paksujen täyttökerrosten varaan
- perustamistaso on viereisten rakenteiden alapuolella
- kalliossa on tuen läheisyydessä ruhjeita tai kallion raot ovat avoimia tai täyhteissä
- kallio on runsaasti tai täysin rapautunutta

Vaikutus ympäristöön ja ympäröiviin rakenteisiin

- riski ympäröivien rakenteiden siirtymille (esim. painumat tai heikko stabiiliteetti)
- riski ympäröivien rakenteiden haitalliselle värinälle
- eroosioriski
- kohde sisältää ympäristöriskejä

2.1.2 Pohjatutkimusten vähimmäislaajuus

Tässä kappaleessa esitetään rakennussuunnitelmaa varten tarvittavien pohjatutkimusten vähimmäislaajuus.

Rakennussuunnitelmaa edeltävissä suunnitteluvaiheissa tehdään pohjatutkimuksia siinä laajuudessa, että pohjasuhteet voidaan selvittää luotettavasti ottaen huomioon suunnittelun yksityiskohtaisuus kussakin vaiheessa. (ks. kappale 4.7). Tutkimusten suunnittelussa on otettava huomioon kaikissa suunnitelmavaiheissa myös tulopenkeireitä ja ympäristöä varten tarvittavat tutkimukset.

Geotekninen luokka 1. Helpot kohteet

Kitkamaakerrosten tiiveys tutkitaan maan tiiveydestä ja kivisyydestä riippuen paino-, puristin- tai heijarikairauksella. Tarvittaessa kallion pinta ja ehjyys määritetään joko koekuoppien tai porakonekairausten perusteella.

Perustettaessa sillan tuki peruslaatalle tutkimuspisteitä tulee olla vähintään kaksi jokaista sillan tukea kohti, joista toinen on paino- tai puristinkairaus ja toinen heijari- tai porakonekairaus, ellei kallionpinta ole maanpinnassa tai sen välittömässä läheisyydessä. Häiriintyneitä maanäytesarjoja otetaan vähintään yksi siltaa kohti. Epähomogeenisissa pohjaolosuhteissa otetaan näytteitä enemmän.

Pohjaveden pinta mitataan pohjavesiputkesta tai koekuopasta. Mikäli paikallisen kokemuksen tai muiden tietojen perusteella tiedetään, että rakennustyö ei ulotu pohja-vedenpinnan läheisyyteen, ei pohjavedenpintaa tarvitse välttämättä mitata. Suunnitelmaselostuksen on sisällytettävä tiedot siitä pohjavedenasemasta, johon suunnitelma perustuu, vaikka sitä ei erikseen mitattaisikaan.

Geotekninen luokka 2. Vaativat kohteet

Kitkamaakerrosten tiiveys tutkitaan maan tiiveydestä ja kivisyydestä riippuen paino-, puristin- tai heijarikairauksella. Vähintään neljäsosa kairauksista ja aina vähintään kaksi tehdään heijarikairauksena. Tutkimuspisteitä on kaksi jokaista sillan tukea kohti, mutta vähintään neljä jokaisella sillapaikalla. Kun sillan perustuksen suurempi sivumitta on yli 10 metriä, tehdään kairauksia enemmän, enintään 10 metrin välein.

Kallion pinta ja ehjyys määritetään joko koekuoppien tai porakonekairausten perusteella. Tarvittaessa kallion ehjyys määritetään kallionäytetutkimuksin ja/tai vesimenekikokein. Kalliota voidaan pitää ehjänä, mikäli vesimenekki on alle 1 l/min/m/MPa. Käytettävä koepaine on 0.1 MPa ylipaine suhteessa pohjavedenpaineeseen.

Kun on epäiltävissä, että tiiviiden maakerrosten alapuolella on pehmeitä hienorakeisia kerrostumia tai löyhiä välikerroksia, jotka vaikuttavat rakenteen toimintaan, on heijari- ja painokairausten määrän oltava riittävä näiden kerrosrajojen määrittämiseksi.

Kun rakenne perustetaan massanvaihdon varaan, kairauksia tehdään viisi tukea kohti. Neljä kairausta tehdään suunnitellun massanvaihdon nurkkiin ja yksi keskelle. Kairauksia tulee olla vähintään 20 m ruudussa.

Häiriintyneitä maanäytesarjoja otetaan vähintään yksi siltaa kohti. Epähomogeenisissa pohjaolosuhteissa otetaan näytteitä enemmän. Näytteitä otetaan syvyysuunnassa yhden metrin välein kallion pintaan asti. Näytteistä määritetään maalaji ja vesipitoisuus sekä tarvittaessa humuspitoisuus, routivuus ja hienousluku.

Maapohjan vakavuuden selvittämiseksi tehdään hienorakeisten maakerrosten leikkauslujuuden määrittämiseksi siipikairauksia. Siipikairauksia tarvitaan myös paalujen nurjahdus- ja sivuvastustarkasteluissa. Siipikairauksia tehdään yksi tukea kohti. Leikkauslujuus määritetään yhden metrin välein syvyysuunnassa. Siipikairauksien yhteydessä tulee ottaa joko häiriintymätön tai häiriintynyt näyte, josta määritetään vesipitoisuus ja hienousluku siipikairauslujuuden redusointia varten.

Pohjaveden pinta mitataan pohjavesiputkesta tai koekuopasta. Pohjavedenpinnan mittauksille varataan riittävästi aikaa. Mikäli paikallisen kokemuksen tai muiden tietojen perusteella tiedetään, että rakennustyö ei ulotu pohjavedenpinnan alapuolelle, ei pohjavedenpintaa tarvitse välttämättä mitata. Suunnitelmaselostuksen on sisällytettävä tiedot siitä pohjavedenasemasta, johon suunnitelma perustuu, vaikka sitä ei erikseen mitattaisikaan.

Tukipaalujen paalupituuden määrittäminen tulee perustua heijarikairauksiin maakerroksissa ja lisäksi porakonekairauksiin, jos paalujen arvioidaan tunkeutuvan lähelle kallionpintaa tai paalujen arvioidaan tunkeutuvan heijarikairausten päättymistason alapuolelle.

Kairausten tulee ulottua paalujen tukeutumistason alapuolelle.

Paaluperusteisten siltojen osalta tehdään korroosiotutkimukset tie- tai ratasuunniteluvaiheessa. Näiden tutkimusten sisältö on määritetty liitteessä 2.

Kun silta suunnitellaan perustettavaksi hienorakeisten maakerrosten varaan, on mitoitusparametrit määritettävä laboratorioskokeilla. Hienorakeisista maakerroksista näytteet otetaan häiriintymättöminä. Painumaominaisuudet määritetään ödometrikkokeella. Leikkauslujuusparametrit määritetään tarvittaessa kolmiakksiaalikkokeella. Näytesarjoja otetaan yksi tukea kohti. Jos kyseessä on putki-, rengaskehä- tai laattasilta, riittää yksi näytesarja siltaa kohti. Näytepisteessä otetaan näytteitä hienorakeisesta kerrostumasta syvyysuunnassa yhden metrin välein. Tilavuuspaino, maalaji, vesipitoisuus ja kartiokoe tutkitaan syvyysuunnassa yhden metrin välein. Näiden tulosten perusteella määritetään kerrosrajat ja valitaan ödometri- ja kolmiakksiaalikkokeiden tekotasot.

Geotekninen luokka 3. Erittäin vaativat kohteet

Pohjatutkimukset tehdään sillan geoteknisen suunnittelijan laatiman pohjatutkimusohjelman mukaisesti. Tutkimusten tulee täyttää luokkien 1 ja 2 vaatimusten lisäksi hankkeen erityispiirteiden, kuten suunniteltavien pohjarakenteiden, rakentamisen ja ympäristöolosuhteiden vaativuus.

2.2 Tulopenkereiden pohjatutkimukset

Tulopenkereisen pohjatutkimukset tehdään ohjeiden Tien geotekninen suunnittelu ja Geotekniset tutkimukset ja mittaukset TIEH 2100057-v-08 mukaisesti.

3 Pohja- ja maarakenteissa käytettävät materiaalit

Pohja- ja maarakenteissa käytettävien materiaalien tulee täyttää InfraRYL:ssä esitetyt vaatimukset. Vaatimusten ajantasaisuus pitää tarkastaa hankekohtaisesti.

4 Pohjarakenteiden suunnittelu

4.1 Yleiset vaatimukset

4.1.1 Suunnittelutavoitteet

Pohjarakenteet on suunniteltava siten, että

- varmuus murtumista vastaan on riittävä
- muodonmuutokset eivät ole haitallisen suuria
- routa- ja eroosiosuojaus on riittävä.
- ympäristölle ei aiheuteta kohtuutonta haittaa

Suunnitelmassa esitetään ne työnaikaiset kuormitukset ja työvaiheet, jotka suunnitelmassa on otettu huomioon.

Siltojen pohjarakenteiden suunnittelussa tavoiteikä on 100 vuotta.

Sillan pohjarakennussuunnittelun yhteydessä on selvitettävä siltaan välittömästi liittyvien tulopenkereiden ja muiden maarakenteiden, kuten etuluiskien ja keilojen, rakentamis- ja perustamistavat. Tulopenkereitä käsitellään siinä laajuudessa, kuin ne vaikuttavat siltapaikkaan tai silta vaikuttaa tulopenkereeseen - kuitenkin vähintään 20 metriä. Maarakenteiden mahdolliset pohjanvahvistukset on suunniteltava siten, että niiden aiheuttamat rasitukset siltarakenteille on otettu huomioon. Tulopenkereiden ja sillan muodostaman kokonaisuuden tulee täyttää väylän tasaisuudelle asetetut vaatimukset.

Tulopenkereiden suunnittelussa noudatetaan ohjeita Tiepenkereiden ja -leikkausten suunnittelu, Tien geotekninen suunnittelu ja RATO3.

Sillan ja sen rakentamisen vaikutus ympäristöön, erityisesti pinta- ja pohjaveteen, tulee olla viranomaisten määräysten ja lupaehtojen mukainen.

4.1.2 Pohjarakenteiden geotekninen mitoitus

4.1.2.1 Murtorajatila

Rakenteiden kantavuus ja stabiliteetti lasketaan eurokoodin SFS-EN1997-1 ja sen kansallisen liitteen (LVM) sekä Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI7 ohjeiden mukaan.

Menetelmät DA2, DA2* ja DA3 on esitetty Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI7 kohdassa 3.4.6.1. Kuormien osavarmuusluvut on esitetty Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI1 liitteissä 1A (tiesillat), 1B (ratasillat) ja 1C (kevyen liikenteen sillat).

4.1.2.2 Käyttörajatila

Rakenteen siirtymät, muodonmuutokset ja materiaalien säilyvyys tarkastellaan käyttörajatilassa.

Rakenteiden painumat, painumaerot, siirtymät, kiertymät ja muodonmuutokset laskeaan tarkoitukseen sopivilla menetelmillä ja tuloksia verrataan rakenteen sallimiin raja-arvoihin. Rakenteen sallimat painuma-arvot määrittää rakennesuunnittelija.

Leikkausmuodonmuutoksista aiheutuvia siirtymiä tarkastellaan NCCI 7 kohdassa 5.5.2 esitetyllä tavalla.

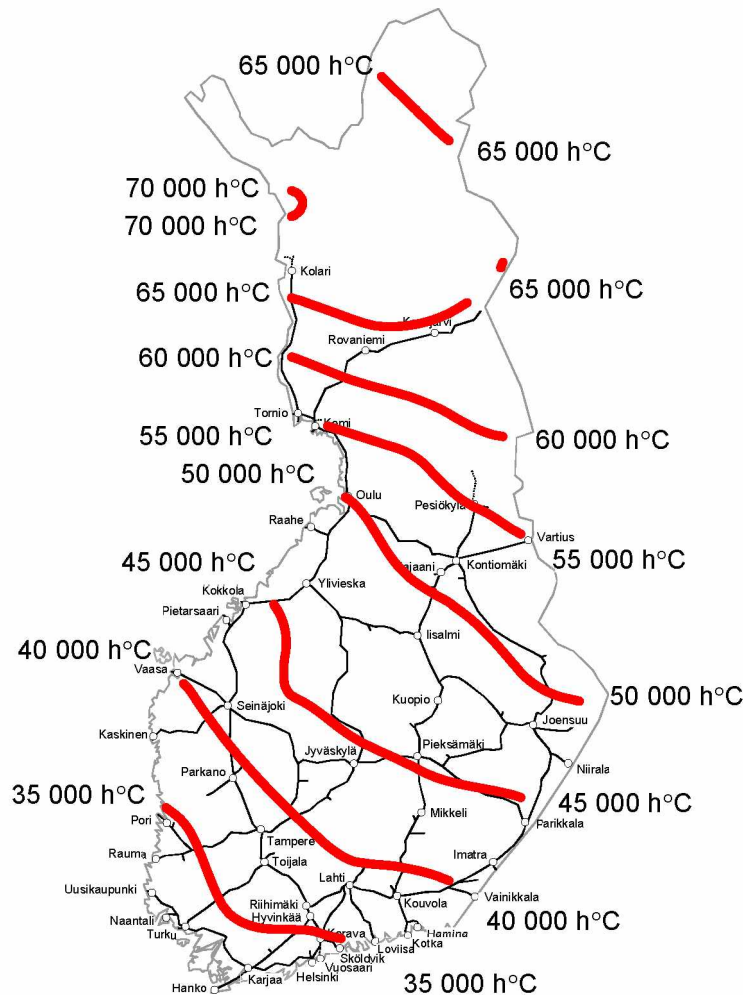
4.1.3 Routa

Rakenteiden mitoituksessa otetaan huomioon roudan vaikutus.

Pohjamaan routivuus määritetään rakeisuuden perusteella liitteen 4 mukaisesti.

Mikäli pohjamaa on routivaa, perustukset on sijoitettava tai routasuojattava siten, että routa ei tunkeudu routivaan maahan peruslaatan alareunasta kaltevuudessa 2:1 laajenevien tasopintojen rajaaman alueen sisäpuolelle.

Roudan tunkeutumissyvyyttä määritettäessä ja routasuojausta suunniteltaessa mitoitettava pakkasmäärä (F_{mit}) on kuvan 2 mukaisesti kerran 50 vuodessa toistuvaa pakkasmäärää (F_{50}).



Kuva 2. Kerran 50 vuodessa toistuva suurin pakkasmäärä F_{50} ($h^{\circ}C$) kauden 1978–2007 ilman lämpötilahavaintojen perusteella

Siltojen routasuojaus voidaan vaihtoehtoisesti toteuttaa joko viemällä perustukset roudattomaan syvyyteen, vaihtamalla routivat maamassat routimattomaksi perustuksen alla tai käyttämällä routaeristettyä rakennetta liitteen 4 mukaisesti. Lumen eristävää vaikutusta ei oteta huomioon siltojen routasuojausta mitoitettaessa.

4.1.4 Eroosio

Eroosiosuojaus suunnitellaan ohjeen Tierakenteiden ja -leikkausten suunnittelu 9/2010 mukaan. Edellä mainitun ohjeen kappaleessa 8.6 on käsitelty eroosiosuojauksen mitoitusta virtaukselle alttiissa kohteissa. Kappaleessa 8 on käsitelty eroosiosuojauksen mitoitusta. Virtaukselle alttiita kohteita ovat lähinnä joet ja purot. Jos rakenne sijaitsee järvellä tai merialueella, mitoitetaan rakenne sekä virtauksen että aallokon eroosiovaikutusta vastaan. Tällöin tarvitaan yleensä karkeammasta louheesta rakennettu eroosiosuojaus kuin pelkän virtauksen rasittamilla kohteilla.

Ohjeen Eroosio vesistösilloilla RHK 1046/043/2009 perusteella arvioidaan eroosioriski virtaukselle alttiissa kohteissa.

Veden virtausnopeuden mitoitusarvo määritetään käyttäen 1/100v esiintyvää ylivirtaamaa (HQ) ja ylivedenkorkeutta (HW).

Mitoittava aallokko selvitetään kohdekohtaisesti. Merialueilla käytetään arvoa 2,5 m, ellei tarkempaa tietoa ole saatavissa.

4.1.5 Vaikutus ympäristöön

4.1.5.1 Sillan vaikutus pohjavesisuhteisiin

Sillan ja sen rakentamisen vaikutus pohjaveteen on selvitettävä.

Mahdollisen pohjaveden alenemisen vaikutus on otettava huomioon suunnittelussa. Lisäksi tulee selvittää pohjaveden alenemisen vaikutus alueen muihin rakenteisiin ja luonnonympäristöön osana suunnitteluhanketta.

4.1.5.2 Muut ympäristövaikutukset

Muut ympäristövaikutukset selvitetään osana muuta hankkeen suunnittelua. Ympäristövaikutukset jakaantuvat työnaikaisiin ja pitkä aikaisiin vaikutuksiin. Työnaikaisia ovat mm. melu, pöly, tärinä ja työnaikaiset siirtymät. Pitkäaikaisia ovat mm. pohjavedenpinnan muutokset, muutokset stabiliteetissa.

4.2 Kuormitukset

4.2.1 Silta- ja tukirakenteiden kuormitukset

4.2.1.1 Yleistä

Siltojen liikennekuormat on esitetty eurokoodissa SFS-EN 1991-2 ja muut kuormat eurokoodeissa 1991-1-1...-7. Kuormien yhdistelyt on esitetty eurokoodin SFS-EN 1990 liitteessä A2. Yhteenvedo kaikista siltojen kuormista ja niiden yhdistelyistä on esitetty Liikenneviraston soveltamisohjeessa NCCI1.

Kaikki tässä ohjeessa lukuarvoina annetut kuormat ovat ominaisarvoja.

4.2.1.2 Maanpainekuormat

Pysyviin ja tilapäisiin tukiseiniin, tukimuureihin ja siltojen maatuikiin kohdistuvat maanpaineet lasketaan soveltamisohjeen NCCI7 kohdassa 4.6 esitetyllä tavalla.

Ajoneuvoliikenteen väyliin liittyviä tukimuureja mitoitettaessa ajoneuvoliikenteen kuormina käytetään NCCI7 kohdassa 4.4.1 esitettyjä kuormia. Tilapäiset ajoneuvoliikenteen väyliin liittyvät tukirakenteet on mitoitettava käyttäen ajoneuvoliikenteestä aiheutuvana kuormana vähintään tasaista kuormaa 20 kN/m².

Ratapengertä tukevan tukirakenteen liikenteestä aiheutuvina kuormina huomioidaan pystysuuntainen junakuorma, keskipakovoima sekä pysty- ja vaakasuuntainen sysäys. Kuormien arvot on määritetty RATO3:ssa.

Pysyville tukiseinille käytetään junakuormana LM71-35, ellei hankkeen suunnitteluperusteissa muuta esitetä. Mikäli pysyvä tukiseinä liittyy siltaan, mitoitetaan seinä samalle junakuomalle kuin silta.

Työnaikaisille tukiseinille junakuormana käytetään rataosan mitoitusakselipainon mukaista EN-rataluokituksen junakuormaa (EN15528).

Tukiseinän rakenteellisessa mitoituksessa käytetään liikkuvan junan aiheuttamaa kuormaa, joka saadaan kertomalla RATO3:n mukaisella sysäyskertoimella α_v paikallaan olevan junan aiheuttama staattinen kuorma. Tukiseinän stabiliteetin geoteknisessä mitoituksessa käytetään maalajin ollessa savea paikallaan olevan junan aiheuttamaa staattista kuormaa ja muissa maalajeissa liikkuvan junan aiheuttamaa kuormaa. Edellä esitetty perustuu siihen, että saveen leikkauslujuus on voimakkaasti riippuvainen kuormitusnopeudesta.

4.2.1.3 Onnettomuuskuorma

Rakenteiden mitoituksessa käytettävät onnettomuuskuormat (törmäyskuormat) on esitetty eurokoodin SFS-EN 1991-2 kohdassa 4.7 ajoneuvoliikenteen siltojen, kohdassa 5.6 kevyen liikenteen siltojen ja kohdassa 6.7 rautatieliikenteen siltojen osalta sekä Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI1 kohdassa F.4. Suistumiskuorma ratasilloilla on esitetty NCCI1 kohdassa B.6.7.1.

Onnettomuuskuormat otetaan huomioon pysyvissä rakenteissa NCCI1 kohdan B.6.7.1 mukaan.

4.2.1.4 Vedenpaine

Säännöstellyissä vesistöissä vedenpinnan aseman raja-arvoina käytetään alivedenpintaa NW ja ylivedenpintaa HW. Mikäli vesistö ei ole säännöstelty, aliveden NW ja yliveden HW korkeus pyritään määrittämään mahdollisimman luotettavasti mahdollisimman pitkältä ajalta tehtyjen vedenkorkeushavaintojen perusteella. Jos näitä ei ole käytettävissä, suunnittelussa käytettävät vedenkorkeusarvot (NW ja HW) määritellään maastohavaintojen perusteella. Veden aiheuttamat kuormat tasovälillä NW...HW katsotaan pysyväksi kuormaksi.

Pohjavedenpinnan mitoittava korkeus ja vaihtelurajat on selvitettävä pohjatutkimuksen yhteydessä tehtävillä pohjavesihavainnoilla, jollei geotekninen suunnittelija toteuta selvityksiä kohteen luonne ja siltapaikan pohjasuhteet huomioon ottaen tarpeetto-

miksi, mikä kirjataan suunnitelmaselostukseen. Veden aiheuttamat kuormat koko vaihteluvälillä katsotaan pysyväksi kuormaksi.

Mikäli ulkoinen kuorma aiheuttaa rakennetta kuormittavaa huokosvedenpainetta, käytetään tälle vedenpaineen osalle aiheuttavan kuorman osavarmuuslukua.

Nosteellista painoa ei sovelleta itse rakenteeseen, vaan rakenteen eri pintoihin kohdistuvat vedenpaineet käsitellään erillisinä. Yhden lähteen periaatetta ei sovelleta.

4.2.2 Tulopenkereiden kuormitukset

Tulopenkereiden kuormitukset on esitetty soveltamisohjeen NCCI7 kohdassa 4.4.1 maantieliikenteen osalta ja kohdassa 4.4.2 rautatieliikenteen osalta.

4.3 Perustaminen

4.3.1 Yleistä

Sillan jokainen yksittäinen tuki pyritään perustamaan joko kokonaan kalliolle tai kokonaan maanvaraisesti.

Tarvittaessa louhitaan kallionpinta vakio syvyydelle peruslaatan alla tai vähintään peruslaatan riittävän pienen kiertymisen vaatimalle tasolle. Mikäli painuvan maakerroksen paksuus peruslaatan alla vaihtelee, tulee rakenteet mitoittaa kestävämmän peruslaatan kiertyminen.

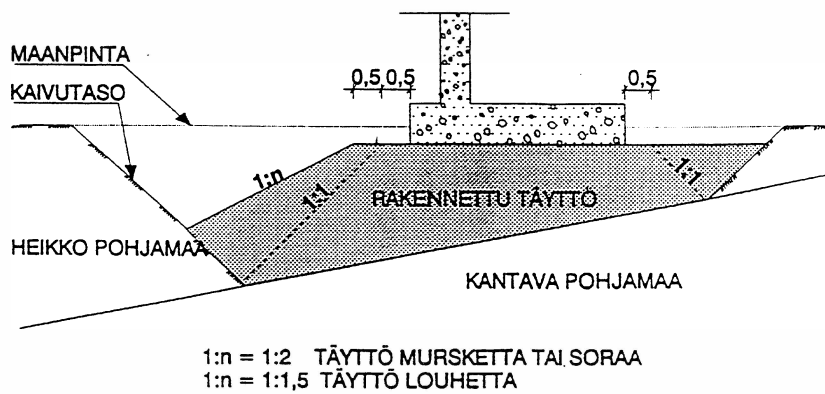
Kallion päällä tulee olla vähintään 0.5 metrin tai sivumitaltaan 2.5 metriä pienemmillä perustuksilla 0,2x(perustuksen pienempi sivumitta metreinä) paksuinen murskekerros, jotta perustuksen voidaan katsoa olevan maanvarainen. Muussa tapauksessa mitoitustarkastelu suoritetaan, kuten kohdassa 4.3.3 on esitetty.

4.3.2 Maanvaraiset peruslaatat

4.3.2.1 Maanvaraisen peruslaatan suunnittelu

Maanvaraiset peruslaatat suunnitellaan sellaiselle tasolle, että ratkaisu täyttää alla esitetyt tekniset vaatimukset ja sen rakentaminen on mahdollisimman taloudellista ottaen huomioon muut sillan rakentamiseen liittyvät näkökohdat.

Kun peruslaatta rakennetaan täytön varaan, täytön laajuuden minimimitat on esitetty kuvassa 3.



Kuva 3. Perustuksen täytön vähimmäislaajuus

Täytön laajuus tarkistetaan kantavuus-, vakavuus- ja painumalaskelmien perusteella.

Penkereen varaan perustettaessa tarvitaan yleensä kuvan 3 minimmittoja laajempi täyttö. Rakenteen vakavuus on osoitettava tällöin ensisijaisesti liukupinta-analyysillä.

Tiivistämättä tehtyjä massanvaihtoja ja muita täyttöjä ei saa käyttää rakenteita kantavana maapohjana. Poikkeuksen voivat muodostaa rakenteet, joissa täytön jälkitiivistyminen on otettu huomioon suunnitelmassa ja se ei aiheuta vaurioita.

4.3.2.2 Maanvaraisen peruslaatan kantokestävyys

Maanvaraisten peruslaattojen kantokestävyys laskenta on esitetty eurokoodissa SFS-EN 1997-1 ja soveltamisohjeen NCCI7 kohdassa 5.1.2.1

Kantokestävyys tarkistetaan liukupintalaskelmalla, jos perustamisolosuhteet sitä edellyttävät esimerkiksi täyttökerroksen tai kerroksellisen maan varaan perustettaessa tai maanpinnan ollessa kalteva.

Alustavasti voidaan maanpinnan kaltevuus huomioida alla esitetyllä tavalla:

Maanpinnan ollessa kalteva, on kantavuuskaavalla vaakasuoralle maanpinnalle laskettua kantokykyä pienennettävä lähteen (Brinch Hansen 1970) mukaan kertoimella g .

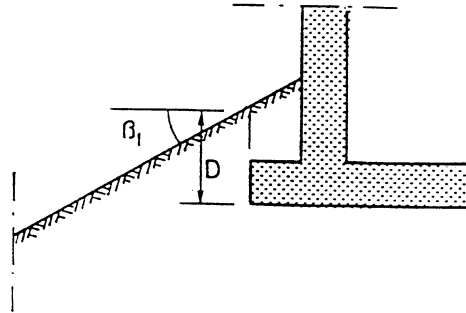
$$g = (1 - 0,5 \cdot \tan \beta)^5$$

β = on luiskan kaltevuus vaakatason suhteen.

