

PEIKKO
**WHITE
PAPER**



**MAAN MODUULIN MÄÄRITTÄMINEN
ONSHORE-TUULIVOIMAPERUSTUSTEN
SUUNNITTELUSSA**

Julkaistu: 02/2023

SISÄLLYS

1.	JOHDANTO.....	3
2.	MAAN JÄYKKYYS.....	6
2.1.	Johdanto.....	6
2.2.	Muodonmuutosmoduuli, yleistä.....	6
2.3.	Moduuli: mikä niistä?.....	7
3.	MAAN MODUULIIN VAIKUTTAVAT TEKIJÄT	8
3.1.	Olosuhteisiin liittyvät tekijät	8
3.1.1	Maan tiiveys ja hiukkasten järjestäytyminen.....	8
3.1.2	Vesipitoisuus.....	8
3.1.3	Jännityshistoria.....	8
3.1.4	Sementaatio.....	8
3.2.	Kuormitukseen liittyvät tekijät.....	8
3.2.1	Jännitystila ja muodonmuutosreunaehdot.....	9
3.2.2	Muodonmuutostaso.....	10
3.2.3	Muodonmuutosnopeuden vaikutus.....	10
3.2.4	Kuormitus syklien lukumäärä.....	11
3.2.5	Maan kuivatustilanne kuormituksessa.....	11
4.	PIENEN MUODONMUUTOSTASON TANGENTTIMODUULI.....	12
5.	PALAUTUS-UUDELLAENKUORMITUSMODUULI.....	16
6.	KOKOONPURISTUVUUSMODUULI ELI ÖDOMETRIMODUULI	17
6.1.	Maan käyttö yksilöteissä kokoonpuristumisessa	17
6.2.	Tangenttimoduulin matemaattinen kuvaus	18
6.3.	Hiekkojen ja silttien epälineaarinen kokoonpuristuvuusmoduuli	21
7.	MAAN MODUULIN MÄÄRITYS IN SITU -KOKEILLA.....	23
7.1.	In situ -kokeiden soveltuvuus	23
7.2.	Maan moduulin arviointi geofysikaalisilla mittauksilla	24
7.3.	Maan moduulin määrittäminen CPTU-kokeilla	24
7.3.1	Karkearakeiset maat	27
7.3.1.1	Kimmoduuli E'	28
7.3.1.2	Kokoonpuristuvuusmoduuli M	30
7.3.2	Hienorakeiset maat	32
7.3.2.1	Kokoonpuristuvuusmoduuli M	32
7.4.	Maan moduulin määrittäminen Standard Penetration Testillä (SPT)	34
7.4.1	Korrelaatioita.....	34
7.4.2	Leikkauksaallonnopeus SPT-kairauksen perusteella	35
7.4.3	Maan moduulin arviointi SPT-kairauksien perusteella	36
8.	MAAN JÄYKKYYDEN MÄÄRITTÄMINEN SUOMALAISSA OLOSUHTEISSA.....	37
8.1.	Kitkamaat	37
8.2.	Hienorakeiset maat.....	42
9.	MENETELMÄ MODUULIEN E_{50} JA E_{ur} MÄÄRITTÄMISEKSI	44
9.1.	Yleisiä huomioita.....	44
9.2.	Menetelmä moduulien E_{50} ja E_{ur} määrittämiseksi.....	45
9.3.	Määritettyjen moduuliarvojen soveltaminen Hardening soil-maamallin parametreina	48
10.	YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET.....	51
11.	LÄHTEET	52

WHITE PAPER

TEKIJÄT:



Andris Bērziņš
Ms. Sc. Ing.
Senior Manager
Wind Energy Applications
Peikko Group Corporation



Jānis Šliseris
Dr. Sc. Ing.
Structural Designer
Peikko Group Corporation



Marco D'Ignazio
PhD
Specialist
Ramboll Finland Oy



Ville Lehtonen
PhD
Specialist
Ramboll Finland Oy



Bruno di Buó
PhD
Specialist
Ramboll Finland Oy

1. JOHDANTO

Tuulivoimaloiden koko ja teho kasvavat vuosittain, ja myös niiden perustuskuormat ovat kasvaneet vastaavasti, tuplaantuen viimeisen kahdeksan vuoden aikana. Näin ollen myös tuulivoimaperustusten suunnittelussa käytettävien geoteknisten suunnittelumenetelmien tarkkuuden tulisi parantua vastaavasti siten, että perustusten suunnitteluratkaisut optimoidaan sekä turvallisuuden että kustannusten näkökulmasta.

