

TUKISEINIEN GEOTEKNINEN MITOITUS EUROKOODIEN MUKAAN



Hämeenlinnan korkeakoulukeskus

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri (AMK)

Kevät, 2020

Elis Kivi

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka
Hämeenlinnan korkeakoulukeskus

Tekijä	Elis Kivi	Vuosi 2020
Työn nimi	Tukiseinien geotekninen mitoitus Eurokoodien mukaan	
Työn ohjaaja/t	DI Jari Mustonen	

TIIVISTELMÄ

Opinnäytetyön tavoitteena on tutustuttaa lukijaa tukiseinien Eurokoodien mukaiseen geotekniseen mitoitukseen käyttäen käsinlaskentaa. Teoriaosuuden sitoo yhteen mitoitus esimerkki, jossa lasketaan tukiseinän vähimmäisupotussyvyyttä käyttäen momenttitasapainomenetelmää.

Mitoituksessa käytetään mahdollisimman paljon Eurokoodien suosituksia, mutta maanpainekerrointen laskentaa suoritetaan myös vaihtoehtoisesti käyttäen vanhoja geotekniikan perusteorioita.

Mitoitus esimerkki esittelee edellisten osioiden teorioiden käytäntöön laittamista. Mitoitus esimerkin ratkaisu on varsin pitkä, mutta lopputulos on luotettava ja laskentaa on Eurokoodien mukaista.

Avainsanat Eurokoodit, geotekniikka, tukiseinä, upotussyvyyden mitoittaminen

Sivut 39 sivua, joista liitteitä 8 sivua

Degree Programme in Construction and Civil Engineering
Hämeenlinna University Centre

Author	Elis Kivi	Year 2020
Subject	Geotechnical Dimensioning of Retention Walls According to Eurocodes	
Supervisors	Jari Mustonen, MSc (Tech)	

ABSTRACT

The purpose of this Bachelor's thesis was to acquaint the reader with geotechnical dimensioning of retaining walls according to Eurocodes using manual dimensioning. The theoretical part of the thesis is shown by a dimensioning example in which the minimum wall penetration depth of the retaining wall is calculated using the moment equilibrium method.

Recommendations from Eurocodes were used as much as possible for the dimensioning but calculating earth pressure coefficients was also performed using an alternative method based on old theories of geotechnics.

The dimensioning example demonstrated the implementation of the theories in the previous sections. The solution of the dimensioning example is quite long, but the result is reliable, and the dimensioning is fully in accordance with the Eurocodes.

Keywords Eurocodes, geotechnics, penetration dimensioning, retention wall

Pages 39 pages including appendices 8 pages

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	1
2	TUKISEINÄT JA NIIDEN TOIMINTATAVAT	2
2.1	Teräsponttiseinä	3
2.2	Settiseinä	3
2.3	Porapaaluseinä.....	4
2.4	Tuentatavat.....	4
2.4.1	Ankkurointi	5
2.4.2	Sisäpuolinen tuenta	6
2.4.3	Alapään tuenta	6
3	TUKISEINÄÄN VAIKUTTAVAT KUORMAT.....	7
3.1	Maanpaine.....	7
3.1.1	Seinäkitka ja -adheesio	9
3.1.2	Lepopaine.....	9
3.1.3	Aktiivipaine.....	10
3.1.4	Passiivipaine	11
3.1.5	Analyttiset painekertoimet.....	12
3.1.5.1.	Coulombin menetelmä	12
3.1.5.2.	Rankinen menetelmä.....	13
3.1.5.3.	Rankinen pelkistetty menetelmä	13
3.2	Vedenpaine.....	14
3.2.1	Hydrostaattinen vedenpaine.....	14
3.2.2	Hydrodynaaminen vedenpaine	15
3.3	Painejakauma ja voimaresultantti	15
3.3.1	Tuettavana tasalaatuinen maa-aines tai vesi.....	15
3.3.2	Pelkästään pintakuormat	16
3.3.3	Kerroksellinen taustamateriaali	16
3.3.4	Maan tiivistyksen vaikutus	17
4	TUKISEINÄN GEOTEKNINEN MITOITUS.....	18
4.1	Eurokoodit	18
4.2	Eurokoodien suunnitteluperusteet.....	19
4.2.1	Geotekninen luokka.....	19
4.2.2	Seuraamusluokka.....	19
4.2.3	Luotettavuusluokka	20
4.2.4	Murtorajatilat	20
4.2.4.1.	Rakenteen ja maapohjan kestävyys (STR ja GEO)	21
4.2.4.2.	Nosto (UPL)	21
4.2.4.3.	Hydraulinen murtuminen (HYD).....	21
4.2.5	Mitoitustavat	22
4.2.5.1.	Kuormien osavarmuusluvut (A1).....	22
4.2.5.2.	Maaparametrien osavarmuusluvut (M1)	23
4.2.5.3.	Tukirakenteiden osavarmuusluvut (R2).....	23
4.3	Lähtötiedot	23

4.3.1	Maaperätutkimukset	23
4.3.2	Ylikaivaminen.....	24
4.3.3	Pohjaveden korkeus.....	25
4.4	Upotussyvyyden määrittäminen.....	25
4.4.1	Tukipisteet.....	26
4.4.1.1.	Kiinteän maan tapaus	26
4.4.1.2.	Vapaan maan tapaus	26
4.4.2	Mitoitustapa 2 mukainen mitoitus	27
5	MITOITUSESIMERKKI.....	28
5.1	Esimerkkitapaus	28
5.2	Lähtötiedot ja -olettamukset.....	29
5.3	Maanpainekerrointen määrittäminen	29
5.3.1	Aktiivipaineen maanpainekertoimet nomogrammista.....	29
5.3.2	Passiivipaineen maanpainekertoimet nomogrammista	30
5.4	Tuettavien paineiden laskenta	31
5.4.1	Kaatavan puolen paineiden laskenta.....	31
5.4.1.1.	Kaatavan puolen maa- ja vedenpaineet	32
5.4.1.2.	Kaatavan puolen pintakuormasta aiheutuva paine	33
5.4.1.3.	Epäedullisemmän kuormakaavan valinta	33
5.4.2	Pystyssä pitävien paineiden laskenta	34
5.5	Resultanttivoimien ja -momenttien laskenta.....	35
5.5.1	Komponentti K1.....	35
5.5.2	Komponentti K2.....	36
5.5.3	Komponentti K3.....	36
5.5.4	Komponentti K4.....	36
5.6	Upotussyvyyden laskenta.....	36
6	YHTEENVETO JA POHDINTA.....	38
	LÄHTEET.....	39

Liitteet

Liite 1	Aktiivimaanpaineiden nomogrammit
Liite 2	Passiivimaanpaineiden nomogrammit

1 JOHDANTO

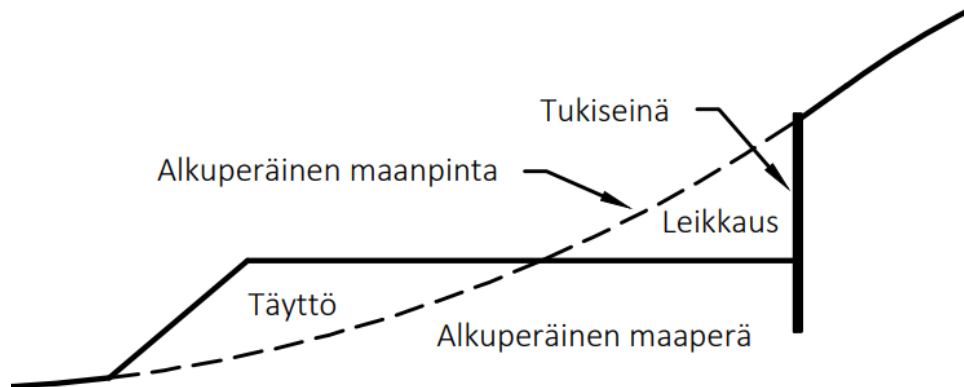
Suomessa tukiseinien mitoittamisessa käytetään Eurokoodi EN 1997, joka korvaa aiemmin käytössä olleen kansallisen suunnitteluohjeen. Eurokoodien mukainen mitoitus perustuu osavarmuuslukuihin, mitkä kohdistetaan kuormiin, niiden vaikutuksiin ja maan kestävyYTEEN. Osavarmuuslukuihin perustuva tukiseinien mitoitus on monimutkaisempaa kuin aiemmin käytössä ollut kokonaisvarmuusmenetelmä ja tällä hetkellä ei ole paljon Suomen kielistä perustasosta materiaalia saatavilla.

Opinnäytetyö käsittelee Eurokoodien mukaista tukiseinän upotussyvyyden määrittämistä käsinlaskennan menetelmällä. Käsinlaskentaa soveltuu yksinkertaisten tukiseinien mitoittamiseen ja vaativissa suunnittelukohteissa täytyy käyttää muita menetelmiä. Hyödyllinen se kuitenkin on, koska se soveltuu myös muiden menetelmien tarkistamiseksi. Opinnäytetyössä käsitellään myös tukiseiniin liittyviä geotekniikan perusteorioita kuten maanpainet, vedenpainet ja maanpaine kerrointen ja voimaresultanttien laskentaa erilaisilla menetelmillä.

Opinnäytetyön tavoitteena tutustaa Eurokoodien mukaisen tukiseinien mitoittamiseen käyttäen geotekniikan perusteorioita. Luvussa 2 tutustutaan erilaisiin tukiseiniin ja niiden toimintatapoihin. Luvussa 3 käydään läpi tukiseiniin kohdistuvia kuormia. Tukiseinät tukevan pääasiallisesti erilaisia maan ja veden kuormista aiheutuvia paineita. Kuormien vaikutukset maaperässä perustuu geotekniikan perusoppiin, joka on pysynyt muuttumattomana jo pitkään. Varsinainen tukiseinien Eurokoodien mukainen mitoitus käydään läpi luvussa 4, jossa tutustutaan lyhyesti myös Eurokoodeihin yleisellä tasolla. Esimerkitapauksen esittely ja sen jälkeinen ratkaiseminen löytyy luvusta 5.

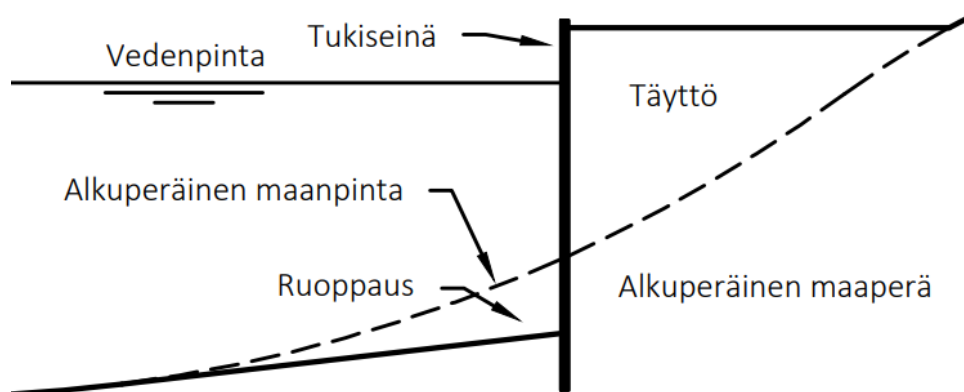
2 TUKISEINÄT JA NIIDEN TOIMINTATAVAT

Yleisesti, tukiseinää lyödään maahan maan pitämiseksi, samalla kun vastakkaiselta puolelta tapahtuu maan poisto kaivinkoneella tai muulla menetelmällä. Tukiseinä on usein myös käytössä vesirakentamisessa vesiväylissä ja laituriseinissä. Riippumatta rakentamisen syystä, tukiseinää tarvitaan tyypillisesti pystysuoran tai lähes pystysuora maa- ja vedenmassan tukemiseen (Brooks, 2010, s. 85).



Kuva 1. Tyypillinen tukiseinän käyttökohde maarakentamiskohteessa.

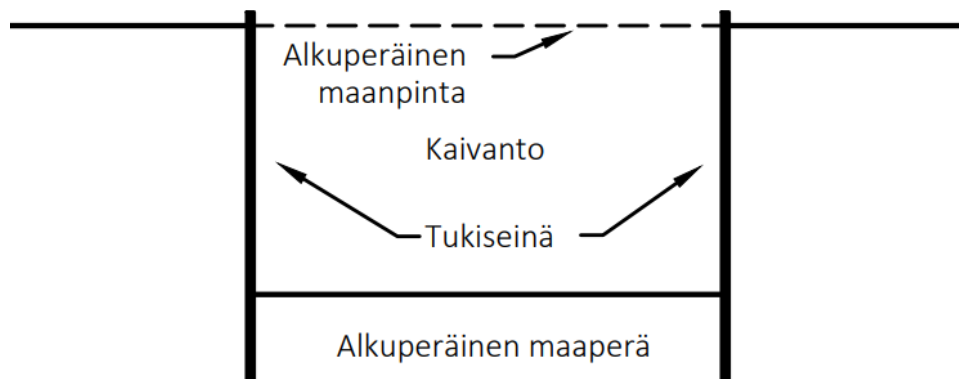
Tavanomaisissa pohja- ja ympäristöolosuhteissa ovat kaikki tukiseinätyypit teknisesti käyttökelpoisia. Tilanteeseen sopivaa tukiseinätyypin valinnassa täytyy huomioida rakennuskustannukset ja tarvittava rakennusaika. Mitä vaikeammaksi pohja- ja ympäristöolosuhteista tulee, sopivien tukiseinätyyppien määrä vähenee ja merkittävämmäksi tule tukiseinätyyppien ominaisuudet (RIL 263-2014).



Kuva 2. Tyypillinen tukiseinän käyttökohde vesirakentamiskohteessa.

Tukiseinätyypin valinta erittäin vaativissa pohja- ja ympäristöolosuhteissa perustuu lähes yksinomaan tukiseinältä vaadittaviin erityisominaisuuksiin. Tukiseinällä voi olla myös maa- ja vesipaineiden tuennan lisäksi muu käyttötarkoitus, jolloin tukiseinältä voidaan edellyttää muita

erityisominaisuuksia, jolloin ne voivat olla ratkaisevassa asemassa tukiseinätyypin valinnassa (RIL 263-2014).



Kuva 3. Tyypillinen tukiseinien käyttökohte kaivannoissa.

2.1 Teräsponttiseinä

Yleisin käytössä oleva tukiseinätyyppi on teräsponttiseinä, koska sen rakentaminen ja purkaminen on nopea ja se on yleensä myös kustannuksiltaan edullisin (RIL 263-2014, s. 47).

Teräsponttiseinät rakennetaan maahan lyötävistä tai tärytettävistä upottavista teräsponteista, jotka muodostavat yhtenäisenä toimivan seinärakenteen toisiinsa lukkiintuvien lukkourien takia. Teräsponttiseiniä saa myös rakentaa limittämällä, jolloin ne eivät lukitu toisiinsa. Tässä tapauksessa seinän jäykkyys, eli taivutusvastus, pienenee oleellisesti ja seinästä tulee vettäläpäisevä. U- ja Z-muotoiset profiilit ovat yleisimmät, mutta suurta jäykkyyttä vaativa tukiseinä voidaan rakentaa combiseinä. Combiseinä rakentaessa asennetaan teräsponttien väleihin putkipaaluja (RIL 263-2014, s. 47).

Teräsponttiseinän yhtenä heikkoutena on, ettei sitä saa helposti tunkeutumaan kiviseen tai lohkareiseen maakerrokseen, eikä hyvin tiiviiseen karkeaan kitkamaakerrokseen, kuten pohjamoreenit. Pohjamoreeneihin ponttien upotus onnistuu usein vaan täryttämällä (RIL 263-2014, s. 48).

Vesitiiviyttä haettaessa täytyy lukkoliitokset täyttää tiivistysmassalla enne ponttien asentamista, koska teräsponttiseinän lukkoliitos ei ole sellaisenaan vesitiivis (RIL 263-2014, s. 49).

2.2 Settiseinä

Settiseinä ei ole nykyään varsin suosittu, koska sen rakentaminen on yleensä hidasta ja työlästä. Settiseinän käyttö tapahtuu usein tilanteissa, jossa teräsponttien upottaminen riittävään syvyyteen ei onnistu hankalien maakerrosten takia (RIL 263-2014, s 50).

Settiseinää rakentaessa asennetaan maahan 1-4 metrin välein pystypalkit, johon tuetaan vaakasuorat settilankut. Pystypalkkeina käytetään yleisimmin H-profiilin teräspalkkeja tai rinnakkain kahta [-profiilin teräspalkkia. Pystypalkit tehdään usein myös porapaaluista hankalissa maaperän olosuhteissa. Settilankut ovat yleensä joko teräspalkit tai puulankut (RIL 263-2014, s. 50).

Pystypalkit asennetaan maahan useimmiten paalutuskoneella tai hydraulisella täryvasaralla. Huonoissa pohjaolosuhteissa on käytettävää porattavaa työputkea tai porapaaluja. Settiseinä ei ole myöskään sellaisenaan vesitiivis (RIL 263-2014, s. 51).

2.3 Porapaaluseinä

Erittäin vaativissa kaivannoissa käytetään porapaaluseinää, koska edullisemmat tukiseinätyypit eivät tule kysymykseen teknisistä syistä (RIL 263-2014, s. 51).

Porapaaluseinä rakennetaan teräspaaluputkista, minkä liitokset toteutetaan sivuihin hitsatuin lukkoprofiilein. Paaluputkien asentamisessa käytetään avarinkruunua, jonka halkaisija on uroslukkoprofiilien verran paaluputken halkaisijaa suurempi. Lisä jäykkyyttä ja pystykantavuutta saadaan myös paalutusputken sisäpuolisella raudoittamisella ja betonoinnilla. Tukiseinän ulottuessa kallioon upotetaan porapaalut yleensä noin 0,5 – 1,5 metrin syvyydelle kallioon (RIL 263-2014, s. 52).

Porapaaluseinät soveltuvat kaikkiin pohjaolosuhteisiin. Verrattuna teräsponttiseinään, voidaan porapaaluseinää asentaa myös kiviseen ja lohkareseen maakerroksen ja kallioon. Lukkuliitokset eivät ole sellaisenaan vesitiiviit. Jos vesitiiviyttä haluttaan, voidaan täyttää lukkourat tiivistysmassalla ennen paaluputkien asentamista (RIL 263-2014, s. 53).

2.4 Tuentatavat

Tukiseinä on yleensä työn aikainen lisärakenne ja lisäkustannus, joka puretaan myöhemmin. Tukiseinää tarvittaessa pyritään aina etsimään mahdollisimman kustannustehokas ratkaisu, joilla saadaan kaikki tukirakenteelle esitetyt vaatimukset täytettyä. Järkevällä tuentatavalla on iso vaikutus lopulliseen tukiseinän elinkaarikustannukselle (RIL 263-2014, s. 59).

Tukiseinien tuentatavat jaetaan pääpiirteittäin kahteen, tukiseinän sisäpuoliset tukirakenteet ja tukiseinän ulkopuoliset tukirakenteet. Käytössä voi olla myös niiden molempien menetelmien yhdistelmiä. Tukirakenteet koostuvat yleensä seinän suuntaisista vaakajuoksuista ja kohtisuorista tai vinoista tukiseinään tukevista rakenteista, kuten esimerkiksi soljet ja ankurit. Tukirakenteiksi lasketaan myös tukiseinän alapään tuet.