Kaltevuuskorjaus voidaan laskea seuraavien kuvien mukaisesti kahdella vaihtoehdoisella tavalla. Kantokyvyksi valitaan suurempi näin saaduista arvoista.

Laskentatapa 1:

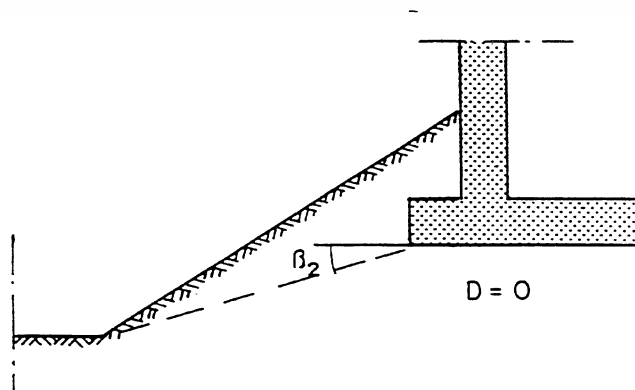
Perustussyvyys D kantokykyä laskettaessa kuvan 4a mukaisesti, kun $\beta = \beta_1$



Kuva 4. Kalteva maanpinta, laskentatapa 1.

Laskentatapa 2:

Perustussyvyys $D = 0$, kantokykyä laskettaessa $\beta = \beta_2$



Kuva 5. Kalteva maanpinta, laskentatapa 2.

4.3.2.3 Maanvaraisen perustuksen varmuus liukumista vastaan.

Maanvaraisten peruslaattojen liukumistarkastelun suorittaminen on esitetty eurokoodissa SFS-EN 1997-1 ja soveltamisohjeen NCCI7 kohdassa 5.1.2.3

4.3.2.4 Maanvaraisen peruslaatan painuma

Maanvaraisen perustuksen painumalaskenta tehdään NCCI7 kohdan 5.1.2.4 mukaan. Painumien laskennassa käytetään kuorman ominaisyhdistelmää ilman vaakasuuntaisia muuttuvia kuormia. Mikäli peruslaatan alla tapahtuvalla epätasaisella painumalla (kierymällä) on merkitystä rakenteen toiminnan (laakeri, liikuntasauvalaite) tai kestävyysden (pilari jäykästi kiinni kannassa) kannalta, tulee epätasaisen painuman vaikutukset

laskea tarpeellisissa rajatiloissa ja tarpeellisilla kuormitusyhdistelmillä ja ottaa huomioon rakenteiden mitoituksessa.

Tukikohtainen painumalaskelma pitää tehdä, jos käyttörajatilan ominaisyhdistelmällä peruslaatan tehokkaalle pinta-alalle aiheutuva keskimääräinen pystysuorajännitys σ_0 homogeenisissa pohjaolosuhteissa ja tasalaatuisella kitkamaalla, moreenilla tai tiivistetyllä täytöllä ylittää taulukossa 1 esitetyt arvot.

Taulukko 1. Käyttörajatilan ominaisyhdistelmää käyttäen lasketun pystysuuntaisen jännityksen raja-arvo painumalaskennan tarpeellisuuden arviointia varten

Maalaji		Painumalaskennan tarpeellisuus
Hiekka	löyhä...keskitiivis	Painuma tarkistetaan aina laskelmilla
	tiivis	Painuma tarkistetaan laskelmilla, jos $\sigma_s > 100$ kPa
Sora	löyhä...keskitiivis	Painuma tarkistetaan aina laskelmilla
	tiivis	Painuma tarkistetaan laskelmilla, jos $\sigma_s > 200$ kPa
Moreeni	hyvin löyhä ...löyhä	Painuma tarkistetaan aina laskelmilla
	keskitiivis	Painuma tarkistetaan laskelmilla, jos $\sigma_s > 300$ kPa
	tiivis	Painuma tarkistetaan laskelmilla, jos $\sigma_s > 600$ kPa
Perustuksen alustäyttö	tiiveysvaatimus InfraRYL 42013.3.1 mukaan	Painuma tarkistetaan laskelmilla, jos $\sigma_s > 500$ kPa

Painumalaskenta tehdään aina seuraavissa tapauksissa jokaiselle sillan tuelle:

- vähintään yksi sillan tuki perustetaan hienorakeisen maan varaan
- pohjamaan painumaominaisuudet tai kerrospaksuudet vaihtelevat viereisten tukien välillä tai saman tuen kohdalla
- sillassa on korkeita pilareita (≥ 15 m)

Sillan tukien sallitut painumat, kiertymät tai painumaerot määrittää aina rakennesuunnittelija.

4.3.3 Kallionvaraiset peruslaatat

4.3.3.1 Yleistä

Peruslaatta voidaan valaa suoraan kallionvaraan tai kallion päälle rakennetun murskearinan varaan. Murskearinalla on ympäristön mahdollisia louhinta yms. tärinöitä vaimentava vaikutus. Tästä syystä taajamissa ja harkinnan mukaan muissa louhinta-tärinöille alttiissa kohteissa suositellaan murskearinan käyttöä kallion ja peruslaatan välissä.

4.3.3.2 Kallion laadun selvittäminen

Kallion varaan tehtäviä rakenteita varten on selvitettävä kallion kivilaatu, rakoilu ja vakavuus suunniteltavan sillan kohdalla tarpeellisessa laajuudessa.

Jos kallion laatua ei ole tutkittu ennen rakentamista tai kalliota on louhittu pohjatutkimusten teon jälkeen, on ennen perustusten rakennustöiden aloittamista järjestettävä katselmus, jossa voidaan todeta edellytykset rakennustyön jatkamiselle. Katselmustarve kirjataan suunnitelmaan.

Rikkonainen, heikko tai epästabiili kallio on louhittava tai lujitettava siten, että sillä on riittävä vakavuus.

4.3.3.3 Kallionvaraisen peruslaatan suunnittelu

Kallionvaraiset perustukset suunnitellaan NCCI7 kohdan 5.1.1 mukaan.

Perustuksen alalla louhitun tai luonnontilaisen kallion pinnan tulee täyttää suunnitelmissa ja InfraRYL kohdassa 42012.3.6 esitetyt vaatimukset.

4.3.3.4 Kallion varaisen perustuksen kantokestävyys

Kallion varaisen perustuksen kantokestävyys laskenta on esitetty NCCI7 kohdassa 5.1.1.1.

Pohjapaineen oletetaan jakautuvan kolmiomaisesti. Varmuus murtumista vastaan on riittävä, kun jännityksen mitoitusarvo laatan nurkassa murtorajatilassa (DA2*) on pienempi tai yhtä suuri kuin kallion kantokestävyys mitoitusarvo. Pohjapaineen arvoa laskettaessa on otettava huomioon kallion louhinnalle asetettu tarkkuusvaatimus, joka esitetään sillan suunnitelmissa.

Mikäli kallionpinta on kaltevuudeltaan yli 15 astetta vaakatasosta, on se louhittava tasaiseksi annetun louhintatoleranssin puitteissa tai porrastettava.

Raudoittamattoman täyttövalun vaakamitan tulee olla anturan reunasta 500 mm + h/2. Tässä h tarkoittaa täyttövalun paksuutta. Täyttövalujen tulee olla lujuudeltaan vähintään betonia C25/30. Täyttövalun paksuuden ollessa yli 300 mm, käytetään valun yläpinnassa betoniteräsverkkoa: T12 #250. Jos paksuus on yli 600 mm, käsitellään valua peruslaattana. Jos täyttövalu on tämän lisäksi lujuudeltaan peruslaatan betonia vastaavaa, voidaan pohjapaine tarkastella täyttövalun yläpinnan tasolla. Jos kallio täyttövalun alla on rikkonaista ja rapautunutta, tulee täyttövalu suunnitella teräsbetonirakenteena.

Kantokestävyyden ominaisarvon määrittämisessä noudatetaan seuraavia periaatteita:

Kiinteä kallio:

Kiinteän kallion kestävyuden ominaisarvona käytetään normaalisti enintään arvoa 8 MPa.

Kallion kestävyuden ominaisarvona voidaan käyttää geoteknisen suunnittelijan tutkimuksiin perustuvan arvion mukaan enintään:

- 20 MPa, kun kyseessä on kiinteä ja luja kallio, jonka kivilaji on graniittia tai gneissia tai muuta lujuudeltaan vastaavaa kiveä
- 10 MPa, kun kyseessä on kiinteä ja kohtalaisen luja kallio, jonka kivilaji on hiekka- tai kalkkikiveä tai muuta lujuudeltaan vastaavaa kiveä

Edellä esitettyjä arvoja voidaan käyttää kiinteälle kalliolle,

- joka on harva- tai vähärakoista
- jonka raot ovat tiiviitä
- jossa kivi on rapautumatonta tai vähän rapautunutta
- jossa rakojen suuntautuneisuus on sellainen, että kallion vakavuus on riittävä.

Mikäli kallio on runsas- tai tiheärakoista, mutta raot eivät ole avonaisia tai täyhteisiä, voidaan kallioteknisen suunnittelijan arvioon perustuen käyttää kestävyuden ominaisarvona enintään arvoa 8 MPa tai kantokyky on määritettävä kuten maanvaraan perustettaessa.

Kallion kiinteys voidaan todeta porakonekairauksilla, joissa rekisteröidään porauksen etenemänopeus ja dokumentoidaan havainnot kallion laadusta SFS-EN 1997-2 ja ohjeen SGY Kairausopas V Porakonekairaus (SGY 1986) mukaisesti. Lisäksi kallion laatu tarkistetaan rakennustyön aikana. Tällöin on edellä mainittujen kallion ominaisuuksien lisäksi arvioitava rakosuuntien vaikutus vakavuuteen.

Rikkinainen tai rapautunut kallio:

Mikäli kallion

- raot ovat avoimia tai täyhteissä tai
- kivi on runsaasti tai osittain täysin rapautunutta,

on kallion laadun vaikutus geotekniseen kantokestävyyteen erikseen selvitettävä kallioteknisen asiantuntijan toimesta.

Mikäli riittäviä perusteita suoraan kallionvaraiselle perustamiselle ei ole, perustukset on suunniteltava kuten maanvaraiset perustukset (kohta 4.3.1).

4.3.3.4 Kallionvaraisen perustuksen varmuus liukumista vastaan

Varmuus liukumista vastaan tarkistetaan NCCI7 kohdan 5.1.1.3 mukaisesti rajatilassa STR/GEO.

Kallionpinnan voidaan liukumistarkastelussa olettaa olevan vaakasuora, jos kallionpinta on louhittu ja sen kaltevuus perustuksen alueella $\leq 15^\circ$ tai kallion pinta on porastettu.

Suoraan louhitulle kalliolle perustettaessa kertoimelle $\tan \delta_k$ (kitkakertoimelle) voidaan käyttää arvoa 1,0 kiinteälle kalliolle ja arvoa 0,6 rikkonaiselle tai rapautuneelle kalliolle. Suoraan luonnolliselle kallionpinnalle perustettaessa kitkakertoimelle voidaan käyttää arvoa 0,6.

4.3.3.5 Kallionvaraisen perustuksen varmuus kaatumista vastaan

Varmuus kaatumista vastaan tarkistetaan NCCI7 kohdan 5.1.1.2 mukaisesti murtorajatilassa EQU.

Varmuus kaatumista vastaan tarkistetaan aina perustuksen molemmissa pääsuunnissa uloimman reunan suhteen. Tarkastelussa otetaan huomioon louhinnalle suunnitelmassa asetettu toleranssi.

Rakennetta kaatavat voimat kerrotaan murtorajatilassa mallikertoimella 1,20.

4.3.3.6 Kallion varaisen perustuksen ankkurointi

Ankkureiden mitoitus suoritetaan soveltamisohjeen NCCI7 kohdan 5.3 mukaan.

Jännittämättömiä teräksiä ei käytetä perustuksen ankkurointiin kallioon käyttörajatilan pitkäaikaisyhdistelmälle.

Jännittämättömien teräs ankkurien jännityksen tulee korroosiovara huomioon ottaen käyttörajatilan ominaisyhdistelmälle olla enintään 50 % teräksen myötörajusta (0.2-rajasta). Mikäli kallion pinnasta tehtyjen korroosiokokeiden perusteella olosuhteet ovat tavanomaiset, käytetään pinnoitettua terästä (kuumasinkittyä tai epoksipulveroitua). Mikäli korroosio olosuhteet ovat tavanomaisesta poikkeavat tai aggressiiviset käytetään lisäksi kaksinkertaista injektointia.

Jännitettyjen ankkureiden tulee olla suojattu korroosiota vastaan ja kallion ja perustuksen välisen rajapinnan tulee olla puristettu ankkurin kohdalla käyttörajatilan ominaisyhdistelmällä.

4.3.3.7 Kallion päälle täytön varaan rakennettavat perustukset

Sillan tukien peruslaatat perustetaan joko kokonaan kalliolle tai kokonaan maanvaraisesti ks. Maanvaraiset peruslaatat.

Kallion varaan murskekerroksen välityksellä perustettaessa noudatetaan NCCI 7 kohdan 5.1.1.1 ohjeita.

Pohjapaineen kolmionmuotoisen jännitysjakautuman perusteella laskettu nurkkajännityksen mitoitusarvo ei ilman erillisiä selvityksiä saa olla suurempi kuin 0,75 MPa.

Liukuvarmuustarkastelu suoritetaan kuitenkin murskekerroksen välityksellä perustettaessa aina NCCI7 kohdan 5.1.2.3 mukaan.

Murskekerroksen varaan perustettaessa murskeen leikkauskestävyyskulmana voidaan käyttää murskeen leikkauskestävyyskulman ominaisarvoa samalla tavalla kuin maan

varaamaan perustettaessa (vrt. kohta 4.3.1.3). Ilman eri selvitystä voidaan laskelmassa murskeesta tehdylle tiivistetylle täytölle käyttää liukukestävyyskulman ominaisarvoa $\delta_k = 45^\circ$.

4.3.4 Yhtenäiset laattaperustukset

Yhtenäiset laattaperustukset mitoitetaan taipuvina rakenteina.

Laattaperustuksen pohjapaineen jakautumiseen vaikuttavat muun muassa kuormitus ja sen vaihtelut, maaperän muodonmuutosominaisuudet ja peruslaatan ja sen yläpuolisten rakenteiden jäykkyys ja viruma.

Laattaperustukset tulee suunnitella menetelmillä, jotka ottavat huomioon sekä maan että rakenteen kestävyys ja muodonmuutosominaisuudet.

Yhtenäistä laattaperustusta käytetään yleensä vain kehäsilloissa ja kaukalarakenteissa.

4.3.5 Paaluperustukset

4.3.5.1 Paalun geotekninen kestävyys

Paalutusalueen vakavuus on tarkistettava ennen paalutusta vallitsevassa mitoitustilanteessa. Alueen vakavuuden väheneminen paalutustyön seurauksena on otettava huomioon paalutusta suunniteltaessa.

Puristetut paalut

Paalujen geoteknisen puristuskestävyyden määrittäminen erityyppisille paaluille on esitetty soveltamisohjeen NCCI7 kohdassa 5.2.2.1.

Lyöntipaalun geotekninen puristuskestävyys osoitetaan siltarakenteissa aina dynaamisilla koekuormituksilla.

Kallioon tukeutuvan kaivinpaalun alapään kalliokontakti varmistetaan aina injektoidulla. Jos kaivinpaalun alapäässä vaikuttaa normaalivoiman lisäksi momentti, mitoitetaan ankkuriteräkset kuten normaalin teräsbetonipoikkileikkauksen vetoteräkset olettaen kaivinpaalun alapäähän kalliokontakti. Käytettäessä ankkurointia on kallion eheys tutkittava ankkurointisyvyyden verran (vähintään 3 metriä) kallioon ulottuvalla porakonekairauksella. Kaikkiin porareikiin tehdään vesimenekkikokeet ja mikäli kallio on rikkonaista, se injektoidaan. Vesimenekin tulee olla alle 1 l/min/m/MPa. Käytettävä koepaine on 0,1 MPa ylipaine suhteessa pohjavedenpaineeseen. Vesimenekkikoe toistetaan kunnes kallio todetaan tiiviiksi. Näillä edellytyksillä kontaktipoikkileikkauksista mitoitettaessa voidaan käyttää paalun betonin mukaista lujuutta. Ankkuriterästen ankkurointipituutena käytetään sellaisen kärkikulmaltaan 90° kalliokartion korkeutta, joka vastaa kaikkien ankkurointiin käytettyjen terästen yhteenlaskettua vetovoimaa murtorajatilassa. Jännittämättömiä teräksisiä ankkureita käytettäessä tulee käyttörajatilan pitkäaikaisyhdistelmällä kontaktipinnan olla ankkurin kohdalla puristettu. Mikäli kallion pinnasta tehtyjen korroosiokeiden perusteella olosuhteet ovat tavanomaiset, jännittämättöminä ankkureina käytetään pinnoitettua terästä (kuumasinkittyä tai epoksipulveroitua). Mikäli korroosio olosuhteet ovat tavanomaisesta poikkeavat tai aggressiiviset käytetään lisäksi kaksinkertaista injektointia. Paalun keskeinen puristusjäännitys ei kuitenkaan saa ylittää PO-2011 kohdassa 4.5.2.3 'Kallioon tukeutuvat kaivinpaalut' esitettyjä arvoja.

Jos kallioankkureiden koevetoa ei voida suorittaa, kallioankkureiden laskelmien mukaiseen ankkurointipituuteen tulee lisätä 20 %.

Jännitettyjen ankkureiden tulee olla suojattu korroosiota vastaan ja kallion ja perustuksen välisen rajapinnan tulee olla puristettu ankkurin kohdalla käyttörajatilan ominaisyhdistelmällä.

Kallioon porattavan porapaalun ja kallion kontakti voidaan olettaa momenttijäykäksi seuraavien toimenpiteiden jälkeen:

- Poraussyvyys ehjään kallioon on vähintään syvyyteen 4d
- Paalun ja kallioreiän väli huudellaan puhtaaksi ja injektoidaan täyteen sementtilaastilla

Mikäli porapaalun ja kallion väliä ei huudella puhtaaksi ja injektoida täyteen sementtilaastilla jää kallion ja paalun väliin rako, joka sallii paalun alapään kiertymisen. Mikäli paalun alapäähän syntyy niin suuri kiertymä, että momenttijäykkä kiinnitys muodostuu, tehdään siitä erillinen tarkastelu.

Momenttijäykkä kiinnitys voidaan toteuttaa myös rakentamalla paalun alapäähän momenttijäykkä teräsbetonirakenne.

Kallion kestävyys tulee aina tarkastaa, kun oletetaan liitos momenttijäykäksi.

Vaikka porapaalun kalliokontaktia ei tehtäisi edellä mainituilla tavoilla momenttijäykäksi, tulee rakenteen kestävyys tarkistaa aina myös olettaen paalun kiinnitys kallioon momenttijäykäksi.

Negatiivinen vaippahankaus:

Negatiivinen vaippahankaus otetaan paalun mitoituksessa huomioon NCCI7 kohdan 4.7 mukaani

Vedetyt paalut

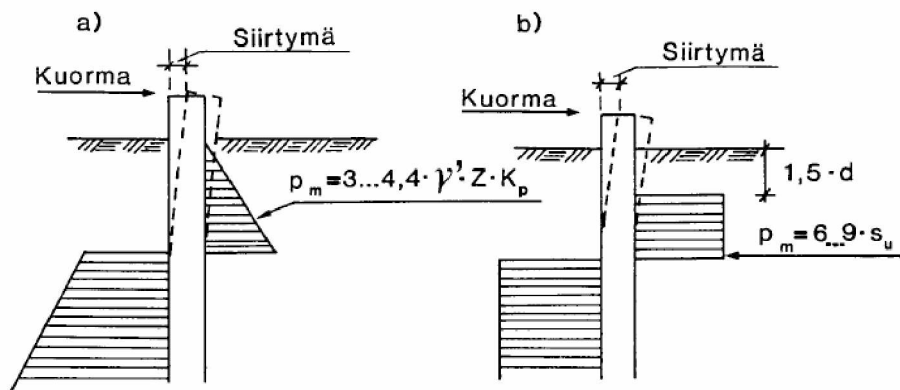
Paalujen vetokestävyys määrätään NCCI7 kohdan 5.2.2.2 mukaisesti.

Sivukuormitetut paalut

Paalujen kestävyys vaakakuormille mitoitetaan soveltamisohjeen NCCI7 kohdan 5.2.2.3 mukaan.

Paalua vasten voi syntyä painetta ulkoisen kuorman (jarrukuorma, lämpöliike) vaikutuksessa paaluun tai maan siirtyessä paalua vasten.

Paaluun kohdistuvan paineen ääriarvot riippuvat maan lujuusominaisuuksista ja kitkamaalla myös tehokkaasta tilavuuspainosta. Paineen ääriarvot määritetään maan murtotilan mukaan maanpaineteoriaan perustuen. Kuvassa 6 on esitetty paaluun kohdistuvan paineen ääriarvot kitka- ja koheesiomaassa.



Kuva 6. Paaluun kohdistuvan paineen p_m ominaisarvon ääriarvot a) kitkamaassa ja b) koheesiomaassa

Kuvassa 6 esitetty paaluun kohdistuvan paineen ominaisarvon ääriarvon p_m kerroin (3...4,4 ja 6...9) edustaa normaalia vaihtelualuetta. Vaihtelualuetta ei pidä sekoittaa varmuustasoon, vaan mitoitus on tehtävä siten, että p_m :n ominaisarvoa voi vastata mikä tahansa esitetyn vaihtelualan kerroin.

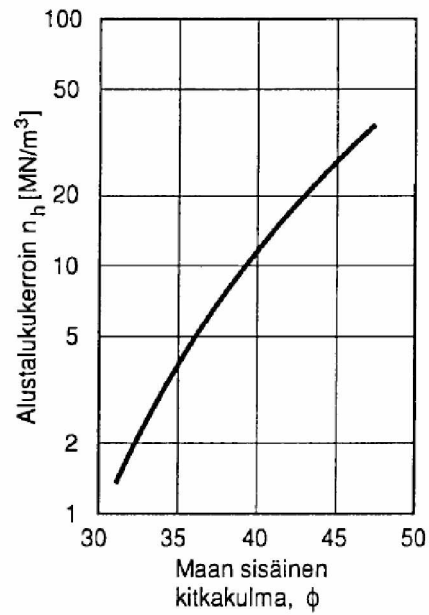
Kitkamaassa paaluun kohdistuvan paineen ääriarvojen oletetaan kasvavan lineaarisesti syvyyden kasvaessa. Koheesiomaassa arvot oletetaan vakioksi syvyydestä riippumatta. Koheesiomaan pintakerroksen osuus syvyyteen 1,5d asti jätetään tarkasteluissa huomioon ottamatta, jos se on tarkasteltavan ilmiön (siirtymät, rakenteiden kestävyys) kannalta mitoittavampi kuin ko. kerroksen huomioon ottaminen.

Paaluun kohdistuvan paineen ja vastaavien siirtymien välistä riippuvuutta kuvataan yleensä alustalukujen avulla. Alustaluvut eivät ole maan materiaaliparametrejä, vaan ne riippuvat myös rakenteen mitoista.

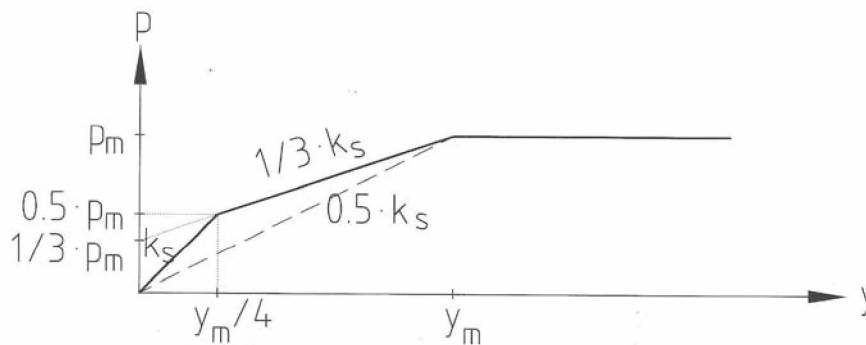
Kitkamaan vaakasuoran alustaluvun k_s oletetaan kasvavan lineaarisesti syvyyteen $z = 10 d$ asti ja pysyvän tämän jälkeen vakiona. Kitkamaan alustaluku staattisessa kuormituksessa määritetään kaavalla:

$$k_s = \frac{n_h z}{d}$$

jossa alustalukukerroin n_h saadaan kuvasta 7 kitkakulman funktiona.



Kuva 7. Kitkamaan alustalukukertoimen arviointi kitkakulman perusteella. Pohjaveden pinnan alapuolella n_h on 60% kuvan arvoista.



Kuva 8. Kitkamaan sivupaine – siirtymäyhteyden määrittäminen. p_m on paaluun kohdistuvan paineen ääriarvo (kuva 6) ja y_m on sitä vastaava siirtymä

Kuvassa 8 on esitetty tapa, jolla voidaan kuvata kitkamaan likimääräinen sivupaine-siirtymäyhteys. Kuvassa katkoviiva määrittää pisteen (p_m, y_m) , eikä sitä pidä sekoittaa maan ”todelliseen” käyttäytymiseen.

Mikäli laskentaohjelmassa on mahdollista käyttää vain lineaari-kimmoista joustaa, aloitetaan laskenta käyttäen alustalukua k_s vastaavaa joustaa. Mikäli jousen siirtymä on suurempi kuin $y_m/4$, pitää joustaa laskettaessa käytettyä alustalukua pienentää ja tehdä uusi laskenta. Näin menetellään kunnes kaikkien jousien voimat ovat kuvan 8 yhtenäisellä viivalla.

Samaan tulokseen päästään asettamalla ensimmäisen laskentakierroksen jälkeen, jos $p > p_m/2$ tai $y > y_m/4$, jousen kohdalle paaluun kohdistuva sivupainetta $p_m/3$ vastaava vaakavoima ja määrittämällä jousi uudelleen alustalukua $k_s/3$ käyttäen, ja suorittamalla uusi laskenta. Jos tämän jälkeen jousen siirtymä on suurempi kuin y_m , jousi poistetaan kokonaan ja asetetaan sen kohdalle vaikuttamaan sivupainetta p_m :n vastaava voima. Näin edetään, kunnes jokaisen jou-

sen voimaa vastaava paaluun kohdistuva paine ja siirtymä ovat kuvan 8 mukaisella yhtenäisellä murtoviivalla.