Tarkin käytössä oleva suunnittelumenetelmä on numeerisen, epälineaarisen 3D-maaperämallin käyttö. Matemaattisia maamalleja on monia erilaisia, ja ne soveltuvat eri maalajeille ja eri mitoitustilanteisiin. Eräs parhaista malleista tuulivoimaperustusten suunnitteluun (tarkkuuden ja turvallisuuden näkökulmasta) on Hardening soil small strain (HSS).

Tarkan lopputuloksen saavuttamiseksi numeeriset maamallit vaativat myös tarkkaan määritetyt laskentaparametrit. Geotekniset parametrit tulisi valita siten, että ne vastaavat kyseessä olevaa mitoitustilannetta, jolloin voidaan taata turvallinen ja kustannustehokas ratkaisu. Maamateriaalien ominaisuuksien vaihtelevuus kuitenkin tekee geoteknisestä suunnittelusta ja siinä käytettävien parametrien valinnasta haastavaa.

Hardening soil small strain -malli vaatii useita eri parametreja jokaiselle maakerrokselle. Tarvittavat parametrit on annettu taulukossa 1-1. Useat parametrit ovat helposti määritettävissä kokeellisesti tai kirjallisuusarvoina, mutta toiset saattavat vaatia seikkaperäisempää testausta ja tutkimusta. Taulukko 1-1 on jaettu primäärisiin ja sekundäärisiin parametreihin. Ilman primääristen parametrien määrittämistä malli ei toimi riittävän tarkasti. Sekundääriset parametrit ovat myös tarpeellisia mallintamiseen, ja ne voidaan johtaa joko primääristen parametrien tai kirjallisuusarvojen perusteella. Taulukossa 1-2 on annettu lisäopastusta tärkeimpien parametrien arvon määrittämiseen.

Tässä raportissa on esitetty kattava selvitys maan moduulin määrittämisestä eri maalajeille, sekä karkearakeisille (karkeasta siltistä soraan ja moreeniin) että hienorakeisille (hienot siltit, savet) maalajeille. Tavoitteena on antaa suunnittelijoille teoreettista ja käytännönläheistä tietoa maan moduulin määrittämiseen onshore-tuulivoimaperustusten suunnittelussa. Raportissa keskitytään kimmomodulin E , 50 % primäärikuormitusta vastaavan sekanttimoduulin E_{50} , palautus/uudelleenkuormitusmoduulin sekanttiarvon E_{ur} , yksiulotteisen kokoonpuristumismoduulin (ödometrimoduulin) E_{oed} sekä pienen muodonmuutostason leikkausmoduulin G_{max} (tai G_0) määrittämiseen.

Maan moduulin määrittäminen ei ole yksinkertaista, sillä sen arvo riippuu useista tekijöistä. Näitä ovat esim. olosuhteisiin liittyvät tekijät (raerungon tiheys, vesipitoisuus, jännityshistoria, sementoituminen) sekä kuormitukseen liittyvät tekijät (jännitystaso ja muodonmuutosten reunaehdot, muodonmuutostaso, kuormitusnopeuteen liittyvät tekijät, kuormitusyklarisen lukumäärä, kuivattuminen kuormituksen aikana). Maan ominaisuuksien tarkkaan määrittämiseen tietyllä alueella vaaditaan kattavasti laboratorio- tai kenttäkokeita.

Kerroksellisen, epälineaarisen käyttäytyvän maan mallintaminen on tarkinta käyttäen epälineaarisia numeerisia maaperämalleja (esim. Hardening soil -pohjaiset mallit), erityisesti verrattuna tyypillisiin lineaarisiin jousimalleihin. Lineaarilla jousimalleilla ei voida riittävällä tavalla huomioida maan jäykkyyden jännitystilarippuvuutta, tai esim. maaperän vaakasuuntaisten muodonmuutosominaisuuksien ja -reunaehtojen (esim. maan puristuminen vaakasuunnassa ulospäin perustuksen alla) vaikutusta. Näin ollen jousimallien käyttö saattaa johtaa epätarkempiin, vähemmän kilpailukykyisiin, ja joskus jopa virheellisiin ratkaisuihin, jotka saattavat aiheuttaa ongelmia perustuksen käyttöikänsä kuluessa.