Tukirakenteiden valintaan vaikuttaa kaivannon koko, maaperäolosuhteet, erilaiset ympäristötekijät käytössä oleva työtila ja rakentamisjärjestys (RIL 166, s. 469)

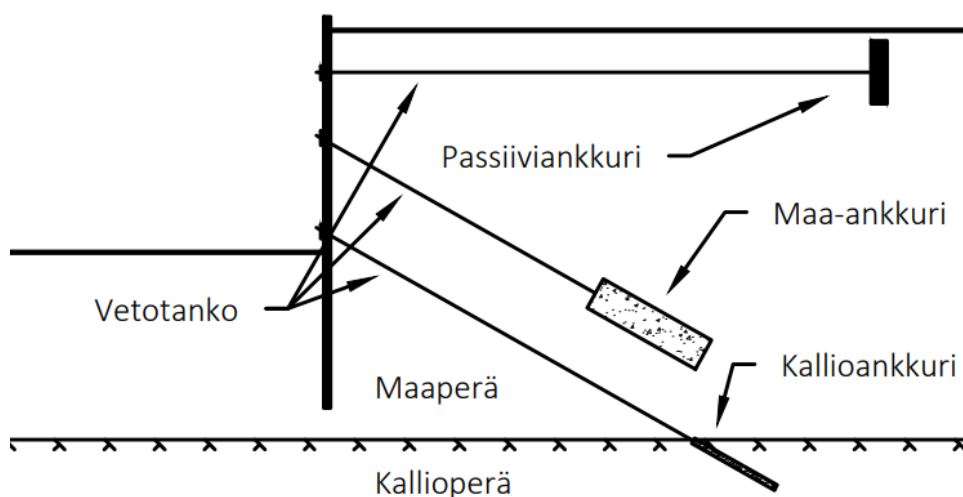
2.4.1 Ankkurointi

Laajoissa ja syvissä kaivannoissa on useimmiten kustannustehokkain tehdä tuenta ulkopuolisesti ankkuroinnilla. Ankkuroinnit voivat olla useassa tasossa tuetuissa seinissä ja ankkurointi kiinnitetään joko maahan tai kallioon (RIL 166, s. 503). Ankkurointitavan mukaan erotetaan kallio-, maa- ja passiiviankkurit (RIL 263-2014, s. 61).

Kallioankkurit kiinnitetään yleensä kaltevuuskulmalla 45 astetta vetotankojen kautta ja ankkurin alapää injektoidaan sementtillaastilla kallioreikään, jotta ankkurin tarttuvuus parantuisi (RIL 263-2014, s. 61).

Maa-ankkurin kiinnitetään maakerrokseen 45 asteisella kaltevuuskulmalla, tai loivemmalla siten, että ankkuri tavoittaa ankkuroitumiseen soveltuvan tiiviin kitkamaakerrokseen. Maa-ankkurin alapää injektoidaan myös sementtillaastilla tarttuvuuden parantamisen takia ympäröivään maakerrokseen (RIL 263-2014, s. 61).

Passiiviankkuri kiinnitetään ankkuripontteihin, ankkurilaattaan tai vastaavaan kiinnitykseen (RIL 263-2014, s. 61).



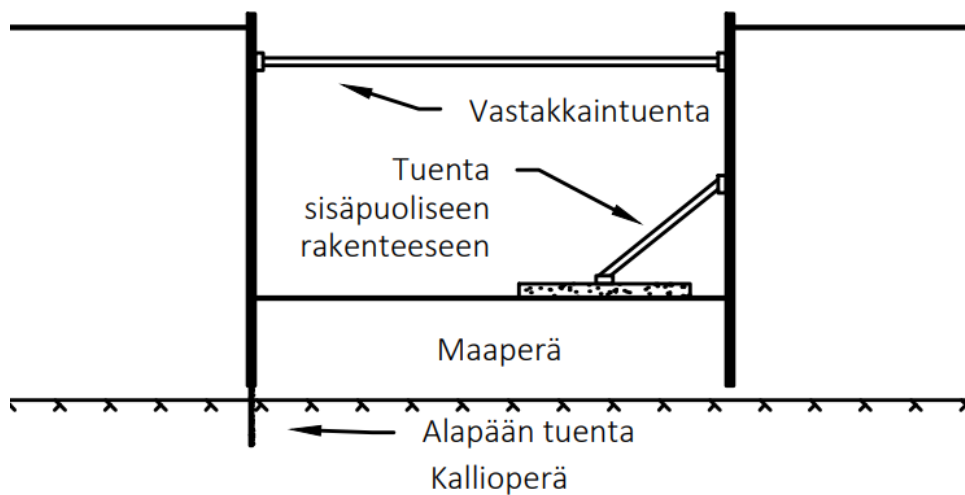
Kuva 4. Ulkopuolelta ankkureilla tuettu tukiseinä

Ankkuroinnin etuna on, että kaivantoon ei tule rakentamista haittaavia tukirakenteita. Ankkurointi on myös laajoissa kaivannoissa teknisesti yksinkertaisempi ratkaisu kuin erilaiset sisäpuoliset tukiratkaisut (RIL 263-2014, s. 61).

Ankkurointia käyttäessä tulee selvittää ankkurien ulottuma-alueelta mahdolliset maa- ja kallioperässä olevat rakenteet ja kunnallistekniikka, että vahingonvaaraa ei ole. Täytyy myös varmistaa, että ankkurien injektointilaasti ei kulkeudu ympäristöön (RIL 263-2014, s. 61).

Ankkuroinnin ulottuessa naapurikiinteistön puolelle tulee saada kiinteistön omistajan suostumus. Pysyvä ankkuri edellyttää myös rasitteen muodostamista naapurikiinteistölle (RIL 263-2014, s. 61).

2.4.2 Sisäpuolinen tuenta



Kuva 5. Sisäpuolisesti tuettu tukiseinä

Sisäpuolinen tuenta tehdään useimmiten vastakkaisiin seiniin tukeutuvilla vaakatuilla. Syvissä kaivannoissa käytetään yleensä teräsprofiilirakenteita, koska vaakavoimat on niissä yleensä melko suuret. Pienialaisissa kaivannoissa voidaan myös rakentaa tukirakenteet riittävän jäykiksi, jolloin ne toimivat kehärakenteena ja näin vältetään kaivannon keskialueelle tulevat tukirakenteet. Suurien kaivantojen sisäpuolisten tukirakenteiden mitoituksessa tulee myös huomioida nurjahdusvaara ja mahdolliset taivutusrasitukset (RIL 166, s. 475).

Sisäpuolisesti tuetun tukiseinän rakennuskustannukset ovat yleensä pienemmän kuin ankkuroinnilla tuetulla tukiseinällä. Vaakasuora sisäpuolinen tuenta ei aiheuta tukiseinään myöskään pystysuuntaisia kuormia (RIL 263-2014, s. 60).

2.4.3 Alapään tuenta

Tukiseinän alapään tuentatapa ja tuennan tarve riippuu maaperäolosuhteista. Kaikista yksinkertaisin tapa on, jos tukiseinän alapuolinen osa tukeutuu passiivipaineen varaan. Tämä tapahtuu silloin kun tukiseinä ulottuu

syvemmälle kuin kuormien ja tukireaktioiden vaatima taso sitä edellyttää (RIL 166, s. 491).

Tukiseinää voidaan myös kiinnittää kallioon. Kiinnitys kallioon tehdään porattavilla kalliotapeilla. Tukiseinä tulee ulottaa lähelle kalliota ja tapit on porattava ja injektoitava 0,5 – 1 metrin syvyyteen ehjään kallioon. Jos tukiseinän etäisyys kalliosta on enemmän kuin 0,2 metriä on tappien tuoma hyöty mitätön (RIL 166, s. 491).

3 TUKISEINÄN VAIKUTTAVAT KUORMAT

Tukiseinien päätarkoitus on tukea maata ja vettä, jotka aiheuttavat tukiseinään maapainetta ja vesipainetta. Sen lisäksi, maanpinnalta kohdistuu tukiseinään erilaisia tasaisia-, viiva- ja pistekuormia. Tukiseinällä on myös tuettava jäätymisestä syntyviä kuormia sekä muita ulkoisten voimien aiheuttamia kuormia (Rantamäki, Jääskeläinen & Tamminen, 2008, s. 233).

Tärkeää on muistaa, että useimmiten tukiseinään kohdistuu samanaikaisesti maanpaineet ja vesipaineet. Lujassa maaperässä voi tehokas maanpaine olla suhteellisen pieni, mutta seinän on edelleen tuettava täysi vedenpaine (Clayton, Woods, Bond & Milititsky, 2014, s. 131).

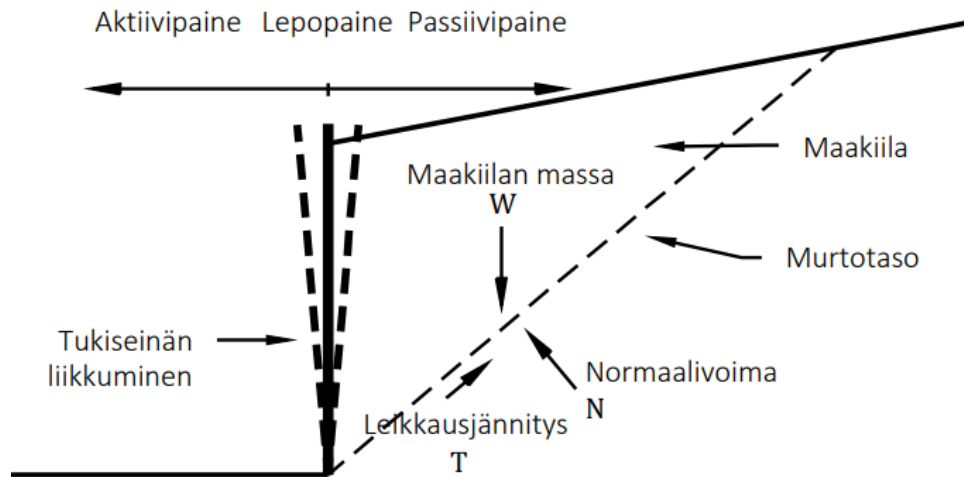
Tukiseinään vaikuttavan maanpaineen suuruuteen vaikuttaa merkittävästi tukiseinän tyyppi ja rakennustapa, tukiseinän sallitun liikkeen määrä ja suunta sekä sen liikkumistyyppi, kuten kääntö, kierto ja taipuminen (Clayton ym., 2014, s. 75).

Yksinkertaiset käsin laskettavat mitoitusmenetelmät ei pysty riittävällä tasolla huomioimaan kaikkia edellä mainittuja yksityiskohtia. Vaativissa suunnittelukohteissa täytyy käyttää monimutkaisempia jatkuvuusteoriaan perustuvia mitoitusmenetelmiä (Clayton ym., 2014, s. 257).

3.1 Maanpaine

Maanpaine on maan ja rakenteen kosketuskohdassa rakenteeseen kohdistuva paine (Rantamäki, Jääskeläinen & Tamminen, 2008, s. 233). Tukiseinään kohdistuvan maanpaineen suuruus riippuu maalajista ja maaperään vaikuttavista kuormista, pohjaveden olosuhteista sekä tukiseinän sallitusta liikkeen suuruudesta ja suunasta (GEOGUIDE 1, s. 60).

Klassinen maanpaineteoria perustuu liukuvan maaperän kiilateoriaan, joka perustuu olettamukselle, että jos tukiseinä äkillisesti poistettaisiin, maaperästä liukuisi kolmiomuotoinen kiila murtotasoa pitkin alas. Klassisen maanpaineteorian mukaan juuri tätä kolmiomuotoista kiilaa on tukiseinällä tuettavaa (Clayton ym., 2014, s. 76).



Kuva 6. Kitkattoman tukiseinän murtotilat aktiivi- ja passiivipaineen tilanteissa.

Maanpaineilla on kolme eri esiintymismuotoa, lepopaine, aktiivipaine ja passiivipaine. Jos tukirakenne saa liikkua tuettavasta maamassasta pois-päin, siihen kohdistuva maanpaine pienenee. Tällöin tukirakenteeseen vai-kuttaa aktiivipaine σ_a . Seinän liikkuessa maamassan vasten maanpaine kasvaa. Tätä maanpainetta kutsutaan passiivipaineeksi σ_p . Erikoinen maanpaineen esiintymismuoto on lepopaine σ_o , jossa tuettu maamassa on joko alkuperäisesti häiriintymätön tai tuettu maamassa on ajan myötä asettunut siihen muotoon aktiivipaineesta. Lopullinen tukiseinään kohdis-tuva maanpaine voi myös olla missä tahansa aktiivipaineen σ_a ja passiivi-paineen σ_p välissä (RIL 157-2, s. 155).

Taulukko 1. Aktiivi- ja passiivipaineiden kehittymiseksi tarvittavat siirty-mät (RIL 263-2014, s. 81).

Maalaji	Aktiivisen maanpaineen kehittämiseksi tarvittava siirtymä	Passiivisen maanpaineen kehittämiseksi tarvittava siirtymä
Tiivis hiekka	$0,0005 H_a$	$0,002 H_p$
Löyhä hiekka	$0,002 H_a$	$0,006 H_p$
Kiinteä savi	$0,01 H_a$	$0,02 H_p$
Pehmeä savi	$0,02 H_a$	$0,04 H_p$

H_a on seinän osan korkeus, johon aktiivinen maanpaine kohdistuu

H_p on seinän osan korkeus, johon passiivinen maanpaine kohdistuu

Tukiseiniä voidaan jakaa jäykkiin ja taipuviin rakenteisiin. Jos tukiseinä on jäykkää eli siirtymätön, kuten patoseinää, kehittyy tukiseinän vasten lepo-paine. Taipuvaan ja siirtyvään rakennetta vasten, kuten teräsponttiseinää, kehittyy yleensä aktiivipaine (RIL 157-2, 1990, s. 153).

Tuettavan maanpaineen suuruus ja jakauma riippuvat myös tukiseinän tuentatavasta. Teräsponteilla tuetun kaivannon seinät voidaan tukea sisäpuolisten vaaka- tai vinoilla teräspilareilla tai ulkopuolista esijännitetyillä ankkureilla (RIL 157-2, 1990, s. 153). Jos tuenta tehdään pelkästään yhdeltä tasolta eikä tämäkään ole esijännitetty ankkuri, seinä voi myötää niin, että maapaineen jakautuminen noudattaa klassillista maanpaineteoriaa. Pitkääikäisissä rakenteissa koheesiomaan myötääminen ajan kuluessa muuttaa painejakaumaa sen verran, että se eroa klassillisesta maanpaineteoriasta (Jääskeläinen, 2011, s. 193).

Tukiseinä katsotaan pysyväksi, kun sen käyttöikä on yli 2 vuotta. Pysyvissä tukiseinissä maanpaine lasketaan lepopaineena (RIL 263-2014, s. 58).

3.1.1 Seinäkitka ja -adheesio

Seinäkitkan ja adheesio suuruutta tarkastellaan maapohjan lujuusparametrien, kosketuspinnan kitkaominaisuuksien, seinän liikkeestä ja seinän kyvystä kantaa seinäkitkasta ja -adheesioista aiheutuvien pystysuuntaisten voimien funktiona. Seinäkitka ja -adheesio ansiosta mobilisoituvan leikkausjännityksen suuruus määritetään maapohjan ja seinän välisen kosketuspinnan parametrin δ perusteella (RIL 207-2017, s. 162).

Kitkamaita tukevalla teräsponttiseinälle voidaan tavallisesti olettaa maapohjan ja seinän välisen kosketuspinnan mitoitusparametrin olevan (RIL 207-2017, s. 162):

$$\delta_d = k \cdot \varphi_{cv;d} \quad (1)$$

δ_d on maapohjan ja seinän välisen kosketuspinnan mitoitusparametri

k on seinän tarttuvuusarvo

$\varphi_{cv;d}$ on maan kriittisen tilan leikkauskestävyysskulman mitoitusarvo

Seinän tarttuvuusarvo k esivaletulle betonille tai teräsponteille ei saa ylittää arvoa $k < 2/3$. Maata vasten valetulle betonille voidaan olettaa $k = 1,0$. Teräsponteilla ei oleteta olevan kitka- eikä adheesiokestävyyttä heti asennuksen jälkeen, mutta nämä ominaisuudet voivat kuitenkin kasvaa ajan kuluessa (RIL 207-2017, s. 163).

Eurokoodit eivät anna tarkempaa neuvoa sopivista seinän tarttuvuusarvoista. Seinämän tarttuvuuden puuttuminen Eurokoodin 1997-1 liitteestä C esitetystä maanpaineen lausekkeista viittaa siihen, että seinän tarttuvuus olisi jätettävä laskelmista huomioimatta (Bond & Harris, 2008, s. 405).

3.1.2 Lepopaine

Lepopaine σ_o on maanpaine, jolla siirtymätön maamassa kuormittaa rakennetta tai toista maamassaa. Lepopaine kehittyy myös siirtyvissä

rakenteissa ajan myötä, ja sen takia on pysyvät tukiseinät laskettava lepopaineella eikä aktiivipaineella (RIL 263-2014, s. 58). Eurokoodien (RIL 263-2014, s. 58) mukaan, tukiseinä katsotaan pysyväksi, kun sen käyttöikä on yli 2 vuotta.

Lepopaine σ_o vaikuttaa vaakasuorana tukiseinää vastaan syvyydessä z seuraavan kaavan mukaan (Bond & Harris, 2008, s. 409):

$$\sigma_o(z) = K_o \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) + u \quad (2)$$

$\sigma_o(z)$ on vaakasuuntainen lepopaine seinää vastaan syvyydessä z

γ on maan tilavuuspaino

q on pystysuuntainen pintakuorma

u on huokosvedenpaine

K_o on lepopaine kerroin

Lepopaine kerrointa määritetään seuraavalla kaavalla:

$$K_o = (1 - \sin \varphi')(1 + \sin \beta) \sqrt{OCR} \quad (3)$$

K_o on lepopaine kerroin

φ' on tehokas leikkauskestävyysskulma

β on maanpinnan kaltevuus

OCR on ylikonsolidoitumissuhde

Tämä lepopaine kertoimen kaava ei soveltuu käytettäväksi korkeilla ylikonsolidoitumissuhteilla. Maanpinnan kaltevuus on kaavassa negatiivinen kaataessa pois päin tukiseinästä ja positiivinen kaataessa tukiseinään kohden (Bond & Harris, 2008, s. 409).

Koheesiomaissa rakeiden koossapitävä voima on pääasiassa koheesiota. Koheesiomaissa voidaan leikkauskestävyysskulman olettaa $\varphi = 0$.

3.1.3 Aktiivipaine

Tukiseinän liikuessa maamassasta pois päin, vaikuttaa siihen aktiivipaine σ_a syvyydessä z seuraavan kaavan mukaan (Bond & Harris, 2008, s. 410):

$$\sigma_a(z) = K_a \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) - 2c\sqrt{K_a} + u \quad (4)$$

$\sigma_a(z)$ on vaakasuuntainen aktiivipaine seinää vastaan syvyydessä z

γ on maan tilavuuspaino

q on pystysuuntainen pintakuorma

u on huokosvedenpaine

c on maan tehokas koheesio

K_a on aktiivipaine kerroin

Aktiivimaanpainekertoimet K_a määritetään Eurokoodin 7 liitteessä C olevien nomogrammien avulla. Aktiivipainekertoimen nomogrammit ovat opinnäytetyön liitteenä 1.