Mikäli ohjelma sallii kimmoisen alueen epälineaarisen mallinnuksen, tarvitaan vain yksi laskenta.

Koska alustaluku riippuu kuitenkin maan kokoonpuristuvuudesta, voidaan sitä tarkastella myös maan kokoonpuristuvuusmoduulin M tai avoimen tilan kimmomoduulin E_d kautta, jolloin alustalukukerroin saadaan kaavasta

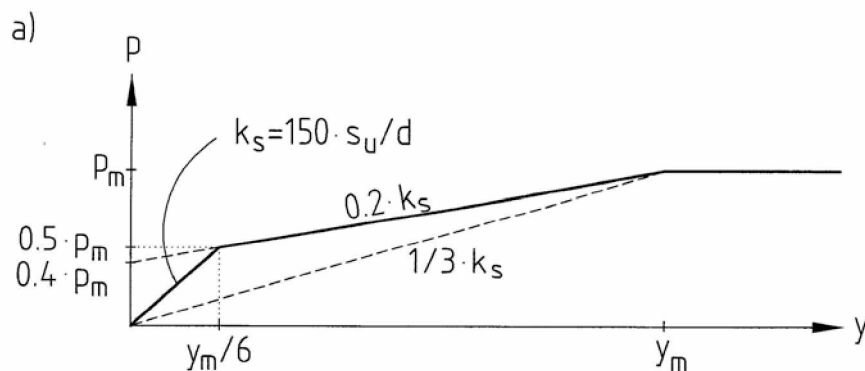
$$n_h = \alpha \beta \frac{M}{z} = \alpha \frac{E_d}{z}$$

$$\beta = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}$$

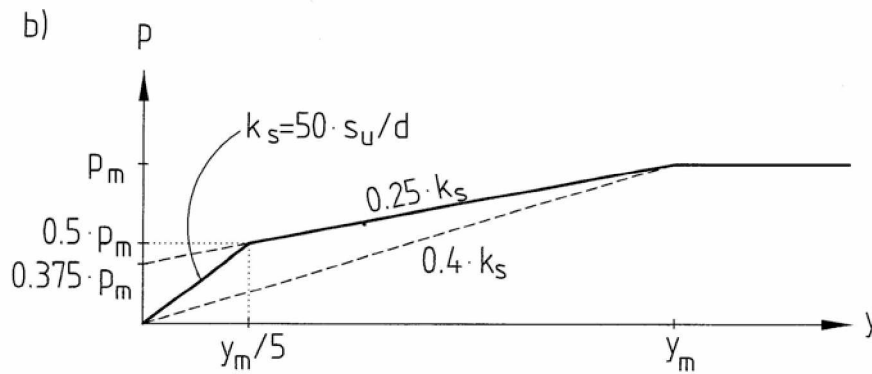
$$\alpha = 0,74$$

$\beta = 0,83 - 0,95$ hiekalle Poissonin vakion ν vaihdellessa vastaavasti välillä $0,25 - 0,15$.

Kuvassa 9a on esitetty koheesiomaan likimääräinen sivupaine-siirtymäyhteys lyhytaikaisessa kuormituksessa ja kuvassa 9b pitkäaikaisessa kuormituksessa. Kuvassa katkoviiva määrittää pisteen (p_m, y_m) , eikä sitä pidä sekoittaa maan "todelliseen" käyttäytymiseen.



Kuva 9a. Koheesiomaan sivupaine – siirtymäyhteyden määrittäminen lyhytaikaisessa



Kuva gb. Koheesiomaan sivupaine – siirtymäyhteyden määrittäminen pitkäaikaisessa kuormituksessa

Paaluun kohdistuvan paineen ominaisarvon ääriarvoa vastaa kuvassa 9 merkintä p_m ja sitä vastaavaa paalun sivusiirtymää y_m .

Siirtymän ollessa pienempi kuin y_m pitää paine - siirtymä vuorosuhde kuvata kuvan 9 mukaisella jousella, jossa kimmoisuus on mahdollista jakaa kahteen osaan. Siirtymän ollessa suurempi kuin y_m , jousi on plastinen (jousivoima pysyy vakiona siirtymästä riippumatta).

Mikäli laskentaohjelmassa on mahdollista käyttää vain lineaari-kimmoista joustoa, aloitetaan laskenta käyttäen alustalukua k_s vastaavaa joustoa. Mikäli jousen siirtymä on suurempi kuin $y_m/6$ lyhytaikaisessa kuormituksessa tai $y_m/5$ pitkäaikaisessa kuormituksessa, pitää joustoa laskettaessa käytettyä alustalukua pienentää ja tehdä uusi laskenta. Näin menetellään kunnes kaikkien jousien voimat ovat kuvan 9 yhtenäisellä viivalla.

Samaan tulokseen päästään asettamalla ensimmäisen laskentakierroksen jälkeen, jos $p > p_m/2$ (tai $y > y_m/6$ lyhytaikaisessa ja $y > y_m/5$ pitkäaikaisessa kuormituksessa), jousen kohdalle lyhytaikaisessa kuormituksessa paaluun kohdistuva sivupainetta $0,4 \cdot p_m$ tai pitkäaikaisessa kuormituksessa sivupainetta $0,375 \cdot p_m$ vastaava vaakavoima ja määrittämällä jousivakio uudelleen lyhytaikaisessa kuormituksessa alustalukua $30 \cdot s_u/d$ tai pitkäaikaisessa kuormituksessa alustalukua $12,5 \cdot s_u/d$ käyttäen, sekä suorittamalla laskenta uudelleen. Jos tämän jälkeen jousen siirtymä on suurempi kuin y_m , jousi poistetaan kokonaan ja asetetaan sen kohdalle vaikuttamaan sivupainetta p_m :n vastaava voima. Näin edetään, kunnes jokaisen jousen voimaa vastaava paaluun kohdistuva paine ja siirtymä ovat kuvan 9 mukaisella murtoviivalla.

Mikäli ohjelma sallii kimmoisen alueen epälineaarisen mallinnuksen, tarvitaan vain yksi laskenta.

Pitkäaikaisessa kuormitustilanteessa koheesiomaan alustaluku voidaan määrittää myös kokoonpuristuvuusmoduulin (M) kautta, jolloin alustaluku k_s on:

$$k_s = \beta \frac{M}{d}$$

$$\beta = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}$$

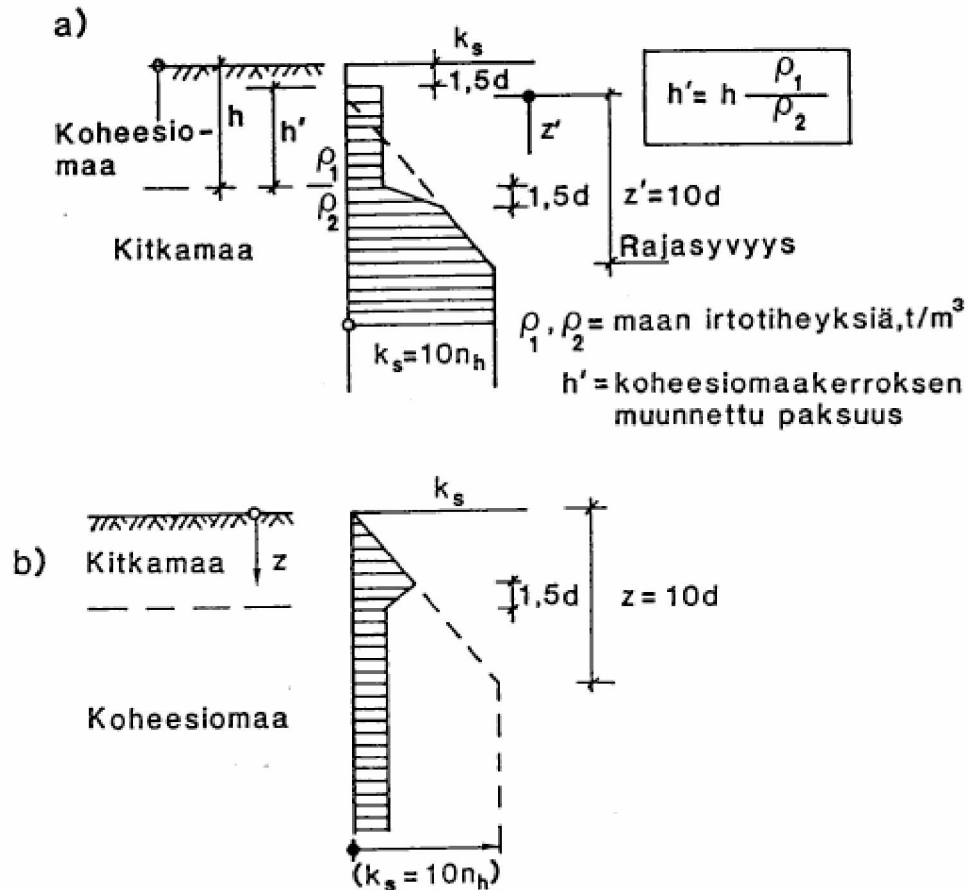
$\beta = 0,46 - 0,74$ savelle Poissonin vakion vaihdellessa vastaavasti välillä $0,4 - 0,3$

$\beta = 0,62 - 0,83$ siltille Poissonin vakion vaihdellessa välillä $0,35 - 0,25$.

Lyhytaikaisessa kuormitustilanteessa koheesiomaan alustaluku voidaan määrittää suljetun tilan kimmomoduulin E_u kautta, jolloin määrittäminen voidaan tehdä esimerkiksi suljetulla kolmiaksoalikoelalla.

Kuvassa 10 on esitetty alustaluvun määrittäminen erilaisissa kerrosrajoissa.

Paalun sijaitessa kitkamaa luiskassa voidaan luiskaan päin suuntautuvaa liikettä kuvaavien alustalukujen määrittämisessä käyttää syvyyskoordinaatin z alkamiskohtana tasoa, jossa paalun keskilinjan ja luiskan etupinnan välinen vaakasuora etäisyys on $3D$. Koheesiomaassa luiskan vaikutus alustalukuun tutkitaan esim. elementtimenetelmällä. Paaluun kohdistuvan paineen ääriarvoa laskettaessa pitää luiskan kaltevuus huomioida kitkamaassa passiivipainekertoimen arvolla ja koheesiomaassa liukupin-talaskelmalla.



Kuva 10. Alustaluku kerrosrajassa a) kitkamaan ollessa koheesiomaan alapuolella ja b) kitkamaan ollessa koheesiomaan yläpuolella.

Jousivoimien, siirtymien ja paalun voimasuureiden laskenta tehdään joko DA2* tai DA2 mukaan. Jos siltä lasketaan koko siltarakenteen käsittävää rakennemallia käyttäen, menetelmä DA2 on tarkoituksenmukainen. Jos laskennassa käsitellään yksittäistä paalua, voidaan käyttää menetelmää DA2*. Kuvattaessa maata jousien sijaan 2D tai 3D-elementeillä, laskennassa käytetään menetelmää DA2*.

Pysyvän siltarakenteen osana olevat yksittäiset pystypaalut (kaivinpaalu, teräsputki-paalu, porapaalu) ovat yleensä nivelellisesti tai jäykästi kiinni sillan päällysrakenteessa. Tällöin paalu maata mallintavine jousineen on osana rakennemallia. Koko rakennemallia kuormitetaan murtorajatilan kuormitusyhdistelmällä (STR/GEO). Tällöin käytetään menetelmää DA2, jolloin epälineaaristen jousien vaikutus tulee otetuksi huomioon murtorajatilan kuormitusyhdistelmille (vrt. kohta 4.6.2).

Menetelmässä DA2* paalua kuormitetaan murtorajatilan yhdistelmällä, jossa kuormat on kerrottu yhdistelykertoimilla mutta ei osavarmuusluvulla. Kuorman osavarmuusluvulla kerrotaan vasta laskettu kuorman vaikutus (siirtymät, paineet, jännitykset, momentit). Laskenta etenee siten, että ensin rakennetta kuormitetaan pysyvillä kuormilla ja lasketaan pysyvien kuormien vaikutukset. Sen jälkeen rakennetta kuormitetaan pysyvillä ja määrävällä muuttuvalla kuormalla, jolloin saadaan vaikutusten muutoksina määrävän muuttuvan kuorman vaikutukset. Sen jälkeen kuormitetaan rakennetta pysyvillä ja kaikilla muuttuvilla kuormilla, jolloin saadaan muutoksina muiden muuttuvien kuormien vaikutukset. Tämän jälkeen kaikki vaikutukset kerro-

taan niiden osavarmuusluvuilla ja summataan yhteen. Näin saadaan vaikutusten mitoitussarvot.

Rakennetta ei voi kuormittaa yksittäisillä kuormilla ja yhdistellä näiden vaikutuksia (jousivoimia, voimasuureita), koska superpositioperiaate ei ole epälineaarisuuden vuoksi voimassa. Tämä koskee molempia menetelmiä.

Murtorajatilassa mallin jouset määrätään käyttäen alustalukujen ominaisarvoja. Paaluihin kohdistuvan paineen ominaisarvon ääriarvoina käytetään kuvan 6 mukaisia ääriarvoja. Tämä johtaa kahteen eri laskentaan. (vrt. päätylily, kohta 4.6.2)

Käyttörajatarkastelut voidaan suorittaa samalla mallilla kuin murtorajatilatarkastelut. Käyttörajatilatarkasteluissa paaluihin kohdistuvan paineen ominaisarvon ääriarvoina voidaan käyttää myös kuvan 6 mukaisten paineiden ominaisarvojen ääriarvojen keskiarvoa eli kitkamaassa kertoimelle (3...4,4) arvoa 3,7 ja koheesiomaassa kertoimelle (6...9) arvoa 7,5. Tämä johtaa käyttörajatilassa vain yhteen laskentaan.

Kun tutkitaan maan kestävyyttä rakennetta tukevana (esimerkiksi paalun nurjahdus), rakennemallin jousivoimien suurin mahdollinen arvo (passiivipaine) jaetaan maan kantokestävyuden osavarmuusluvulla.

Osavarmuusluvuilla ei ole vaikutusta jousen jäykkyyteen, vaan se määritetään aina maaparametrien ominaisarvojen perusteella.

Peruslaattaan kohdistuvaa maanpainetta ei saa ottaa huomioon rakennetta tukevana muulloin kuin onnettomuuskuormien yhteydessä.

Poikkileikkaukseltaan pienien teräsbetonipaalujen (sivumitta tai halkaisija ≤ 350 mm) muodostaman paaluryhmän laskennassa ei ilman yksityiskohtaista selvitystä paalujen sivuvastusta saa käyttää rakenteen tukemiseen.

Paalujen ympärystäyttö voidaan suunnitella siten, että se lisää maan paalua tukevaa vaikutusta. Ympärystäytön hyväksikäyttö edellyttää aina yksityiskohtaista suunnitelmaa.

Paalujen rakenteellinen kestävyys

Paalujen rakenteellinen kantavuus mitoitetaan voimassa olevien materiaalistandardien (EN 1992...1995) ja Liikenneviraston niille laatimien soveltamisohjeiden (NCCI-sarja) mukaan. Paalun nurjahduskestävyys tarkastellaan NCCI7 kohdassa 5.2.2.4 esitetyllä tavalla kohdassa esitettyjen ehtojen toteutuessa.

Teräspaalujen korroosiotutkimukset ja -mitoitus tehdään liitteen 2 mukaisesti. Korroosiotutkimukset tehdään, vaikka korroosio-olosuhteet arvioitaisiin tavanomaisiksi. Tehdyt suunnitteluratkaisut on perustettava rakennelaskelmissa.

Paalun toiminta varmistetaan yleensä ylimitoituksella, joka vastaa seinämän paksuuden menetystä. Pääsääntöisesti käytetään liitteen 2 taulukkojen 3 ja 4 korroosiovaran arvoja.

Lisäksi on otettava huomioon, että talvihoitoluokkiin 1S ja 1 kuuluvien teiden siltojen paalujen oletetaan syöpyvän kokonaan tiesuolauksen vaikutusalueella. Suolan vaiku-

tusalueen katsotaan ulottuvan vaakasuunnassa 12 m:n etäisyydelle suolattavan tien reunasta ja pystysuunnassa 2 m pysyvän pohjavesipinnan alapuolelle.

Hajavirtojen vaikutus korroosioon tulee perustua erilliseen selvitykseen. Etenkin sähkörata ympäristössä hajavirtojen aiheuttaman korroosion huomioinnilla on suuret taloudelliset merkitykset.

Korroosiotutkimuksiin liittyen selvitetään myös tuleeko betonista tehtävissä pohjarakenteissa käyttää sulfaatinkestävää sementtiä. Ympäristöluokkien XA1, XA2 ja XA3 mukaisessa kemiallisessa rasituksessa olevien rakenteiden betonin lujuusluokka ja sementtimäärä valitaan NCCI2 kohdan 4.3 mukaisesti. Sulfaatin kestävää sementtiä käytetään ympäristörasitusluokissa XA2 ja XA3. Kemiallisen rasituksen ympäristöluokkien raja-arvot on esitetty liitteessä 2.

Paalujen betonoinnin laadunvarmistus on esitetty liitteessä 7.

4.4 Vanhojen perustusten kantavuuden määrittäminen

Vanhojen perustusten geoteknisen kantavuuden määrittäminen tulee perustua luotettaviin alkuperäisiin tai lisäksi tehtyihin pohjatutkimuksiin, tarvittaessa rakennekoekappalein varmistettuihin tietoihin perustusrakenteista ja niiden kunnosta sekä rakenne suunnitelmiin.

Siltarakenteen kunnan tarkastus tehdään sillan erikoistarkastuksena, jonka sisältö määritellään tapauskohtaisesti. Tutkimukseen tulee sisältyä edellä esitetyn lisäksi selvitykset pohjarakenteiden sijainnista, mitoista. Lisäksi tarkastetaan alusrakenteen ja tulopenkereiden mahdolliset siirtymät ja painumat. Tarkastuksen perusteella tehdään arvio vanhan siltarakenteen perustusten toimivuudesta.

Vanhojen perustusten geotekninen kantokyky määritetään laskelmin ottaen huomioon rakenteiden kunnan heikkeneminen. Tarvittaessa rakenteet koekuormitetaan.

Mikäli rakenteita muutetaan tai vahvistetaan, on vanhojen ja uusien rakenteiden yhteistoiminta varmistettava laskelmin ja niitä vastaavilla rakenteellisilla ratkaisulla.

Vanhojen puupaalutusten kunnan ja kantavuuden selvittäminen sekä toimiminen vahvistettujen rakenteiden osana, on erityisen vaativa suunnittelutehtävä. Yleensä puupaalutusten kunnan ja kantavuuden selvittäminen edellyttää näytteenottoa paaluista – varsinkin, jos on epäiltävissä paalun olleen jossain vaiheessa pohjavedenpinnan yläpuolella.

4.5 Tulopenkereiden suunnittelu

Sillan tulopenkereiden suunnittelua on käsitelty ohjeissa Tien geotekninen suunnittelu ja RATO3.

Tulopenkereistä sillan perustuksille aiheutuvat rasitukset on selvittävä yksityiskohtaisesti.

Tulopenkereiden stabiliteetin tulee täyttää NCCI 7 kappaleen 5.5 vaatimukset. Erityistä huomiota tulee kiinnittää käyttörajatilan vaatimusten täyttymiseen.

Tulopenkereen suunnittelussa tulee minimoida sillan ja penkereen välille syntyvät jäykkyyserot ja pysyvistä painumista aiheutuvat korkeusasemaerot. Tulopenkereen suunnittelu ja siirtymärakennetarpeen arviointi on tehtävä kokonaisuutena yhdessä sillan kanssa.

Erityisen tärkeää sillan ja tulopenkereen välisten jäykkyy- ja painumaerojen minimointi on ratasilloilla. Keinoina voidaan hyödyntää esim. teräksisiä vaakapontteja, toisiinsa penkereen läpi ankkuroituja teräsponttiseiniä, kulmatukimuureja, sillan pituussuuntaisia siipimuureja ja massastabiloinnilla lujitettua taustatäyttöä. Tulopenkereet tulee tehdä materiaalin mukaan riittävän ohuina kerroksina, jotta ne voidaan tiivistää huolellisesti myös maatuen läheisyydessä. Maksimi raekoko ratasillan tulopenkereessä on 300 mm. Materiaalin tulee olla sekarakeista, hyvin tiivistyvää ja routimatonta. Mikäli pengerrus jatkuu jonain muuna materiaalina, tehdään pengerrus 0...300 esimurskatusta louheesta täytenä paksuutena pengerruspaksuuden verran maatuesta alkaen ja sen jälkeen kiilataan penkereen pituussuunnassa 1:5. Esimurskatun louheen pinta kiilataan huolellisesti 300mm paksulla kerroksella KaM 0..100. Betonipintoja vasten tehdään suojatäyttö KaM 0...100mm.

Riittävän pitkiin (3–5 m) siirtymälaattoihin perustuva siirtymärakenne soveltuu tukikerroksellisille silloille. Painuma- ja jäykkyyserojen tasaamisen kannalta siirtymälaatan yläpinta sijoitetaan alkamaan kannen yläpinnan tasolta ja kallistetaan tulopenkereen suuntaan. Siirtymälaatta tulee kiinnittää sillan pääytukeen. Siirtymärakennetta pidentämällä voidaan pienentää säsäyskerrointa ja siten pysyvän painuman kehittymistä sillan päätyyn. Olemassa olevilla rautatiesilloilla sallittua nopeutta kasvatettaessa siirtymälaattaa on pidennettävä ja nostettava kannen yläpinnan tasoon tai säsäys kasvaa merkittävästi. Suurilla nopeuksilla säsäys muodostuu kuitenkin suureksi. Siirtymälaatan toimintaa säädetään tarvittaessa laatan yläpinnan joustomassalla tai siirtymälaatan ulkopuolelle ulottuvalla lujiteverkolla.

Liikennekuormituksen johdosta väistämättä tapahtuva tukikerroksen hienoneminen ja siitä tiivistymisen myötä seuraava pysyvä painuma tulee sillan läheisyydessä minimoida käyttämällä lujaa (LARB12) raidesepeleitä sekä tekemällä raiteen tuenta erityisen huolellisesti, mutta tarpeetonta tukemista välttämällä.

Tukikerroksettoman rautatiesillan päiden ja siirtymärakenteiden suunnittelussa pysyvien painumien minimointi on erityisen tärkeää, sillä tukikerroksettomalla sillalla raiteen korkeusviiva on hyvin rajoitetusti säädettävissä ja tulopenkereen koneellinen tuenta on kiskonkiinnitysten vaurioitumisriskin vuoksi rajoitettuja. Olemassa olevien tukikerroksettomien siltojen nopeuden nostoon tähtäävien perusparannustoimien yhteydessä tulee suunnitella myös tulopenkereen ja siirtymärakenteen edellyttämät muutokset. Tukikerroksettomalla rautatiesillalla pelkkä perinteinen siirtymälaatta ei yleensä ole toimiva siirtymärakenne. Tukikerroksettomalla sillalla tärkeää on minimoida muun penkereen painuman ohella myös tukikerroksen hienonemista seuraavan tiivistymisen aiheuttama painuma kohdassa, josta tukikerros alkaa. Ratkaisu tulee olla yhteensopiva paitsi penkereeseen, myös raiteen ja sillan joustoratkaisuihin. Eri korkeustasoille porrastetut poikittaiset paalulaattaelementit mahdollistavat jäykkyyden kasvamisen asteittain lähestyttäessä siltaa paalulaattaelementin päällä olevan kiviaineskerroksen ohentuessa.

Siltapaikalla tehtävät kaivu- ja leikkaustyöt suunnitellaan siten, että siinä otetaan huomioon sekä sillanrakentamisen edellyttämät tilapäiset kaivannot että väylän edellyttämät siirtymärakenteet. Kaivuluiskat ja tilapäisten tukiseinärakenteiden sijainti esitetään sillan geoteknisissä piirustuksissa ja tarvittaessa sillan yleispiirustuksessa.

4.6 Tukirakenteet ja maanpaine

4.6.1 Maanpaineen laskenta

Maanpaine lasketaan NCCI 7:n mukaan.

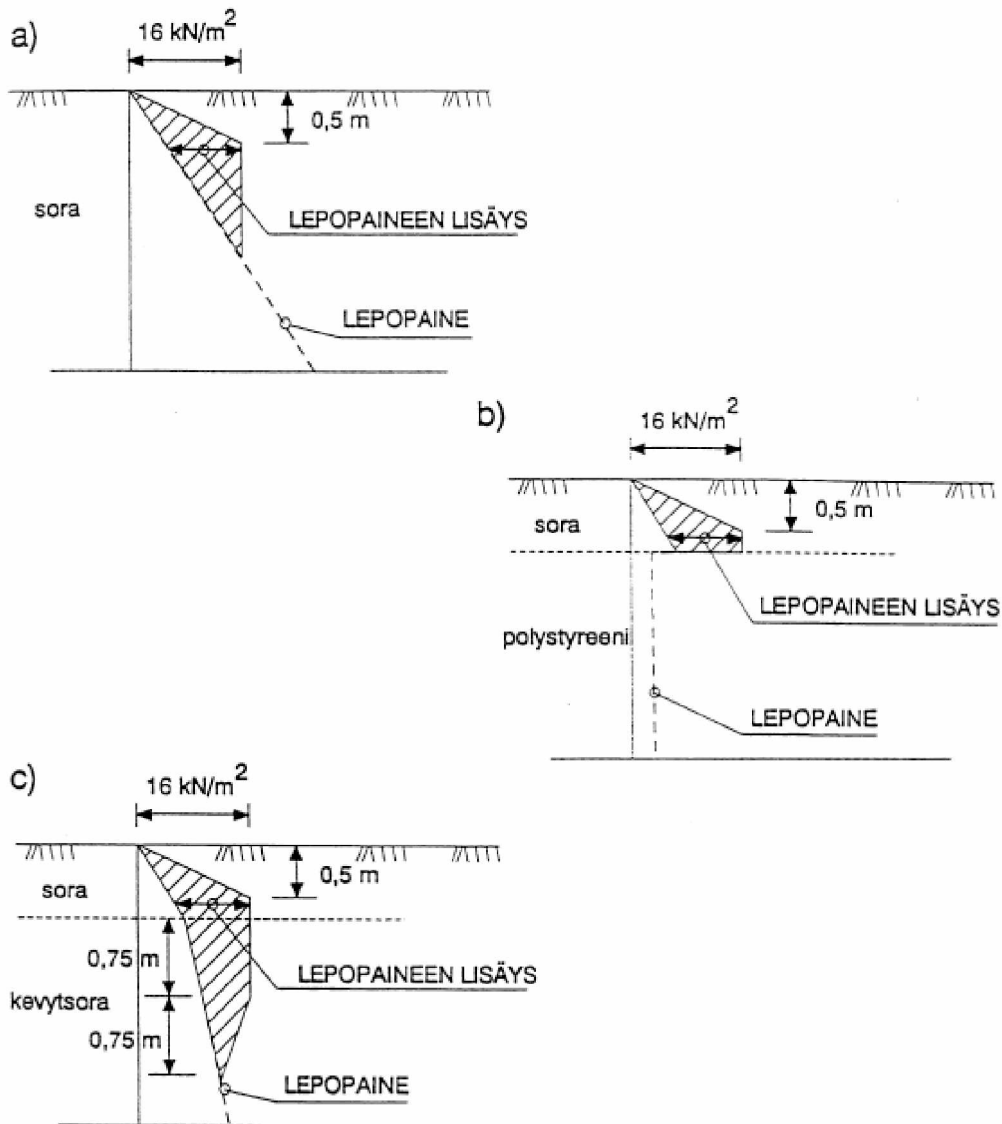
Ilman erillistä selvitystä voidaan sillan taustatäytölle käyttää taulukossa 3 esitettyjä ominaisarvoja.