Tässä raportissa on selvitetty myös olemassa olevia korrelaatioita in situ -mittausten (esim. CPTU, SPT, seismiset mittaukset) ja

suunnitteluparametrien välillä. Tämän lisäksi käsitellään maan moduulin ja muiden suunnitteluparametrien välisiä korrelaatioita. Moduulin suoraa määrittämistä esim. ödometrikokeella ei käsitellä tässä yhteydessä, sillä se on riittävällä tasolla selvitetty esim. oppikirjoissa ja muussa kirjallisuudessa. On kuitenkin huomattava, että suorat mittaukset ovat usein tarkempia kuin korrelaatioiden käyttö.

Moduulin arvot annetaan kirjallisuudessa ja raporteissa usein ilman riittävää taustatietoa ja selitystä siitä, miten arvo on määritetty. Tässä raportissa pyritään selvittämään eri tavalla määritettyjen moduulin arvojen välistä eroa. Lisäksi pyritään antamaan suosituksia laskennassa käytettävän moduularvon valintaan suomalaisissa maaperäolosuhteissa, perustuen laboratorio- tai in situ -mittauksiin, tai kirjallisuusarvoihin.

Luvussa 2–6 on selitetty eri tavoin määriteltyjä moduuleja ja niiden arvoon vaikuttavia tekijöitä. Luvussa 7 on esitetty erilaisia moduulin määrittämiseen sopivia pohjatutkimusmenetelmiä sekä niiden tulosten ja moduulin arvojen välisiä korrelaatioita. Luvussa 8 on esitetty Suomessa käytetyt, NCCI 7 mukaiset maalajitaulukot, ja niiden mukainen moduulin arvon määrittäminen suomalaisissa maaperäolosuhteissa. Luvussa 9 on esitetty vuokaaviot moduulin arvojen määrittämiseksi riippuen kulloinkin käytettävissä olevista lähtötiedoista.

Taulukko 1-1 Epälineaarisen HSS-mallin parametrit.

Parametri	Symboli	Suure
Primääriparametrit		
Maalaji	-	-
Maakerroksen paksuus	-	m
Tilavuuspaino, kuivana	γ_d	kN/m ³
Tilavuuspaino, vedellä kyllästetty	γ_{sat}	kN/m ³
Avoimen tilan sekanttimoduuli ja vertailujännitys	E_{50}^{ref}	MPa
	p^{ref}	kPa
Palautus/uudelleenkuormitusmoduuli ja vertailujännitys	E_{ur}^{ref}	MPa
	p^{ref}	kPa
Kriittisen tilan kitkakulma	ϕ	deg
Poissonin luku	ν_{ur}	-
Koheesio	c	kPa
Sekundääriparametrit		
Dilataatiokulma	ψ	deg
EkspONENTTI	m	-
Ödometrimoduulin tangenttiarvo ja vertailujännitys	E_{oed}^{ref}	MPa
	p^{ref}	kPa
Lepopaine kerroin	K_0^{NC}	-
(jos relevantti) ”Esikuormitusjännitys” (Pre-Overburden Pressure)	POP	kPa
(jos relevantti) Ylikonsolidaatioaste (Over-consolidation ratio)	OCR	-
Pienen muodonmuutostason kimmo- tai leikkausmoduuli ja vertailujännitys	E_0^{ref} tai G_0^{ref}	GPa
	p^{ref}	kPa
Rajamuodonmuutostaso	$\gamma_{0,7}$	-

Taulukko 1-2 Lisähuomioita parametreille.

Symboli	Huomioita
E_{50}^{ref}	Sekanttimoduuli E_{50} on määritetty Eurokoodi 7:n osassa EN 1997-2. Sen arvo voidaan määrittää suoraan avoimella kolmiaksaalikokeella, tai johtaa tässä raportissa esitetyillä tavoilla.
E_{ur}^{ref}	Voidaan määrittää suoraan avoimella kolmiaksaalikokeella, tai johtaa tässä raportissa esitetyillä tavoilla.
E_{oed}^{ref}	Ödometrimoduuli voidaan määrittää suoraan ödometrikokeella, tai johtaa tässä raportissa esitetyillä tavoilla.
c	HSS-mallissa oletetaan yleensä $c = 0$ koheesiomailla avoimessa tilassa.
ν	Tuulivoimaperustusten yhteydessä oletetaan yleensä $\nu = 0,2$, myös koheesiomailla.
ψ	Yleensä oletetaan kitkamaille $\psi = \varphi - 30^\circ$.
m	Eksponentin arvoksi oletetaan yleensä $m = 0,4 \dots 0,5$. Voidaan määrittää eri jännitystilassa tehtävillä kolmiaksaalikokeilla. Älä sekoita tätä moduulilukuun, josta tyypillisesti käytetään samaa symbolia.