Taulukko 2. Aktiivipainekerrointen nomogrammit.

Tukiseinämateriaali	Ehto	Nomogrammi
Kaikki	$\beta = 0$	Liite 1 kuva 1
Kitkaton tukiseinä	$\beta \neq 0$ ja $\frac{\delta}{\varphi'} = 0$	Liite 1 kuva 2
Esivalettu betoni tai teräspontti	$\beta \neq 0$ ja $\frac{\delta}{\varphi'} = \frac{2}{3}$	Liite 1 kuva 3
Maata vasten valettu betoni	$\beta \neq 0$ ja $\frac{\delta}{\varphi'} = 1$	Liite 1 kuva 4

δ on rakenteen ja maan välinen kitkakulma

φ' on tuettavan maaperän leikkauskestävyyuskulma

β on maan kaltevuuskulma seinän takana (ylöspäin positiivinen)

3.1.4 Passiivipaine

Tukiseinän liikkeessa maata vastaan, vaikuttaa siihen passiivipaine σ_p syvyydessä z seuraavan kaavan mukaan (Bond & Harris, 2008, s. 410):

$$\sigma_p(z) = K_p \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) + 2c\sqrt{K_p} + u \quad (5)$$

$\sigma_p(z)$ on vaakasuuntainen passiivipaine seinää vastaan syvyydessä z

γ on maan tilavuuspaino

q on pystysuuntainen pintakuorma

u on huokosvedenpaine

c on maan tehokas koheesio

K_p on passiivipainekerroin

Passiivimaanpainekertoimet K_p määritetään myös Eurokoodin 7 liitteessä C olevien nomogrammien avulla. Passiivipainekertoimen nomogrammit ovat opinnäytetyön liitteenä 2.

Taulukko 3. Passiivipainekerrointen nomogrammit.

Tukiseinämateriaali	Ehto	Nomogrammi
Kaikki	$\beta = 0$	Liite 1 kuva 1
Kitkaton tukiseinä	$\beta \neq 0$ ja $\frac{\delta}{\varphi'} = 0$	Liite 1 kuva 2
Esivalettu betoni tai teräspontti	$\beta \neq 0$ ja $\frac{\delta}{\varphi'} = \frac{2}{3}$	Liite 1 kuva 3
Maata vasten valettu betoni	$\beta \neq 0$ ja $\frac{\delta}{\varphi'} = 1$	Liite 1 kuva 4

δ on rakenteen ja maan välinen kitkakulma
 φ' on tuettavan maaperän leikkauskestävyyuskulma
 β on maan kaltevuuskulma seinän takana (ylöspäin positiivinen)

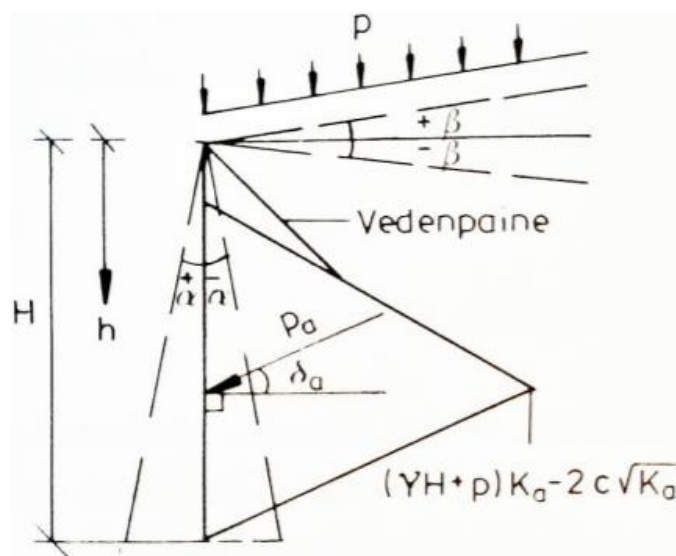
3.1.5 Analyttiset painekertoimet

Eurokoodi 7 suosittaa aktiivipaineen ja passiivipaineen kertoimia K_a ja K_p määrittää nomogrammien avulla. Vaihtoehtoisesti voidaan käyttää myös klassiseen maanpaineteoriaan perustuvaa laskentamenetelmiä, kuten Coulombin ja Rankinen teorioita, jotka sisältävät joitain turvallisella puolella olevia likimääräisyyksiä (RIL 207-2017, s. sivu)

Painekertoimien erot eri menetelmien välillä ovat vähäiset. Rankinen menetelmällä on eniten rajoitteita, koska tukiseinä on oltava kitkaton ja maanpinnan on oltava vaakatasossa $\beta = 0$. Coulombin menetelmä on siinä merkeissä joustavampi. Molemmat menetelmät kuitenkin antavat liian korkeita kertoimia leikkauskestävyyuskulman ollessaan yli 35° . Tämän uskotaan johtuvan oletuksesta, että leikkauspinnan muoto on tasomainen (Huang & Yu, 2018, 304).

3.1.5.1. Coulombin menetelmä

Coulombin menetelmässä otetaan huomioon tuettavan maanpinnan kaltevuus sekä seinäkitka (Huang & Yu, 2018, s. 246).



Kuva 7. Maanpainekertoimien laskemiseksi tarvittavat kulmat (RIL 181, s. 47).

Aktiivipainekertoimen ja aktiivipainekertoimen saadaan seuraavilla kaavoilla (Smith, 2006, s. 216):

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (6)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (7)$$

K_a on aktiivipainekerroin

K_p on passiivipainekerroin

β on tukiseinän takana olevan maanpinnan kaltevuus

φ on maaperän leikkauskestävyysskulma

α tukiseinän kaltevuus horisontaalisesta (90 astetta jos vertikaalinen)

δ on seinän leikkauskestävyysskulma

3.1.5.2. Rankinen menetelmä

Rankine jatko kehitteli Coulombin lähestymistapaa ja tuloksena syntyi yleisimmin käytetty kaava maanpaineeseen. Rankinen menetelmässä aktiivisen painevoiman oletetaan olevaan yhdensuuntainen tuetun maanpinnan kaltevuuskulman kanssa (Brooks, 2010, s. 35).

Aktiivipainekertoimen ja passiivipainekertoimen saadaan seuraavalla kaavalla (Smith, 2006, s. 215). Selitykset alhaalla olevien kaavojen termeille löytyy kuvasta 7.

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (8)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (9)$$

K_a on aktiivipainekerroin

K_p on passiivipainekerroin

β on tukiseinän takana olevan maanpinnan kaltevuus

φ on maaperän leikkauskestävyysskulma

3.1.5.3. Rankinen pelkistetty menetelmä

Rankinen pelkistetty kaava on sellaisenaan soveltamiskelpoinen vain, jos maanpaineen tukipinta on pystysuora ja kitkaton ja seinän takana oleva maanpinta on vaakasuora. Maanpinnalla oleva pintakuorma täytyy myös olla tasainen ja maanpainetta aiheuttava maakerrostuma tasalaatuinen (Rantamäki, Jääskeläinen, Tammirinne, 2008, s. 243).

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (10)$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (11)$$

K_a on aktiivipainekerroin
 K_p on passiivipainekerroin
 φ on maaperän leikkauskestävyysskulma

3.2 Vedenpaine

Vedenpaine syntyy, jos pohjavedenpinta on tukiseinärakenteen molemmilla puolilla eri tasolla. Vedenpaine ollessaan samalla tasolla ei vedenpaine-eroa synny eri puolilla olevien vedenpaineiden kumotessa toisensa. Karkearakeisissa maissa ja moreeneissa tulee tästä huolimatta huomioida pohjaveden vaikutus maanpaineeseen maan tehokkaan tilavuuspainon kautta (RIL 263-2014, s. 88).

Vedenpaineen oletetaan kohdistuvaan tukirakenteeseen hydrostaattisesti, jos vedenpintojen korkeusero on pieni tukiseinärakenteen eri puolilla. Vedenpintojen korkeuseron ollessaan useita metrejä tukiseinän molemmilla puolilla, käsitellään vedenpainetta karkearakeisessa maassa virtaustilassa. Tätä pohjavedenilmiötä kutsutaan suotovirtaukseksi. Tällaisessa tapauksessa tulee myös huomioida mahdollisuus kaivannon pohjan hydrauliselle murtumiselle (RIL 263-2014, s. 89).

Maakerrokseen ollessaan osittain tai kokonaan pohjavesipinnan alapuolella, on maanpainelaskelmissa käytettävä maan tilavuuspainona pohjavedenpinnan alla olevien kerrosten osalta maan tehokasta tilavuuspainoa γ' . Tällöin lasketaan maanpaineen lisäksi myös pohjaveden korkeuden mukainen veden hydrostaattinen paine (Rantamäki, Jääskeläinen & Tamminen, 2008, s. 245).

3.2.1 Hydrostaattinen vedenpaine

Vedenpaine on hydrostaattisessa tilassa, kun vedenpinnat ovat eri tasoilla eripuolilla tukiseinää, mutta vesi ei virtaa. Tällaista vedenpainetta esiintyy esimerkiksi koheesiomaissa. Vedellä ei ole leikkauskestävyysskulmaa, eli sen $K_a = K_p = K_o = 1$. Tämä tarkoittaa, että jos lasketaan tukiseinään kohdistuvia paineita vedenpinnan alapuolella, on erotettava huokosissa oleva vedenpaine ja rakeiden välinen puristus, eli raepaine (Huang & Yu, 2018, s. 304). Hydrostaattista vedenpainetta lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$u = \gamma_w \cdot d \quad (12)$$

u on hydrostaattinen vedenpaine

γ_w on veden tilavuuspaino, yleensä 10 kN/m^3

d on syvyys vedenpinnasta

Veden läsnäollessaan voivat paineet tukiseinässä olla huomattavasti isommat kuin ilman. Lisäksi vesi voi jäätymä ja laajentua, jolloin paineet

tukiseinässä kasvaa. Yleensä käytännössä asennetaan kuivatusjärjestelmät tukiseinän taakse, että vettä ei kerääntyisi liikaa (Huang & Yu, 2018, s. 304). Vedellä kyllästynyt maaperän märkätilavuuspaino on yleensä 10-13 % suurempi kuin kuivatilavuuspaino (Brooks, 2010, s. 64).

3.2.2 Hydrodynaaminen vedenpaine

Hydrodynaaminen vedenpaine syntyy, kun pohjavedenpinnat ovat eri tasoilla tukiseinän eri puolilla ja suotovirtausta esiintyy. Eurokoodeissa ei ole määritetty tapaa, jolla hydrodynaamista vedenpainetta tulee mitoittaa (Ruotsala, 2011, s. 23).

3.3 Painejakauma ja voimaresultantti

Voimien todelliset vaikutuspisteet tukiseinän pinnalla ovat suurelta osin määräämättömät. Olettaen, että paineakaaviot ovat kolmion tai suorakaitteen muotoisia, voidaan kuitenkin laskea riittävällä tarkkuudella voimavaiikutuspisteiden likiarvoja (Bodo & Jones, 2013, s. 337).

3.3.1 Tuettavana tasalaatuinen maa-aines tai vesi

Tuettavana materiaalina ollessaan tasalaatuinen maa-aines tai vesi, on paineakaavion muoto kolmio. Tällöin paineen resultanttivoiman suuruus saadaan laskettua paineakaavion pinta-alaa laskiessa.

Aktiivipaineen, passiivipaineen ja vedenpaineen tapauksissa käytetään seuraavia kaavoja:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (13)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (14)$$

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (15)$$

P_a on vaakasuuntainen aktiivipaineen resultanttivoima seinää vastaan
 P_p on vaakasuuntainen passiivipaineen resultanttivoima seinää vastaan
 P_w on hydrostaattisen paineen resultanttivoima seinää vastaan
 γ on maan tilavuuspaino
 γ_w on veden tilavuuspaino, yleensä 10 kN/m³
 H on tukiseinän korkeus
 K_a on aktiivipainekerroin
 K_p on passiivipainekerroin

Voiman vaikutuspisteen korkeutta paineakaavion jalustasta mitatessa lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$y = \frac{H}{3} \quad (16)$$

y on voiman vaikutuspiste voiman painekaavion jalustasta mitatessa
 H on tukiseinän korkeus

3.3.2 Pelkästään pintakuormat

Pelkästään pintakuorman painekaavion muoto on suorakaide. Tällöin voimaresultantti on painekaavion pinta-ala ja voiman vaikutuspiste on suorakaiteen keskiosassa.

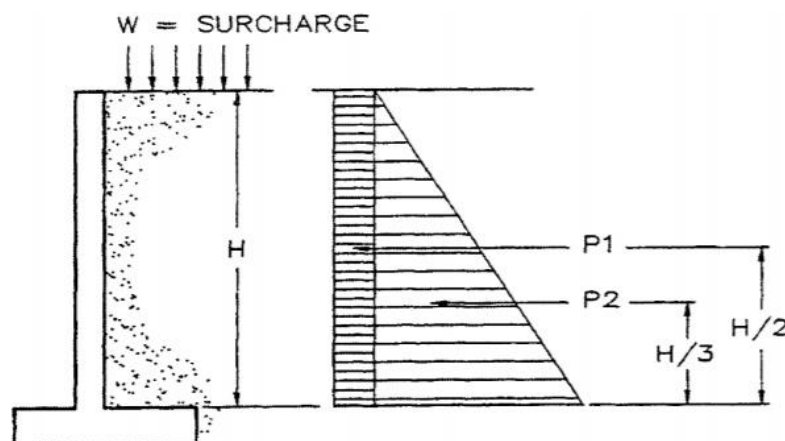
$$P_a = K_a q H \quad (17)$$

$$P_p = K_p q H \quad (18)$$

P_a on vaakasuuntainen aktiivipaineen resultanttivoima seinää vastaan
 P_p on vaakasuuntainen passiivipaineen resultanttivoima seinää vastaan
 q on pintakuorman mitoitusarvo
 H on tukiseinän korkeus
 K_a on aktiivipaine kerroin
 K_p on passiivipaine kerroin

$$y = \frac{H}{2} \quad (19)$$

y on voiman vaikutuspiste voiman painekaavion jalustasta mitatessa
 H on tukiseinän korkeus



Kuva 8. Painejakaumat ja resultanttivoimat (Brooks, 2010, s. 28).

3.3.3 Kerroksellinen taustamateriaali

Maaperän ollessaan kerroksellinen tukirakenteen takana, voidaan pystysuoraan tukipintaan kohdistuva maanpaine laskea Eurokoodien kaavoilla

2, 4 ja 5 integroimalla kerrosten tilavuuspainot suhteessa tarkistus-syvyyttä.

Vanhempi menetelmä on laskentaa kerroksittain näin, että alemmaa kerrosta laskiessa on käytettävä päällimmäisiä kerroksia pintakuormana (Rantamäki, Jääskeläinen & Tamminen, 2008, s. 244).

Maanpainekaavoissa oleva tasainen pintakuorma q korvataan muunnellulla tasaisella pintakuormalla q' (Rantamäki, Jääskeläinen & Tamminen, 2008, s. 244):

$$q' = q + \sum \gamma_i z_i \quad (20)$$

q' on muunnettu pintakuorma

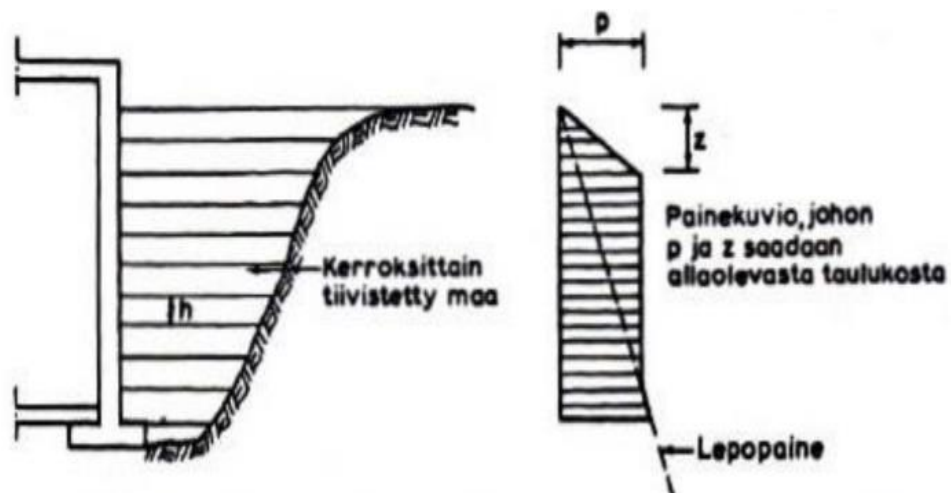
q on alkuperäinen pintakuorma

γ_i on maan tilavuuspaino ylempänä olevassa osakerroksessa i

z_i on ylempänä olevan osakerroksen i paksuus

3.3.4 Maan tiivistyksen vaikutus

Tukiseinän takana olevan täytön tiivistäminen kasvattaa maanpainetta. Tiivistyskalustolla ja tiivistettävien kerrosten paksuudella on olennainen merkitys maanpaineen suuruuteen. Kun tiivistetään paksuja kerroksia, ovat dynaamiset tiivistysvaikutukset vähäisiä (RIL 157-2, s. 190).



Kuva 9. Maan tiivistyksen vaikutus maanpaineesiin (Rantamäki, Jääskeläinen & Tamminen, 2008, s. 246).

Tiivistystyön aiheuttamia maanpainetta siirtymätöntä seinärakennetta vasten on esitetty seuraavassa taulukossa.

Taulukko 4. Siirtymättömän tukirakenteen takana tehtävän täytön aiheuttama maanpaine (Rantamäki, Jääskeläinen & Tamminrinne, 2008, s. 246).

Tiivistyskone	Tiivistyskertojen määrä	Kerrospaksuus, m	Z m	Paine kN/m ²
Täryjyrä, 3000 kg	6	0,40	0,5	19
Tärylevy, 400 kg	4	0,35	0,5	16
Tärylevy, 100 kg	4	0,20	0,3	12

4 TUKISEINÄN GEOTEKNINEN MITOITUS

4.1 Eurokoodit

Eurokoodien tavoite on yhteisten standardien käyttöönotto maa- ja vesirakennussuunnittelussa Euroopassa. Eurokoodien pääosia on 10, joista merkittäviä geoteknisessä suunnittelussa ovat seuraavat:

- Eurokoodi 0: Suunnitteluperusteet
- Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat
- Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu
 - o Eurokoodi 7-1: Yleiset säännöt
 - o Eurokoodi 7-2: Pohjatutkimus ja koestus

Eurokoodeihin on tehty lukuisia korjaussivuja ja muutossivuja. Korjaussivut (AC) sisältävät korjauksia painovirheisiin ja muutossivut (A1, A2, jne.) sisältävät teknisiä muutoksia. Suomessa, korjaussivut ja muutossivut julkaistaan pääsääntöisesti suoraan tekstissä eikä erillisinä sivuina kuin on tapana englanninkielisessä Eurokoodissa (SFS, 2019, s. 6).