Taulukko 3. Sillan tiivistetyn taustatäytön ominaisarvoja (ajoradan tai telineperustuksen kohdalle tehtävän taustatäytön laatuvaatimukset täyttävälle maarakenteelle)

materiaali	tilavuuspaino γ_k [kN/m ³]	kitkakulma ϕ_k [°]
sora	21	38
murske ja esimurskattu louhe	21	42
kevytsora	6	35
polystyreeni	1	-

Tulopenkerein kevennyksen vaikutus maanpaineeseen otetaan huomioon kevennyksen teoreettisten mittojen mukaan.

Tiivistyksen vaikutus lepopaineeseen määritetään kuvan 11 mukaan ja otetaan huomioon sillan itsenäisten jäykkien maatuki- tai tukimuurirakenteiden sekä siipimuurien mitoituksessa, mutta ei sillan päissä olevien puskupalkkien mitoituksessa.



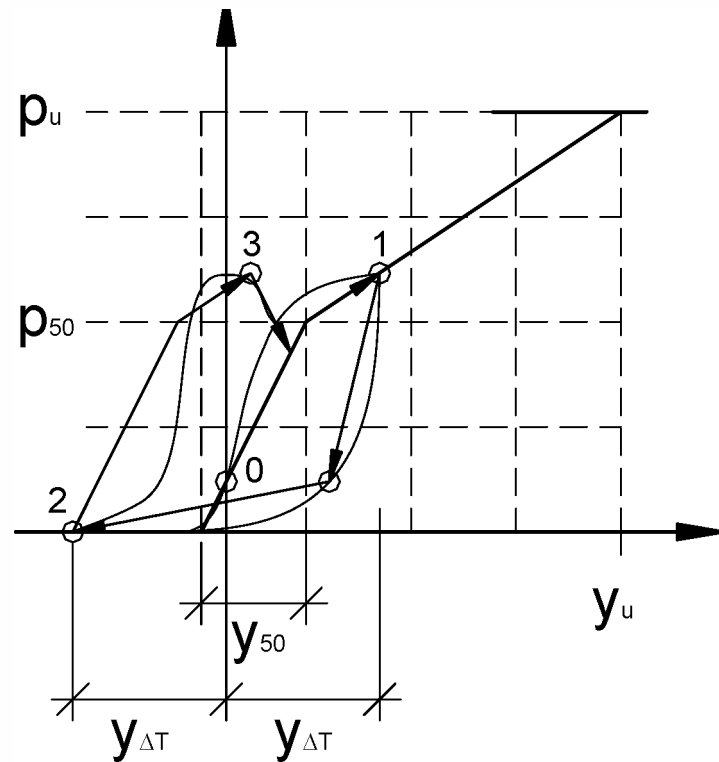
Kuva 11. Lepopaineen lisäys, joka aiheutuu tiivistyksestä
 a) kiviainestäyte
 b) kiviainestäyte / polystyreenitäyte
 c) kiviainestäyte / kevytsoratäyte.

4.6.2 Penkereessä liikkuvaan sillan päähän kohdistuva maanpaine

Seuraavia ohjeita voidaan soveltaa myös muihin maahan vastaavalla tavalla tukeutuviin rakenteisiin.

Silloissa, joissa päällysrakenteen pää liikkuu penkereessä (lämpötilan muutos), on maanpaine otettava huomioon kuormana. Jos taasen sillan pään puskulevyn kautta siirretään kuormia (jarrukuorma) päätypenkereeseen, passiivipainetta käytetään tukena. Kummassakaan tapauksessa sillan päätypenkereeseen syntyvä voima tai siihen kohdistuva kuorma ei voi kasvaa täyttää passiivipainetta suuremmaksi. Toisaalta molemmissa tapauksissa maanpaine kehittyy vain osittain, jos penkereeseen ei synny täyden passiivipaineen kehittymiseksi vaadittavaa muodonmuutosta.

Kuvassa 12 on esitetty siirtymä – maanpaine yhteys sillan päätylevyä vasten, kun taustatäyttö on tiivistettyä mursketta. SFS-EN 1997:ssä esitetty maanpaine – siirtymä yhteys poikkeaa tästä ja on laadittu tiivistämättömille luonnon maalajeilla.



Kuva 12. Passiivipaineen ja siirtymän välinen yhteys (Anssi Laaksonen 2012)

Kuvassa 12 esitetyt kaarevat viivat kuvaavat ”todellista käyttäytymistä” suurten muodonmuutosten (esim. vuosittaiset lämpöliikkeet) ollessa kyseessä ja nuolet niiden lineaarisia approksimaatioita.

Kuvan 12 tulkinnassa tulee huomata, että esitetty siirtymä - maanpaine yhteys sisältää toistokuormituksen ja jäätyneen maan vaikutuksen. Viiva 0 – 1 – (y_u , p_u) kuvaa sulan maan käytöstä. Viiva 2 – 3 kuvaa jäätyneen maan käytöstä. Vähän ennen pistettä 3 maa alkaa sulaa ja pisteen kolme jälkeen maa sulaa kokonaan, jolloin käytös palaa sulan maan suoralle. Toistokuormitus, joka aiheutuu lyhytaikaisista lämpötilanmuutoksista, aiheuttaa sen, että maanpaine jää pienemmäksi kuin puhtaasti staattisen kuormituksen aiheuttama maanpaine (p - y -kuvaaja jää puhtaasti staattisen p - y -kuvaajan alapuolelle). Tästä seuraa, että lyhytaikaisia kuormia vastaava maan jäykkyys on pisteen p_{50} jälkeen jäykempää kuin kuvassa 12 on esitetty.

Maanpaineen oletetaan kehittyvän sillan päätylevyä vasten seuraavasti:

Suuret muodonmuutokset (esim. vuosittaiset lämpöliikkeet):

Heti rakentamisen jälkeen paineen oletetaan olevan arvoltaan lepopaineen suuruinen (piste 0). Sillan pituuden kasvaessa lämpölaajenemisen vaikutuksesta kasvaa paine viivan 0 - 1 mukaan. Pisteen 1 sijainti riippuu päätylevyn liikkeen määrästä. Mikäli liike ylittää arvon y_u , on paineen arvo tämän jälkeen

täysi passiivipaine. Sillan kutistumista (jäähdytystä) kuvaa viiva 1 – 2. Sillan ollessa lyhimmillään on paine yleensä lähellä nollaa (piste 2). Sillan taas alkaessa laajeta (lämmetä), seuraa paineen kehitys viivaa 2 – 3 – 1. Seuraavina vuosina sillan päädyn maanpaine noudattaa silmukkaa 1 – 2 – 3 – 1.

Pienet ja nopeat muodonmuutokset (esim. vuorokausittaiset lämpöliikkeet, jarrukuormat ja muut liikenteen kuormat):

Pienten muodonmuutoksien ja niiden yhteydessä usein tapahtuvien toistokuormitusten (unloading - reloading) tapauksissa maan jäykkyys on huomattavasti kuvassa 12 esitettyä suurempi.

Kuvan 12 suorien kaltevuudet ja lasketaan (suurten muodonmuutosten ollessa kyseessä) seuraavasti:

- $y_u = 0,015 \cdot H$
- $y_{50} = 0,25 \cdot y_u$
- $P_u =$ täysi passiivipaine
- $P_{50} = 0,5 \cdot P_u$
- Piste 0 kautta kulkeva ja pisteestä 2 lähtevä suora ovat yhdensuuntaiset. Samoin pisteen 1 kautta kulkeva ja pisteeseen 3 saapuva suorat ovat yhdensuuntaiset.
- Pisteessä 0 on maanpaine $P_0 = 0,125 \cdot P_u$

Pienten ja nopeiden siirtymien (esim. jarrukuorman aiheuttama) tapauksessa maanpaineen kehittymistä rakennemallissa kuvaavien jousien jäykkyys voidaan määrittää siten, että pistettä P_u vastaava lineaarisen siirtymäyhteyden (poiketen bi-lineaarista yhteydestä) y_u on $0,005 \cdot H$. Esitettyä jäykkyyttä voidaan käyttää tilanteissa, joissa maanpaine (esimerkiksi jarrukuormasta) on alle $0,3 \cdot P_u$. Tässä tarkastelussa otaksutaan maan tukeva vaikutus vain liikesuuntaa vastaan olevalla puolella. Mikäli jarrukuorman vaikutus on tätä suurempi, tehdään tarkempia analyysejä (vähennetään tukevaa jäykkyyttä).

Mitta H tarkoittaa yleisesti maanpinnan ja tarkastelusyvytyden (taso jossa maanpaine lasketaan) välistä etäisyyttä. Jos H on alle 3,5 m, voidaan sille käyttää vakioarvoa, joka on maanpinnan ja puskupalkin alapinnan välinen etäisyys. Mikäli puskupalkin alapinta on yli 3,5 m syvyydessä maanpinnasta, käytetään H :n arvona etäisyyttä maanpinnasta tarkastelutasoon (jousen tasoon). Tällä huomioidaan se, että passiivipaine mobilisoituu puskulevyn yläosassa pienemmällä siirtymällä kuin alaosassa.

Jos kuorma on suurempi kuin täysi passiivipaine, täytyy muiden rakenteen osien (väli-tuet) pystyä ottamaan passiivipaineen ylittävät osuus kuormasta.

Muottia vasten valetun betonipintaisen päätypalkin ja penkereen väliseksi leikkauskestävyyskulmaksi oletetaan sekä lämpöliikkeen että jarrukuorman vaikuttaessa $\Phi/2$, missä Φ on maan leikkauskestävyyskulman ominaisarvo. Passiivipaine pyrkii nostamaan päätypalkkia. Tämä nostava voima on otettava huomioon sillan päällysrakenteen suunnittelussa.

Passiivipainekerroin K_p määritetään NCCI 7 liitteen 2 mukaan. Maanpinnan ollessa vaakasuora ja päätypalkin ollessa muottia vasten valettu kitkakulmalla 38° on K_p 8.0 ja kitkakulmalla 42° K_p on 11.0.

Kun tutkitaan maan kestävyyttä rakennetta tukevana, rakennemallin jousivoimien suurin mahdollinen arvo (passiivipaine) jaetaan maan kantokestävyuden osavarmuusluvulla.

Käytettäessä murtorajatilassa (STR/GEO) mitoitustapaa DA2, silta, jonka päissä on puskulevyt, tarkastellaan seuraavasti:

- Sillan päähän rakennemallissa sijoittavien jousien ominaisarvot lasketaan edellä esitetyn mukaan erikseen 'suurille' (esim. vuosittaiset lämpöliikkeet) sekä 'pienille ja nopeille' (esim. jarrukuorma ja vuorokautiset lämpöliikkeet) muodonmuutoksille.
- Koska kuormitusyhdistelmät on tarkasteluissa näin jaettu kahteen osaan, tulee niissä olevat yhdistelykertoimet valita kuitenkin kuin kysymyksessä olisi yksi kuormitustapaus.
- Puskulevyjen jousien jäykkyydelle käytetään passiivipaineen ominaisarvojen perusteella laskettuja arvoja, mutta jousen suurimpana voimana käytetään 0,8- ja 1.2-kertaista täyden passiivipaineen arvoa.
- Jos sillan tuilla on pystypaaluja, joita vasten syntyy em. kuormitusyhdistelmistä paineita, otetaan ne malliin mukaan edellä kohdassa 4.3.4.1 esitetyllä tavalla eli paalujen jousien jäykkyydet lasketaan alustalukujen ominaisarvojen mukaan, mutta paaluihin kohdistuvan paineen ääriarvoina käytetään kuvan 6 mukaisia ominaisarvon ääriarvojen mukaan laskettuja arvoja.
- Laskennoista saadaan erilaiset tulokset (jousivoimat, siirtymät, voimasuureet) vain, jos päätylevyn tai paalujen jousien voimat ovat yli 80 % päätylevyn täyden passiivipaineen arvosta.

Myös käyttörajatilassa tarkastelu voidaan suorittaa kuormittamalla edellä kuvattua rakennemallia, mutta nyt päätylevyn jousiin voi kehittyä vain passiivipaineen ominaisarvoa vastaava voima ja paalujen jousiin kuvan 6 mukaisten ääriarvojen keskiarvon mukainen voima. Tällöin suoritetaan siis vain yksi laskenta.

Sekä murtorajatila- että käyttörajatila tarkasteluissa lasketaan lopuksi 'suurille' (esim. vuosittaiset lämpöliikkeet) sekä 'pienille ja nopeille' (esim. jarrukuorma, muut liikenteen kuormat ja vuorokautiset lämpöliikkeet) saadut jousivoimat, siirtymät ja voimasuureet yhteen.

Käytettäessä menetelmää DA2* rakennetta kuormitetaan murtorajatilan yhdistelmällä, jossa kuormat on kerrottu yhdistelykertoimilla mutta ei osavarmuusluvuilla. Kuorman osavarmuusluvulla kerrotaan vasta laskettu kuorman vaikutus (siirtymät, paineet, jännitykset, momentit). Laskenta etenee siten, että ensin rakennetta kuormitetaan pysyvillä kuormilla ja lasketaan pysyvien kuormien vaikutukset. Sen jälkeen rakennetta kuormitetaan pysyvillä ja määrävällä muuttuvalla kuormalla, jolloin saadaan vaikutusten muutoksina määrävän muuttuvan kuorman vaikutukset. Sen jälkeen kuormitetaan rakennetta pysyvillä ja kaikilla muuttuvilla kuormilla, jolloin saadaan muutoksina muiden muuttuvien kuormien vaikutukset. Tämän jälkeen kaikki

vaikutukset kerrotaan niiden osavarmuusluvuilla ja summataan yhteen. Näin saadaan vaikutusten mitoitusarvot.

Rakennetta ei voi kuormittaa yksittäisillä kuormilla ja yhdistellä näiden vaikutuksia (jousivoimia, voimasuureita), koska superpositioperiaate ei ole epälineaarisuuden vuoksi voimassa. Tämä koskee molempia menetelmiä.

Osavarmuusluvuilla ei ole vaikutusta jousien jäykkyyksiin, vaan ne määritetään aina maaparametrien ominaisarvojen perusteella.

Sillan pään lämpöliikkeiden $y_{\Delta T}$ suuruudeksi oletetaan NCCI1 kohdan D.6.1 mukaiselle päällysrakennetyypille 1 46° C:n lämpötilan nousua vastaava siirtymä, tyyppille 2 32° C:n lämpötilan nousua vastaava siirtymä ja tyyppille 3 30° C:n lämpötilan nousua vastaava siirtymä. Rakenne mitoitetaan siten, että näiden lämpöliikkeiden mukainen laskennallinen paine voi vaikuttaa sillan päätylevyyden kuvan 12 mukaisissa tiloissa. Rakenne mitoitetaan aina myös tilanteelle, että sillan päähän ei kohdistu päätypenkereestä mitään kuormia.

Pystysuuntaista salaojalevyä käytettäessä sen vaikutus seinäkitkaan huomioidaan. Ääriarvona voidaan pitää tilannetta, jossa päädyn ja maan välinen rakenne poistaa kitkan kokonaan. Myös paksu bitumisively pienentää maan ja rakenteen välistä kitkaa.

Siirtymälaattaa ei tarvitse ottaa huomioon sillan päädyn maanpaine- ja alustalukulaskelmissa.

4.6.3 Pilariin kohdistuva maanpaine

Sillan pilariin kohdistuva maanpaine lasketaan soveltamisohjeen NCCI 7 kohdan 5.4.1.7 mukaan.

4.6.4 Paaluun kohdistuva maanpaine

Maanpaine otetaan huomioon NCCI7 kohdassa 5.4.1.7 esitetyn mukaisesti. Stabiilissa pohjamaassa ja täytössä paaluun kohdistuvat maanpaineet muodostavat tasopainotilan. Sivukuormaa ja sivuvastusta määritettäessä on otettava huomioon pohjamaan lisäksi tulopenkereiden pohjavahvistukset ja pohjarakenteet.

Suurpaaluille perustettuun päätytukeen ja paaluihin vaikuttava maanpaine määritetään liitteessä 6 esitetyllä tavalla.

4.6.5 Tukiseinät ja tukimuurit

4.6.5.1 Tukiseinät

Mitoitetaan NCCI 7 kohdan 5.4 mukaan.

Pysyvät tukiseinät mitoitetaan koheesiomaakerroksissa lepopaineen mukaan. Työn- aikaiset tukiseinät mitoitetaan mobilisoituvan lyhytaikaisen maanpaineen mukaan.

Mikäli rautateillä ankkurin ja tukiseinän liitoskohdan sekä ratapölkyn välinen lyhin etäisyys on alle 1,0 m, mitoitetaan ankkuri ja sen liitokset 35 % korotetulle ankkuri-voimalle.

4.6.5.2 Tukimuurit

Mitoitetaan NCCI7 kohdan 5.4 mukaan.

4.7 Suunnitelmat

4.7.1 Yleistä

Siltasuunnitelmien sisältö on määritelty Liikenneviraston ohjeissa:

- Siltojen suunnitelmat TIEL 2172067-2000
- Sillansuunnittelun lähtötiedot TIEH 2100031-05

Teiden geoteknisten suunnitelmien sisältö on määritelty ohjeessa Tien geotekninen suunnittelu.

Eri suunnitteluvaiheissa sillan geotekninen suunnitelma koostuu:

1. Geoteknisistä piirustuksista
2. Sillan geoteknisestä suunnitteluraportista
3. Suunnitteluraportin liiteaineistosta, johon sisältyvät geotekniset laskelmat ja
4. muu suunnitteluvaiheessa hankittu tieto (esim. laboratoriotutkimusten tulokset ja rakenteiden kuntotutkimukset)

Pohjatutkimustulokset esitetään geoteknisissä piirustuksissa karttoina ja leikkauspiirustuksina. Pohjatutkimustulokset esitetään julkaisussa Pohjatutkimusmerkinnät, Rakennustietieto SGY 201 esitettyjä merkintöjä käyttäen. Geoteknisissä piirustuksista tutkimusten luotettavuus ja riittävyys sekä tehdyt pohjasuhteiden yleistykset on oltava yksikäsitteisesti arvioitavissa ja ymmärrettävissä. Piirustuksista on selkeästi käytävä ilmi siltapaikan pohjasuhteet sekä muut pohjarakentamiseen vaikuttavat maasto- ja ympäristötekijät.

4.7.2 Sillan esisuunnitelma

Tämä sillan suunnitteluvaihe liittyy väylä hankesuunnitteluvaiheeseen.

Olemassa olevaa pohjatutkimustietoa ja alustavia pohjatutkimuksia käyttäen arvioidaan eri siltapaikka- tai siltavaihtojen perustamisratkaisuja ja niistä aiheutuvia rakentamiskustannuksia ja ympäristövaikutuksia.

Tulokset kootaan esisuunnitelman raporttiin, joka geotekniikan osalta sisältää:

- kuvauksen pohjasuhteista
- sillan geotekninen luokka
- kuvauksen perustamisolosuhteista
- alustavan arvion pohjarakentamisesta aiheutuvista ympäristövaikutuksista
- alustavan arvion perustamisolosuhteiden vaikutuksesta sillan rakentamiskustannuksiin

Siltaluonnoksissa esitetään siltapaikan pohjasuhteet sillä tarkkuudella, kun ne on selvitetty.

4.7.3 Sillan yleissuunnitelma

Tämä sillan suunnitteluvaihe liittyy väylänsuunnittelun yleissuunnitteluaiheeseen.

Esisuunnitelmaa ja muuta olemassa olevaa pohjatutkimustietoa täydennetään alustavilla pohjatutkimuksilla siten, että voidaan määrittää siltavaihtoehdoille ja niiden tulopenkereille alustavat toteuttamiskelpoiset perustamisratkaisut.

Tulokset kootaan raportiksi **Alustava perustamisselvitys**, joka sisältää:

- kuvauksen pohjasuhteista
- sillan geotekninen luokka
- tukien ja tulopenkereiden toteuttamiskelpoiset perustamistavat
- kuvauksen pohjarakentamisesta aiheutuvista ympäristövaikutuksista ja arvioiden tarvittavista suojaustoimenpiteistä
- arvioiden perustamisolosuhteiden vaikutuksesta sillan rakentamiskustannuksiin

Siltaluonnoksissa esitetään siltapaikan pohjasuhteet sillä tarkkuudella, kun ne on selvitetty.

4.7.4 Siltasuunnitelma

Tämä sillan suunnitteluvaihe liittyy väylä tie- ja ratasuunnitelmavaiheeseen tai hankkeen ST-urakan valmisteluvaiheeseen.

Siltapaikan pohjasuhteista hankitaan niin yksityiskohtaista tietoa, että voidaan suunnitella:

- kaikille tuille teknisesti toteuttamiskelpoiset ja taloudelliset perustamisratkaisut, jotka mitoitetaan alustavasti luotettavan kustannusarvion laatimiseksi
- tulopenkereiden pohjanvahvistus tai perustaminen sillan geoteknistä suunnitelmaa vastaavalla tarkkuudella

Lisäksi sillan vesilainmukaista käsittelyä varten selvitetään:

- kaikki rakentamistoimenpiteet, jotka vaikuttavat pysyvästi tai rakentamisen aikana vesistöön tai pohjaveteen
- sillan ja penkereen vaihtoehtoiset perustamistavat. Vesilain mukaisessa asiaomaisen alueen aluehallintovirastolle (AVI) lähetettävässä lupahakemuksessa voidaan esittää vain yksi ratkaisu. Myöhemmät suunnitelman muutokset voivat johtaa uuteen lupakäsittelyyn.

Tulokset kootaan raportiksi **Sillan geotekninen suunnitteluraportti**, joka sisältää:

- kuvauksen pohjasuhteista
- sillan geotekninen luokka
- tukien ja tulopenkereiden toteuttamiskelpoiset perustamistavat
- selvityksen pohjarakentamisesta aiheutuvista ympäristövaikutuksista ja tarvittavista suojaustoimenpiteistä

Pohjasuhteet, perustamistapa ja pohjanvahvistukset esitetään sillan pääpiirustuksessa. Pohjatutkimusten tulokset esitetään joko väyläsuunnitelman piirustuksissa tai sillan geoteknisissä piirustuksissa. Sillan geoteknisten piirustusten tarve siltasuunnitelma-vaiheessa päätetään hankekohtaisesti

Siltasuunnitelma osana ST – urakan tarjouspyyntöä:

Kun siltasuunnitelma on tarkoitus liittää ST-urakan (tai vastaavan) tarjouspyyntöasiakirjaksi, tehdään siltapaikalla yksityiskohtaiset pohjatutkimukset sellaisessa laajuudessa, että lähtötietojen avulla urakoitsija voi suunnitella tuotevaatimukset täyttävät pohjarakenteet ja laatia niistä alustavan rakennussuunnitelman hallittavalla riskitasolla.

ST-urakan tarjouspyyntöä varten pohjatutkimustulokset esitetään sillan geoteknisinä piirustuksina, joiden sisältö on kuvattu kohdassa 4.7.5 Sillan rakennussuunnitelma.

4.7.5 Sillan rakennussuunnitelma

Tämä suunnitteluvaihe liittyy väylähankkeen yhteydessä väylän rakennussuunnitelmavaiheeseen.

Lopullisessa sillan rakennussuunnitelmassa esitetään rakenteet sellaisina kuin ne on suunniteltu toteutettavan. Siinä esitetään rakenteiden mitat ja rakennusaineet yksikäsitteisesti sekä määritetään valmiin rakenteen laatuvaatimukset.

Alustavassa rakennussuunnitelmassa esitetään rakenneratkaisut, ainemenekit ja toteutustapa niin, että perustamistavan voidaan todeta täyttävän tuotevaatimukset.

Geotekninen suunnittelu tehdään pääosin alustavan rakennussuunnittelun aikana, mutta sitä tarkennetaan tarvittaessa osana lopullista rakennussuunnittelua.

Geoteknistä suunnittelua tarkennetaan lopullisen rakennussuunnittelun aikana, mikäli pohjarakenteiden suunnitteluperusteina olevat alustavan rakennussuunnitelman tiedot muuttuvat. Tällöin suunnitelmatulosteet ja suunnittelun dokumentit päivitetään.

Lisäksi siltasuunnitelmassa esitetyt perustamistavat tarkistetaan perustuen yksityiskohtaisiin pohjatutkimuksiin ja tehdään:

- kaikille perustuksille yksityiskohtainen mitoitus
- tulopenkereiden pohjarakenteiden yksityiskohtainen mitoitus

Laadittavat tulosteet sisältävät:

1. Geotekniset piirustukset
2. Sillan geoteknisen suunnitteluraportin, johon sisältyy:
 - Kuvaus pohjasuhteista
 - Suunnitelmaratkaisut ja niiden perusteet
 - Siltakohtaiset laatuvaatimukset ja työselitykset

Geotekniset laskelmat ja pohjarakentamista koskevat selvitykset, mukaan lukien pohjatutkimusaineisto, liitetään osaksi suunnitteluraportin liiteaineistoa.