2. MAAN JÄYKKYYS

2.1. Johdanto

Suurin syy maan muodonmuutoksiin on mekaaninen kuormitus ja sen muutokset (mistä aiheutuu esim. painumaa kuormituksen kasvaessa, tai maan nousua kuormituksen pienentyessä). Tämän lisäksi muodonmuutoksia voivat aiheuttaa muutokset olosuhteissa, kuten vesipitoisuuden, lämpötilan, pohjaveden tason tai kemiallisten tekijöiden muutokset. Muodonmuutoksia, jotka liittyvät jännitystilän muutoksiin, voidaan kuvata jännitys-muodonmuutoskuvaajalla.

Maan todellisen jännitys-muodonmuutoskäyttäytymisen kuvaamiseen soveltuvan laboratorio- tai in situ -kokeen valinta ei ole aina helppoa. Ihannetilanteessa kokeella voitaisiin määrittää maan mekaaniset ominaisuudet kenttäolosuhteita vastaavasti joko maaelementin tai koko järjestelmän tasolla.

Esimerkkinä voidaan pitää ohuelle kokoonpuristuvalla maakerrokselle perustettua suurikokoista tuulivoimaperustusta. Tyypillinen koe näissä olosuhteissa on ödometrikoe. Vaikka ödometrikoeäytettyä ympäröivien sivujen jäykät rajapinnat eivät ole kenttäolosuhteissa todellisia, voidaan perustuksen alapuolista maaelementtiä ympäröivän maan aiheuttaman vastapaineen ja ylä- ja alapuolisten kerrosten kitkan muodostavan riittävällä tarkkuudella ödometrikoeita vastaavat olosuhteet. Koska koejärjestelyiden ja kentällä esiintyvien olosuhteiden välillä on silti eroja, joudutaan laskelmissa joskus käyttämään tähän liittyviä korjauskertoimia.

Toinen esimerkki on perustamissyvyydeltään matala perustus paksun maakerroksen päällä. Tällöin maaperän muodonmuutosreunaehtoja vastaava koe on pressometrikoe, jolla voidaan määrittää vaakasuunnassa tapahtuva maan muodonmuutoskäyttäytyminen ja tätä kautta arvioida perustuksen painumaa. Toinen näihin olosuhteisiin ja reunaehtoihin mahdollisesti soveltuva koe on levykuormituskoe, joskin sen vaikutusalue rajoittuu levyn pienestä halkaisijasta johtuen hyvin lähelle pintaa. Nämäkin kokeet vaativat tyypillisesti korjaustekijöitä, jotta erot todelliseen kuormitustilanteeseen saadaan huomioitua.

Maan jännitys-muodonmuutoskäyttäytymisen kuvaamiseen on erilaisia menetelmiä. Eräs yksinkertaisimmista lähestymistavoista on muodonmuutosmoduulin käyttö maan jäykkyyttä kuvaavana suureena.

2.2. Muodonmuutosmoduuli, yleistä

Maan tyypillinen jännitys-muodonmuutoskuvaaja on epälineaarinen, ja sen muoto riippuu useista eri tekijöistä. Kuvaajan alkuosa voidaan yksinkertaistaa suoraksi viivaksi, jonka kulmakerroin riippuu kimmomoduulista (Youngin moduuli) E ja Poissonin luvusta ν .