Eurokoodien laadinnassa ei pystytty aina pääsemään kaikissa yhteiskohdissa yhteisymmärryksiin. Kompromissien löytämiseksi on joihinkin kaavoihin sisällytetty kansallisia valintoja. Kansallisia arvoja voidaan antaa myös kansallisille varmuusluville, koska paikallisten olosuhteiden huomiointi on tärkeässä asemassa rakentamisen kustannustason edistämiseksi (SFS, 2019, s. 9).

Suomessa vuosikymmenien ajan opetettu geotekniikka on täysin pätevä eikä eurokoodit heiluttaa opin perusasioita. Eurokoodien periaatteet kohdistuvat valtaosin käytettäviin mitoitustapoihin, varmuuskertoimiin ja muihin yksityiskohtiin (Jääskeläinen, 2011, s. 342).

Rakentamisen ohjaus on Suomessa perinteisesti tapahtunut viranomaisen toimesta. Siitä syystä kansalliset liitteet ovatkin viranomaisten

laatimia. Ympäristöministeriö laatii ne talorakentamisen osalta ja Liikenne- ja viestintäministeriö tien- ja sillanrakentamisen osalta (SFS, 2019, s. 9).

4.2 Eurokoodien suunnitteluperusteet

Eurokoodien mukainen suunnittelu perustuu rajatilamitoitukseen. Rajatilamitoituksessa tarkistetaan kahta eri rajatilaa, murtorajatilaa ja käyttörajatilaa. Murtorajatilassa huomio on kiinnitetty ihmisten turvallisuuteen ja käyttörajatilassa rakenteen toimivuuteen. Rajatilamitoitukseen perustavassa suunnittelussa on tarkistettava ja osoitettava, että mikään eri rajatiloista ei ylity (Bond & Harris, 2008, s. 45). Rajatilojen tarkistamista voidaan suorittaa laskelmilla, ohjeellisten sääntöjen mukaisella suunnittelulla, kokeellisilla malleilla ja kuormituskokeilla ja seurantamenetelmillä (RIL 207-2017, s. 31). Rajatilojen mitoitus laskelmilla on eniten käytetty geoteknisen suunnittelun menetelmä (Institution of Structural Engineers, 2013, s. 37).

Geoteknisten suunnittelukohteiden monimutkaisuudessa on suuria vaihtelevuuksia yksinkertaisista rakenteista kantavalla maaperällä monimutkaisiin ja herkkiin rakenteisiin pehmeällä maaperällä tai syviin kaivauksiin vanhojen rakenteiden vierestä. Eurokoodeissa on huomioidu kyseinen vaihtelevuus geoteknisellä luokituksella, seuraamusluokilla ja luotetavuusluokilla (Institution of Structural Engineers, 2013, s. 37).

4.2.1 Geotekninen luokka

Geoteknisten suunnitteluvaatimusten määrittämiseen käytetään kolmea geoteknistä luokkaa 1, 2 ja 3. Geotekniseen luokkaan 1 kuuluvat pienet ja suhteelliset yksinkertaiset rakenteet, joista ei aiheutu merkittävää riskiä. Geotekniseen luokkaan 2 kuuluvat tavanomaiset rakenne- ja perustustyyppit, joihin ei liity tavanomaista poikkeavia riskejä ja geotekniseen luokkaan 3 kuuluvat rakenteet, jotka eivät kuulu geoteknisiin luokkiin 1 ja 2. Tukiseinät kuuluvat luokkiin 2 tai 3, eikä voi kuulua luokkaan 1 (RIL 207-2017, s. 34).

4.2.2 Seuraamusluokka

Rakennukset ja rakennelmat luokitellaan geoteknisen luokituksen lisäksi myös mahdollisen vaurion seuraamuksen perusteella kolmeen luokkaan CC1, CC2 ja CC3.

Taulukko 5. Seuraamusluokkien määrittely (RIL 207-2017, s. 44).

Seuraamusluokka	Kuvaus
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia.
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia.
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia.

4.2.3 Luotettavuusluokka

Seuraamusluokat selventävät kolmea luotettavuusluokkaa RC1, RC2 ja RC3. Seuraamusluokan ja luotettavuusluokan perusteella saadaan mitoitetuille kuormille kuormakertoimen

Taulukko 6. Luotettavuusluokkien määrittely (RIL 207-2017, s. 45).

Luotettavuusluokka	Seuraamusluokka	Kuormakerroin
RC3	CC1	$K_{FI} = 1,1$
RC2	CC2	$K_{FI} = 1,0$
RC1	CC3	$K_{FI} = 0,9$

4.2.4 Murtorajatilat

Murtorajat liittyvät pääsääntöisesti ihmisten turvallisuuteen tai rakenteiden varmuuteen ja tukiseinät tulisi suunnitella tavalla, joten yksikään murtorajatila ei ylityy.

Eurokoodi 7 (RIL 207-2017, s. 47) mukaan EQU murtorajatila tarkoittaa rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menettämistä, kun sitä tarkastellaan jäykkänä kappaleena, jossa rakennemateriaalien ja maapohjan lujuudet ovat merkityksettömiä kestävyuden aikaansaamiseksi. Staattista tasapainoa tarkastellessa tulee osoittaa, että seuraava epäyhtälö täytyy:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (21)$$

$E_{dst;d}$ on kaatavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo

$E_{stb;d}$ on vakauttavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo

T_d on kokonaisleikkauskestävyyden mitoitusarvo

4.2.4.1. Rakenteen ja maapohjan kestävyys (STR ja GEO)

Eurokoodi 7 (RIL 207-2017, s. 47) mukaan STR murtorajatila tarkoittaa rakenteen tai rakenteellisten osien sisäistä murtumista tai liiallista muodonmuutosta, mukaan lukien esimerkiksi perustukset, paalut tai kellariseinät, joissa rakennemateriaalien lujuus on merkittävä kestävyuden aikaansaamisessa. GEO murtorajatila taas tarkoittaa rakennuspohjan murtumista tai liiallista muodonmuutosta, joissa maan tai kallion lujuus on merkittävä kestävyuden aikaansaamisessa. Kestävyyttä tarkasteltaessa rakenteessa tai maapohjassa on osoitettava, että seuraava epäyhtälö täyttyy:

$$E_d \leq R_d \quad (22)$$

E_d on kuormien vaikutuksen mitoitusarvo

R_d on kestävyuden mitoitusarvo

4.2.4.2. Nosto (UPL)

Eurokoodi 7 (RIL 207-2017, s. 47) mukaan UPL murtorajatila tarkoittaa vedenpaineen aiheuttamasta nosteesta tai muista pystysuuntaisista kuormista johtuva rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menettämistä. Nostoa tarkasteltaessa on osoitettava, että seuraava epäyhtälö täyttyy:

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (23)$$

$V_{dst;d}$ on kuormien yhdistelmän mitoitusarvo

$G_{stb;d}$ on vakauttavien pysyvien kuormien mitoitusarvo

R_d on lisäkestävyyden mitoitusarvo

4.2.4.3. Hydraulinen murtuminen (HYD)

Eurokoodi 7 (RIL 207-2017, s. 47) mukaan HYD murtorajatila tarkoittaa hydraulisten gradienttien aiheuttama hydraulista maapohjan nousua, sisäistä eroosiota ja sisäistä putkieroosiota maassa. Tarkasteltaessa maassa tapahtuvasta veden suotovirtauksesta johtuvan hydraulisen nousun aiheuttama murtorajatilaa, tulee osoittaa jokaiselle kyseeseen tulevalle maaprismalle, että seuraavat epäyhtälöt täyttyvät:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (24)$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (25)$$

$u_{dst;d}$ on kaatavan kokonaishuokosvedenpaineen mitoitusarvo

$\sigma_{stb;d}$ on vakauttavan pystysuoran kokonaisjännityksen mitoitusarvo

$S_{dst;d}$ on suotovoiman mitoitusarvo

$G'_{stb;d}$ on prisman vedenalaisen painon mitoitusarvo

4.2.5 Mitoitustavat

Eurokoodeissa on kolme erilaista mitoitusastetta (Design Approach, DA), mitoitusastat 1, 2 ja 3. Tukirakenteiden suunnittelussa käytetään Suomessa mitoitusastetta DA2. Mitoitusastavassa DA2 otetaan maaparametrit ominaisarvoina ja kuormiin kerrotaan osavarmuuskertoimilla (Jääskeläinen, 2011, s. 346).

Tässä mitoitusastavassa on kaksi vaihtoehtoa, DA2 ja DA2*. Niiden ero on, että mitoitusastavassa DA2 otetaan osavarmuuskertoimet käyttöön heti laskennan alussa ja vaihtoehtavassa DA2* vasta lopussa kestävyyttä laskettaessa (Jääskeläinen, 2011, s. 346).

Eurokoodeissa annetaan eri asioille ja tilanteille osavarmuuskertoimia eri taulukoista. Osavarmuuskertoimia niistä on kuromille (A), maaparametreille (M) ja kestävyyksille (R). Mitoitusastavassa 2 käytetään seuraavaa osavarmuuseroittamista (RIL 207-2017, s. 55):

$$A1 + M1 + R2$$

4.2.5.1. Kuormien osavarmuusluvut (A1)

Taulukko 7. Kuormien tai kuorman vaikutusten osavarmuusluvut tukiseinämitoituksessa. Eurokoodeissa taulukko A.3(FI). (RIL 207-2017, s. 51).

Pysyvä kuorma G Epäedullinen	Yhtälö 6.10a	$\gamma_{Gkj,sup}$	$1,35 K_{FI}$
	Yhtälö 6.10b	$\gamma_{Gkj,sup}$	$1,15 K_{FI}$
	Edullinen	$\gamma_{Gkj,inf}$	$0,9 K_{FI}$
Muuttuva kuorma Q Epäedullinen		γ_Q	$1,5 K_{FI}$
	Edullinen	γ_Q	0

Tukiseinämitoituksessa kuormien yhdistelmänä käytetään epäedullisempaa kahdesta seuraavasta lausekkeesta (RIL 207-2017, s. 51):

Yhtälö EN 1990 6.10a:

$$1,35 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} \quad (26)$$

Yhtälö EN 1990 6.10b:

$$1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_k \quad (27)$$

$G_{kj,sup}$ on kaatavien pysyvien kuormien/vaikutusten ominaisarvo

$G_{k,j,inf}$ on vakauttavien pysyvien kuormien/vaikutusten ominaisarvo
 Q_k on kaatavan muuttuvan kuorman/vaikutuksen ominaisarvo

4.2.5.2. Maaparametrien osavarmuusluvut (M1)

Taulukko 8. Maaparametrien osavarmuusluvut tukiseinämitoituksessa. Eurokoodeissa taulukko A.4(FI) (RIL 207-2017, s. 53)

Leikkauskestävyysskulma	$\gamma_{\phi'}$	1,0
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0
Yksiakselinen puristuskoe	γ_{qu}	1,0
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0

4.2.5.3. Tukirakenteiden osavarmuusluvut (R2)

Taulukko 9. Ankkurointien osavarmuusluvut. Eurokoodeissa taulukko A.12(FI) (RIL 207-2017, s. 54).

Tilapäinen ankkuri	$\gamma_{a,t}$	1,25
Pysyvä ankkuri	$\gamma_{a,p}$	1,5

Taulukko 10. Tukirakenteiden kestävyden osavarmuusluvut. Eurokoodeissa taulukko A.13(FI) (RIL 207-2017, s. 54)

Kantokestävyys (pontin pystysuora liukuminen)	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukumiskestävyys (tukimuurin liukuvarmuus)	$\gamma_{R,h}$	1,1
Maan kestävyys (passiivipaine)	$\gamma_{R,e}$	1,5

4.3 Lähtötiedot

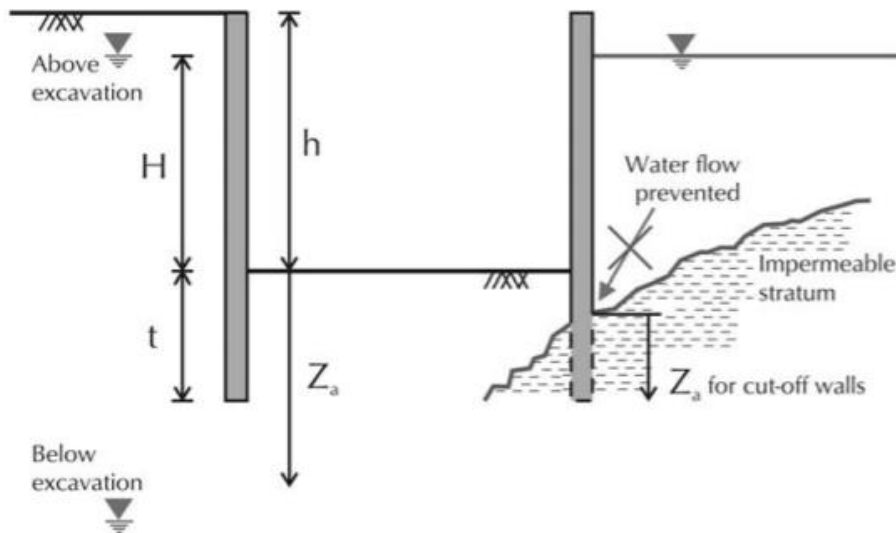
4.3.1 Maaperätutkimukset

Suositeltu maaperätutkimusten minimisyvyys tapauksissa, jossa pohjavedenpinnan korkeus on kaivuutason alapuolella (Bond & Harris, 2008, s. 400):

$$Z_a \geq 0,4 \cdot h \text{ ja } Z_a \geq (t + 2 \text{ metriä}) \quad (28)$$

Tapauksissa, jossa pohjavedenpinnan korkeus on kaivuutason yläpuolella (Bond & Harris, 2008, s. 400):

$$Z_a \geq (H + 2 \text{ metriä}) \text{ ja } Z_a \geq (t + 2 \text{ metriä}) \quad (29)$$

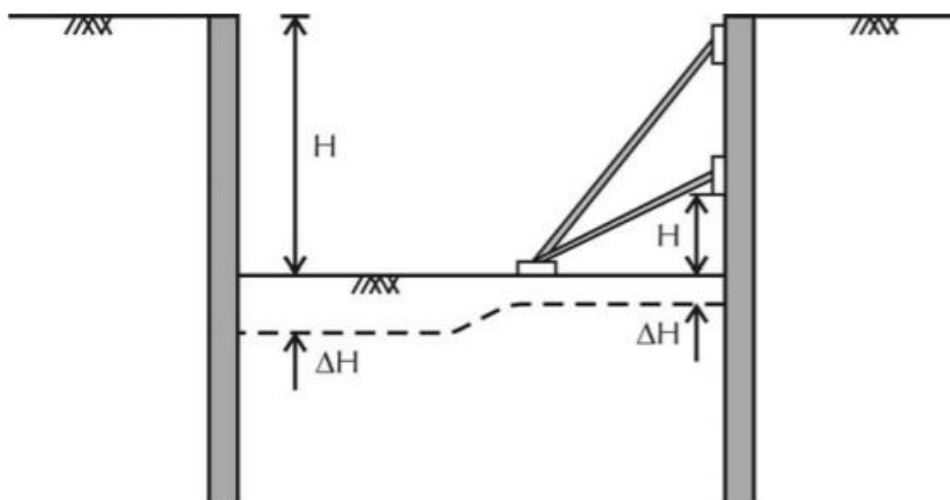


Kuva 10. Suositettu maaperätutkimusten syvyys kaivannoissa (Bond & Harris, 2008, s. 400).

Tapauksissa, jossa pohjavedenpinnan korkeus on kaivuutason yläpuolella, mutta vettä läpäisemätöntä maakerrosta ei ole tunnistettu tutkimussyvyydestä, on syvyyttä kasvatettava $t + 5$ metriä. Jos tukiseinää lyödään vettä läpäisemättömään kerrokseen, pitäisi tutkimussyvyys olema vähintään 2 metriä kyseiseen kerrostumaan (Bond & Harris, 2008, s. 400).

4.3.2 Ylikaivaminen

Eurokoodi 1997-1 vaatii, että mahdollisuus suunnittelemattomaan yli-kaivamiselle on huomioitava tukevalla tukiseinän puolella (Bond & Harris, 2008, s. 400).



Kuva 11. Korvaus ylikaivamiselle (Bond & Harris, 2008, s. 404).

Normaaleissa olosuhteissa tulisi murtorajatiloiissa käyttää seuraava yli-kaivutasoa (Bond & Harris, 2008, s. 404):

$$\Delta H = \frac{H}{10}, \text{ mutta kuitenkin näin, että } \Delta H \leq 0,5 \text{ metriä} \quad (30)$$

Olosuhteissa, jossa kaivutaso on erittäin epävarmaa, voidaan ΔH kasvattaa ja hyvin valvotuissa olosuhteissa voidaan käyttää myös $\Delta H = 0$ (Bond & Harris, 2008, s. 404).

4.3.3 Pohjaveden korkeus

Pohjaveden pinnan korkeus on olennaista vedenpaineen määrittämisessä. Pohjavedenpaineen mitoitus suoritetaan joko käyttämällä osavarmuus-lukuja ominaisvedenpaineisiin tai käyttämällä turvamarginaalia ominaisvedenkorkeustasoon (RIL 207-2017, s. 45).

Pohjavedenpinnan yli-, keski- ja alivedenpinnan korkeudet selvitetään pitkäaikaisten havaintojen perusteella. Keski- ja yliveden eroa sekä keski- ja alivedeneroa kerrotaan korjauskertoimella α (Ruotsala, 2011, s. 22).

Taulukko 11. Korjauskerrointen havaintojaksot (RIL 207-2017, s. 46).

Havaintojakso	Korjauskerroin α
Yli 3 vuoden pituinen	1,1
Yli 1 vuoden pituinen	1,25
Alle 1 vuoden pituinen	1,4

4.4 Uputussyvyyden määrittäminen

Momenttitasapainomenetelmä on yleinen käytössä oleva upotettujen tukiseinien upotussyvyyden määrittämisen menetelmä. Tukemattomat ja pelkästään yhdestä tasosta tuetut seinät ovat staattisesti määritettäviä ja soveltuvia momenttitasapainomenetelmällä määrittämiseksi. Useasta tasosta tuetut seinät kuitenkin ovat staattisesti määrittelemättömiä ja epäsoveltuvia tälle menetelmälle (Bond & Harris, 2008, s. 407).

Momenttitasapainomenetelmän ytimessä on idea, että tukiseinään tukevan passiivipaineen aiheuttaman kuorman mitoitusrvon momentin tukitason suhteen tulee olla suurempi kuin tukiseinän kaatavan aktiivipaineen aiheuttama kuorman mitoitusrvon momentin tukitason suhteen. Tämän ehdot täytyessä on tukiseinän upotussyvyys riittävä (Ruotsala, 2011, s. 43).

Momenttitasapainomenetelmässä lasketaan em. kuormien resultanttivoimista momentit tukitason suhteen (Ruotsala, 2011, s. 44).