Sillan geotekniset piirustukset

Geoteknisillä piirustuksilla tarkoitetaan siltapaikan karttaa sekä pituus- ja poikkileikkapiirustuksia (1:200 tai 1:100), jotka sisältävät tiedot siltapaikan pohjatutkimuksista ja -suhteista, sillan sekä tulopenkereiden pohjanvahvistusrakenteista sekä lisäksi tarvittaessa työnaikaisista rakenteista. Sillan perustukset ja alusrakenteet sekä mahdolliset rakennustyön aikaiset rakenteet esitetään geoteknisissä piirustuksissa tarkoituksenmukaisella tavalla – yleensä rakenteiden ääri viivoilla. Ennen geoteknisten piirustusten liittämistä sillan rakennussuunnitelmaan geoteknisiin piirustuksiin tehdään seuraavat täydennykset:

- Tulokset lisäpohjatutkimuksista sekä tulkitut geoteknisten maakerrosten rajat, kallionpinta ja pohjavedenpinta.
- Siltapaikan karttaan piirretään katkoviivoilla pääty- ja välitukien ääri viivat ja pengerialueiden alareunat sekä penkereen ulottuessa veteen asti, keskivedenpinnan ja pengerialueiden leikkausviivat sekä väylistä vähintään mittalinjat.
- Pituus- ja poikkileikkauksiin piirretään alimenevän tien tai rautatien poikkileikkauksen yläpinta ja ylimenevän tien tasausviiva sekä sillan alusrakenteiden ääri viivat.
- Pohjarakenteiden ja pohjavahvistusten ääri viivat sekä tulopenkereiden perustaminen ja kevennysratkaisut
- Sillanrakentamisen kannalta välttämättömät maa- ja kalliroleikkaukset sekä niiden tuentatarve

Sekä siltaan liittyvät geotekniset piirustukset että muut piirustukset, joissa esitetään sillan rakentamisessa huomioon otettavia asioita, esitetään sillan yleispiirustuksen piirustusluettelossa.

Kirjallisuusluettelo

Brinch Hansen, J. 1970. A Revised Extended Formula for Bearing Capacity. Copenhagen: The Danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 28.

SFS - SFS-EN 1997-1 Eurokoodi 7 Geotekninen suunnittelu – Osa 1: Yleiset säännöt

SFS - SFS-EN 1997-1 Eurokoodi 7 Geotekninen suunnittelu – Osa 1: Yleiset säännöt, kansallinen liite, LVM

Eurokoodin soveltamisohje, Geotekninen suunnittelu, NCCI 7. Liikennevirasto

Eurokoodein soveltamisohje, Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet, NCCI1, Liikennevirasto

Laaksonen, Anssi. 2011. Structural behaviour of Long Concrete Integral Bridges. Dissertation. Publication number 978, Tampere University on Technology

Liikennevirasto. Geotekniset tutkimukset ja mittaukset. TIEH 2100057-08.

Liikennevirasto. Ratatekniset ohjeet (RATO) Osa 3 Radan rakenne.

Liikennevirasto. Siltojen suunnitelmat TIEL 2172067-2000

Liikennevirasto. Sillansuunnittelun lähtötiedot TIEH 2100031-05

Liikennevirasto. Tien geotekninen suunnittelu.

Liikennevirasto. Tiepenkereiden ja -leikkausten suunnittelu, 9/2010

Pohjatutkimusmerkinnät, Rakennustietieto SGY 201

Ratahallintokeskus RHK. Eroosioriski vesistösiltoilla. RHK 1046/043/2009

Rakennustieto Oy, Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset InfraRYL.

Suomen geoteknillinen yhdistys ry SGY .1986. Kairausopas V, Porakonekairaus

Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry. Suomen geoteknillinen yhdistys ry. RIL 254-2011. Paalutusohje 2011. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry.

Valtion teknillinen tutkimuskeskus, geotekniikan laboratorio. 1989. Tutkimus siltojen routasuojauksen mitoitukselta. Julkaisematon: 1989, tutkimusselostus n:o GEO9110.

VTT Yhdyskuntatekniikka. 1997. Talonrakennuksen routasuojausohjeet. Helsinki: Rakennustieto Oy.

Pohjatutkimusmenetelmät

Taulukko 1. Tutkimusmenetelmien soveltuvuus menetelmittäin

	Porakonekairaus PO	Koekuoppa KO	Heijarikairaus HE	Painokairaus PA	Puristinkairaus CPTU	Häiriintyneet näytteet, rakeisuus NO	Pohjavesiputki	Häiriintymättömät näytteet NE	Kallionäytetutkimus	Pehmeäseinäinen sellikoe	Siipikairaus SI	Ödometrikoje ÖDOM	Kolmiaksaalikoe 3A	Kartiokoe KA
YLEISTIEDOT														
Maakerrosrajat, karkearakeiset		X	X	X										
Maakerrosrajat, hienorakeiset				(X)	X						X			
Maakerrosrajat, eloperäiset				(X)	X									
Maalajit		X				X		(X)						
Pohjavedenpinnan määrittäminen		(X)					X							
Routivuus		X				X								
MAANVARAINEN PERUSTAMINEN														
Karkearakeiset, perustamistaso, maaparametrit			X	X		X	EI						O	
Hienorakeiset perustamistaso, maaparametrit				EI	(X)		EI	X			X	X	O	X
KALLIONVARAINEN PERUSTAMINEN														
Kallionpinnan sijainti	X	(X)												
Kallion laatu	(X)	(X)							O					
PAALUPERUSTAMINEN														
Teräsbetonitukipaalun pituuden määrittäminen			X											
Kaivinpaalu	X		X											
Terästukipaalujen pituuden määrittäminen	X		X											
Kitkapaalun kantavuus			X	X	X	X							O	
Paalujen lyötävyyden määrittäminen	(X)		X											
Porapaalut	X													
Sivuvastus											X	X	O	
MAARAKENTEET														
Alusrakenteen stabiiliteetti								X			X		O	X
Alusrakenteen painuma								X				X		
POHJAVEDEN HALLINTA														
Pohjaveden hallinta		X					X							
Vedenläpäisevyys					X	X				O				

X = Ensisijainen menetelmä

(X) = Toissijainen menetelmä, jonka käyttö ei ole välttämätöntä tai menetelmää voidaan soveltaa vain tietyissä olosuhteissa

O = Menetelmä, jota suositellaan käytettäväksi pohjatutkimusluokassa 3 Erittäin vaativat kohteet

Taulukko 2. Tutkimusmenetelmien soveltuvuus perustamistavoittain

Tutkittava maa- tai kallioperän ominaisuus	Perustamistapa						
	Maanvarainen antura	Kallionvarainen antura	Pudotustiivisyys	Massanvainto	Paalut	Tukiseinät ja muurit	Kaukalot
PERUSTIEDOT							
Maalaji	X		X	X	X	X	X
Kivilaji, kallion laatu		X				X	
Kivisyys, lohkareisuus					X	X	
Kerrosten laajuus vaaka- ja pystysuunnassa	X	X	X	X	X	X	X
Pohjaveden korkeustaso	X	X	X	X	(X)	X	X
Huokosvedenpaine							(X)
GEOTEKNISET OMINAISUUDET							
Rakeisuus (raekoko)	O		X	O	X	X	X
Vesipitoisuus	(X)				(X)	(X)	(X)
Humuspitoisuus (ja maatumisaste)							
Hienousluku, Atterbergin rajat							
Tiheys, tilavuuspaino	O		O		X	X	
Leikkauslujuus	O	X		X	X	X	X
Kokoonpuristuvuus	O		O	O	O	O	O
Vedenläpäisevyys				O	O	(X)	(X)
Korroosiokokeet					X	X	X
Routivuus	X			(X)	(X)	X	X
MÄÄRITETTÄVÄ OMINAISUUS	KENTTÄTUTKIMUSMENETELMÄT						
Maakerrosten/kallion laatu ja sijainti	HP, HE, PA, NO	PO, KO				HP, HE, PA, NO	HP, HE, PA, NO
Kokoonpuristuvien tai huonosti kantavien kerrosten paksuus				PA, HP	HP, HE	PA, HP, SI, CU	
Tavoitetaso tai -syvyys, määrätaso tai -syvyys				HE, HP, PA	HE, HP, PO, NO		
Pohjavedenpaineen, orsivedenpaineen ja/tai pohjavedenpinnan mittaus	VP	VP	VP	VP	VP	VP	VP, (HV)
Lujuus- ja kantavuusominaisuudet	HP, HE, PA, NO	PO	HP, HE, PA, NO	NO, CU, SI	NO, HP, HE, SI	SI, NO, NE, HP	CU, SI, HP, NO, PA
Kokoonpuristuvuus- ja vedenläpäisevyysominaisuudet	NO, HP, HE PA		NO, HE, HP, PA	NO, CU	NO, CU, NE	CU, SI, HP, NO, NE, PA	CU, HE, HP, NO, NE, PA
Korroosiotutkimus					NO	NO	
Routivuus	NO			(NO)	(NO)	NO	NO

Lyhenteiden selitykset

Tutkimusmenetelmä	Lyhenne
Painokairaus	PA
Siipikairaus	SI
Heijarikairaus	HE
Huokospainekairaus (CPTU)	CU
Heijari-puristinkairaus	HP
Porakonekairaus	PO
Pohjaveden pinnankorkeus	VP
Orsiveden mittausputki	VO
Huokosvedenpaineen mittaus	HV
Koekuoppa	KO
Näytteenotto - häiritty	NO
Näytteenotto - häiriintymätön	NE
Laboratoriotutkimukset	LB
Rakeisuuskäyrä	RK

Teräksen korroosio ja betoniin kohdistuva kemiallinen rasitus

Teräksen korroosio

1 Korroosion huomioon ottaminen

Tavanomaisissa ja eräissä aggressiivisiksi luettavissa olosuhteissa teräsmaalujen korroosio otetaan huomioon tavallisesti ylimitoituksella niin sanottuna korroosiovarana. Korroosiovaran käyttäminen tarkoittaa paalun seinämäpaksuuden kasvattamista siten, että se on arvioidun käyttöiän - tavoitekäyttöiän - aikana tapahtuvan syöpmisen jälkeenkin vielä riittävä kantamaan rakenteelle suunnitellut kuormat. Tarvittava korroosiovara riippuu rakenteen tavoitekäyttöiästä sekä paalun ympäristön korroosio-ominaisuuksista.

Olosuhteiden tavanomaisuus todetaan tavanomaisilla pohjatutkimuksilla tilanteissa, joissa ei ole aiheutta olettaa maapohjan pilaantumista (kohta 2) tai epävarmoissa olosuhteissa erikoistutkimuksilla (kohta 3), joiden perusteella todetaan, että aggressiivisen olosuhteen raja-arvot eivät ylity. Tavanomaisesta poikkeavan korroosion olosuhteissa käytetään esimerkiksi korotettua ylimitoitusta tai korroosionsuojausmenetelmiä.

Korroosionsuojausmenetelmiä ovat katodinen suojaus, orgaaniset ja epäorgaaniset pinnoitteet sekä betoniverhoilu tai betonointi. Suojausmenetelmien sijaan ja rinnalla voidaan käyttää seostettuja teräksiä. Korroosionsuojausmenetelmiä voidaan käyttää vain, mikäli voidaan todentaa menetelmän kestävän myös paalun asentamisen rakennuspaikan pohjaolosuhteissa.

2 Tavanomaiset olosuhteet ja tavanomaisesta poikkeavat korroosioolosuhteet

Tavanomaisten olosuhteiden määrittely tehdään alueella tavanomaisten pohjatutkimusten ja alueen historiatietojen perusteella. Määrittely dokumentoidaan kirjallisesti. Tällöin ei tarvita erillistä pohjamaan korroosiotutkimusta. Tavanomaisissa olosuhteissa ylimitoitus on riittävä varautumiskeino.

Maa-alueet

Rakennuspaikan pohjamaan korroosio-olosuhteita voidaan pitää tavanomaisina, kun

- maaperä koostuu paalun upotuspituudelta kivennäismaalajeista muodostuneista ei-aggressiivisista luonnonmaakerroksista ja -karkearakeisista täytöistä pohjavedenpinnan ylä- ja alapuolella.
- maaperä koostuu paalun upotuspituudelta ei-aggressiivisista kivennäismateriaaleista tehdyistä tiivistetyistä täytöistä.
- rakennuspaikan historiatietojen perusteella on syytä epäillä maaperän tai pohjaveden olevan pilaantunutta.

Tavanomaisesta poikkeaviksi ja eräissä tapauksissa aggressiivisiksi olosuhteiksi katsotaan:

- löyhät täytöt olosuhteissa, joissa täyttöön pääsee rikastumaan suoloja (mm. löyhät täytöt, joihin suolainen merivesi tunkeutuu)
- kaikki pilaantuneet maapohjat,
- maa-alueet, joissa esiintyy tasavirtalähteiden aiheuttama potentiaalienttä,
- kohteet, joissa rakennuspaikkaa suolataan toistuvasti esimerkiksi osana liikenneväylien talvikunnossapitoa,
- runsaasti orgaanista ainesta sisältävät maapohjat (maaperän humuspitoisuus on suurempi kuin 6 %) ja
- runsaasti rikkiä sisältävät maakerrokset (myös luonnonmaakerrokset, mm. sulfidimaakerrokset).

Tasavirtalähteet, jotka muodostavat teräksen ja maan välille jatkuvan potentiaalieron, voivat taajama-alueilla aikaansaada korroosiota niin kutsuttuna hajavirtakorroosiona. Hajavirtakorroosiota aiheutuu tasavirtalähteiden (muuntajat, raitiotievaunujen raitteet, katodisesti suojatut putkistot, sähköradat ja kaapelit, sähkökoneiden huono maadoitus) lähistöllä kohdissa, missä virta jättää metallipinnan. Vaihtovirtalähteet eivät yleensä aikaansaa teräksen korroosiota.

Vesialueet

Vesialueen pohjasedimenttien osalta on erityisesti selvitettävä vesistöön mahdollisesti johdettujen jätevesien vaikutus.

Rakennuspaikan vesialueen **korroosio-olosuhteita voidaan pitää tavanomaisina, kun**

- paaluihin kohdistuvan veden virtaus ei ole voimakasta
- vesi ei ole suolaista (esimerkiksi merivesi tai suolaiset valumavedet) tai pilaantunutta
- vesi ei ole hapanta (esimerkiksi suoalueen valumavettä)

3 Korroosiotutkimukset

Korroosiotutkimukset ovat aina tarpeen olosuhteiden aggressiivisuuden varmistamiseksi kohdan 2 mukaisissa korroosion suhteen poikkeavissa ja aggressiivisissa olosuhteissa.

Vesialueella korroosiotutkimusten tai erityisen suojauksen tarvetta osoittavat runsas virtaus, suolainen vesi tai merivesi, pilaantunut vesi tai sedimentti, jossa on korkea sulfaattipitoisuus tai orgaanisen aineksen määrä. Järvien pohjasedimenttien osalta on erityisesti selvitettävä vesistöön mahdollisesti johdettujen jätevesien vaikutus.

3.1 Maanäytteistä tehtävät korroosiotutkimukset

Alla olevassa taulukossa 1 on esitetty maaperästä määritettäviä ominaisuuksia, joiden perusteella voidaan arvioida korroosio-olosuhteiden tavanomaisuutta.

Taulukoissa esitetty raja-arvo ilmaisee pitoisuutta tai tasoa, jonka ylittäminen (>) tai alittaminen (<) kertoo maaperän tai ympäristön olevan tavanomaisesta poikkeava.

Taulukko 1. Korroosiotutkimusohjelman sisältö ja raja-arvot, joiden perusteella maapohja tulkitaan tavanomaisesta poikkeavaksi. Homogeenisen pohjamaan rakeisuuden, vesipitoisuuden taikka sähkönjohtavuuden perusteella maalaji ei yksinään ole tulkittavissa kuuluvaksi korroosion kannalta tavanomaiseksi taikka tavanomaisesta poikkeavaksi.

Mitattava ominaisuus	Menetelmä	Määrä	Raja-arvo
maalaji	seulonta ja areometri tai sedi-graph ISO 11277	pohjatutkimusten yhteydessä, selvittää kerrosjärjestys	merkittävimpiä hienorakeiset maalajit ja eloperäiset maalajit
vesipitoisuus, w	uunikuivaus 105°C:ssa ISO 11465 ISO/TS 17892-1	pohjatutkimusten yhteydessä	jos $w > w_L$, on korroosio hidasta
sähkönjohtavuus tai ominaisvastus	ilmakuivaus, < 2 mm fraktio, suodatetusta vesiliuoksesta 1:5 elektrodilla ISO 11265:1994/Cor 1:1996 ominaisvastus mitattuna in situ	kaksi rinnakkaista näytettä, näytteitä eri syvyyksiltä pohjatutkimusten yhteydessä maan pinnasta paalujen tunkeutumissyvyyteen	$> 50 \text{ mS/m}^{(1)}$ $\rho < 20 \text{ } \Omega\text{m}$ hienorakeisessa maassa $\rho < 50 \text{ } \Omega\text{m}$ karkearakeisessa maassa ⁽¹⁾
humuspitoisuus	heikutushäviö SFS 3008	pohjatutkimusten yhteydessä	$> 6 \%$
pH	ISO 4316 (ISO 10390 ilmakuivaus tai < 40°, < 2 mm fraktio, vesiliuoksesta 1:5 elektrodilla)	kaksi rinnakkaista näytettä, näytteitä eri syvyyksiltä	pH < 4,5 pH > 9
sulfaatti SO ₄ ²⁻	SFS-EN 196-2 (ISO 11048, kiviainekselle, SFS-EN 1744-1)	näytteitä eri syvyyksiltä	SO ₄ ²⁻ > 500 mg/kg tai SO ₄ ²⁻ > 200 mg/l vesiliuoksessa
kloridit Cl ⁻	esim. vesiuutto SFS-3006, kiviaines SFS-SFS-EN 1744-1	näytteitä eri syvyyksiltä	Cl ⁻ > 500 mg/kg tai Cl ⁻ > 300 mg/l vesiliuoksessa

⁽¹⁾ arvo indikoi karkearakeisilla maapohjilla – hiekoilla ja sitä karkeammilla maalajeilla - kasvannutta kloridipitoisuutta

Näytteiden lukumäärä määräytyy rakenteen laajuuden ja pohjavedenpinnan yläpuolisen kerroksen paksuuden perusteella sekä maaperäolosuhteiden vaihtelevuuden mukaisesti. Tutkimukset ulotetaan vähintään 1,5 m pohjavedenpinnan alapuolelle, jollei pohjavedenpinta ole syvällä (> 10 m).

3.2 Sulfidimaa-alueiden tutkimukset

Suomessa mahdollisia sulfidisavialueita ovat Litorinavaiheen orgaanista ainesta sisältävät sedimentit Pohjanmaalla, Varsinais-Suomessa ja Etelä-Suomessa. Litorinasedimenttien rikkipitoisuus vaihtelee huomattavasti. Rikkipitoisuutta osoittava selvä tunnusmerkki on musta väri.

Kun halutaan selvittää mikrobiologisen korroosion mahdollisuutta, se voidaan tutkia määrittämällä sulfidipitoisuus ja redox – potentiaali.

Korroosion kannalta ongelmallisimpia rikkiä sisältävissä maissa ovat sulfaatteja pelkistävien bakteerien (SRB = sulphate reducing bacteria) vaikutukset. Nämä bakteerit pelkistävät sulfaatin sulfidiksi, joka edelleen reagoi vedyn kanssa syövyttäväksi rikkivedyksi tai raudan läsnä ollessa ferrosulfidiksi. SRB-bakteerien uskotaan kiihdyttävän korroosiota myös muodostamalla happipitoisuuseroja, tuottamalla liukenemattomia sulfideja sekä katodisen depolarisaation kautta. Tyypillisimmin nämä bakteerit toimivat olosuhteissa, joissa pH on suhteellisen neutraali, välillä 6 - 8 ja maan ominaisvastus on välillä 5 - 200 ohmimetriä. SRB-bakteerien aikaansaamaa korroosion määrän arviointiin soveltuvaa menetelyä ei tällä hetkellä tunneta.

- Sulfidipitoisuus voidaan todeta maastossa lisäämällä maanäytteeseen muutama tippa laimeaa suolahappoa, jolloin sulfidipitoisessa näytteessä muodostuu happamissa olosuhteissa pahanhajuista rikkihappoa.
- Redox-potentiaali mitataan maastossa suoraan maavedestä esim. kairareistä. Maan redox-potentiaalin ollessa < 200 mV (NHE) maassa vallitsevat pelkistävät olosuhteet ja mikrobiologinen korroosio on mahdollista. Mikrobiologinen korroosio on voimakasta, kun redox-potentiaali on < 100 mV (NHE).

Taulukossa 1 on esitetty raja-arvot, joiden perusteella voidaan tulkita maan korroosio-olosuhteiden olevan tavanomaisesta poikkeava.

3.3 Vedestä tehtävät korroosiotutkimukset

Pinta- tai pohjaveden aggressiivisuus selvitetään maastossa mittaamalla kenttämittarilla pH, sähkönjohtavuus ja happipitoisuus sekä tarvittaessa redox-potentiaali. Vesinäytteistä tutkitaan laboratorioissa kloridi-, sulfaatti-, kalsium- ja kokonaisrikkipitoisuus.

Taulukko 2. Pohja- ja maaveden korroosiotutkimusohjelma ja aggressiivisen ympäristön raja-arvot tavanomaisille olosuhteille.

Mitattava ominaisuus	Menetelmä	Raja-arvo
pH	ISO 10523, SFS 3021	< 6,5
sähkönjohtavuus	SFS-EN 27888, ISO 7888	> 50 mS/m
liuenneen hapen määrä	SFS-EN 25813 jodometrinen menetelmä (ISO 5813:1983) tai SFS-EN 25814 elektrokemiallinen menetelmä (ISO 1584:1990)	alle 2 mg/l tai alle 8 %
kloridit	SFS 3002 titraus Mohrin menetelmällä tai SFS 3006 Potentiometrinen titraus tai SFS-EN ISO 10304-1 määrittäminen ionikromatografialla.	25 mg/l
kalsium ⁽¹⁾	SFS-EN ISO 7980 Atomiabsorptiospektrometrinen menetelmä tai SFS 3001 titrimetrinen menetelmä tai SFS 3018 määrittäminen atomiabsorptiospektrometrisesti liekkimenetelmällä tai SFS-EN ISO 14911 määrittäminen ionikromatografialla	< 10 mg/l
alkaliteetti ⁽¹⁾	SFS 3005 potentiometrinen titraus, SFS-EN ISO 9963	< 0,5 mmol/l
kovuus ⁽¹⁾	SFS 3003 titrimetrinen	< 0,5 mmol/l
sulfaatti	SFS-EN ISO 10304-1 määrittäminen ionikromatografialla.	SO ₄ ²⁻ >250 mg/l

⁽¹⁾ Arvoja käytetään vapaan veden korroosioriskin arvioimisen tukena. Suomessa järvi-, joki- ja merivedet ovat yleensä kovuudeltaan pehmeitä, mikä tarkoittaa sitä, ettei niissä ole magnesium- ja kalsiumkarbonaatteja muodostamaan teräksen pinnalle korroosiolta suojaavaa kerrostumaa.

4 Korroosion huomioon ottaminen

4.1 Yleinen korroosio

Korroosiovarana käytetään arvioitua korroosion aiheuttamaa seinämäpaksuuden menetystä mitoitusaikana. Taulukoissa 3 ja 4 on esitetty korroosion aiheuttaman paksuuden menetys maassa oleville paaluille ja ponttiseinille pohjaveden ylä- ja alapuolella.

Taulukoissa 3 ja 4 esitettyjä arvoja voidaan soveltaa tavanomaisesta poikkeavissa korroosio-olosuhteissa vain jos olosuhteet eivät tehtyjen selvitysten perusteella ylitä kappaleessa 3 esitettyjä raja-arvoja merkittävästi.

Lisäksi tulee ottaa huomioon, mitä kappaleessa 4.3.4.1 on esitetty tiesuolauksen vaikutuksesta syöpymiseen.

Taulukko 3. Korroosion aiheuttama seinämäpaksuuden menetys [mm] maassa oleville suojaamattomille teräspaaluille ja ponttiseinille pohjaveden pinnan ylä- ja alapuolella.

Tavoiteikäytöikä	5 vuotta	25 vuotta	50 vuotta	75 vuotta	100 vuotta
Tavanomaiset olosuhteet					
Häiriintymättömät luonnonmaat (hieka, siltti, savi, liuske)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Tiivistämättömät, ei-aggressiiviset homogeeniset täyttömaat (hieka, siltti savi, liuske,)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Tavanomaisesta poikkeavat tai aggressiiviset olosuhteet					
Saastuneet luonnonmaat ja teollisuusalueidenmaa-alueet	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressiiviset luonnonmaat (suoräme, turve)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Tiivistämättömät ja aggressiiviset täyttömaat (tuhka, kuona)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
Huom.					
<ul style="list-style-type: none"> Korroosionopeudet tiivistetyissä täytöissä ovat pienempiä kuin tiivistämättömissä. Tiivistetyissä täytöissä yllä olevat arvot voidaan jakaa kahdella. Annetut arvot ovat vain ohjeellisia. Paikalliset olosuhteet tulee ottaa huomioon. 5 ja 25 vuodelle esitetyt arvot perustuvat mittauksiin, muut arvot on ekstrapoloitu. Korroosio ilmassa sadalle vuodelle: 1 mm normaali-ilmastossa ja 2 mm lähellä merta 					

Taulukko 4. Korroosion aiheuttama seinämäpaksuuden menetys [mm] makeassa vedessä ja merivedessä oleville paaluille ja ponttiseinille

Tavoitekäyttökä	5 vuotta	25 vuotta	50 vuotta	75 vuotta	100 vuotta
Yleinen makea vesi (joki, laivakanava) suuren rasituksen alueella (vesiraja)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Hyvin pilaantunut makea vesi (jätevesi, teollisuuden jätevesi) suuren rasituksen alueella (vesiraja)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Merivesi lauhkeassa ilmastossa suuren rasituksen alueella (laskuvesi ja roiskealueet)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Merivesi lauhkeassa ilmastossa suuren rasituksen alueella pysyvässä upotuksessa tai vuoroveden alueella	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50
Huom. <ul style="list-style-type: none">• Suurin korroosionopeus esiintyy tavallisesti roiskealueella tai vuorovesien alaveden pinnan tasolla. Useimmissa tapauksissa suurimmat taiputusjännitykset esiintyvät kuitenkin pysyvästi upotuksessa olevalla alueella.• 5 ja 25 vuodelle esitetyt arvot perustuvat mittauksiin, muut arvot on ekstrapoloitu.					

Avoimien putkipaalujen **sisäpuolisen korroosion** määränä voidaan käyttää tavanomaisissa olosuhteissa mitoitusarvoa 0,2 mm/100 vuotta. Korroosio voidaan jättää huomioon ottamatta alapäästään suljettujen teräsputkipaalujen ja betonilla täytettyjen paalujen sisäpinnoilla.