Kimmoisuuden (elastisuuden) käsite kuvaa maan kykyä palata alkuperäiseen muotoonsa kuormituksen jälkeen. Tyypillisesti maa ei käyttäydy tällä tavalla, vaan maassa tapahtuu pysyviä (plastisia) muodonmuutoksia. Lineaarisesti kimmoisan materiaalin käsite kuvaa materiaalia, jonka jännitys-muodonmuutoskuvaaja on lineaarinen ja moduuli (suoran kulmakerroin) vakio. Maamateriaaleilla puolestaan tapahtuu jo melko pienellä muodonmuutostasolla epälineaarisesti kasvavaa muodonmuutosta (kuvaaja ei ole suora). Maan jäykkyyttä voidaan kuitenkin kuvata moduulilla määrittämällä jännitys-muodonmuutoskuvaajasta sekanttiarvo piirtämällä suora kahden pisteen välille. Tämä voidaan tehdä esim. piirtämällä suora origosta halutulle muodonmuutostasolle (Kuva 2-1), tai esim. palautus-uudelleenkuormitussilmukan päiden välille.

Kolmiaksisiaalikoeksessa (Kuva 2-1) kimmomoduuli E määritellään:

$$E = (\sigma_1 - \sigma_3) / \varepsilon_1 = q / \varepsilon_3 \quad (1)$$

missä σ_1 ja σ_3 ovat suurin ja pienin pääjännitys, ja $\varepsilon_1 = \varepsilon_a$ (akksiaalinen muodonmuutos) on muodonmuutos suurimman pääjännityksen suunnassa.

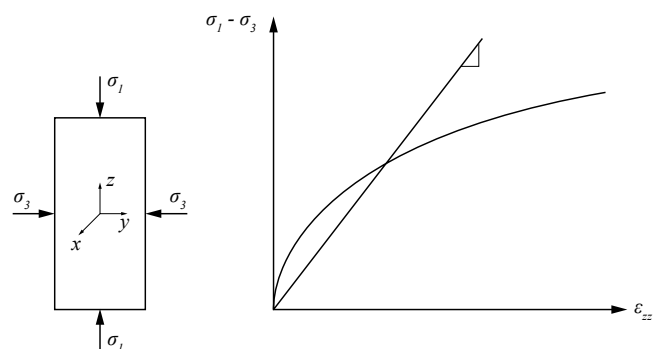
Geoteknisessä suunnittelussa tärkeitä moduulikäsitteitä kimmomoduulin (E) lisäksi ovat kokoonpuristuvuusmoduuli (M) sekä leikkausmoduuli (G). Näitä hyödynnetään maan jäykkyysominaisuuksien kuvaamiseen eri sovellutuksissa ja tilanteissa. Kimmoteoriasta voidaan johtaa yhteydet eri moduulien välille:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2)$$

$$M = E \frac{(1+\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (3)$$

missä ν on Poissonin luku.

Kuva 2-1 Moduuli kolmiaksisiaalisessa puristuksessa (Briaud 2013 mukaan).

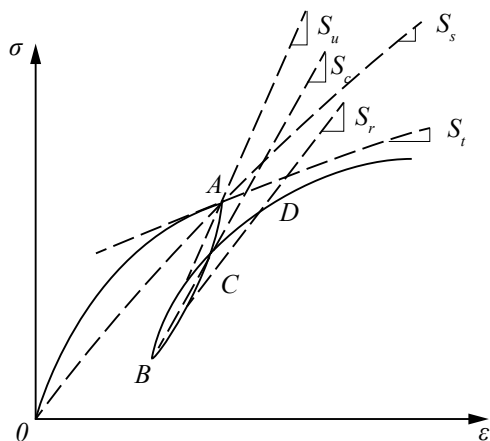


Maan jännitys-muodonmuutoskuvaajaan, ja siten moduuliin, vaikuttavat olosuhteisiin ja kuormitukseen liittyvät tekijät. Olosuhdetekijöihin kuuluvat maan tiheys, rakenne, vesipitoisuus, jännityshistoria ja rakeiden välinen sementaatio. Kuormitustekijöihin kuuluvat jännitystaso, muodonmuutostaso, muodonmuutosnopeus, kuormitussyklien lukumäärä, ja huokosvedenpaineen kuivattuminen (avoin tai suljettu tila). Tyypillisesti moduuli kasvaa tiheyden kasvaessa, vesipitoisuuden pienentyessä, maan ollessa esikuormitettua mekaanisesti tai kuivumisen takia, sementoitumisen lisääntyessä, vallitsevan keskimääräisen jännityksen kasvaessa, muodonmuutostason pienentyessä, muodonmuutosnopeuden kasvaessa, kuormitussykliin vähentyessä, ja kun maa kuivattuu tehokkaasti. Näitä tekijöitä käsitellään luvussa 3.