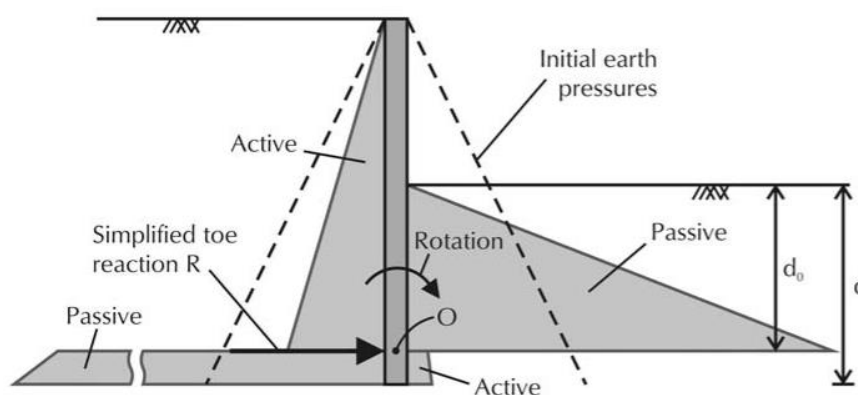
Upotussyvyyden määrittämisessä käytetään molempia kuormakaavoja 6.10a ja 6.10b. Mitoituskormaksi valitaan se kaavoista, kumpi antaa epäedullisemmän tuloksen (Ruotsala, 2011, s. 44).

4.4.1 Tukipisteet

4.4.1.1. Kiinteän maan tapaus

Tukiseinän vakavuus voidaan tarkistaa olettamalla 'kiinteän maan' olosuhteita. Tukiseinän oletetaan pyörivän tukipisteen O ympärillä ja nojaamaan tukeen ylläpitääkseen vaakatasapainoa ja momenttitasapainoa (Bond & Harris, 2008, s. 430).

Tukipisteen yläpuolella tuettava maa vasemmalla puolella menee aktiivisen tilaan ja tukena oleva maa oikealla puolella passiiviseen tilaan. Tukipisteen alapuolella tuettava maa siirtyy passiiviseen tilaan ja tukena oleva maa aktiiviseen (Bond & Harris, 2008, s. 407).



Kuva 12. Oletetut maanpaineet, jotka vaikuttavat upotettuun tukiseinän tasapainoon (Bond & Harris, 2008, s. 407).

Tapausta yksinkertaistetaan korvaamalla tukipisteen alapuolella olevat maapaineet vastaavalla voimalla. Upotussyvyydelle, jota tarvitaan momenttitasapainon varmistamiseksi tukipisteessä, lisätään tämän oletuksen kompensoimiseksi 20 %, eli (Bond & Harris, 2008, s. 408):

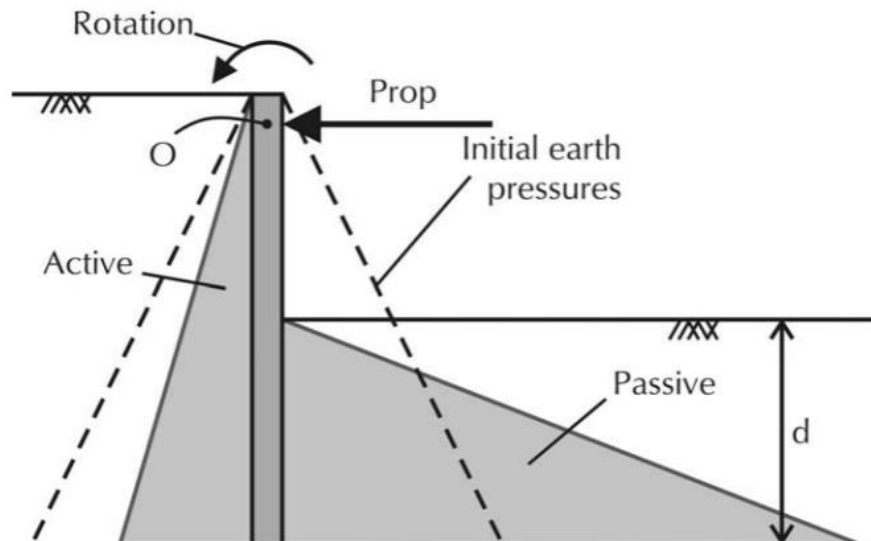
$$d = 1.2 d_0 \quad (31)$$

d on lopullinen upotussyvyys

d_0 on laskettu upotussyvyys

4.4.1.2. Vapaan maan tapaus

Ylhäältä tuetun tukiseinän vakavuutta voidaan tarkistaa myös olettamalla 'vapaan maan' olosuhteita. Tässäkin tapauksessa tukiseinän oletetaan pyörivän tukipisteen O ympärillä ja nojaavaan maahan ja tukeen ylläpitääkseen vaakatasapainoa ja momenttitasapainoa (Bond & Harris, 2008, s. 408).



Kuva 13. Oletetut maanpaineet, jotka vaikuttavat ylhäältä tuetun tukiseinän tasapainoon (Bond & Harris, 2008, s. 408).

Tukipisteen alapuolella tuettava maa vasemmalla puolella menee aktiiviseen tilaan ja tukena oleva maa oikealla puolella passiiviseen tilaan (Bond & Harris, 2008, s. 408).

Tukipisteen yläpuolella tuettava maa menee passiiviseen tilaan ja tukena oleva maa oikealla puolella aktiiviseen tilaan, mutta laskelmien yksinkertaistamiseksi käsitellään maapaineita samalla tavalla tukipisteen ylä- ja alapuolella. Tämä yksinkertaistaminen on perusteltu vaan, jos tuki sijaitsee tukiseinän yläosassa (Bond & Harris, 2008, s. 409).

Tuettuja tukiseiniä saa myös tarkistaa käyttäen kiinteän maan tapausta, mutta laskelmat ovat monimutkaisemmat. Kiinteän maan tapaus anna isommat upotussyvyyden, kuin vapaan maan menetelmä (Bond & Harris, 2008, s. 409).

4.4.2 Mitoitustapa 2 mukainen mitoitus

Mitoitustavassa 2 kohdennetaan aktiivimaanpaineeseen ja lepopaineeseen kuormien osavarmuusluvut (γ_G, γ_Q) ja passiivimaanpaineeseen vastusteen osavarmuusluvut ($\gamma_{R,e}$). Tukiseinä lasketaan Eurokoodien mukaan tilapäiseksi, jos sen käyttöikä on alle 2 vuotta ja pysyväksi jos yli 2 vuotta (RIL 207-2017, s. 45). Tilapäisen tukiseinän tuettavalla puolella on aktiivipaine ja tukevalla puolella passiivipaine. Pysyvän tukiseinän tuettavalla puolella on lepopaine ja tukevalla puolella passiivipaine.

Upotussyvyyden laskennassa käytetään GEO murtorajatila, jossa kestävyys tarkastelussa täytyy seuraavaan yhtälön täytyä (RIL 207-2017, s. 50):

$$R_d \geq E_d \quad (32)$$

R_d on kestävyuden mitoitusarvo
 E_d on kuormien vaikutuksen mitoitusarvo

Kuormien vaikutusten mitoitusarvo E_d saadaan käyttämällä Eurokoodien yhtälöitä 6.10a ja 6.10b ja valitsemalla epäedullisemmän niistä.

GEO-murtorajatilan täytättävä 6.10a epäyhtälö:

$$\frac{M_{TUK,R}}{1,5} \geq 1,35 \cdot M_{TUE,G} \quad (33)$$

GEO-murtorajatilan täytättävä 6.10b epäyhtälö:

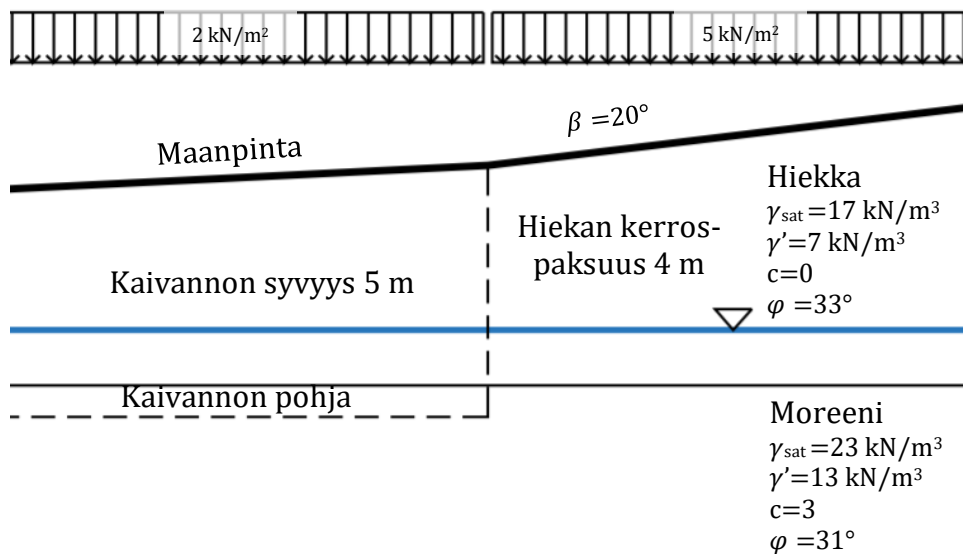
$$\frac{M_{TUK,R}}{1,5} \geq 1,15 \cdot M_{TUE,G} + 1,5 \cdot M_{TUE,Q} \quad (34)$$

$M_{TUK,R}$ on tukevan maa- ja vedenpaineen momentti tukipisteen suhteen
 $M_{TUE,G}$ on tuettavan maa- ja vedenpaineen momentti tukipisteen suhteen
 $M_{TUE,Q}$ on tuettavan pintakuorman momentti tukipisteen suhteen

5 MITOITUSESIMERKKI

5.1 Esimerkitapaus

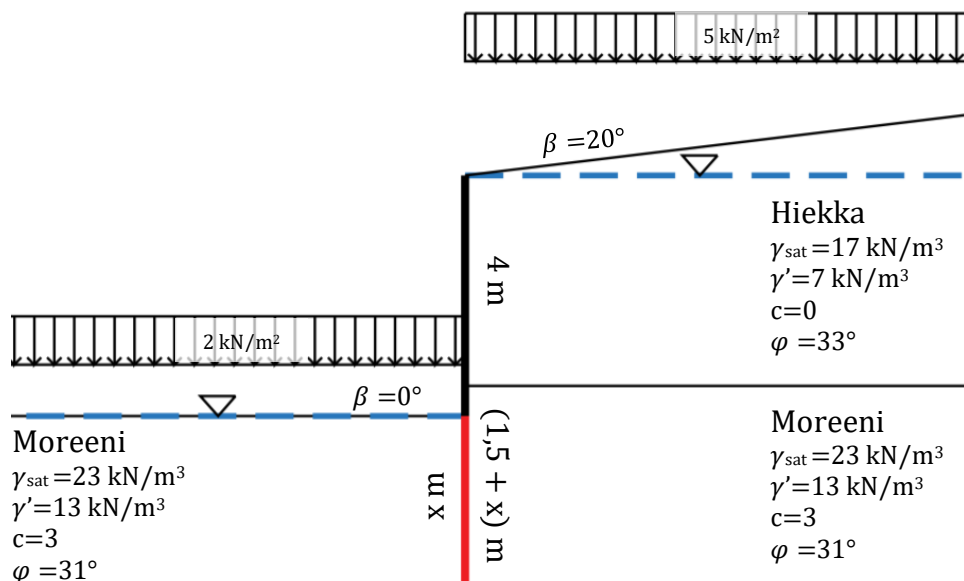
Tukiseinä käytetään vuoden verran kestävässä kaivutyössä. Kaivannon pohja on 5 metrin syvyydessä maanpinnasta.



Kuva 14. Esimerkitapaus. Katkoviivalla osoitettu kaivettava maaperä.

5.2 Lähtötiedot ja -olettamukset

Rakenne on tilapäinen, joten tuettavalla puolella muodostuu aktiivipaine ja tukevalla puolella passiivipaine. Tukia eikä ankkureita ei ole, joten käytetään momenttitasapainomenetelmän kiinteän maan tapausta. Passiivipuolella lasketaan vedenpaineita epäedullisimman pohjavedenpinnan mukaan, jolloin pohjaveden pinta ulottuu tukiseinän yläpintaan asti. Seuramusluokka on RC2, jolloin kuormakerroin $K_{FI} = 1,0$. Tukiseinän upotusvyvyttä esitetään muuttujalla x . Mitoitettava ylikaisuusvyvyys on kaavan 30 mukaan $\Delta H = \frac{H}{10} = \frac{5}{10} = 0,5$ m, eli kaivussyvyys on edellytettävän 5 metrin lisäksi 0,5 metriä, $H = (5 + 0,5)$ m.



Kuva 15. Lähtötilanne muokkausten jälkeen

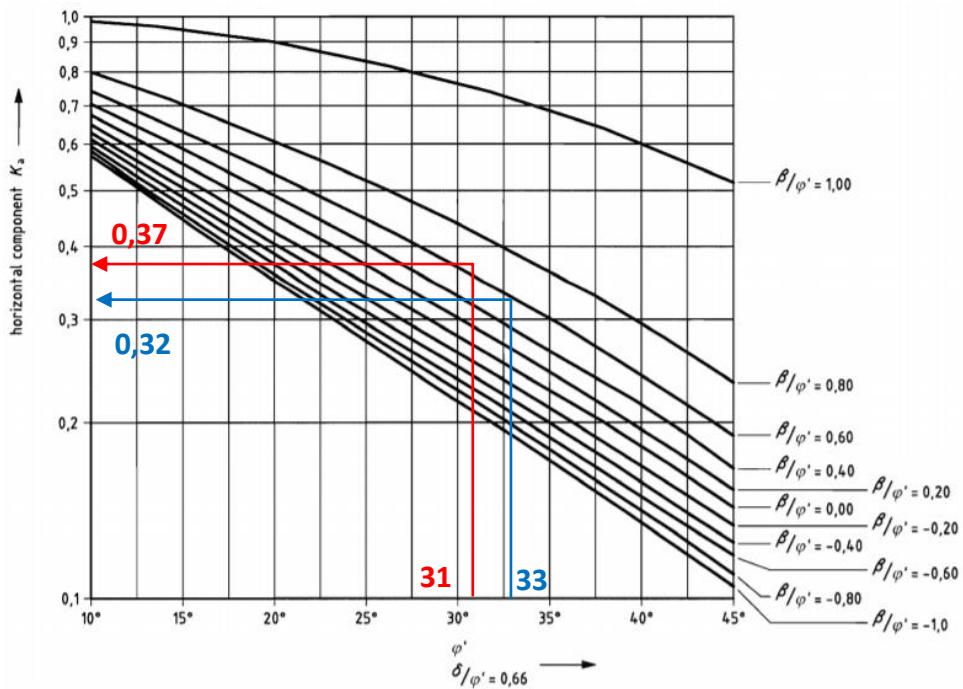
5.3 Maanpainekerrointen määrittäminen

Eurokoodi 7 suosittelee maanpainekerrointen hankintaa nomogrammeista (liitteenä 1 ja 2), joten näin myös tehdään.

5.3.1 Aktiivipaineen maanpainekertoimet nomogrammista

Tuettava maanpinta on kalteva $\beta = 20^\circ$ ja tukiseinä on teräsponttirakenne, eli sen $\frac{\delta}{\varphi} = \frac{2}{3}$. Hiekan leikkauskestävyysskulman on $\varphi = 33^\circ$ ja moreenin leikkauskestävyysskulman on $\varphi = 31^\circ$. Maan kaltevuuden ja leikkauskestävyysskulman suhde (tarttuvuusarvo k) on hiekan tapauksessa $\frac{\beta}{\varphi} = \frac{20}{33} = 0,61$ ja moreenin tapauksessa $\frac{\beta}{\varphi} = \frac{20}{31} = 0,65$.

Taulukon 2 mukaan on tässä tapauksessa käytettävä liitteen 1 kuvan 3 nomogrammeja:



Kuva 16. Aktiivipainekerrointen määrittäminen nomogrammimenetelmällä.

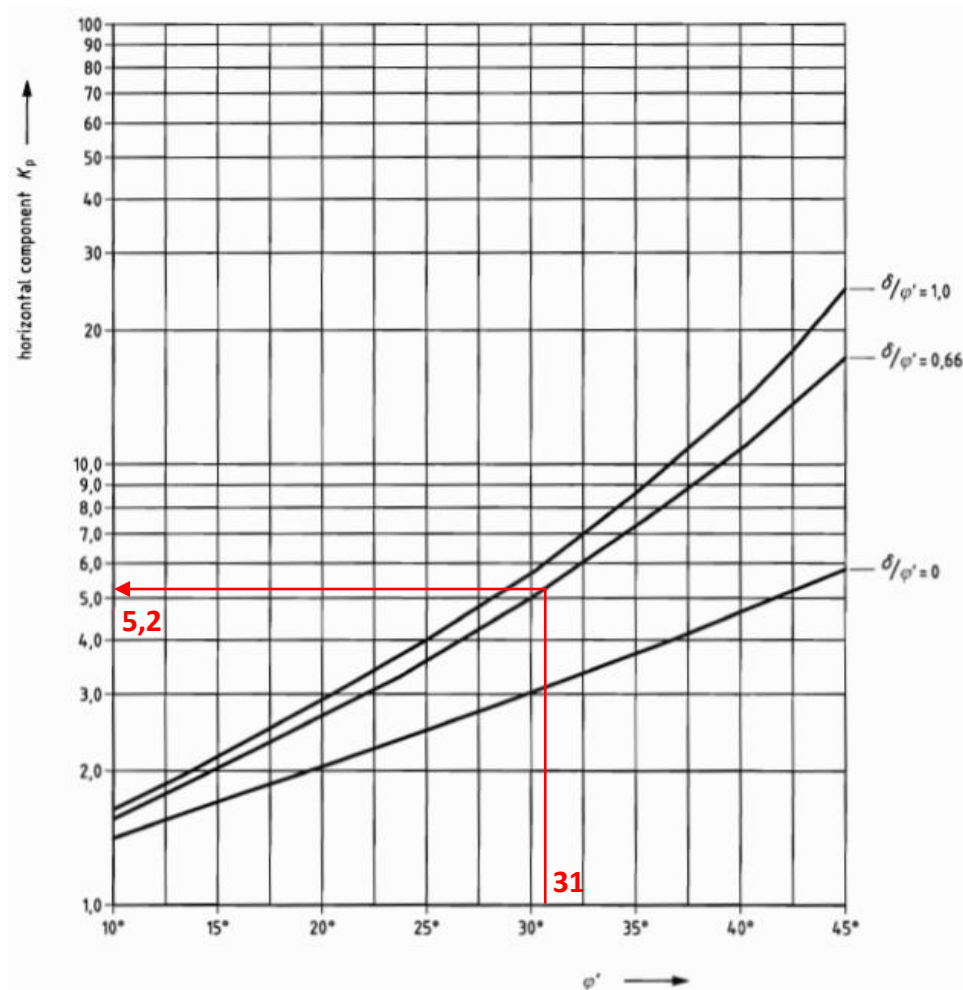
Nomogrammissa esitetty moreenin aktiivipainekerroin punaisella viivalla. Hiekan aktiivipainekerroin on sinisellä viivalla.

5.3.2 Passiivipaineen maanpainekertoimet nomogrammista

Tukevan maanpaineen puolella on maalajiksi pelkästään moreeni, jonkun leikkauskestävyysskulman on $\varphi = 31^\circ$. Tukiseinän materiaali on pysynyt samana, eli sen $\frac{\delta}{\varphi} = \frac{2}{3}$.