Betoniin kohdistuva kemiallinen rasitus

Sulfaatin kestävä sementtiä käytetään ympäristö luokissa XA2 ja XA3, joiden rajaravot on esitetty taulukossa 6 (alla).

Taulukko 5. Kemiallisen rasituksen ympäristöluokkien raja-arvot (Betoinormit 2004, Suomen Betoniyhdistys 2004)

Alla luokitellut kemiallisesti aggressiiviset ympäristöt perustuvat luonnollisiin ympäristöihin maassa ja vedessä 5 °C ja 25 °C lämpötilavälillä ja riittävän hitaalla veden virtausnopeudella, minkä voidaan katsoa vastaavan staattista tilannetta. Jokaisesta yksittäisestä kemiallisesta ominaisuudesta suurin rasitusarvo määrittää luokan. Jos kaksi tai useampi aggressiivista ominaisuutta johtaa samaan luokkaan, ympäristö luokitellaan seuraavaan korkeampaan luokkaan. Aggressiivisten ominaisuuksien määrittämiseen käytetään taulukossa annettuja standardikoemenetelmiä.				
Kemiallinen ominaisuus	Koemenetelmä	XA1	XA2	XA3
Pohjavesi				
sulfaatti SO ₄ ²⁻ , mg/l	EN 196-2	≥ 200 ja ≤ 600	> 600 ja ≤ 3 000	> 3 000 ja ≤ 6 000
pH	ISO 4316	≥ 15 ja ≤ 5,5	< 5,5 ja ≥ 4,5	< 4,5 ja ≥ 4,0
CO ₂ aggressiivinen mg/l	PrEN 13577:1999	≥ 15 ja ≤ 40	> 40 ja ≤ 100	> 100 kyllästymispisteeseen asti
NH ₄ ⁺ mg/l	ISO 7150-1 tai ISO 7150-2	≥ 15 ja ≤ 30	> 30 ja ≤ 60	> 60 ja ≤ 100
Mg ²⁺ mg/l	ISO 7980	≥ 300 ja ≤ 1000	> 1000 ja ≤ 3000	> 3000 kyllästymispisteeseen asti
Maaperä				
SO ₄ ²⁻ , mg/l ¹⁾ kokonaismäärä	EN 196-2 ²⁾	≥ 2 000 ja ≤ 3 000 ³⁾	> 3 000 ja ≤ 12 000	> 12 000 ja ≤ 24 000
Happamuus ml/kg	DIN 4030-2	> 20 Baumann Gully	Ei esiinny käytännössä.	
1) jos savimaan läpäisevyys on alle 10-5 m/s, 2) Koemenetelmä kuvaa SO ₄ ²⁻ :n uuttamista suolahapolla; vaihtoehtoisesti vesiuuttamista voidaan käyttää, jos kokemusta on käytettävissä betonin käyttöpaikassa. 3) Raja-arvo 3000 mg/kg lasketaan arvoon 2000 mg/kg, jos betonissa on olemassa sulfaatti-ionien kasaantumisriski kuivumis- ja kastumisvaihtelujen tai kapillaarisen imun johdosta.				

Maakerrosten lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointi kairausvastuksen perusteella

Taulukko 1. Karkean siltin ja hiekan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointi puristin-, paino- ja heijarikairausvastuksen perusteella.

Maalaji		Tiilavuuspaino (kN/m ³) pohjavedenpinnan		Kitkakulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutosparametri		Kairausvastus		
		Yläpuolella	Alapuolella		Moduulilukum	Jännitys-eksponentti β	Puristin-kairaus q _c (MPa)	Painokairaus Pk/0,2 m	Heijarikairaus L/0,2 m
Karkea siltti	Löyhä	14 ... 16	9 ...	28	30 ... 100	0,3	< 7	< 40	< 8
	Keskitiivis			30	70 ... 150	0,3	7 ... 15	40 ... 100	8 ... 25
	Tiivis	16 ... 18	11	32	100 ... 300	0,3	> 15	> 100	> 25
Hieno hiekka d ₁₀ <0,06	Löyhä	15 ... 17	9 ...	30	50 ... 150	0,5	< 10	20 ... 50	5 ... 15
	Keskitiivis			33	100 ... 200	0,5	10 ... 20	50 ... 100	15 ... 30
	Tiivis	16 ... 18	11	36	150 ... 300	0,5	> 20	> 100	> 30
Hiekka d ₁₀ >0,06	Löyhä	16 ... 18	10 ...	32	150 ... 300	0,5	< 6	10 ... 30	5 ... 12
	Keskitiivis			35	200 ... 400	0,5	6 ... 14	30 ... 60	12 ... 25
	Tiivis	18 ... 20	12	38	300 ... 600	0,5	> 14	> 60	> 25

Taulukko 2. Kairausvastukseen perustuva lujuus- ja muodonmuutosparametrien arviointi soralla ja moreenilla.

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m ³) pohjavedenpinnan		Kitkakulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutosparametri		Kairausvastus		
		Yläpuolella	Alapuolella		Moduulilukum	Jännityseksponentti β	Puristinkairaus q _c (MPa)	Painokairaus Pk/0,2 m	Heijarikairaus L/0,2 m
Sora	Löyhä	17 ... 19	10 ...	34	300 ... 600	0,5	< 5,5	10 ... 25	5 ... 10
	Keskitiivis			37	400 ... 800	0,5	5,5 ... 12	25 ... 50	10 ... 20
	Tiivis	18 ... 20	12	40	600 ... 1200	0,5	> 12	> 50	> 20
Moreeni	Hyvin löyhä	16 ... 19	10 ... 12	... 34	(≤100) * 300 ... 600	0,5	< 10	< 40	< 20
	Löyhä	17 ... 20	10 ... 12	... 36	(100...250)* 600 ...	0,5	> 10	40 ... 100	20 ... 60
	Keskitiivis	18 ... 21	11 ... 13	... 38	800 ...	0,5	-	> 100	60 ... 140
	Tiivis	19 ... 23	11 ... 14	... 40	1200 ...	0,5	-	Lyömällä	> 140

(*) jos moreeni ei ole ollut jäätikön puristamana

Taulukko 3. Louheen lujuus- ja muodonmuutosparametrien likimääräinen arviointi.

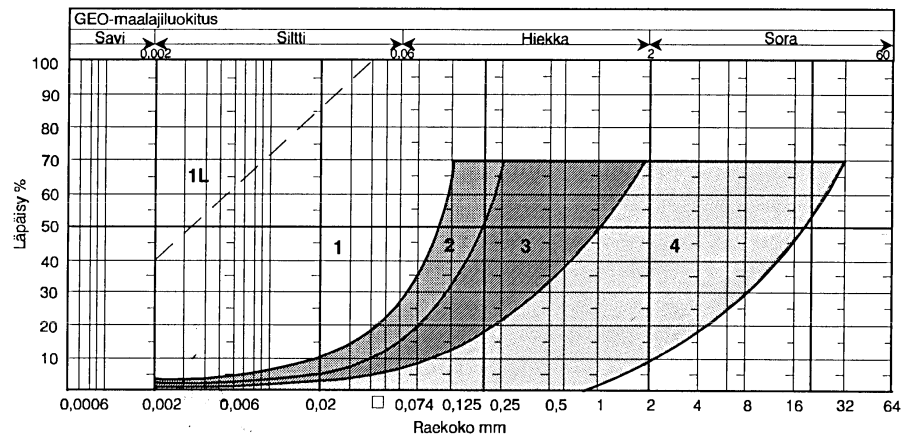
Louheen raekoko	Tilavuuspaino (kN/m ³)	Moduulilukum	Jännityseksponentti β	Kitkakulman huippuarvo (°)
Esimurskattu louhe 0...150 / 0...300 mm	17 ... 22	500 ... 2000	0,5	38 ... 42 ⁽¹⁾
Louhe 0...300 / 0...600 mm	17 ... 22	300 ... 1500	0,5	38 ... 42 ⁽¹⁾

(1) Kitkakulman arvona voidaan käyttää arvoa >42° vain, jos voidaan osoittaa täyden kitkakulman olevan esitetyn suuruinen. Täyttöön käytetty louheen rakeisuus ja tiveys rakenteessa tulee lisäksi olla selvitettyinä.

Routasuojaus

Yleisiä ohjeita ja määritelmiä

Pohjamaan routivuus määritetään rakeisuuden perusteella (kuva 1).



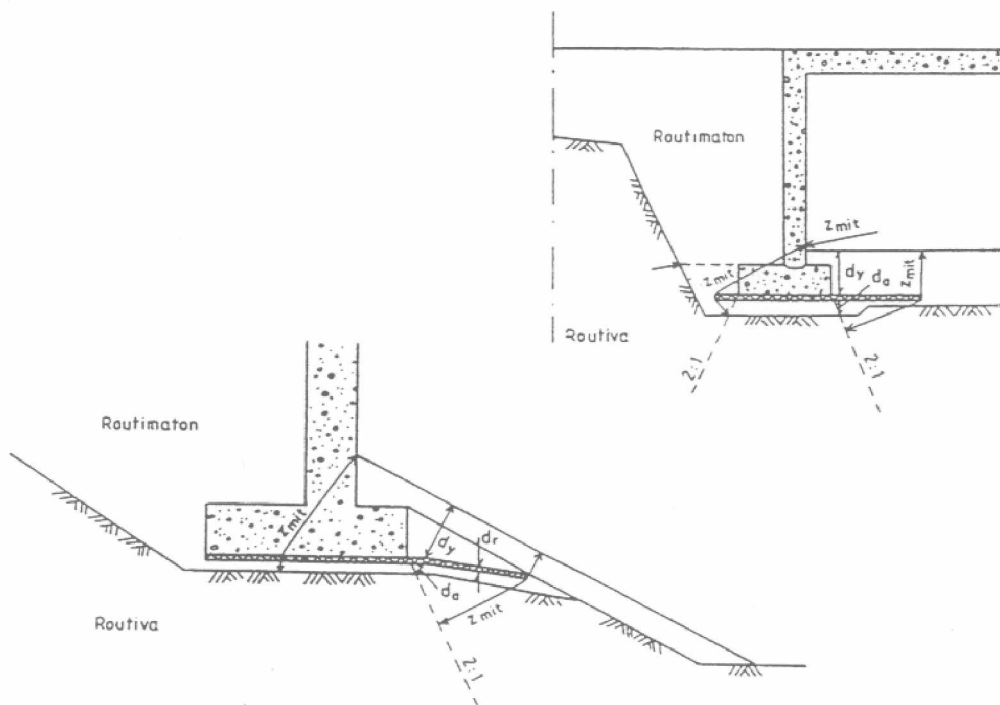
Kuva 1. Maalajin määrittäminen routivuuden perusteella. Maalajit, joiden rakeisuus käyrät sijaitsevat alueella 1 tai 1L ovat routivia. Maalajit, jotka sijaitsevat alueella 2,3 tai 4 ovat routimattomia, elleivät käyrien alapää päätty vasemmanpuolisen rajakäyrän yläpuolelle

Siltojen routasuojausta mitoitettaessa oletetaan sillat ns. kylmiksi rakenteiksi. Routivan maan routiminen on estettävä alueella, joka sijaitsee peruslaatan alareunasta kaltevuuteen 2:1 kuvitellun tason alapuolella (kuva 2).

Routasuojuuksella tarkoitetaan tässä ohjeessa rakennetta, jolla estetään maan routiminen. Siltojen routasuojaus voidaan vaihtoehtoisesti toteuttaa joko viemällä perustukset roudattomaan syvyyteen tai vaihtamalla routivat maamassat routimattomaksi perustuksen alla tai käyttämällä routaeristettyä rakennetta. Routaeristysrakenne käsittää sekä varsinaisen eristemateriaalin (routaeristeen) että sen ylä- ja alapuoliset routimattomat kerrokset. Eristeen yläpuolinen maakerros voi olla routivaakin, jos routiva maa ei ulotu perustuksen kuormitusalueelle, edellä mainittujen 2:1 tasojen sisäpuolelle.

Lumen eristävää vaikutusta ei oteta huomioon siltojen routasuojausta mitoitettaessa.

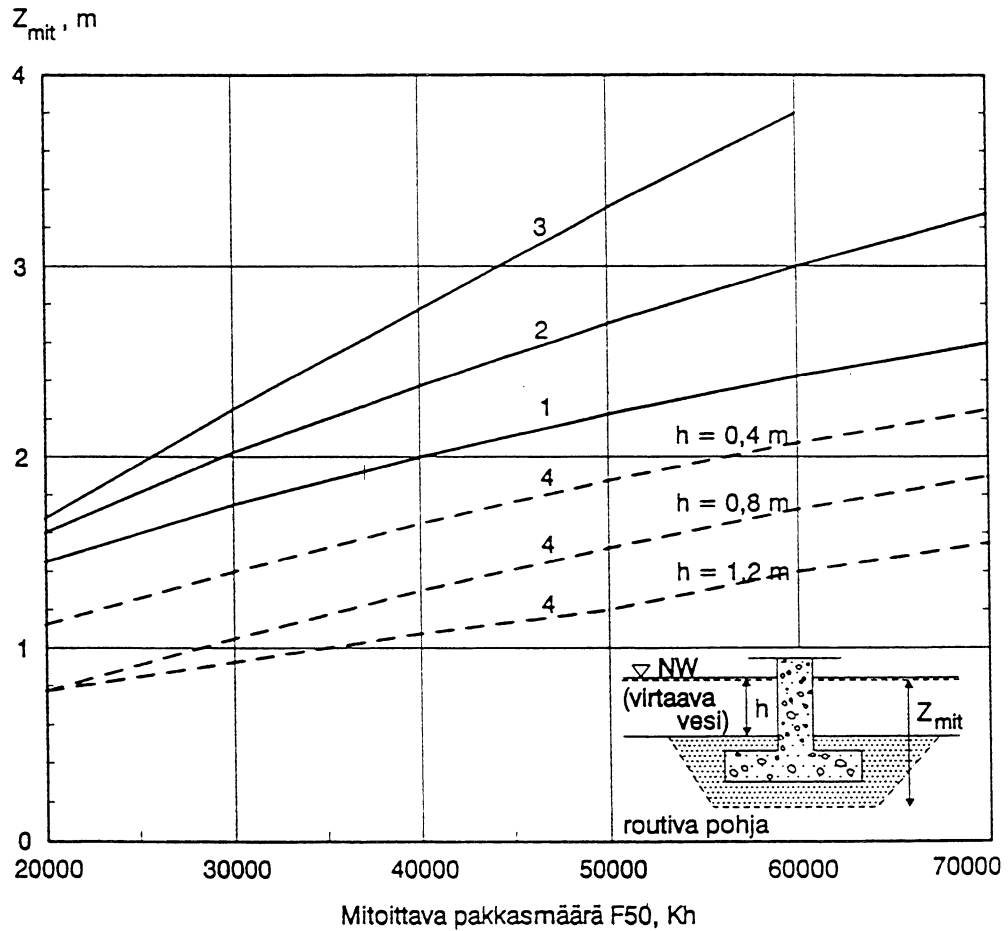
Sillan routasuojaus voidaan mitoittaa myös siltakohtaisiin routalaskelmiin perustuen. Routalaskelmien tuloksia tulkittaessa on otettava huomioon se, että silloilla on routimaton perustussyvyys yleensä hieman pienempi kuin laskennallinen routasyvyys.



Kuva 2. Routimiselta suojattavan alueen rajausta ja routasuojauksen mitoitusperiaate. Kun routaeriste asennetaan peruslaatan alapintaan, se asennetaan koko peruslaatan alalle, vaikka routasuojaus ei sitä edellytä.

Routimaton perustussyvyys

Perustamissyvyys määritetään kuvasta 3. Näitä perustamissyvyyden ohjeita käytettäessä routa saattaa epäedullisissa olosuhteissa tunkeutua hieman myös routivaan pohjamaahan. Tämän ei ole kuitenkaan havaittu aiheuttaneen vaurioita, koska siltojen an-turoiden alla vallitseva suurehko pystyjännitys vähentää roudan vaikutusta.



1. Routiva pohjamaa
2. Erittäin routiva pohjamaa ja routaliikkeille herkkä siltarakenne. Louhetäyttö, routiva pohjamaa.
3. Louhetäyttö, pohjamaa erittäin routiva ja routaliikkeille herkkä siltarakenne.
4. Vesialueella perustamissyvyys määräytyy vesipinnasta, virtaavan veden tapauksessa voidaan perustamissyvyys määrittää eri vesisyvyyksillä katkoviivojen mukaan.

Kuva 3. Siltojen routimattoman perustamissyvyuden (Z_{mit}) määrittäminen.

Jos pohjamaa on erittäin routivaa ja silta vaurioituu herkästi jo pienistä roudan aiheuttamista liikkeistä, käytetään kuvan 3 käyrää 2.

Avoimen (verhoilemattoman) louhetäytteen yhteydessä routasuojaus mitoitetaan ottamatta huomioon louhepenkereen mahdollista eristysvaikutusta. Kun louhe verhoillaan joka puolelta vähintään 0,3 m paksulla maatäytteellä ja täytteen variseminen louheen sisään estetään, voidaan tarvittava routimaton perustamissyvyys määrittää kuvasta 3. Aina, kun louhe otetaan huomioon routimatonta syvyyttä määritettäessä, on louheen alle rakennettava vähintään 0,3 m paksu hiekka- tai sorakerros, joka voidaan ottaa mukaan routimattomien kerrosten kokonaispaksuuteen (VTT 1989).

Vesistöisilloissa tarvittava perustamissyvyys saadaan kuvasta 3. Jos vesi ei virtaa lainkaan tai jos vesisyvyys on alle 30 cm, käytetään käyrää 1. Jos vesi virtaa myös talvella, määritetään routivuuden kannalta riittävä perustamissyvyys veden syvyyskäyrien avulla.

Routaeristetyn rakenteen mitoitus

Routaeristetyn rakenteen (routaeriste + routimattomat kerrokset) mitoitus jakaantuu kahteen osaan, routaeristeen lämmönvastuksen (m_r) ja leveyden (b) määrittämiseen. Tarvittava routaeristeen lämmönvastus saadaan *taulukosta 1* mitoituspakkasmäärän F_{mit} sekä eristeen yläpuolisen (d_y) ja alapuolisen (d_a) routimattoman kerroksen paksuuden perusteella. Kappaleen 4.1.3.1 *kuvasta 2* saatavaa mitoituspakkasmäärää redusoidaan tarvittaessa saman kappaleen *taulukon 2* mukaan. Jos routaeriste ja tuleva maanpinta eivät ole samansuuntaisia, määritetään mitat d_y ja d_a kuten tämän liitteen *kuvissa 2* on esitetty. Eristeleveys määritetään *kuvan 2* mukaisesti siten, että lyhin etäisyys perustuksen alle 2:1 tasoon asti mitattuna on suurempi tai yhtä suuri kuin pakkasmäärällä F_{mit} saavutettava roudan syvyys z_{mit} kyseisissä olosuhteissa (*VTT 1989*).

Taulukko 1. Routaeristeen lämmönvastuksen (m_r) ja routaeristeen paksuuden (d_r) määrittäminen.

F_{mit} , Kh	30000		40000		50000		65000	
Alapuolinen kerros d_a , m	0,2	0,4	0,2	0,4	0,3	0,5	0,4	0,6
Yläpuolinen täyttö D_{ay} , m	Routaeristeen tarvittava lämmönvastus m_r , m^2K/W ja vastaava eristepaksuus d_r , mm, kun $\lambda_r = 0,045 W/mK$ (lihavoitu teksti)							
0,4	1,5	1,1	2,3	1,7	3,0	2,4	5,1	3,9
	70	50	110	80	140	110	230	180
0,8	1,4	0,9	2,1	1,5	2,9	2,2	4,9	3,6
	70	50	100	70	130	100	220	170
1,2	1,1	0,6	1,9	1,2	2,8	1,9	4,7	3,4
	50	30	90	60	130	90	220	160

Taulukossa 1 on lämmönvastuksen lisäksi annettu tarvittava eristeen paksuus (lihavoitunut numerot), kun eristemateriaalina käytetään suulakepuristettua polystyreeniä, jonka mitoituslämmönjohtavuus on $0,045 W/mK$.

Muita eristemateriaaleja käytettäessä eristepaksuus saadaan *taulukon 1* mukaisen lämmönvastuksen ja eristeen mitoituslämmönjohtavuuden avulla kaavasta

$$d_r = m_r \cdot \lambda_r$$

d_r = routaeristeen paksuus, m

m_r = eristeen lämmönvastus *taulukosta 1*, m^2K/W

λ_r = eristeen mitoituslämmönjohtavuus, W/mK

Routaeristemateriaalien ominaisuudet ja mitoitusarvot

Siltojen routaeristeenä käytetään routasuojaukseen tarkoitettuja suulakepuristettuja polystyreenilevyjä (XPS).

Maanvaraisen perustuksen alle sijoitettavan eristeen pitkäaikaisen puristuslujuuden tulee olla vähintään yhtä suuri kuin perustuksen alla vaikuttava suurin reunapohjapaine, joka saadaan kantavuustarkastelussa mitoittavan kuormayhdistelmän avulla olettamalla pohjapaineen jakautuvan koko anturan leveydelle kolmiomaisesti. Suulakepuristettujen polystyreenilevyjen pitkäaikaisia puristuslujuuksia on ilmoitettu taulukossa 2 (VTT 1997). Hyvin paksuja eristekerroksia käytettäessä tulee tarvittaessa tarkistaa myös eristeen kokoonpuristumisen (2 %) vaikutus siltarakenteiden mitoitukseen.

Taulukko 2. Siltojen routaeristeenä käytettävän polystyreenin kuivatiheyden ja puristus-lujuuden vähimmäisvaatimukset.

Routaeristeen sijainti perustukseen ja liikenne alueeseen nähden	Kuivatiheys kg/m^3	Pitkäaikainen puristuslujuus kN/m^2
Perustuksen alla	45	≥ 225
Perustuksen sivulla liikennealueella sekä paalutetun perustuksen alla	38	≥ 150
Perustuksen sivulla liikennealueen ulkopuolella	32	≥ 100

Routaeristetyn perustuksen kuivatus sekä eristettä suojaavat rakenteet

Routaeriste asennetaan tasatun hiekka- tai sorakerroksen päälle (maksimi raekoko ≤ 63 mm). Kerroksen paksuus on perustuksen alla vähintään 0,2...0,4 m mitoituspakkasmäärästä riippuen *taulukon 1* mukaisesti (mitta d_a) ja muualla vähintään 0,1 m. Sen lisäksi, että hiekka tai sora tasaa pohjamaan epätasaisuuksia, se toimii roudan tunkeutumista vastustavana lämpövarastona sekä veden kapillaarisen nousun katkaisevana salaojituskerroksena. Eristeen pitkäaikaisen toiminnan varmistamiseksi hiekka- tai sorakerroksen yläosa tulee kuivattaa aina, kun se on mahdollista.

Suojauskykyä ajatellen routaeriste on edullisinta asentaa lähelle maanpintaa. Vaurioitumisriskin pienentämiseksi eristeen päälle tulisi kuitenkin aina rakentaa vähintään 0,3

m paksu täyttökerros. Jos eriste ulottuu ajoneuvoliikenteelle tarkoitetun tien alle, on eristeen yläpuolisen täytön oltava vähintään 0,7 m paksu ja eristeen reuna-alueille on suunniteltava siirtymärakenteet.

Vaakasuorat routaeristeet suojataan vajovesiltä muovikalvolla (paksuus $\geq 0,2$ mm), joka asennetaan suojahiekan päälle 200 - 300 eristeen yläpuolelle.

Vinoon asennettavien eristeiden päälle rakennettavat maakerrokset liukuvat herkästi, jos eristelevyn kaltevuus on jyrkempi kuin 1:2. Liukuminen on estettävä erityisrakentein esimerkiksi luiskakennoilla.

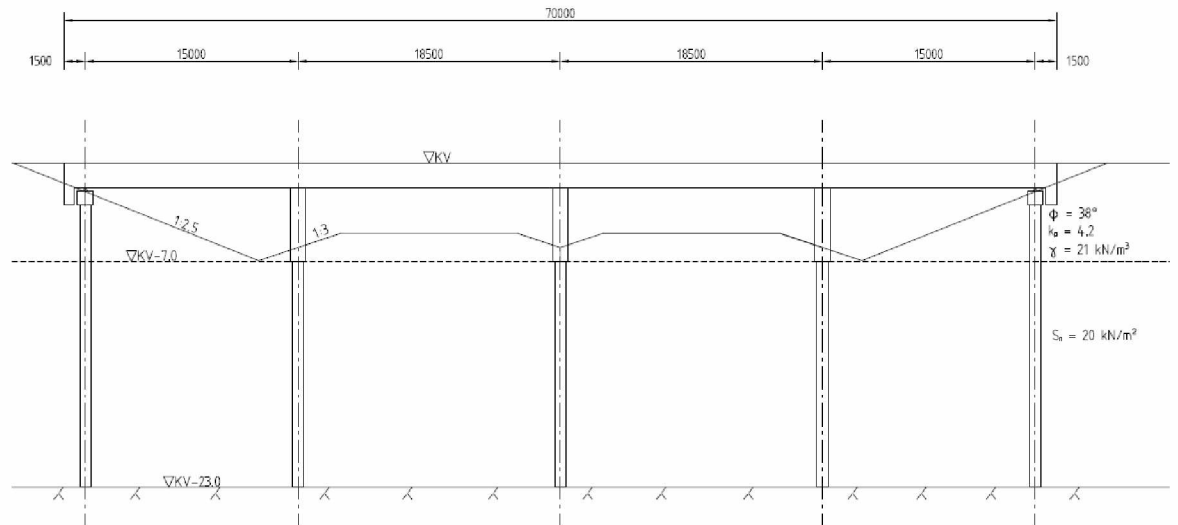
Solupolystyreeni ei kestä mm. bensiiniä, öljyä (poikkeuksena öljynkestävä laatu) eikä bitumiliuoksia. Työn ajaksi routaeriste on tarvittaessa suojattava, jotta esimerkiksi betonin vesieristykseen käytettävä bitumi ei pääse vaurioittamaan routaeristettä.