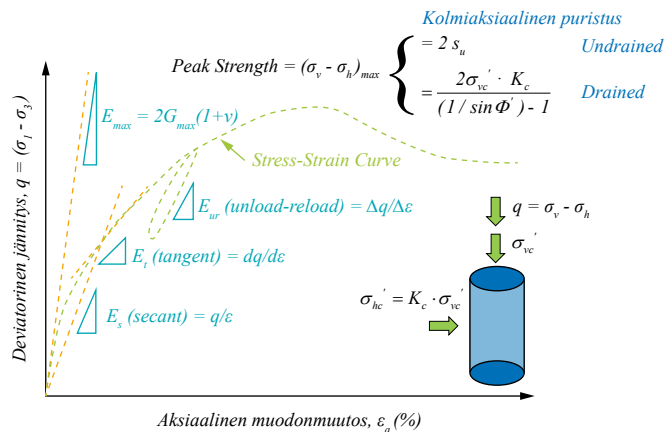
2.3. Moduuli: mikä niistä?

Koska maan jännitys-muodonmuutuskäytös on niin epälineaarista, yhdestä laboratoriokokeen kuvaajasta (esim. kolmiakiaalikoel) voidaan määrittää useita erilaisia moduulin arvoja. Kuvissa 2-2 ja 2-3 on esitetty idealisoituna kolmiakiaalikoel tuloksena deviatorisen jännityksen q arvo aksiaalisen ε_a muodonmuutoksen funktiona. Deviatorinen jännitys on määriteltä $q = \sigma_1 - \sigma_3$ missä σ_1 on suurin pääjännitys (pystysuora) ja σ_3 pienin pääjännitys (vaakasuora). Pienin pääjännitys on kolmiakiaalikoelossa näytteeseen kohdistettu sellipaine. Moduuli E määritellään kaavan 1 mukaisesti $E = q/\varepsilon_a$.

Kuva 2-2 Eri tavoin määritetty moduuli S . Kuvaajassa $\sigma = q$, $\varepsilon = \varepsilon_a$, $S = E$ (Briaud 2013 mukaan).



Kuva 2-3 Tyypillinen jännitys-muodonmuutos(-lujuus) -kuvaaja kolmiakiaalisessa puristuksessa, sisältäen eri tavoin määritettyjä moduuleita. (Rix et al. 2019).



Kuten Kuvassa 2-2 on esitetty, jos moduuli määritetään origon kautta kulkevalle suoralle (O:sta A:han), saadaan määritettyä moduulin sekanttiarvo E_s . Näin määritetty moduuli voi olla hyödyllinen esim. anturaperustuksen alla olevan maan kokoonpuristuman määrittämiseen ensimmäisessä rakentamisen jälkeisessä kuormituksessa. Jos moduuli määritetään tiettyyn pisteeseen piirretyllä tangenttisuoralla, saadaan tätä pistettä vastaava tangenttimoduuli E_t . Tämä on hyödyllinen esimerkiksi pienen kuormalisäyksen (inkrementin) aiheuttaman painuman arviointiin, kuten arvioidessa yhden kerroksen lisäystä olevaan kerrostaloon. Jos suora taas piirretään pisteiden A ja B läpi, voidaan määrittää palautusmoduuli E_u (unloading).

Tätä tilannetta vastaa esimerkiksi raskaan liikennekuorman poistumisen jälkeinen tierakenteen palautuminen (resilient modulus). Pisteiden B ja D läpi piirretty suora vastaa uudelleenkuormitusta E_r (reloading). Tämä vastaa puolestaan saman liikennekuorman kohdistaminen uudelleen (jo aiemmin kuormitettuun rakenteeseen). Pisteiden B ja C läpi piirretty suora vastaa syklistä palautus-uudelleenkuormitusmoduulia E_{ur} (unloading-reloading). Tätä moduulia käytetään syklisesti toistuvan kuormituksen kuvaamiseen, esimerkiksi aaltojen tai tuulikuorman kuormittamalle perustukselle.

Ilhanneapauksessa sekanttimoduuli määritettäisiin jännitys- ja muodonmuutostasolta, joka kuvaa parhaiten todellista kuormitustilannetta. On kuitenkin huomiotava, että myös maaperässä kunakin ajanhetkenä vallitsevat olosuhteet vaikuttavat moduulin arvoon.