Kaatavan puolen maanpinnan kulma on tässä tapauksessa vaakatasossa $\beta = 0^\circ$, jolloin passiivipainekertoimet saadaan samasta nomogrammista. Eri tukiseinien tarttuvuusarvot $k = \frac{\delta}{\varphi}$ on esitetty omina viivoina.

Taulukon 2 mukaan on tässä tapauksessa käytettävä liitteen 2 kuvan 1 nomogrammia:



Kuva 17. Moreenin passiivipainekertoimen määrittäminen nomogrammi-menettelmällä.

5.4 Tuettavien paineiden laskenta

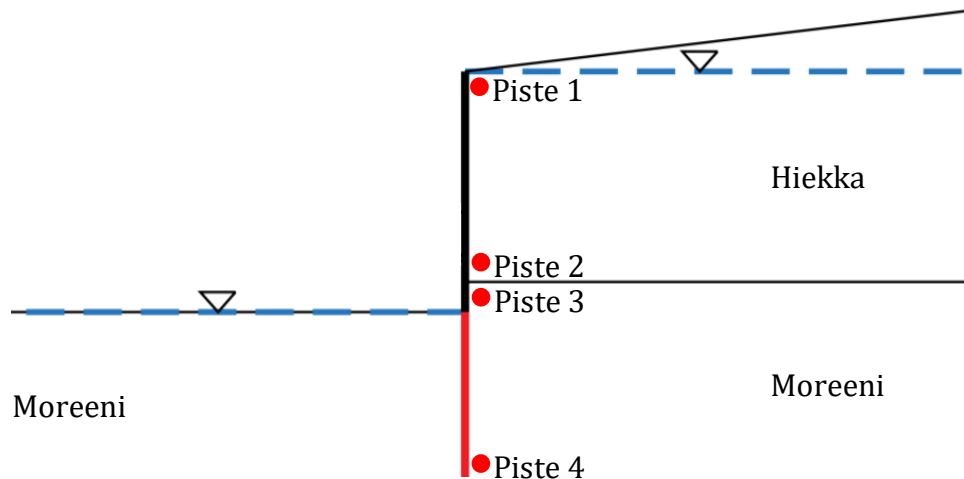
Tuettavat paineet on laskettava erilaisista maaperän muutoskohdista. Yleisimmät muutoskohdat ovat erilaisten maalajien ylä- ja alapinnat sekä vedenpinnan pinnat.

Tässä esimerkissä on muutoskohdat maalajien yläpinnoissa (piste 1, 3 ja 5), vedenpinnassa (piste 1 ja 5), maalajin alapinnassa (piste 2) ja tukiseinän alapinnassa (piste 4 ja 6).

5.4.1 Kaatavan puolen paineiden laskenta

Maa- ja vedenpaineet sekä pintakuormasta aiheutuva paine on laskettava erikseen, koska kuormakaavoilla 6.10a ja 6.10b on erilaiset kertoimet niille.

5.4.1.1. Kaatavan puolen maa- ja vedenpaineet



Kuva 18. Laskettavientukiseinäen kohdistuvien paineiden laskentasyvyudet

Piste 1 (kuva 17), paine 0 metrin syvyydessä hiekan yläpinnassa. Kaavasta 4 poistettu pintakuorman ja koheesio-vaikutukset:

$$\begin{aligned}\sigma_a(0 \text{ m}) &= K_a \left(\int_0^{0 \text{ m}} \gamma dz - u \right) + u \\ &= 0,32 \left(17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0 \text{ m} - \frac{10 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 0 \text{ m} \right) + \frac{10 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 0 \text{ m} \\ &= 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

Piste 2 (kuva 17), paine 4 metrin syvyydessä hiekan alapinnassa. Kaavasta 4 poistettu pintakuorman ja koheesio-vaikutukset:

$$\begin{aligned}\sigma_a(4 \text{ m}) &= K_a \left(\int_0^{4 \text{ m}} \gamma dz - u \right) + u \\ &= 0,32 \left(17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 4 \text{ m} - \frac{10 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 4 \text{ m} \right) + \frac{10 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 4 \text{ m} \\ &= 48,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

Piste 3 (kuva 17), paine 4 metrin syvyydessä moreenin yläpinnassa. Kaavasta 4 koheesio pysynyt, koska moreenilla on koheesio-ominaisuudet, mutta poistettu pintakuorman vaikutukset:

$$\begin{aligned}\sigma_a(4 \text{ m}) &= K_a \left(\int_0^{4 \text{ m}} \gamma dz - u \right) - 2c\sqrt{K_a} + u \\ &= 0,37 \left(23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0 \text{ m} + 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 4 \text{ m} - \frac{10 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 4 \text{ m} \right) - 2 \cdot 3 \\ &\quad \cdot \sqrt{0,37} + \frac{10 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 4 \text{ m} = 46,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

Piste 4 (kuva 17), paine syvyydessä $x + 5,5$ metriä, eli tukiseinän alareuna upotettuna x verran. Muuttujan x (upotussyvyys) käyttö on tärkeässä asemassa, koska varsinainen arvo ratkaistaan sille vasta myöhemmässä vaiheessa. Kaavasta 4 poistettu pintakuorman vaikutukset:

$$\begin{aligned}\sigma_a((x + 5,5)m) &= K_a \left(\int_0^{(x+5,5)m} \gamma dz - u \right) - 2c\sqrt{K_a} + u \\ &= 0,37 \left(23 \frac{kN}{m^3} \cdot (x + 1,5)m + 17 \frac{kN}{m^3} \cdot 4m - \frac{10kN}{m^3} \right. \\ &\quad \left. \cdot (x + 5,5)m \right) - 2 \cdot 3 \cdot \sqrt{0,37} + \frac{10kN}{m^3} \cdot (x + 5,5) \\ &= (14,81x + 68,93) \frac{kN}{m^2}\end{aligned}$$

5.4.1.2. Kaatavan puolen pintakuormasta aiheutuva paine

Teorian perusteella pelkästään pintakuormasta aiheutuva paine on yhtä voimakas syvyydestä riippumatta. Kaavasta 4 on poistettu koheesio-ominaisuudet ja maa- ja veden painosta aiheutuva paine. Teorian varmistamiseksi, syvyyden muuttuja y pelkistyy kaavasta pois, eli pintakuormasta aiheutuva paine on yhtä voimakas syvyydestä riippumatta:

Paine moreenin kerroksessa:

$$\sigma_a(y) = K_a q = 0,37 \cdot 5 \frac{kN}{m^2} = 1,85 \frac{kN}{m^2}$$

Paine hiekan kerroksessa:

$$\sigma_a(y) = K_a q = 0,32 \cdot 5 \frac{kN}{m^2} = 1,6 \frac{kN}{m^2}$$

5.4.1.3. Epäedullisemmän kuormakaavan valinta

Kuormakaavassa 6.10a (kaava 26) kohdennetaan osavarmuuskertoimet pelkästään maan- ja veden painosta aiheutuviin pysyviin kuormiin, jolloin sen osavarmuuskerroin on 1,35. Kuormakaavassa 6.10b (kaava 27) annetaan muuttuvalle pintakuormalle osavarmuuskerroin 1,5 ja pysyvälle kuormalle osavarmuuskerroin 1,15.

Laskettava leikkaussyvyys on 5,5 metriä, josta 4 metriä on hiekkakerroksessa ja 1,5 metriä moreenikerroksessa. Laskutoimituksen lyhentämisen takia tarkistetaan tilannetta pelkästään hiekkakerroksen alapinnassa, jolloin maan- ja veden painosta aiheutuva paine oli $G = 48,96 \frac{kN}{m^2}$ ja pintakuormasta aiheutuva paine $Q = 1,6 \frac{kN}{m^2}$.

Yhtälö 6.10a (kaava 26):

$$1,35 \cdot G = 1,35 \cdot 48,96 \frac{kN}{m^2} = 66,1 \frac{kN}{m^2}$$

Yhtälö 6.10b (kaava 27):

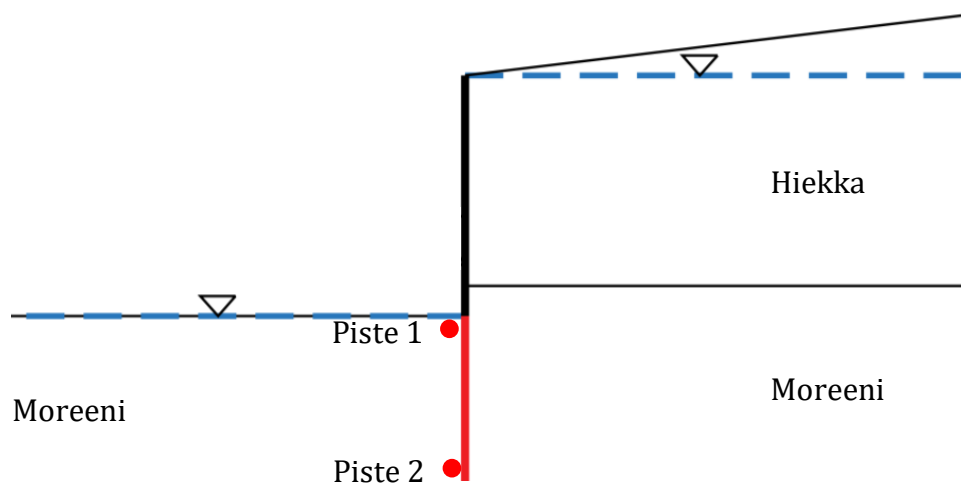
$$1,15 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,15 \cdot 48,96 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \cdot 1,6 \frac{kN}{m^2} = 58,7 \frac{kN}{m^2}$$

Syvyyden kasvaessa muuttuu kuormakaava 6.10a vieläkin epäedullisemmaksi verrattuna kuormakaavaan 6.10b, koska yhtälössä on maa- ja vedenpainosta aiheutuvien kuormien kerroin isompi ja pintakuormista aiheutuva paine ei kasva syvyyden kasvaessa.

Otetaan käyttöön kuormakaavan 6.10a, jossa muuttuvia pintakuormia ei huomioida.

5.4.2 Pystyssä pitävien paineiden laskenta

Tuettavalla puolella huomioidaan pelkästään pysyviä kuormia.



Kuva 19. Laskettavientukiseinäen kohdistuvien paineiden pisteet

Piste 1 (kuva 18), paine 0 metrin syvyydessä kaivannon pohjasta, moreenin yläpinnassa. Kaavasta 5 poistettu pintakuorman vaikutukset:

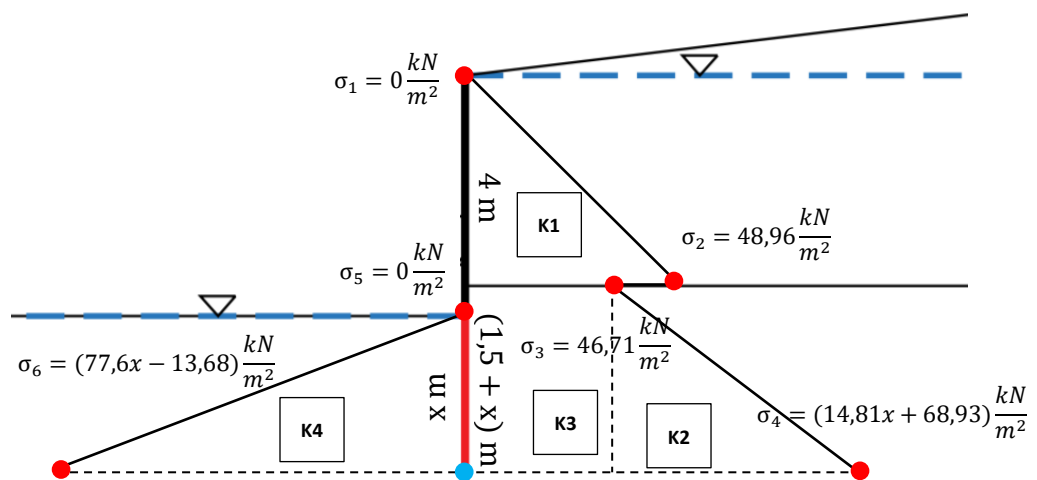
$$\begin{aligned} \sigma_p(0 \text{ m}) &= K_p \left(\int_0^{0 \text{ m}} \gamma dz - u \right) - 2c\sqrt{K_p} + u \\ &= 5,2 \left(23 \frac{kN}{m^3} \cdot 0 \text{ m} - 10 \frac{kN}{m^3} \cdot 0 \text{ m} \right) - 2 \cdot 3\sqrt{5,2} + \frac{10kN}{m^3} \\ &\cdot 0 \text{ m} = -13,68 \frac{kN}{m^2} = 0 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

Piste 2 (kuva 18), paine syvyydessä x metriä, eli tukiseinän alareuna upotettuna x verran. Muuttujan x (upotussyvyys) käyttö on tärkeässä

asemassa, koska varsinainen arvo ratkaistaan sille vasta myöhemmässä vaiheessa. Kaavasta 5 poistettu pintakuorman vaikutukset:

$$\begin{aligned}\sigma_a(x\text{ m}) &= K_a \left(\int_0^{x\text{ m}} \gamma dz - u \right) - 2c\sqrt{K_a} + u \\ &= 5,2 \left(23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot x\text{ m} - 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot x\text{ m} \right) - 2 \cdot 3\sqrt{5,2} + 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \\ &\cdot x\text{ m} = (77,6x - 13,68) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

5.5 Resultanttivoimien ja -momenttien laskenta



Kuva 20. Resultanttivoimien ja -momenttien laskennan lähtötiedot.

Painekuvaajat jaettu komponentteihin, jotta muodot olisivat yksinkertaisemmat. Korkeuksissa käytetään vanhaa esitysmuotoa, jossa upotussyvyys esitetty muuttujalla x .

5.5.1 Komponentti K1

Painekuvaaja on kolmion muotoinen, eli sen resultanttivoima on ratkaistavissa kolmion pinta-alan kaavalla:

$$F_{K1} = \frac{ah}{2} = \frac{\left(48,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 4\text{ m} \right)}{2} = 97,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momentti tukipisteen suhteen saadaan resultanttivoiman ja tukivarren tulona:

$$M_{K1} = 97,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \left(x + 1,5\text{ m} + \frac{1}{3} \cdot 4\text{ m} \right) = (97,92x + 277,44)\text{ Nm}$$

5.5.2 Komponentti K2

Painekuvaaja on myös kolmion muotoinen:

$$F_{K2} = \frac{ah}{2} = \frac{\left((14,81x + 68,93 - 46,71) \frac{kN}{m^2} \cdot (x + 1,5) m \right)}{2} \\ = (7,41x^2 + 22,22x + 16,67) \frac{kN}{m}$$

Momentti tukipisteen suhteen:

$$M_{K2} = (7,41x^2 + 22,22x + 16,67) \frac{kN}{m} \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot (x + 1,5) m \right) \\ = (2,47x^3 + 11,11x^2 + 16,67x + 8,34) Nm$$

5.5.3 Komponentti K3

Painekuvaaja on suorakaiteen muotoinen, joten on käytettävä sen pinta-alan kaava:

$$F_{K3} = ah = \left(46,71 \frac{kN}{m^2} \cdot (x + 1,5) m \right) = (46,71x + 70,07) \frac{kN}{m}$$

Momentti tukipisteen suhteen:

$$M_{K3} = (46,71x + 70,07) \frac{kN}{m} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot (x + 1,5) m \right) \\ = (23,36x^2 + 70,07x + 52,55) Nm$$

5.5.4 Komponentti K4

Painekuvaaja on myös kolmion muotoinen:

$$F_{K4} = \frac{ah}{2} = \frac{\left((77,6x - 13,68) \frac{kN}{m^2} \cdot x m \right)}{2} = (38,8x^2 - 6,84x) \frac{kN}{m}$$

Momentti tukipisteen suhteen:

$$M_{K4} = (38,8x^2 - 6,84x) \frac{kN}{m} \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot x m \right) = (12,93x^3 - 2,28x^2) Nm$$

5.6 Upotussyvyyden laskenta

Momentteja laskiessa muodostuu väkisin x potenssin 3 muuttuja. Maanpaineiden voimakaudet ja maakerrosten korkeudet riippuvat muuttujasta x , joten voimaresultantteja laskiessa tulee x^2 . Seuraavan askeleen

momentin tukivarsi on myös riippuvainen muuttujasta x , joten niiden kaikkien tulosta muodostuu väkisin momentteja, jossa on x^3 .

Laskut olisivat yksinkertaisemmat, jos tarkistettaisiin vaan jonkun upotussyvyyden riittävyttä, jolloin muuttujaa x ei olisi käytössä. Tällöin kuitenkin optimaalisen tuloksen saanti on työläämpi, koska vaatii usean eri upotussyvyyden iteratiivista tarkastamista, jolloin optimaalisiin löytyisi.

Mitoitustavassa DA2 etsitään pienintä upotussyvyyden x arvoa, joka täytyä seuraavaan epäyhtälön:

$$\frac{M_{TUK,R}}{1,5} \geq 1,35 \cdot M_{TUE,G}$$

Tukiseinää kaatavat momentit $M_{TUE,G}$ ovat M_{K1} , M_{K2} ja M_{K3} ja pystyssä pitävä momentti $M_{TUK,R}$ on pelkästään M_{K4} :

$$\begin{aligned} M_{TUE,G} &= (97,92x + 277,44 + 2,47x^3 + 11,11x^2 + 16,67x + 8,34 \\ &\quad + 23,36x^2 + 70,07x + 52,55) Nm \\ &= (2,47x^3 - 34,47x^2 + 184,66x + 338,33) Nm \end{aligned}$$

$$M_{TUK,R} = (12,93x^3 - 2,28x^2) Nm$$

Yksinkertaistettu ratkaistava epäyhtälö on:

$$\frac{(12,93x^3 - 2,28x^2)}{1,5} \geq 1,35 \cdot (2,47x^3 - 34,47x^2 + 184,66x + 338,33)$$

Ratkaistaan edellinen epäyhtälö x suhteen:

$$x \geq 3,06 m$$

Täytyy muistaa, että käytetään kiinteän maan olosuhteita, joten upotussyvyydelle x on lisättävä 20 prosenttia lopullisen upotussyvyyden saantia varten (kaava 31):

$$x + 20\% = 1,2 \cdot 3,06 m = 3,67 m$$

Mitoituksen perusteella täytyy lopullinen tukiseinän upotussyvyys olla ainakin 3,67 metriä.

6 YHTEENVETO JA POHDINTA

Opinnäytetyön tarkoituksena oli luoda tukiseinien Eurokoodien mukaisen mitoituksen perustasosta materiaalia aiheesta kiinnostuneille. Tärkeässä asemassa oli mitoitus-esimerkki mikä sitoo teoriaosuuden yhteen ja myös esittelee, että miten opittua käytetään yhdessä lopputuloksen saantia varten. Mitoituksen toteuttaminen käsin laskemalla oli myös oleellinen osa opinnäytetyötä, koska aloittelijalla ei olisi pääsyä geotekniikan erikoisohjelmistoihin.