Laskentaesimerkki: rautatiesilta, pystypaalut ja päätypalkki

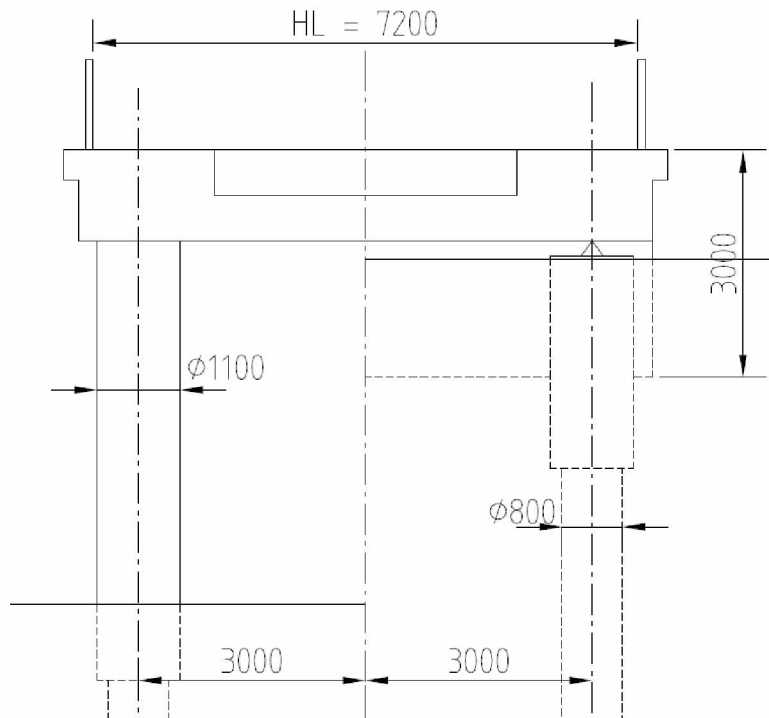
1. Rakennemalli

1.1 Rakenne ja maaparametrit

Esimerkkilaskelman silta rautatiesilta, jonka pituusleikkaus on esitetty kuvassa 1 ja poikkileikkaus kuvassa 2. Silta on poikkileikkaukseltaan symmetrinen, joten tarkastellaan vain puolikasta siltaa.



Kuva 1 Sillan pituusleikkaus



Kuva 2 Sillan poikkileikkaus

Rakennemallin (kehä) poikkileikkausarvot on esitetty taulukossa 1.

Taulukko 1 Poikkileikkausarvot kehämalliin

	A	I
Päätypalkki	2.85	0.13359
Kansi	3.36	0.36463
Pilari	0.95033	0.071869
Paalu	0.50265	0.020106
	m ²	m ⁴

Kehämallin paaluille annetaan toleranssikaltevuudet, jotka ovat pilarin osalle 5 mm/m ja paalulle 20 mm/m. Kaikki kaltevuudet asetetaan siten, että niiden ja jarrukuorman vaikutus on 'samansuuntainen'.

1.2 Alustaluvut

1.2.1 Päätypenger (>kv-7.0, kitkamaa)

Paaluun kohdistuvan paineen ääriarvo (kuva 6):

$$\begin{aligned} p_m &= (3 \dots 4,4) \cdot \gamma \cdot z \cdot K_p \\ &= (3 \dots 4,4) \cdot 0,021 \cdot 4,2 \cdot z \\ &= (0,265 \dots 0,388) \cdot z \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

ja vastaava siirtymä (kuva 8):

$$\begin{aligned} y_m &= p_m / (0,5 \cdot k_s) = p_m \cdot d / (0,5 \cdot n_h \cdot z) \\ &= (6 \dots 8,8) \cdot \gamma \cdot k_p \cdot d / n_h \\ &= (6 \dots 8,8) \cdot 0,021 \cdot 4,2 \cdot 0,8 / 8,0 \\ &= 0,0529 \dots 0,0776 \text{ m} \\ &= 52,9 \dots 77,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_m / 4 &= 0,0132 \dots 0,0194 \text{ m} \\ &= 13,2 \dots 19,4 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Kuvan 8 mukaiset alustaluvun bilineaarisen sivupaine-siirtymä -kuvaajan kulmakertoimet:

$$\begin{aligned} k_s &= (p_m / 2) / (y_m / 4) \approx 10,0 \cdot z \text{ MN/m}^3, & \text{kun } z < 10 \cdot d \\ k_s &= 80 \text{ MN/m}^3, & \text{kun } z > 10 \cdot d \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1/3 \cdot k_s &= k_s^1 / 3 \approx 3,33 \cdot z \text{ MN/m}^3, & \text{kun } z < 10 \cdot d \\ 1/3 \cdot k_s &= 33,3 \text{ MN/m}^3, & \text{kun } z > 10 \cdot d. \end{aligned}$$

Paaluun kohdistuvan paineen ääriarvot kitkamaassa eri syvyyksillä z:

z	p_m
0,5	0,133...0,194
1,5	0,398...0,582
2,5	0,663...0,970
3,5	0,928...1,358
...	...
7,5	1,988...2,910
m	MN/m ²

1.2.2 Perusmaa (< kv-7.0, koheesiomaa)

Paaluun kohdistuvan paineen ääriarvo (kuva 6):

$$\begin{aligned} p_m &= (6 \dots 9) \cdot s_u \\ &= (6 \dots 9) \cdot 20 \\ &= 120 \dots 180 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

Vastaava siirtymä kuvan 9a mukaan lyhytaikaiselle kuormalle:

$$\begin{aligned} y_m &= p_m / (1/3 \cdot 150 \cdot s_u / d) \\ &= (120 \dots 180) \cdot 0,8 / (50 \cdot 20) \\ &= 0,096 \dots 0,144 \text{ m} \\ &= 96 \dots 144 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$y_m/6 = 16 \dots 24 \text{ mm},$$

ja vastaava siirtymä kuvan 9b mukaan pitkäaikaiselle kuormalle:

$$\begin{aligned} y_m &= p_m / (0,4 \cdot 50 \cdot s_u / d) \\ &= (120 \dots 180) \cdot 0,8 / (20 \cdot 20) \\ &= 0,240 \dots 0,360 \text{ m} \\ &= 240 \dots 360 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$y_m/5 = 48 \dots 72 \text{ mm}.$$

Kuvan 9a mukaiset alustaluvun bilineaarisen sivupaine-siirtymä -kuvaajan kulmakertoimet lyhytaikaisessa kuormituksessa ovat:

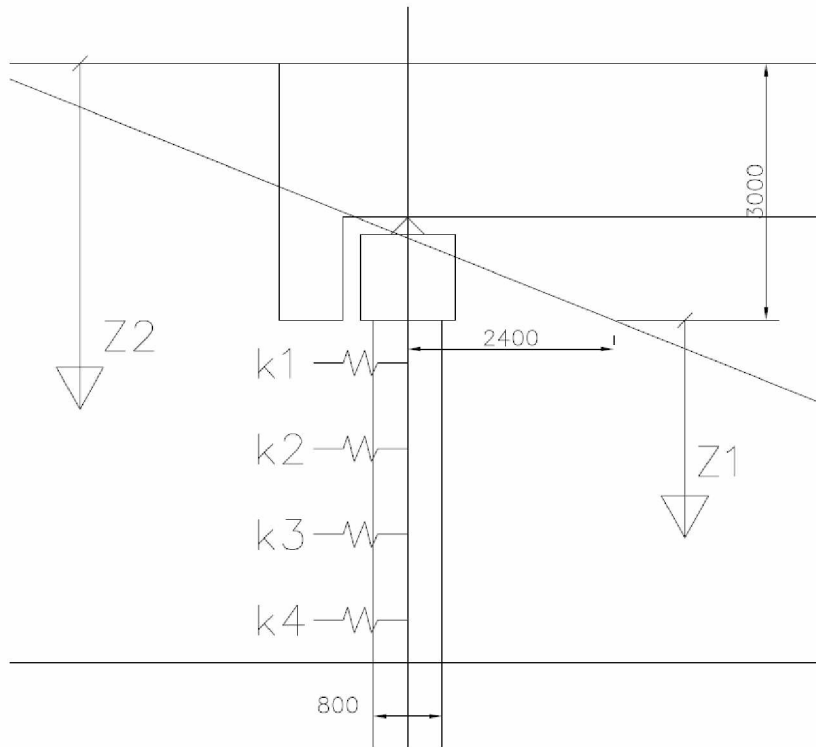
$$\begin{aligned} k_s &= 150 \cdot s_u / d = 3,75 \text{ MN/m}^3, \text{ kun } y = 0 \dots 16/24 \text{ mm} \\ 0,2 \cdot k_s &= 0,2 \cdot 150 \cdot s_u / d = 0,75 \text{ MN/m}^3, \text{ kun } y = 16/24 \dots 96/144 \text{ mm}, \end{aligned}$$

ja vastaavasti kuvan 9b mukaiset kulmakertoimet pitkäaikaisessa kuormituksessa:

$$\begin{aligned} k_s &= 50 \cdot s_u / d = 1,20 \text{ MN/m}^3, \text{ kun } y = 0 \dots 48/72 \text{ mm} \\ 0,25 \cdot k_s &= 0,25 \cdot 50 \cdot s_u / d = 0,31 \text{ MN/m}^3, \text{ kun } y = 48/72 \dots 240/360 \text{ mm}. \end{aligned}$$

1.3 Jousivakiot

1.3.1 Päätypaalu penkereessä (> $k_v=7.0$, kitkamaa)



Kuva 3 Päätypaalu kitkamaassa

Jousien väli on paalun kitkamaaosuudella 1.0 metriä. Jousivakioille $k_1 \dots k_4$ saadaan jousen kohdalle syntyvän siirtymän y ollessa $\leq y_m / 4 = 13.2 / 19.4$ mm arvot:

$$k_1 = k_s \cdot d \cdot e_{\text{jousi}} \cdot z = 10.0 \cdot 0.8 \cdot 1.0 \cdot z = 8.00 \cdot z \text{ MN/m}$$

ja siirtymän y ollessa välillä 13,2 / 19,4 ... 52,9 / 77,6 mm arvot

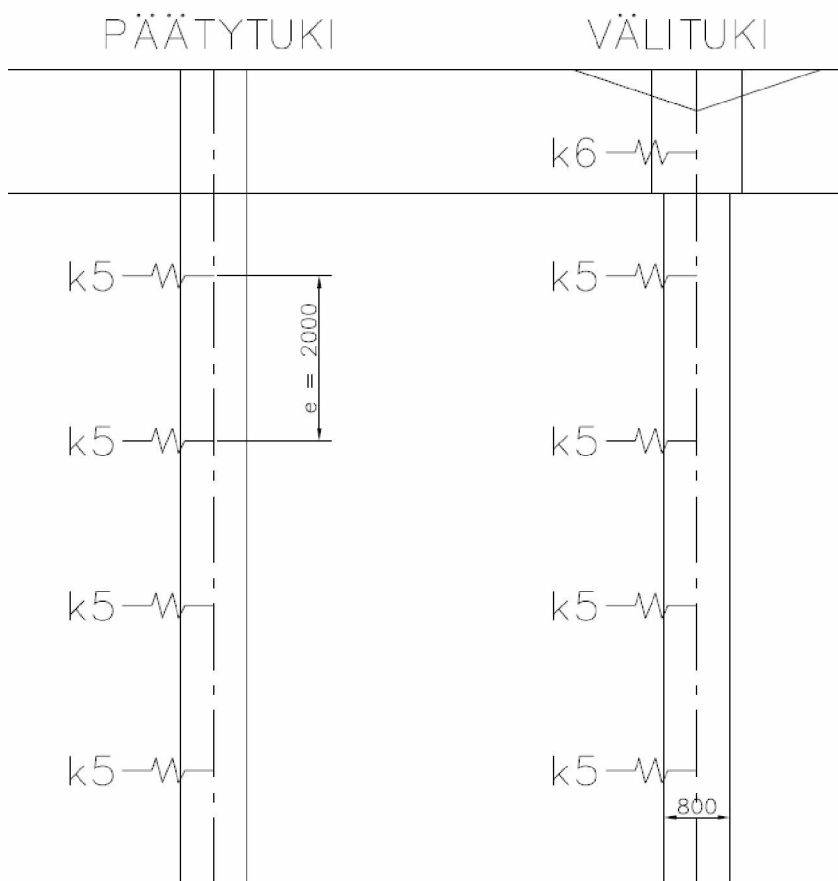
$$k_2 = 3.33 \cdot 0.8 \cdot 1.0 \cdot z = 2.67 \cdot z \text{ MN/m}$$

Z1 (aukkoon päin):

	Z	k_1	k_2
k1	0,5	4,0	1,33
k2	1,5	12,0	4,00
k3	2,5	20,0	6,67
k4	3,5	28,0	9,33

Z2 (penkkaan päin):

	Z	k1	k2
k1	3,5	28,0	9,33
k2	4,5	36,0	12,00
k3	5,5	44,0	14,67
k4	6,5	52,0	17,33

1.3.2 Paalut perusmaassa (<math>k_v < -7,0</math>, koheesiomaa)

Kuva 4 Paalut

Jousien väli e_{jousi} on paalun koheesiomaosuudella 2.0 metriä. Jousivakioille k_5 saadaan lyhytaikaisessa kuormituksessa jousen kohdalle syntyvän siirtymän y ollessa $\leq y_m / 6 = 16 / 24$ mm arvot:

$$k_5 = k_s \cdot d \cdot e_{\text{jousi}}$$

$$k_5 = 3,75 \cdot 0,8 \cdot 2,0 = 6,0 \text{ MN/m}$$

ja siirtymän y ollessa välillä $16 / 24 \dots 96 / 144$ mm arvot

$$k_5 = 0,75 \cdot 0,8 \cdot 2,0 = 1,2 \text{ MN/m.}$$

Vastaavasti pitkäaikaisessa kuormituksessa jousen kohdalle syntyvän siirtymän y ollessa $\leq y_m / 5 = 48 / 72$ mm arvot:

$$k_5 = 1,25 \cdot 0,8 \cdot 2,0 = 2,0 \text{ MN/m}$$

ja siirtymän y ollessa välillä $48 / 72 \dots 240 / 360$ mm arvot

$$k_5 = 0,31 \cdot 0,8 \cdot 2,0 = 0,5 \text{ MN/m.}$$

Välitukien kohdalla tason kv-7.0 yläpuolisen kitkamaan osuudella olevan jousen k_6 arvoksi otetaan vrt. kohta 1.3.1):

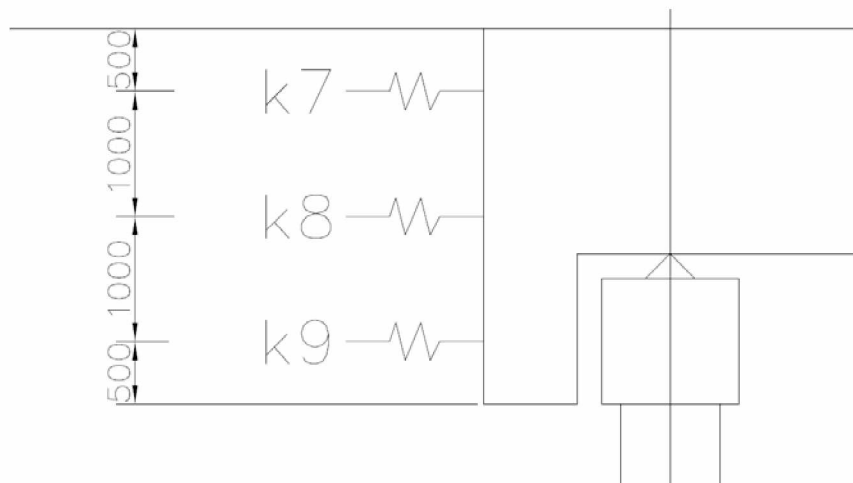
$$k_6 = k_1 / \text{päätypaalu}$$

$$= 4 \text{ MN/m, kun jousen kohdalla oleva siirtymä } y = 0 \dots 13,2/19,4 \text{ mm}$$

$$= 1,33 \text{ MN/m, kun siirtymä } y \text{ on välillä } 13,2/19,4 \dots 52,9/77,6 \text{ mm}$$

Laskenta suoritetaan kuitenkin myös siten, että välitukien kohdalla jousi k_6 (kitkamaa) ja ylin koheesiomaassa oleva jousi k_5 jätetään pois.

1.3.3 Päätypalkki



Kuva 4 Päätypalkki

Passiivipaine:

Päätypalkkiin kohdistuva passiivipaine puolelle sillan leveydelle ($b = 7.6/2 = 3.8$ metriä)

$$\begin{aligned} \sum p_u &= 0,5 \cdot h^2 \cdot b \cdot \gamma \cdot K_p \\ &= 0,5 \cdot 3,0^2 \cdot 3,8 \cdot 0,021 \cdot 8,0 \\ &= 2,87 \text{ MN} \end{aligned}$$

joka vastaa jousien $k_7 \dots k_8$ kohdille syntyviä voimia

$$p_{u7} = 0,32 \text{ MN}$$

$$p_{u8} = 0,96 \text{ MN}$$

$$p_{u9} = 1,59 \text{ MN}$$

Jousivakiot vuosittaisen lämpötilan muutoksen vaikuttaessa:

Täyden passiivipaineen y_u ja puolen passiivipaineen y_{50} kehittymiseen vaadittava siirtymä (vrt. kuva 8):

$$y_u = 0,015 \cdot h_{\text{päätypalkki}} \\ = 0,015 \cdot 3000 = 45 \text{ mm}$$

$$y_{50} = 0,25 \cdot y_u \\ = 0,25 \cdot 45 = 11,25 \text{ mm}$$

Joiden perusteella saadaan kunkin jousen jousivakion arvo vastaavan siirtymän y ollessa $\leq 11,25$ mm:

$$k_i = 0,5 \cdot p_{u^i} / y_{50} \\ k_7 = 14,2 \text{ MN/m} \\ k_8 = 42,5 \text{ MN/m} \\ k_9 = 70,9 \text{ MN/m}$$

ja siirtymän y ollessa välillä 11,25 ...45 mm

$$k_i = 0,5 \cdot p_{u^i} / (y_u - y_{50}) \\ k_7 = 4,72 \text{ MN/m} \\ k_8 = 14,7 \text{ MN/m} \\ k_9 = 70,9 \text{ MN/m}$$

Jousivakiot jarrukuorman vaikuttaessa:

Täyden passiivipaineen y_u kehittymiseen vaadittava siirtymä (vrt. kohta 4.6.2):

$$y_u = 0,005 \cdot 3000 = 15 \text{ mm},$$

jolloin jousivakioille saadaan arvot

$$k_i = p_{u^i} / y_u \\ k_7 = 21,3 \text{ MN/m} \\ k_8 = 63,8 \text{ MN/m} \\ k_9 = 106,3 \text{ MN/m}$$

Jousivoimille asetetaan kuitenkin rajoitus (kohta 4.6.2):

$$p_i < 0,3 \cdot p_{u^i} \\ p_7 < 0,10 \text{ MN} \\ p_8 < 0,29 \text{ MN} \\ p_9 < 0,48 \text{ MN},$$

joita vastaavat siirtymä on

$$y = 0,3 \cdot y_u = 4,5 \text{ mm}.$$

1.4 Kuormat

Siltaan vaikuttavia pitkäaikaisia kuormia ovat omapaino sekä 32 °C lämpötilanmuutos.

Lyhytaikaisia kuormia ovat junakuorma LM71-35 sekä jarrukuorma, Koska tarkastellaan vain puolikasta siltaa, käytetään junakuorman nauhakuormalle arvoa 60 kN/m ja akseleille 185 kN,

Mallissa olevat kuormat on kerrottu määräävän kokonaisyhdistelmän mukaisilla yhdistelykertoimilla sekä osavarmuusluvuilla, jolloin tulokset ovat murtorajatilayhdistelmän mukaisia,

2 Tulokset

Tuloksissa on esitelty kaksi eri tapausta, Ensimmäisessä tapauksessa (tapaus 1) välitukien ylimmät jouset ovat mukana (ylin k_5 ja k_6), mutta toisessa tapauksessa (tapaus 2) nämä jouset on jätetty pois, Lyhytaikaisille kuormille on myös tutkittu tapausta jossa päätypaalulle penkkaan päin suuntautuville kuormille on käytetty aukkoon päin vaikuttavien kuormien jousivakioita (Z_1). Jarrukuorman vaikuttaessa sillan toisen pään päätypalkin jouset on jätetty pois.

2.1 Pitkäaikaiset kuormat

Pitkäaikaisista kuormista oman painon vaikutus voidaan jättää huomiotta, sillä täytöt tehdään kuitenkin vasta oman painon aiheuttamien siirtymien tapahduttua,

2.1.1 Päätypalkin siirtymät

Päätypalkin jousien siirtymät ja niiden aiheuttamat jousivoimat lämpötilan muutoksesta on esitetty taulukossa.

Taulukko 2 Päätypalkin siirtymät ja jousivoimat, pitkäaikaiset kuormat, tapaus 1

Solmu	Jousivakio	Siirtymä	Jousivoima
2	14,2	-0,0086	-0,122
3	42,5	-0,0065	-0,277
4	70,9	-0,0042	-0,301
	MN/m	m	MN

Tapauksilla 1 ja 2 ei ole eroa päätypalkin siirtymissä ja erot jousivoimissa ovat merkityksettömiä. Koska siirtymät ovat pienempiä kuin 11.25 mm ja jousivoimat pysyvät täysin kehittynyttä passiivipainetta vastaavien jousivoimien alapuolella, toista las kentakierrosta muutetuin jousivakioin ei tarvita.

2.1.1 Päätypaalun siirtymät

Päätypaalun jousien siirtymät ja niiden aiheuttamat jousivoimat voimat lämpötilanmuutoksesta on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3 Päätypaalun siirtymät ja jousivoimat, pitkäaikaiset kuormat, tapaus 1

Solmu	Jousivakio	Siirtymä	Jousivoima
8	28	-0,0021	-0,059
9	36	-0,0008	-0,028
10	44	0,0001	0,004
11	52	0,0006	0,031
12	2	0,0010	0,002
13	2	0,0012	0,002
14	2	0,0010	0,002
15	2	0,0008	0,002
16	2	0,0006	0,001
17	2	0,0004	0,001
18	2	0,0002	0,000
19	2	0,0001	0,000
20	0	0,0000	0,000
	MN/m	m	MN

Myöskään paalujen osalla tapauksilla 1 ja 2 ei ole eroa päätypalkin siirtymissä ja erot jousivoimissa ovat merkityksettömiä. Koska siirtymät ovat pienempiä kuin 13,2 mm ja jousivoimat pysyvät täysin kehittyneitä passiivipainetta vastaavien jousivoimien alapuolella, toista laskentakierrosta muutetuin jousivakioin ei tarvita.

2.1.3 Tuen T2 paalun siirtymät

Välituen T2 (T4) siirtymät ja jousivoimat lasketaan ottamalla huomioon kitkamaan osalla oleva jousi k6 (solmu 22) ja kaikki koheesiomaajouset (tapaus 1) sekä jättämällä kitkamaajousi k6 (solmupiste 22) ja ylin koheesiomaassa oleva jousi (solmupiste 24) pois rakennemallista (tapaus 2).

Taulukko 4 T2 paalun siirtymät ja jousivoimat, pitkäaikaiset kuormat, tapaus 1

Solmu	Jousivakio	Siirtymä	Voima
22	4	-0,0035	-0,014
24	2	-0,0027	-0,005
25	2	-0,0018	-0,004
26	2	-0,0010	-0,002
27	2	-0,0004	-0,001
28	2	-0,0001	0,000
29	2	0,0000	0,000
30	2	0,0001	0,000
31	2	0,0000	0,000
32	0	0,0000	0,000
	MN/m	m	MN

Taulukko 5 T2 paalun siirtymät ja jousivoimat, pitkäaikaiset kuormat, tapaus 2

Solmu	Jousivakio	Siirtymä	Voima
25	2	-0,0029	-0,006
26	2	-0,0019	-0,004
27	2	-0,0011	-0,002
28	2	-0,0005	-0,001
29	2	-0,0002	0,000
30	2	-0,0001	0,000
31	2	0,0000	0,000
32	0	0,0000	0,000
	MN/m	m	MN

Tuloksista huomataan, että kummassakaan tapauksessa sekä siirtymä on selvästi pienempi kuin 48 mm, joten toista laskentakierrosta ei tarvita eli alustalukuina (ja niitä vastaavina jousina) voidaan käyttää kuvan 9b bilineaarisen kuvaajan ensimmäistä suoraa osaa.

2.2 Lyhytaikaiset kuormat

Lyhytaikaisina kuormina tarkastelussa on pystysuuntainen junakuorma sekä jarrukuorma, Kuormitustapaus 'Juna1 + jarrukuorma' vastaa junakuorman asemaa, joka aiheuttaa päätypaaluun suurimman normaalivoiman, kuormitustapaus 'Juna2 + jarrukuorma' junakuorman asemaa, jossa päätypalkki saa suurimman kiertymän ja 'Juna3 + jarrukuorma' junakuorman asemaa, jossa välituen paalu saa suurimman pystykuorman. Taulukoissa esitetyt voimat ja siirtymät ovat murtorajatilasuureita ja kaikissa kuormitustapauksissa on mukana sekä pystysuuntainen junakuorma että jarrukuorma.

2.2.1 Päätypalkin siirtymät

Taulukoissa 6...9 on esitetty laskennan tulokset päätypalkin osalta. Taulukoiden esittämissä laskennoissa muuttujina ovat olleet pystysuoran z-etäisyyden lähtötaso (z1 tai z2 / kuva 3) ja välitukien ylimpien jousien mukana olo kuten kohdassa 2.1.3 edellä (tapaus1 / tapaus 2).

Taulukko 6 Päätypalkin siirtymät ja jousivoimat, lyhytaikaiset kuormat, Z1, tapaus 1

Tapaus 1 Solmu	Z1 Jousivakio	Juna1 + jarru		Juna2 + jarru		Juna3 + jarru	
		Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima
2	21,3	-0,0059	-0,125	-0,0051	-0,108	-0,0058	-0,123
3	63,8	-0,0049	-0,315	-0,0051	-0,326	-0,0049	-0,314
4	106,3	-0,0039	-0,417	-0,0050	-0,532	-0,0040	-0,421
	MN/m	m	MN	m	MN	m	MN

Taulukko 7 Päätypalkin siirtymät ja jousivoimat, lyhytaikaiset kuormat, Z1, tapaus 2

Tapaus 2 Solmu	Z1 Jousivakio	Juna1 + jarru		Juna2 + jarru		Juna3 + jarru	
		Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima
2	21,3	-0,0062	-0,133	-0,0054	-0,114	-0,0062	-0,132
3	63,8	-0,0053	-0,336	-0,0053	-0,340	-0,0053	-0,335
4	106,3	-0,0042	-0,443	-0,0052	-0,551	-0,0042	-0,447
	MN/m	m	MN	m	MN	m	MN

Taulukko 8 Päätypalkin siirtymät ja jousivoimat, lyhytaikaiset kuormat, Z2, tapaus 1

Tapaus 1 Solmu	Z2 Jousivakio	Juna1 + jarru		Juna2 + jarru		Juna3 + jarru	
		Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima
2	21,3	-0,0057	-0,122	-0,0050	-0,106	-0,0057	-0,120
3	63,8	-0,0048	-0,308	-0,0050	-0,320	-0,0048	-0,308
4	106,3	-0,0038	-0,408	-0,0049	-0,525	-0,0039	-0,413
	MN/m	m	MN	m	MN	m	MN

Taulukko 9 Päätypalkin siirtymät ja jousivoimat, lyhytaikaiset kuormat, Z2, tapaus 2

Tapaus 2 Solmu	Z2 Jousivakio	Juna1 + jarru		Juna2 + jarru		Juna3 + jarru	
		Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima
2	21,3	-0,0061	-0,130	-0,0052	-0,111	-0,0060	-0,129
3	63,8	-0,0051	-0,328	-0,0052	-0,334	-0,0051	-0,328
4	106,3	-0,0041	-0,433	-0,0051	-0,542	-0,0041	-0,438
	MN/m	m	MN	m	MN	m	MN

Tuloksista havaitaan, että päätypalkin kannalta mitoittava on tapaus, jossa z-etäisyys lasketaan paaluille päätypalkin alapinnasta lähtien ja välituilla kaksi ylintä joustajätetään pois mallista.