3. MAAN MODUULIIN VAIKUTTAVAT TEKIJÄT

3.1. Olosuhteisiin liittyvät tekijät

Maan moduuliin vaikuttavat olosuhdetekijät ovat maan tiiveys ja järjestäytyminen, vesipitoisuus, jännityshistoria ja sementoituminen.

3.1.1 Maan tiiveys ja hiukkasten järjestäytyminen

Jos maahiukkaset ovat tiiviisti yhdessä, moduuli on korkea. Maan tiiveyttä voidaan kuvata erilaisilla suureilla, kuten kuivatiheydellä (kiintoaineksen paino jaettuna maanäytteen tilavuudella) tai huokoisuudella (huokostilan tilavuus jaettuna maanäytteen tilavuudella). Maan tiheyden lisäksi myös hiukkasten järjestäytyminen toisiinsa nähden vaikuttaa moduuliin. Karkearakeinen maa voi olla löyhässä tai tiiviissä tilassa. Hienorakeinen maa voi olla dispersoituneessa tai flokkuloituneessa tilassa (tämä kuvaa levymäisten savipartikkeleiden asentoa toisiinsa nähden). Kahdella eri näytteellä voi olla samat tiheyssuureiden arvot, mutta silti eri moduuli riippuen siitä, millaiseen rakenteeseen hiukkaset ovat järjestäytyneet. Tämä saattaa selittää sen, miksi häiriintyneen ja uudelleen tiivistetyn näytteen moduuli voi erota sen moduulista kenttäolosuhteissa. (Briaud 2013).

3.1.2 Vesipitoisuus

Maan vesipitoisuus ja kyllästysaste vaikuttavat moduuliin. Jos maan kyllästysaste on pieni, erityisesti hienorakeisilla mailla huokosveden pintajännitys (imu) lisää maan jäykkyyttä. Tämä selittää mm. miksi kuivunut savi on hyvin jäykkää. Täysin vedellä kyllästyneillä hienorakeisilla (savet ja siltit) mailla moduuli on sitä pienempi, mitä suurempi vesipitoisuus on. (Briaud 2013)

Hyvin alhaisen kyllästysasteen karkearakeisilla mailla saavutettava tiiveys on tyypillisesti pienempi kuin optimivesipitoisuudessa, sillä veden ”voitelevan” vaikutuksen puute vaikeuttaa maan tiivistymistä. Tällöin matala kyllästysaste johtaa alhaiseen moduuliin. Vesipitoisuuden noustessa kohti optimivesipitoisuutta myös saavutettavissa oleva tiheys ja sitä kautta moduuli kasvaa. Toisaalta vesipitoisuuden kasvaessa yli optimivesipitoisuuden, entistä suurempi osuus maan kokonaistilavuudesta on vettä, mikä pienentää moduulia. (Briaud 2013).

3.1.3 Jännityshistoria

Jännityshistoria on merkittävä maan moduuliin vaikuttava tekijä. Maa, joka on historiansa aikana ollut nykyistä suuremman kuormituksen alaisena, on ylikonsolidoitunutta (overconsolidated, *OC*). Esimerkiksi sittemmin sulanut jäätikkö, eroosio, kuivumis-vettymissyklit tai tarkoituksellinen mekaaninen esikuormitus saavat aikaan ylikonsolidaatiota. Jos taas maa ei ole historiansa aikana ollut nykyistä suuremman kuormituksen aikana, se on normaalikonsolidoitunutta (normally consolidated, *NC*). Yleisesti ottaen ylikonsolidoituneella maalla on suurempi moduuli kuin vastaavalla normaalikonsolidoituneella maalla, koska ylikonsolidoitunut maa on itse asiassa palautus-uudelleenkuormituskäyrällä. Normaalikonsolidoitunut maa on puolestaan ensimmäisellä (primääri-) kuormituskäyrällään. (Briaud 2013)

Jotkut maat ovat vielä konsolidoitumassa oman painonsa vaikutuksesta, eli ne ovat alikonsolidoituneita. Tällainen tilanne on tyypillinen silloin, kun maakerros paksuntuu sedimentaation vaikutuksesta nopeammin kuin mitä tästä johtuva huokosvedenpaine ehtii purkautua (esim. suurten jokien suistoalueet). Tällaisten maakerrosten moduuli voi olla erittäin alhainen. (Briaud 2013).