Ensimmäisissä osioissa tutustuttiin tukiseinätyyppeihin, tyypillisiin käyttökohteisiin ja niiden toimintatapoihin sekä tukiseinään vaikuttaviin kuormiin ja niiden laskentaan. Seuraavassa osassa tutustuttiin Eurokoodien suunnitteluperusteisiin, erilaisiin murtorajatiloihin ja osavarmuuskertoimiin perustuvaan mitoitukseen. Eurokoodeista tulee myös erityisvaatimuksia lähtötietoihin, joista käytiin tärkeimmät läpi. Erilaisia yksityiskohdallisia vaatimuksia on kuitenkin satoja ja kaikki eivät tulleet läpikäydyksi. Eurokoodien jälkeen tutustuttiin upotussyvyyden laskemiseen momenttitasapainomenetelmällä, mikä soveltuu yksinkertaisten, tukemattomien tai yhdestä tasosta tuettujen, tukiseinien mitoitukseen.

Mitoitus-esimerkki on tukiseinä ilman minkäänlaisia tukia maaperässä, jossa on 4 metrin paksuinen hiekkakerros ja sen jälkeen moreenikerros. Pohjavesi on myös laskennassa mukana ja kaatavan puolen maanpinta on kaltevaa tukiseinää kohden. Mitoituksessa haettiin tarkka vähimmäisupotussyvyttä, mikä hankaloittaa hieman käsinlaskua, koska ratkaistavassa yhtälössä on muuttuja kolmannessa potenssissa. Yksinkertaisempi laskutoimitus olisi ollut, jos tarkistettu olisi pelkästään tietä olevan upotussyvyyden riittävyttä, jolloin muuttujaa ei olisi tarvinnut.

LÄHTEET

Bodo, B. & Jones, C. (2013). *Introduction to Soil Mechanics*. 1. painos. United Kingdom: John Wiley & Sons, Ltd.

Bond, A. & Harris, A. (2008). *Decoding Eurocode 7*. 1. painos. Oxon: Taylor & Francis

Brooks, H. (2010). *Basics of Retaining Wall Design*. 8. painos. United States: HBA Publications, Inc.

Clayton, C. & Woods, R. & Bond, A. & Milititsky, J. (2014). *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures*. 3. painos. United States: Taylor & Francis Group.

Huang, A. & Yu, H. (2018). *Foundation Engineering Analysis and Design*. 1. painos. United States: Taylor & Francis Group.

Institution of Structural Engineers. (2013). *Manual for the geotechnical design of structures to Eurocode 7*.

Jääskeläinen, R. (2011). *Geotekniikan perusteet*. 3. painos. Jyväskylä: Tammertekniikka / Amk-Kustannus Oy.

Jääskeläinen, R. (2012). *Pohjarakennuksen perusteet*. 3. painos. Jyväskylä: Tammertekniikka / Amk-Kustannus Oy.

Orr, T. & Farrell, E. (1999). *Geotechnical Design to Eurocode 7*. 1. painos. London: Springer-Verlag London Limited.

Rantamäki, M. & Jääskeläinen, R. & Tammirinne, M. (2008). *Geotekniikka*. 21. muuttamaton painos. Helsinki: Oy Yliopistokustannus/Otatieto.

Ruotsala, M. (2011). *Ratojen tukiseinien mitoittaminen Eurokoodilla*. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 6/2011. Helsinki: Liikennevirasto.

RIL 166. *Pohjarakenteet*. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 157-1. *Geomekaniikka I*. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 157-2. *Geomekaniikka II*. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 201-1-2017. *Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat*. Eurokoodit EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3, EN 1991-1-4. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 201-2-2017. *Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat*. Eurokoodit EN 1991-1-2, EN 1991-1-5, EN 1991-1-6, EN 1991-1-7, EN 1991-3 ja EN 1991-4. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 207-2017. *Geotekninen suunnittelu*. Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 254-2016. *Paalutusohje 2016 PO-2016*. Osa 1: suunnittelun perusteet, osa 2: paalutusohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 263-2014. *Kaivanto-ohje*. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

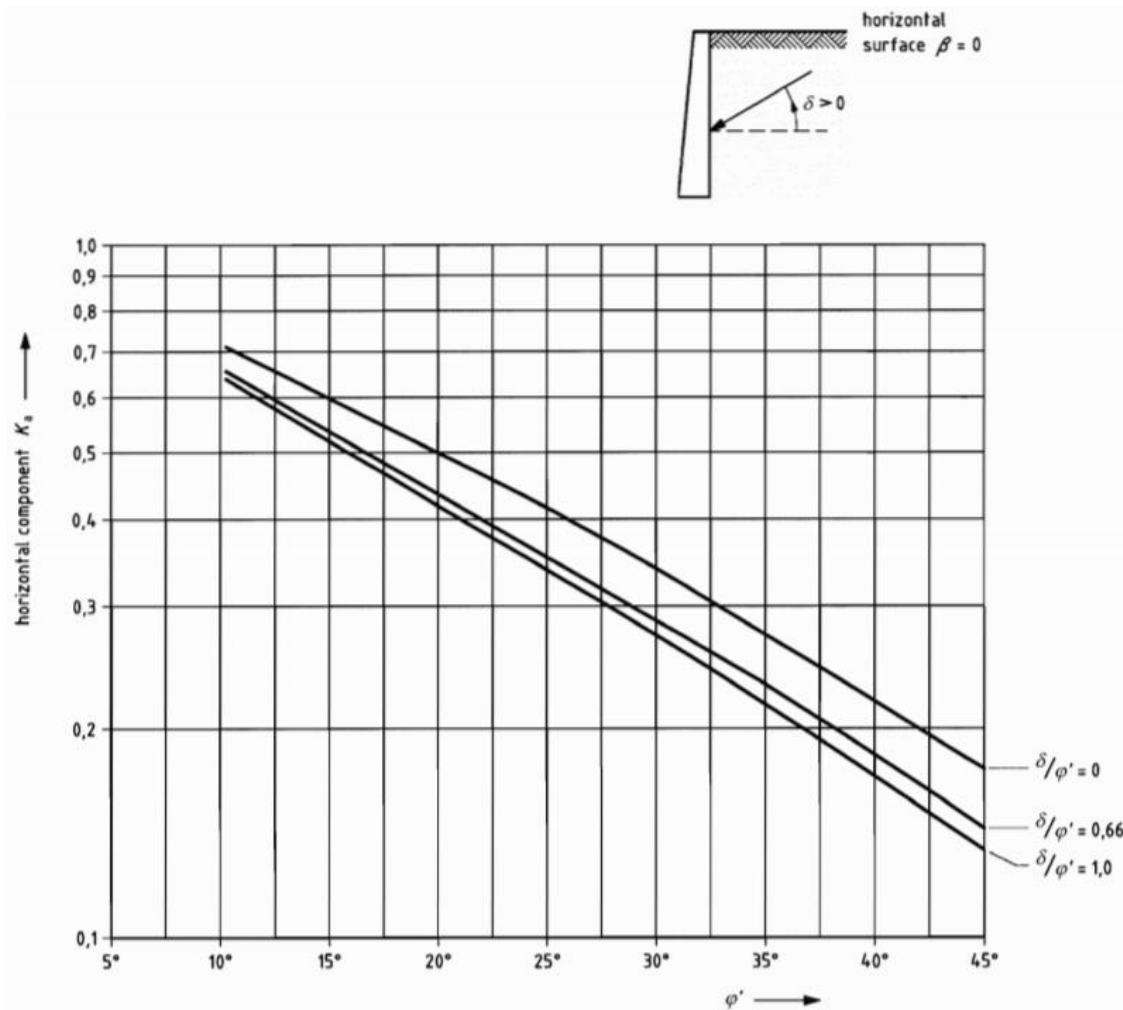
SFS. (2019). *Eurokoodit: Eurooppalaiset kantavien rakenteiden suunnittelustandardit*. Kasvua ja kilpailukykyä standardeilla. Rakennusteollisuus.

SFS-EN 1997-1. *Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu*. 3. painos. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

Simpson, B. (2011). *Concise Eurocodes: Geotechnical Design*. BS EN 1997-1: Eurocode 7, Part 1. London: British Standards Institution.

Smith, I. (2006). *Smith's Elements of Soil Mechanics*. 8. painos. United States: Blackwell Publishing.

Aktiivimaanpaineiden nomogrammit



Kuva 1. Aktiivipainekertoimeen K_a vaakakomponentti tapauksessa, jossa tuettava maanpinta on vaakasuorassa $\beta = 0$ (SFS-EN 1997-1, s. 137).

δ on rakenteen ja maan välinen kitkakulma

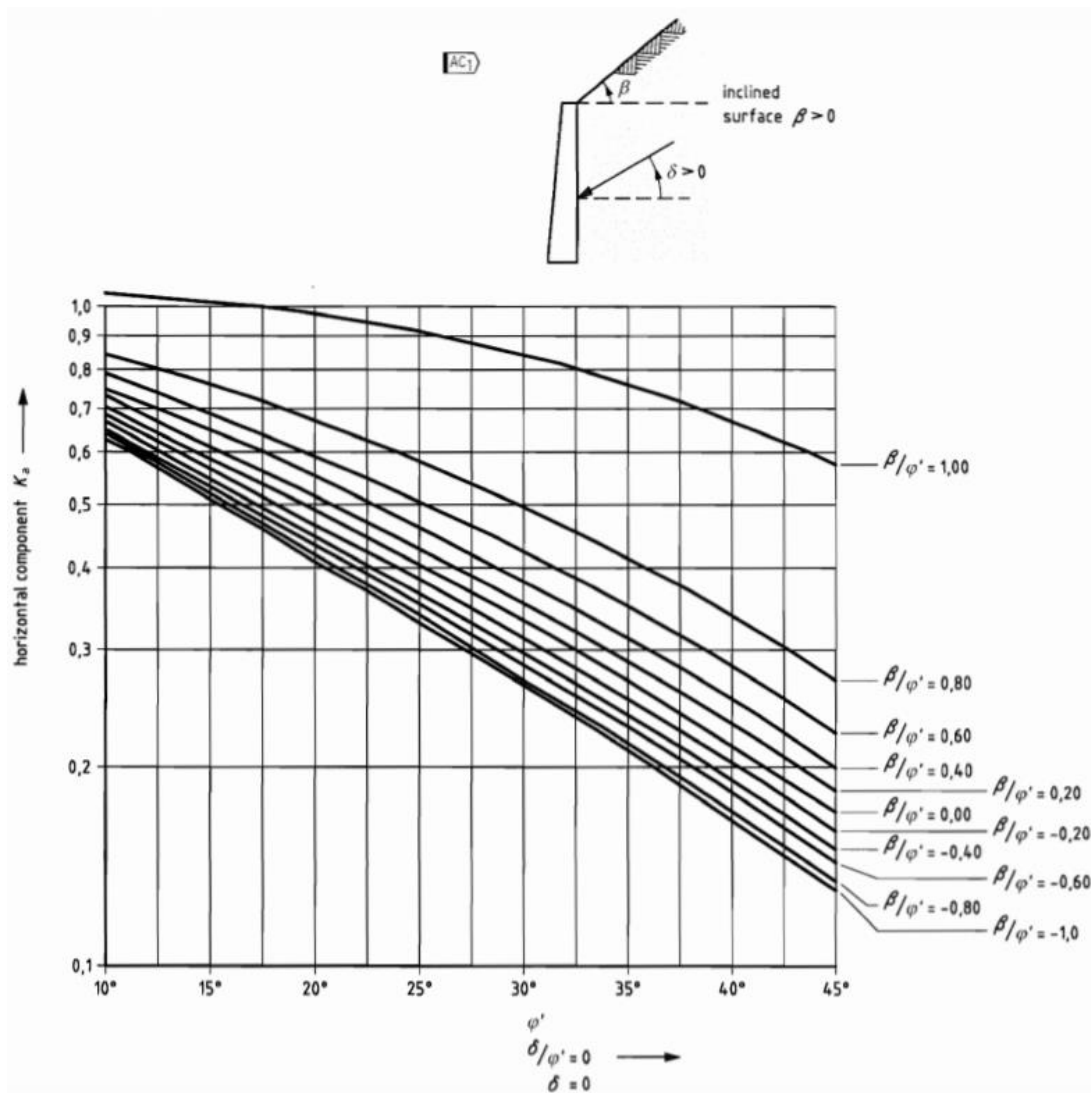
φ' on tuettavan maaperän leikkauskestävyyuskulma

β on maan kaltevuuskulma seinän takana (ylöspäin positiivinen)

$\delta/\varphi' = 0$ kitkattomalla tukiseinällä

$\delta/\varphi' = 2/3$ teräsponttiseinällä tai esivaletulla tukiseinällä

$\delta/\varphi' = 1$ maahan valetulla tukiseinällä

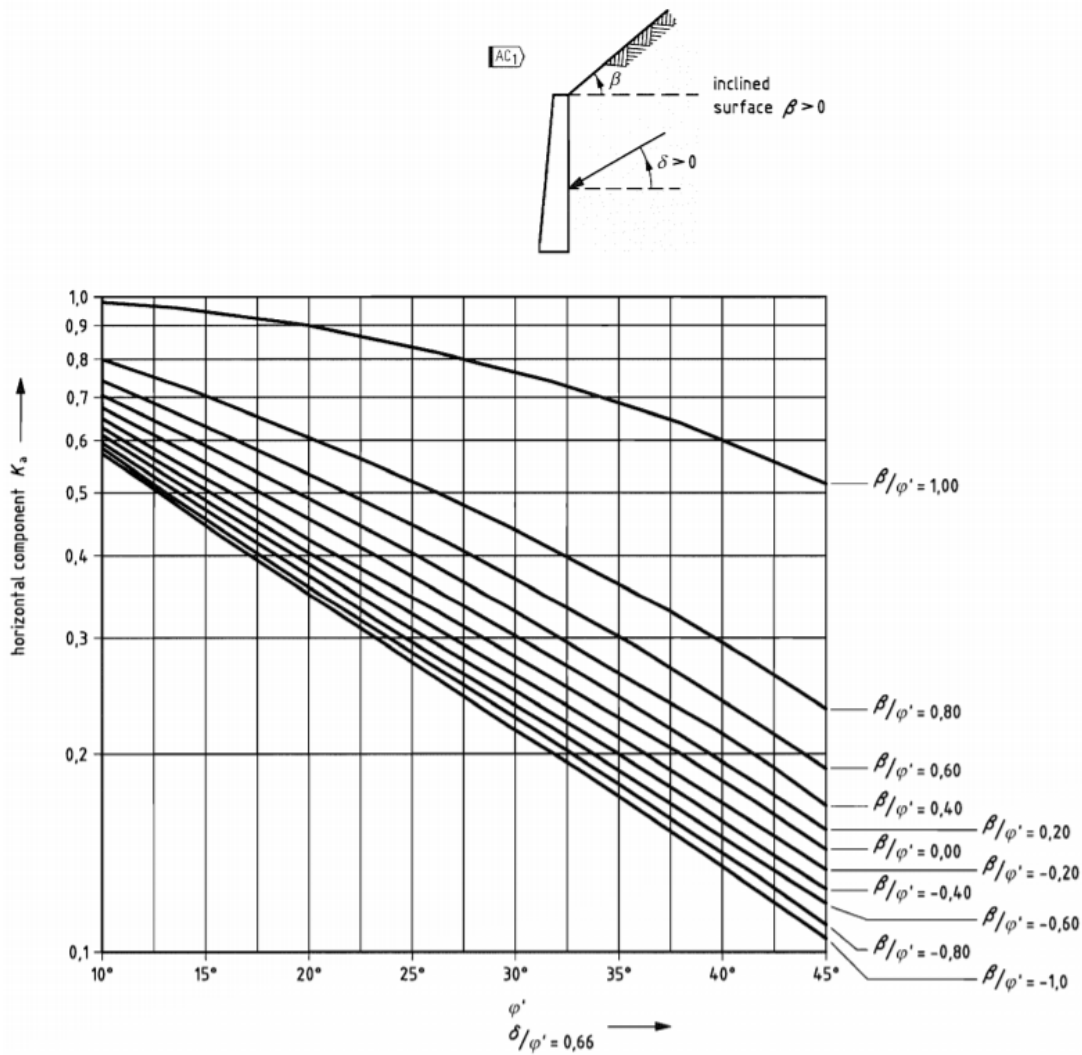


Kuva 2. Aktiivipaine kertoimeen K_a vaakakomponentti tapauksessa, jossa tuettava maanpinta ei ole vaakasuorassa $\beta \neq 0$ ja tukiseinä on kitkaton (SFS-EN 1997-1, s. 138).

δ on rakenteen ja maan välinen kitkakulma

φ' on tuettavan maaperän leikkauskestävyysskulma

β on maan kaltevuuskulma seinän takana (ylöspäin positiivinen)

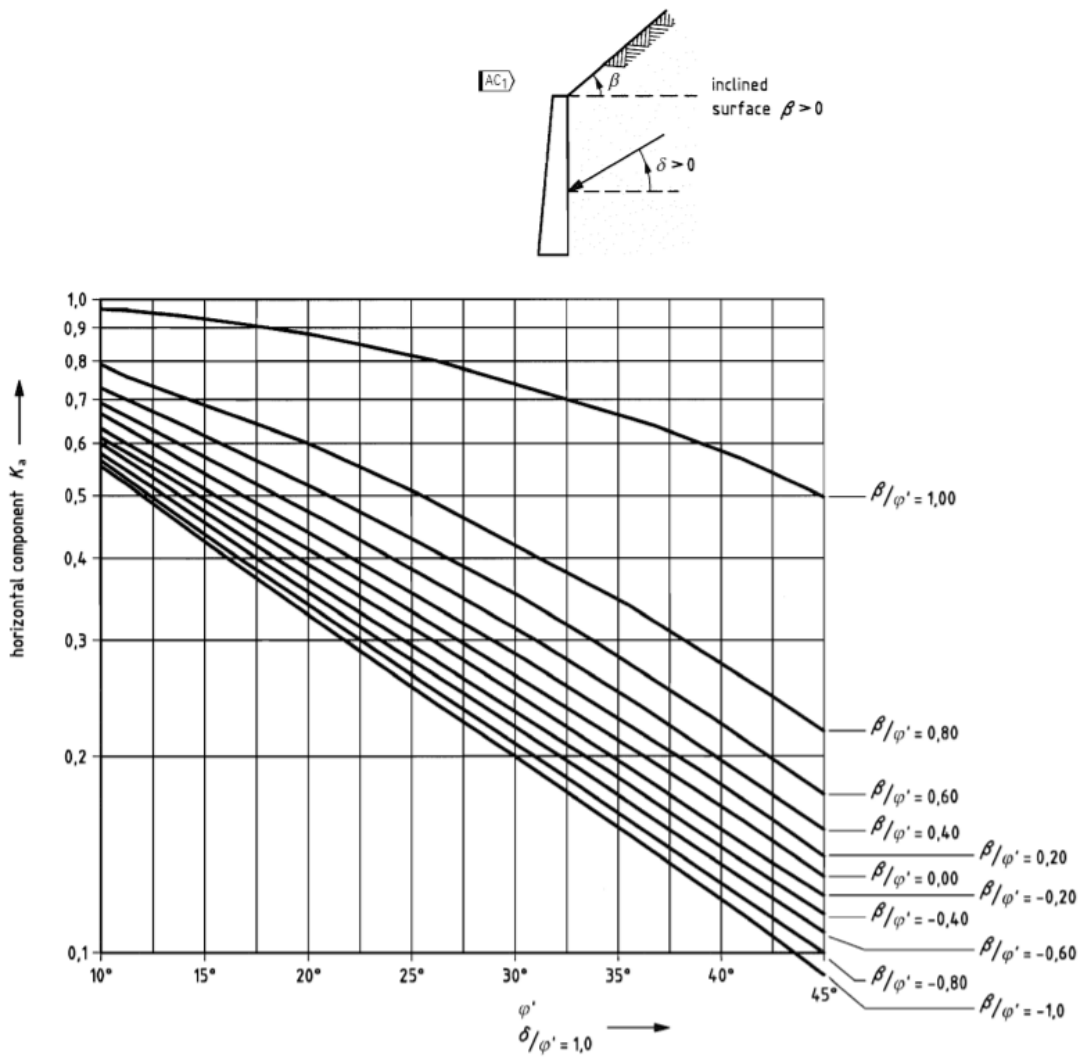


Kuva 3. Aktiivipaine kertoimeen K_a vaakakomponentti tapauksessa, jossa tuettava maanpinta ei ole vaakasuorassa $\beta \neq 0$ ja tukiseinän materiaali on teräspontti tai esivalettu betoni (SFS-EN 1997-1, s. 139).