Siirtymä ja jousivoimat menevät jonkin verran yli kohdan 1.3 mukaisista suurimmista sallituista arvoista, jolloin pitäisi suorittaa toinen laskentakierros käyttäen muutettuja jousivakioiden arvoja. Tässä yhteydessä tämä jätetään kuitenkin suorittamatta.

2.2.2 Päätypalkin siirtymät

Taulukoissa 10...13 on esitetty laskennan tulokset päätypalkin osalta. Taulukoiden esittämissä laskennoissa muuttujat ovat vastaavat kuin kohdan 2.2.1 taulukoissa 6...9.

Taulukko 10 Päätypaalun siirtymät ja jousivoimat, lyhytaikaiset kuormat, Z1, tapaus 1

Tapaus 1 Solmu	Z1 Jousivakio	Juna1 + jarru		Juna2 + jarru		Juna3 + jarru	
		Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima
8	4	-0,0026	-0,010	-0,0021	-0,008	-0,0024	-0,010
9	12	-0,0016	-0,020	-0,0013	-0,016	-0,0015	-0,018
10	20	-0,0009	-0,018	-0,0007	-0,014	-0,0008	-0,015
11	28	-0,0003	-0,009	-0,0003	-0,007	-0,0002	-0,006
12	6	0,0003	0,002	0,0002	0,001	0,0003	0,002
13	6	0,0006	0,004	0,0005	0,003	0,0007	0,004
14	6	0,0007	0,004	0,0006	0,003	0,0007	0,004
15	6	0,0006	0,004	0,0005	0,003	0,0006	0,004
16	6	0,0005	0,003	0,0004	0,002	0,0005	0,003
17	6	0,0003	0,002	0,0002	0,001	0,0003	0,002
18	6	0,0002	0,001	0,0001	0,001	0,0002	0,001
19	6	0,0001	0,000	0,0000	0,000	0,0001	0,000
20	0	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
	MN/m	m	MN	m	MN	m	MN

Taulukko 11 Päätypaalun siirtymät ja jousivoimat, lyhytaikaiset kuormat, Z1, tapaus 2

Tapaus 2 Solmu	Z1 Jousivakio	Juna1 + jarru		Juna2 + jarru		Juna3 + jarru	
		Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima
8	4	-0,0027	-0,011	-0,0022	-0,009	-0,0026	-0,010
9	12	-0,0017	-0,021	-0,0014	-0,017	-0,0016	-0,019
10	20	-0,0009	-0,019	-0,0008	-0,015	-0,0008	-0,016
11	28	-0,0003	-0,009	-0,0003	-0,007	-0,0002	-0,006
12	6	0,0003	0,002	0,0002	0,001	0,0004	0,002
13	6	0,0007	0,004	0,0005	0,003	0,0007	0,004
14	6	0,0008	0,005	0,0006	0,004	0,0008	0,005
15	6	0,0007	0,004	0,0005	0,003	0,0007	0,004
16	6	0,0005	0,003	0,0004	0,002	0,0005	0,003
17	6	0,0003	0,002	0,0003	0,002	0,0003	0,002
18	6	0,0002	0,001	0,0001	0,001	0,0002	0,001
19	6	0,0001	0,000	0,0000	0,000	0,0001	0,000
20	0	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
	MN/m	m	MN	m	MN	m	MN

Taulukko 12 Päätyspaalun siirtymät ja jousivoimat, lyhytaikaiset kuormat, Z2, tapaus 1

Tapaus 1 Solmu	Z2 Jousivakio	Juna1 + jarru		Juna2 + jarru		Juna3 + jarru	
		Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima
8	28	-0,0019	-0,052	-0,0015	-0,042	-0,0018	-0,050
9	36	-0,0009	-0,033	-0,0007	-0,027	-0,0009	-0,031
10	44	-0,0002	-0,010	-0,0002	-0,008	-0,0002	-0,008
11	52	0,0003	0,013	0,0002	0,010	0,0003	0,015
12	6	0,0007	0,004	0,0005	0,003	0,0007	0,004
13	6	0,0009	0,005	0,0007	0,004	0,0009	0,005
14	6	0,0008	0,005	0,0007	0,004	0,0008	0,005
15	6	0,0006	0,004	0,0005	0,003	0,0006	0,004
16	6	0,0005	0,003	0,0004	0,002	0,0004	0,003
17	6	0,0003	0,002	0,0002	0,001	0,0003	0,002
18	6	0,0001	0,001	0,0001	0,001	0,0001	0,001
19	6	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
20	0	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
	MN/m	m	MN	m	MN	m	MN

Taulukko 13 Päätyspaalun siirtymät ja jousivoimat, lyhytaikaiset kuormat, Z2, tapaus 2

Tapaus 2 Solmu	Z2 Jousivakio	Juna1 + jarru		Juna2 + jarru		Juna3 + jarru	
		Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima
8	28	-0,0020	-0,056	-0,0016	-0,044	-0,0019	-0,053
9	36	-0,0010	-0,036	-0,0008	-0,028	-0,0009	-0,033
10	44	-0,0002	-0,011	-0,0002	-0,009	-0,0002	-0,008
11	52	0,0003	0,014	0,0002	0,011	0,0003	0,016
12	6	0,0007	0,004	0,0006	0,003	0,0008	0,005
13	6	0,0009	0,006	0,0007	0,004	0,0009	0,006
14	6	0,0009	0,005	0,0007	0,004	0,0009	0,005
15	6	0,0007	0,004	0,0005	0,003	0,0007	0,004
16	6	0,0005	0,003	0,0004	0,002	0,0005	0,003
17	6	0,0003	0,002	0,0002	0,001	0,0003	0,002
18	6	0,0002	0,001	0,0001	0,001	0,0002	0,001
19	6	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
20	0	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
	MN/m	m	MN	m	MN	m	MN

Tuloksista havaitaan, että päätyspaalun kannalta mitoittava on tapaus, jossa z-etäisyys lasketaan paaluille radan korkeusviivasta lähtien ja välituilla kaksi ylintä jousta jätetään pois mallista.

Siirtymä ja jousivoimat jäävät niin pieneksi, että alustaluvut voidaan laskea kuvan 8 bilineaarisen kuvaajan ensimmäisen suoran osan mukaan.

2.2.3 Tuen T2 paalun siirtymät

Taulukoissa 14...17 on esitetty laskennan tulokset välituen T2 (T4) paalujen osalta. Taulukoiden esittämässä laskennoissa muuttujat ovat vastaavat kuin kohdan 2.2.1 taulukoissa 6...9.

Taulukko 14 Tuen T2 paalun siirtymät ja jousivoimat, lyhytaikaiset kuormat, Z1,

tapaus 1

Tapaus 1 Solmu	Z1 Jousivakio	Juna1 + jarru		Juna2 + jarru		Juna3 + jarru	
		Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima
22	4	-0,0039	-0,015	-0,0013	-0,005	-0,0044	-0,018
24	6	-0,0030	-0,018	-0,0007	-0,004	-0,0036	-0,021
25	6	-0,0019	-0,011	-0,0002	-0,001	-0,0024	-0,014
26	6	-0,0010	-0,006	0,0001	0,001	-0,0014	-0,008
27	6	-0,0004	-0,002	0,0002	0,001	-0,0007	-0,004
28	6	-0,0001	0,000	0,0003	0,002	-0,0002	-0,001
29	6	0,0001	0,001	0,0002	0,001	0,0000	0,000
30	6	0,0001	0,001	0,0001	0,001	0,0001	0,000
31	6	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
32	0	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
	MN/m	m	MN	m	MN	m	MN

Taulukko 15 Tuen T2 paalun siirtymät ja jousivoimat, lyhytaikaiset kuormat, Z1,

tapaus 2

Tapaus 2 Solmu	Z1 Jousivakio	Juna1 + jarru		Juna2 + jarru		Juna3 + jarru	
		Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima
25	6	-0,0028	-0,017	-0,0005	-0,003	-0,0035	-0,021
26	6	-0,0017	-0,010	-0,0001	-0,001	-0,0022	-0,013
27	6	-0,0009	-0,005	0,0001	0,001	-0,0012	-0,007
28	6	-0,0004	-0,002	0,0002	0,001	-0,0006	-0,003
29	6	-0,0001	0,000	0,0002	0,001	-0,0002	-0,001
30	6	0,0000	0,000	0,0001	0,001	0,0000	0,000
31	6	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
32	0	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
	MN/m	m	MN	m	MN	m	MN

Taulukko 16 Tuen T2 paalun siirtymät ja jousivoimat, lyhytaikaiset kuormat, Z2,
tapaus 1

Tapaus 1 Solmu	Z2 Jousivakio	Juna1 + jarru		Juna2 + jarru		Juna3 + jarru	
		Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima
22	4	-0,0038	-0,015	-0,0012	-0,005	-0,0043	-0,017
24	6	-0,0029	-0,018	-0,0007	-0,004	-0,0035	-0,021
25	6	-0,0018	-0,011	-0,0001	-0,001	-0,0024	-0,014
26	6	-0,0010	-0,006	0,0001	0,001	-0,0014	-0,008
27	6	-0,0004	-0,002	0,0003	0,002	-0,0007	-0,004
28	6	-0,0001	0,000	0,0003	0,002	-0,0002	-0,001
29	6	0,0001	0,001	0,0002	0,001	0,0000	0,000
30	6	0,0001	0,001	0,0001	0,001	0,0001	0,000
31	6	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
32	0	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
	MN/m	m	MN	m	MN	m	MN

Taulukko 17 Tuen T2 paalun siirtymät ja jousivoimat, lyhytaikaiset kuormat, Z2,
tapaus 2

Tapaus 2 Solmu	Z2 Jousivakio	Juna1 + jarru		Juna2 + jarru		Juna3 + jarru	
		Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima	Siirtymä	Voima
25	6	-0,0028	-0,017	-0,0004	-0,003	-0,0034	-0,020
26	6	-0,0017	-0,010	-0,0001	0,000	-0,0022	-0,013
27	6	-0,0009	-0,005	0,0001	0,001	-0,0012	-0,007
28	6	-0,0003	-0,002	0,0002	0,001	-0,0005	-0,003
29	6	-0,0001	0,000	0,0002	0,001	-0,0002	-0,001
30	6	0,0000	0,000	0,0001	0,001	0,0000	0,000
31	6	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
32	0	0,0000	0,000	0,0000	0,000	0,0000	0,000
	MN/m	m	MN	m	MN	m	MN

Tuloksista havaitaan, että väituen kannalta mitoittava on tapaus, jossa paalujen z-etäisyys lasketaan päätypaaluille päätypalkin alapinnasta lähtien ja välituilla kaksi ylintä joustaa on mukana mallissa.

Siirtymä ja jousivoimat jäävät niin pieneksi, että alustaluvut voidaan laskea kuvan 8 bilineaarisen kuvaajan ensimmäisen suoran osan mukaan.

Suurpaaluilla perustetun päädyn maanpaine

Yleistä

Tätä ohjetta voidaan soveltaa vain, kun paalut tehdään valmiin penkereen läpi, eikä suunnitelman mukaista etuluiskaa myöhemmin jyrkennetä. Peruslaatallisen päätytuen suunnittelussa, jossa täyttötöyt tehdään tuen valmistumisen jälkeen, ei tätä ohjetta voida käyttää.

Ohjeessa käsitellään vain maanpaineen ja penkereellä olevan liikennekuorman vaikutusta päätytukeen. Muut kuormat, kuten kannelta ja siirtymälaatalta tulevat kuormat, lasketaan Liikenneviraston sillansuunnitteluohjeiden mukaan.

Tuen rakenne

Tuki voi muodostua pystysuorista tai sekä pystysuorista että vinoista suurpaaluista. Paalujen päälle tehdään laakeripalkki. Paalupukin yhteydessä on suositeltavaa käyttää liikkuvia laakereita. Pystypaalutuki voidaan liittää kansirakenteeseen liikkuvalla tai kiinteällä laakerilla. Myös jäykkä kiinnitys kanteen on mahdollinen.

Kuormat

Laakeripalkkiin kohdistuva maanpaine

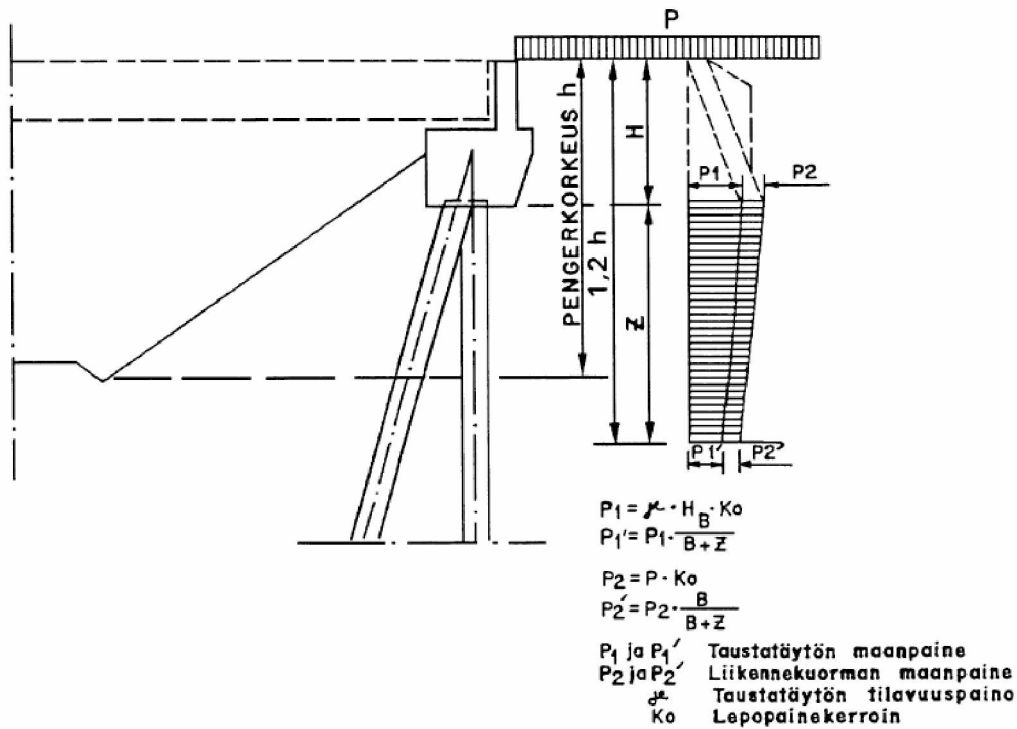
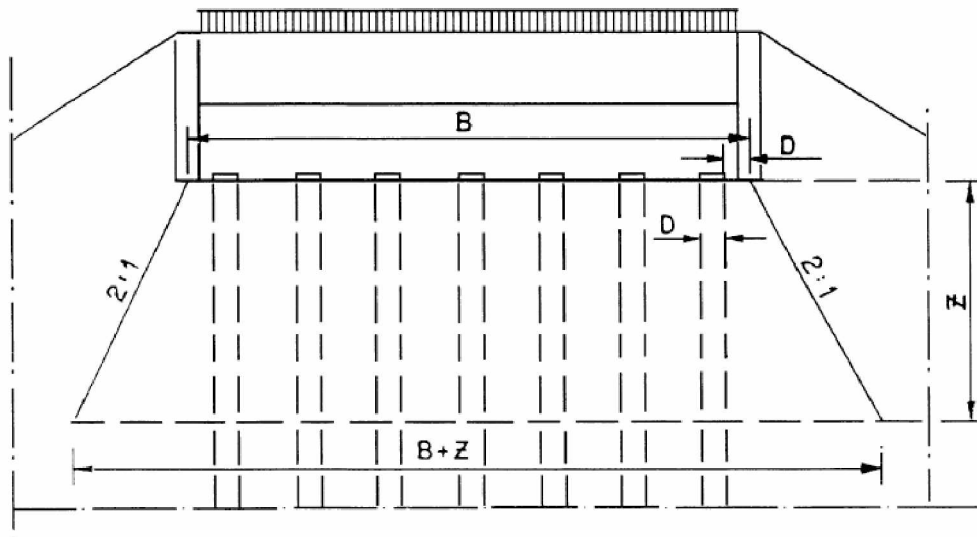
Laakeripalkin taustatäytön maanpaine, tiivistyislisä ja liikennekuorman maanpaine otetaan huomioon koko päätytuen leveydeltä Liikenneviraston sillansuunnitteluohjeiden mukaan.

Paaluihin kohdistuva maanpaine

Paaluihin kohdistuu toispuoleinen maanpaine, joka aiheutuu liikennekuormasta penkereellä ja paalujen yläpuolisen täytön aiheuttamasta pintakuormasta (kuva 1).

Maanpaineen otaksutaan kohdistuvan paaluun sen kolminkertaiselta leveydeltä. Pystysuunnassa painekuvion korkeus on 1,2 x pengerkorkeus. Paalujen sijainnista riippuen maanpaine voi kohdistua takapaalujen lisäksi myös eturivin vinopaaluihin. Maanpaineen intensiteettiä laskettaessa voi paineen olettaa jakaantuvan poikkisuunnassa suhteessa 2:1 (kuva 1). Maanpainetta laskettaessa käytetään lepopainekerrointa tai sen 0,7-kertaista arvoa, jos se on kuormituksen määräävä.

Paaluihin kohdistuva maanpaine

MAANPAINEN JAKAUTUMINEN POIKKISUUNNASSA

Kuva 1. Paaluihin kohdistuva maanpaine

Maan liikkumisesta aiheutuva kuormitus

Jos paalutuki tehdään kerroksittain tiivistettyyn penkereeseen, ei maan liikkeistä johtuvaa kuormitusta tarvitse ottaa huomioon.

Jos tuki sijaitsee leikkausluiskassa, voi maa paalujen ympärillä liikkua ja aiheuttaa painetta paaluja vasten. Liikkeen suuruus on arvioitava ja siitä johtuva maanpaine on otettava lisäkuormana huomioon.

Tuen vaakasuorasta siirtymästä aiheutuva kuormitus

Tämä kuormitus otetaan huomioon kohdan 4.7. mukaisesti.

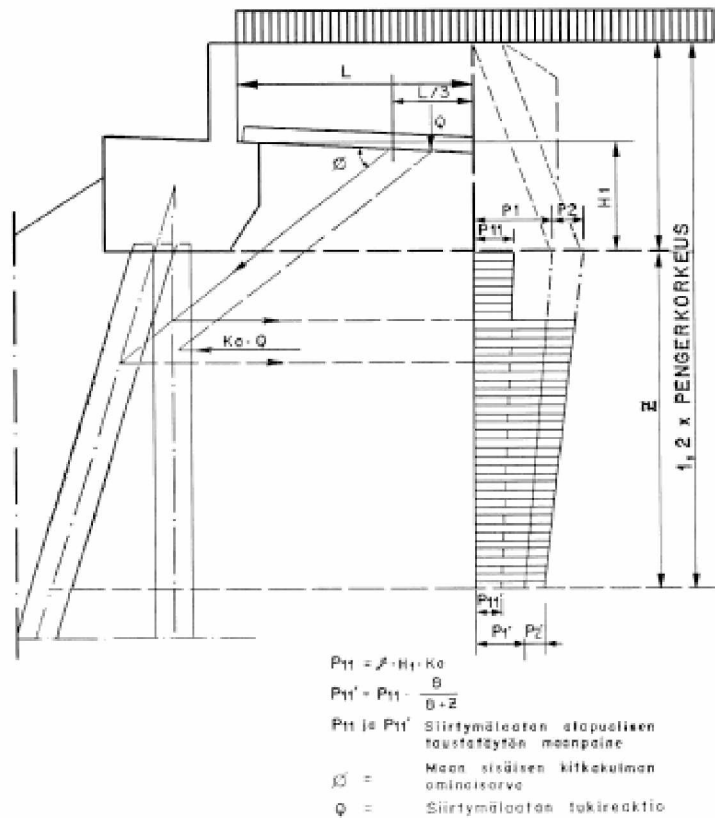
Kuormien yhdistely

Tässä käsitellyt kuormat ovat pysyviä, paitsi penkereellä olevasta liikennekuormasta aiheutuva maanpaine ja paalun vaakasiirtymä siltä osin, kun se aiheutuu lämpöliikkeestä tai jarrukuormasta. Maanpaine ja vaakasiirtymä otetaan yhdistelyssä huomioon muuttuvina kuormina.

Siirtymälaatan vaikutus

Laakeripalkkiin kohdistuvan maanpaineen laskemisessa ei siirtymälaatan vaikutusta huomioida.

Paaluille tulevaa kuormitusta siirtymälaatta jakaa niin, että sen yläpuolisen täytön ja liikennekuorman aiheuttama maanpaine ei kohdistu paalujen yläosaan. Jakaantumiskulmana käytetään maan sisäistä kitkakulmaa ja lähtöpisteenä siirtymälaatan kolmannespistettä (kuva 2).



Kuva 2. Siirtymälaatan vaikutus maanpaineeseen

Paalujen betonoinnin laadunvarmistus

Yleistä

Teräsputki- ja kaivinpaalujen varren betonoinnin laadunvarmistukseen soveltuvia tarkastusmenetelmiä ovat ultraääni- tai radiometrinen mittaus, PIT-mittaus, injektointi ja työnaikainen valvonta. Kaivinpaalujen varren betonoinnin laadunvarmistus mittauksina tehdään aina vähintään ultraäänimittaus ja PIT-mittaus. Frankipaalujen laadunvarmistukseen soveltuvat PIT-mittaus ja työnaikainen valvonta.

Ultraäänimittaus

Raudoitetuissa teräsputkipaaluissa käytetään ultraäänimittausta, jos betonointi tapahtuu vedenalaisena valuna ja paalun halkaisija on >600 mm.

Paalun varsiosaan laitetaan kolme teräsputkea ($\phi = 76,2$ mm, $t = 2$ mm) tasasivuisen kolmion muotoon. Putket kiinnitetään sidelangoilla hakaraudoituksen sisäpuolelle. Putkien alapääät suljetaan tiiviisti tulpalla asennusvaiheessa. Paalun tulee olla vähintään 7 vrk:n ikäinen ennen mittausta.

Mittaus tehdään em. teräsputkien sisään laskettavilla mittapäillä. Ennen ultraäänimittausta putket täytetään vedellä. Mittauksen jälkeen putket tyhjenetään vedestä ja talvella suojataan paalun pää niin, ettei vesi pääse jäätymään putkiin. Radiometrisessä mittauksessa putket ovat tyhjinä mittauksen aikana.

Ultraäänimittauksen sijasta voidaan käyttää myös kuituoptista mittausmenetelmää.

PIT-mittaus

Paalun varsiosan kelpoisuus mitataan paalun yläpäästä tehtävällä iskuaaltomittauksella (PIT-mittaus, Pile-Integrity-Test). Menetelmä soveltuu paaluihin teräsputki-kaivin- ja Frankipaaluihin, joiden pituus on enintään 40 x paalun halkaisija. Paalun tulee olla vähintään 7 vrk:n ikäinen ennen mittausta.

Mittauksen tulokset esitetään aina sanallisessa muodossa sekä nopeus- ja kiihtyvyyssä käyrinä. Jos mittauksissa havaitaan jotain tavallisesta poikkeavaa, tehdään PITWAP-analyysi.

Työn aikainen valvonta

Raudoittamattomissa ja kuivana valettavissa raudoitetuissa teräsputkipaaluissa sekä Frankipaaluissa varren osalla betonoinnin kelpoisuus todetaan työn aikaisen valvonnan avulla.

Injektointi

Kaivinpaalun vaippaputkettomaan varsiosaan laitetaan letku injektointia varten tyyppipiirustuksen R15/DM 5 mukaisesti. Injektointiletkun ja -aineiden tulee olla tarkoitukseen sopivia ja Liikenneviraston hyväksymiä tuotteita (taulukko 1).

Taulukko 1. Injektointiin soveltuvia letkutyypppejä

Letkutyyppi	Injektointi-aine				Yhteystiedot
	Polyuretaani	Harts	Mikrosementti	Sementti	
Infiltra-Stop	x	x			Solcon Oy
JOCO 10	x	x	x		Muottikolmio Oy
JOCO RC 500	x	x	x	x	Muottikolmio Oy

Injektointityö aloitetaan pohjakontaktin tiivistyksen jälkeen (kohta 2) edeten vaiheittain alhaalta ylöspäin. Injektointipaineen tulee olla <35 baria. Paalun tulee olla vähintään 7 vrk:n ikäinen ennen injektointia.

Jos mittaustulokset osoittavat paaluissa valuvirheitä korjataan paalut siten, että kaikki tarkatusta varten paaluihin asennetut putket rikotaan sisäkautta erityistyökaluilla vauriokohdista. Sen jälkeen tehdään injektointi polyuretaanilla, epoksilla tai sementillä vaurion laadusta ja koosta riippuen. Sementti-injektointi sopii vain suuriin vaurioihin. Epoksi-injektoinnissa on ensin varmistettava massan soveltuvuus märkien pintojen injektointiin. Polyuretaani soveltuu hyvin märkien pintojen injektointiin, pieniin halkeamiin ja raudoitteen korroosiosuojaukseen, mutta ei anna sanottavasti rakenteellista lujuutta.

Injektoinnin jälkeen putket täytetään sementtilaastilla. Vauriokohtaa voidaan vahvistaa lisäraudoituksella (esim. 3 ϕ 16 mm, L \geq vauriokohdan korkeus + 2000 mm) kussakin teräsputkessa.