δ on rakenteen ja maan välinen kitkakulma

φ' on tuettavan maaperän leikkauskestävyyuskulma

β on maan kaltevuuskulma seinän takana (ylöspäin positiivinen)



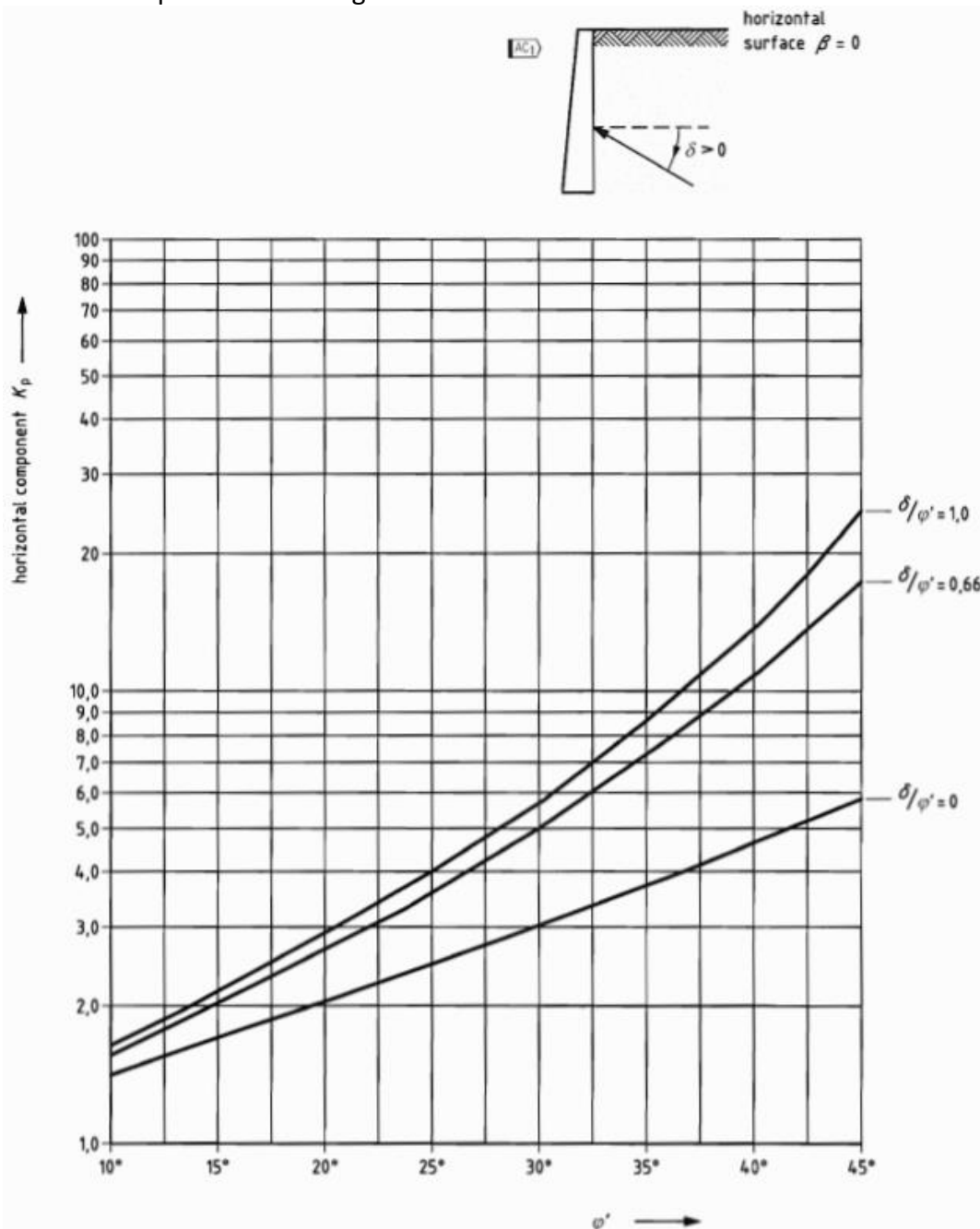
Kuva 4. Aktiivipainekertoimeen K_a vaakakomponentti tapauksessa, jossa tuettava maanpinta ei ole vaakasuorassa $\beta \neq 0$ ja tukiseinän materiaali on maahan valettu betoni (SFS-EN 1997-1, s. 140).

δ on rakenteen ja maan välinen kitkakulma

φ' on tuettavan maaperän leikkauskestävyyuskulma

β on maan kaltevuuskulma seinän takana (ylöspäin positiivinen)

Passiivimaanpaineiden nomogrammit



Kuva 1. Passiivipainekertoimeen K_p vaakakomponentti tapauksessa, jossa tuettava maanpinta on vaakasuorassa $\beta = 0$ (SFS-EN 1997-1, s. 141).

δ on rakenteen ja maan välinen kitkakulma

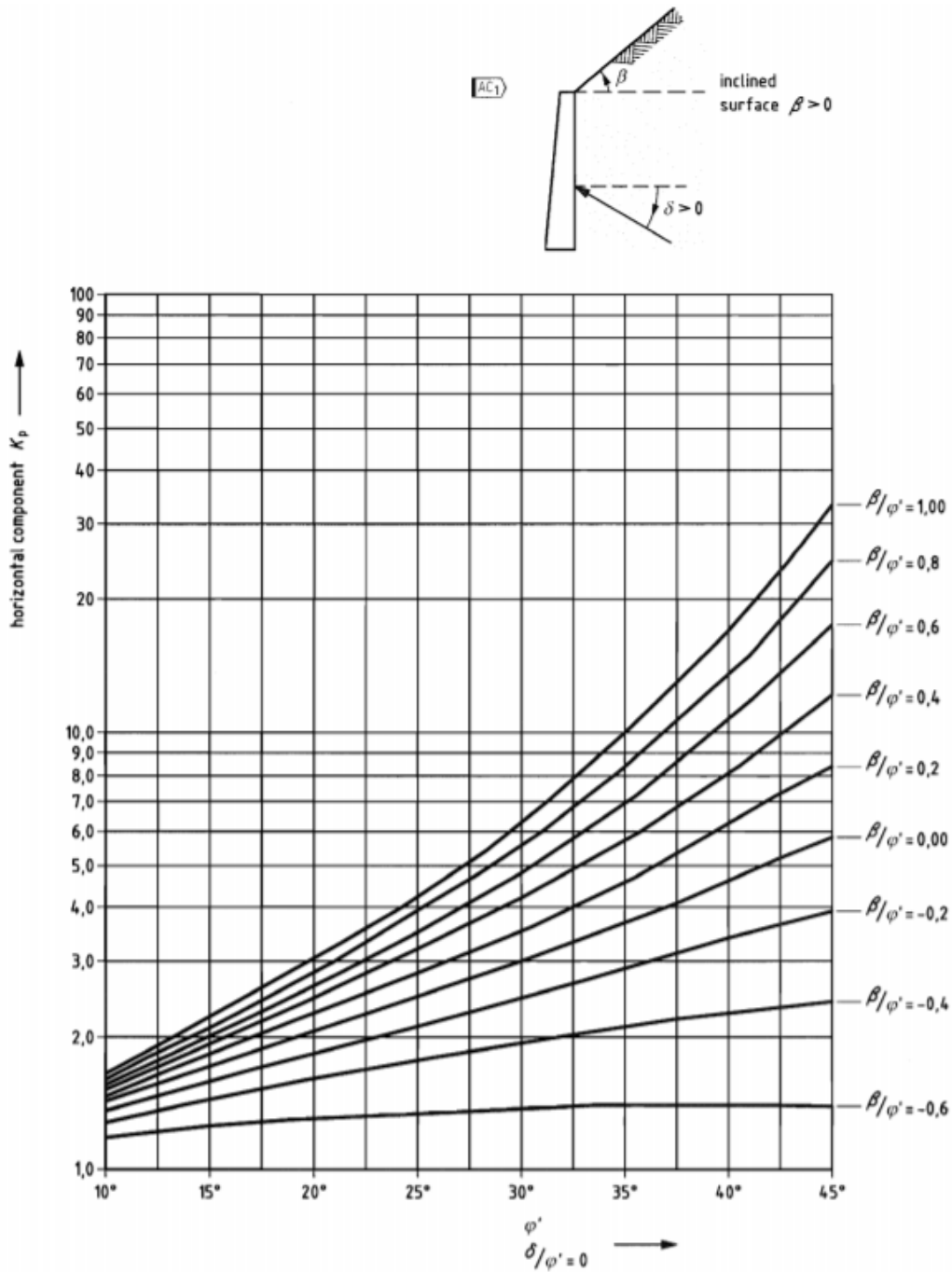
ϕ' on tuettavan maaperän leikkauskestävyyuskulma

β on maan kaltevuuskulma seinän takana (ylöspäin positiivinen)

$\delta/\phi' = 0$ kitkattomalla tukiseinällä

$\delta/\phi' = 2/3$ teräsponsittiseinällä tai esivaletulla tukiseinällä

$\delta/\phi' = 1$ maahan valetulla tukiseinällä

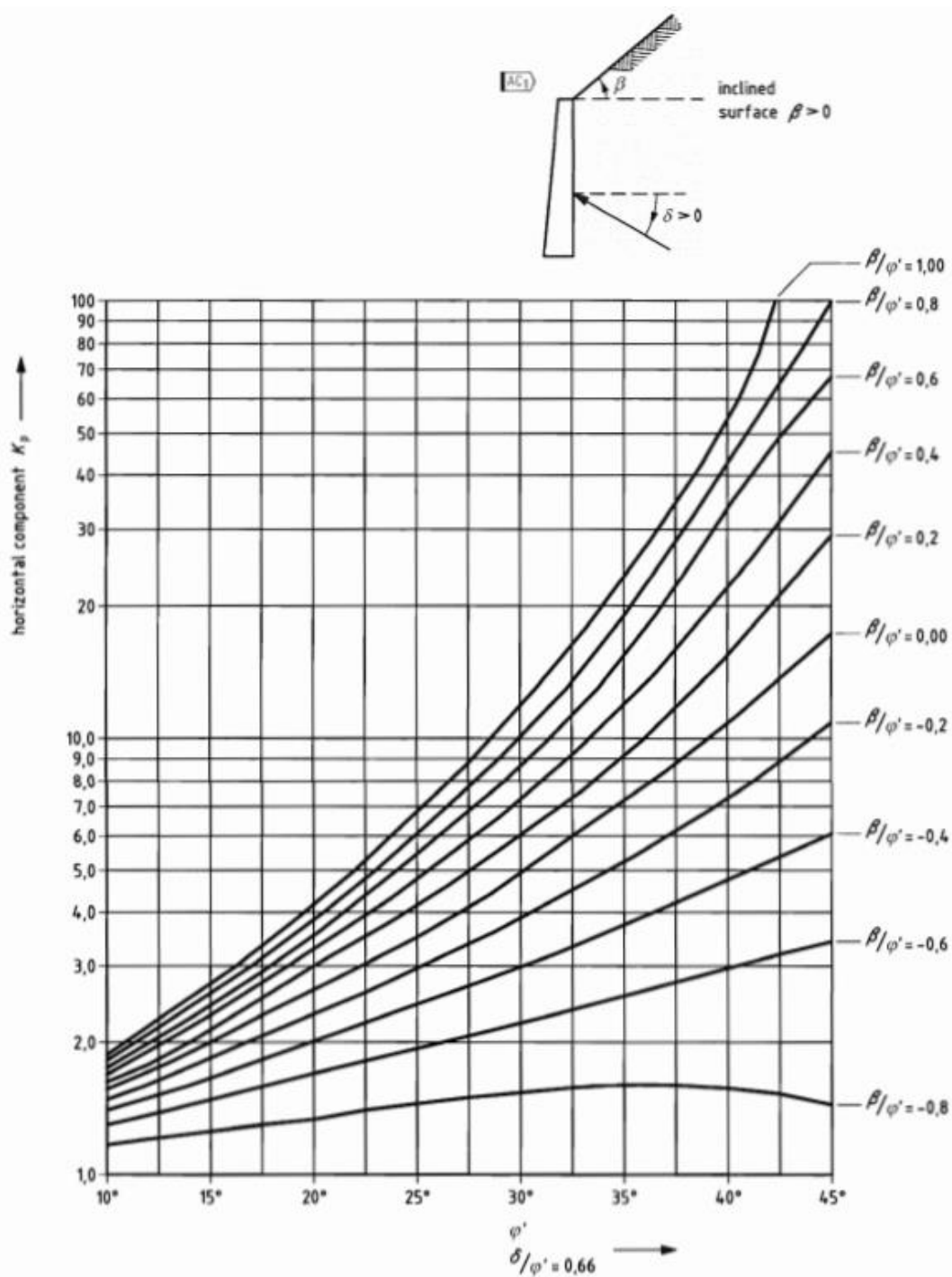


Kuva 2. Passiivipainekertoimeen K_p vaakakomponentti tapauksessa, jossa tuettava maanpinta ei ole vaakasuorassa $\beta \neq 0$ ja tukiseinä on kitkaton (SFS-EN 1997-1, s. 142).

δ on rakenteen ja maan välinen kitkakulma

φ' on tuettavan maaperän leikkauskestävyysskulma

β on maan kaltevuuskulma seinän takana (ylöspäin positiivinen)

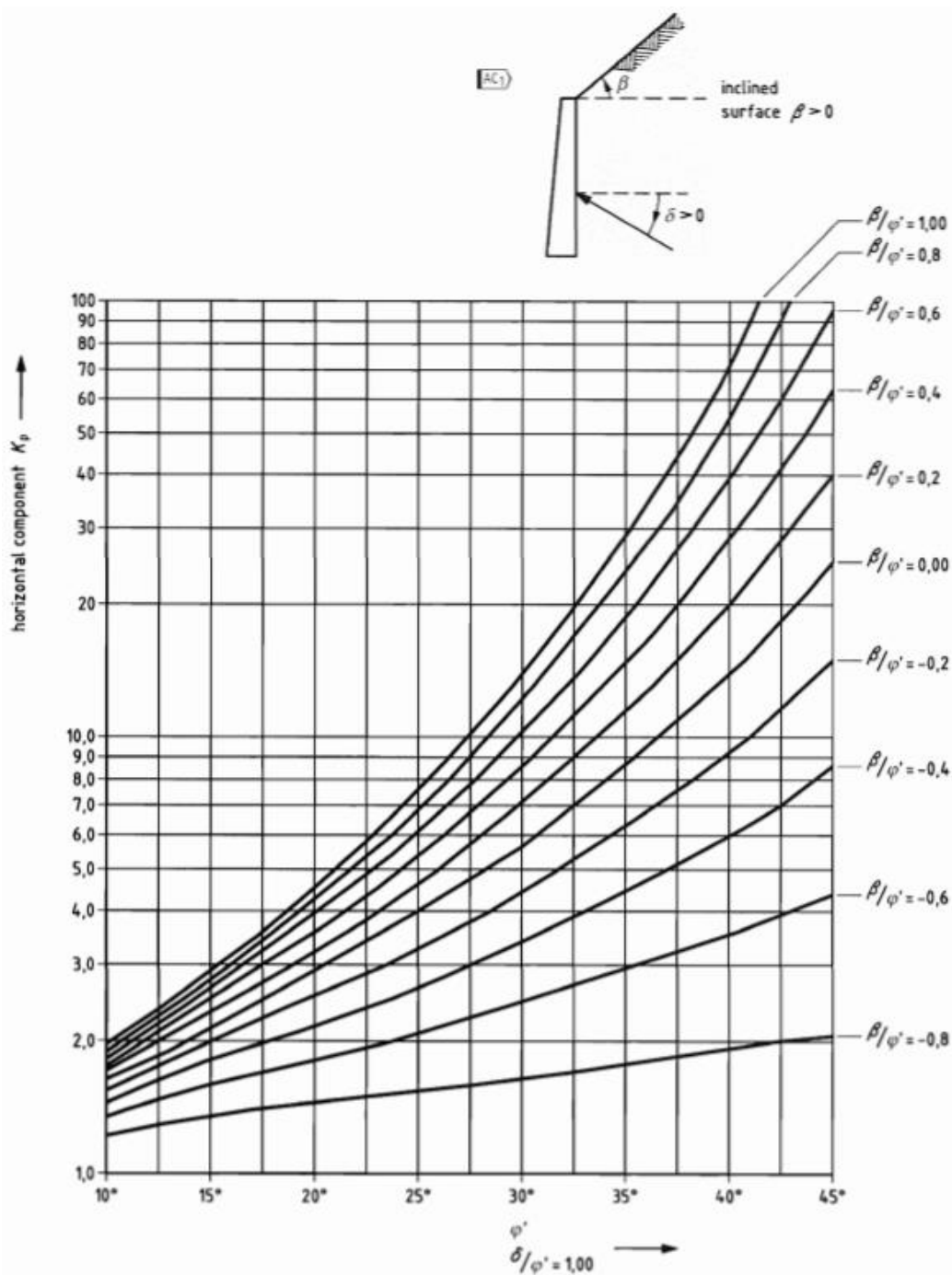


Kuva 3. Passiivipainekertoimeen K_p vaakakomponentti tapauksessa, jossa tuettava maanpinta ei ole vaakasuorassa $\beta \neq 0$ ja tukiseinän materiaali on teräspontti tai esivalettu betoni (SFS-EN 1997-1, s. 143).

δ on rakenteen ja maan välinen kitkakulma

φ' on tuettavan maaperän leikkauskestävyyuskulma

β on maan kaltevuuskulma seinän takana (ylöspäin positiivinen)



Kuva 4. Passiivipainekertoimeen K_p vaakakomponentti tapauksessa, jossa tuettava maanpinta ei ole vaakasuorassa $\beta \neq 0$ ja tukiseinän materiaali on maahan valettu betoni (SFS-EN 1997-1, s. 144).

δ on rakenteen ja maan välinen kitkakulma

φ' on tuettavan maaperän leikkauskestävyysskulma

β on maan kaltevuuskulma seinän takana (ylöspäin positiivinen)