3.1.4 Sementaatio

Sementaatiolla tarkoitetaan maahiukkasten ”liimautumista” toisiinsa niiden kontaktipinnalla. Tämä voi olla näennäistä, kuten edellä kuvattu osittain kyllästyneen maan pintajännityksen vaikutus. Toinen mahdollinen tyyppi on kemiallinen sementaatio, joka voi johtua esim. kalsiumin kertymisestä maahiukkasten pinnalle. Sementaatio kasvattaa maan moduulia. (Briaud 2013).

3.2. Kuormitukseen liittyvät tekijät

Kuormitukseen liittyvistä moduulin suuruuteen vaikuttavista tekijöistä puhuttaessa voidaan olettaa, että edellä mainitut olosuhdetekijät pysyvät vakiona, jolloin voidaan erottaa kuormituksen/jännitystilän nimenomainen vaikutus.

Tässä yhteydessä tarkasteltava moduulin tyyppi on sekanttimoduuli.

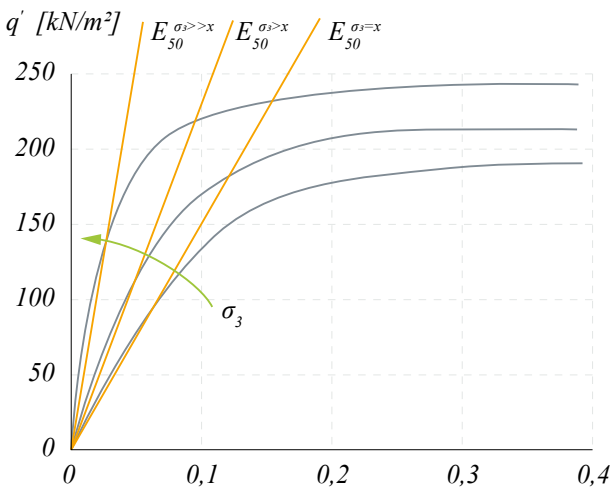
3.2.1 Jännitystil ja muodonmuutosreunaehdot

Kun maata kuormitetaan, siinä vaikuttava jännitystil kasvaa. Jännitykset voivat olla leikkausjännityksiä, normaalijännityksiä tai näiden yhdistelmä. Suljetussa tilassa maan tehokkaat jännitykset kasvavat sitä mukaa, kun kuormituksesta aiheutuva huokospaine purkautuu. Avoimessa tilassa tehokkaat jännitykset kasvavat välittömästi ulkoisen kuormituksen vaikutuksesta.

Mille tahansa maaelementille voidaan koska tahansa määrittää kolme pääjännitystä (jotka ovat normaalijännityksiä). Näitä merkitään yleensä σ_1 , σ_2 , ja σ_3 . (kokonaisjännitykset) tai σ'_1 , σ'_2 , and σ'_3 (tehokkaat jännitykset). Kolmiaksisiaalisessa jännitystilassa $\sigma'_2 = \sigma'_3$.

Pääjännitysten keskiarvoa (maan keskimääräistä jännitystä) merkitään usein σ_M tai p' , ja on määritelmällisesti $\sigma_M = p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$. Keskimääräinen jännitys vaikuttaa merkittävästi maan jäykkyyteen. Tätä voi pitää ”tukivaikutuksena” (confinement effect), eli maata ympäröivä jännitys estää muodonmuutoksia. Kuvissa 3-1 ja 3-2 on esitetty jännitys-muodonmuutoskuvaajat kolmella eri jännitystasolla. Kuvissa käytetty paine σ_3 vastaa kolmiaksisiaalikokeen sellipainetta eli näytettä ympäröivää jännitystä, johon näyte on konsolidoitu. Kuten kuvissa näkyy, korkeampi ympäröivä paine johtaa suurempaan moduuliin. Tarkalleen ottaen kuvissa on esitetty maan sekanttmoduuli 50 % tasolla maksimi deviatorisesta jännityksestä (”lujuudesta”). Näin määriteltyä moduulia merkitään E_{50} .

Kuva 3-1 Jännitys-muodonmuutoskuvaajia kolmiaksisiaalisessa puristuskokeessa eri sellipaineilla, ja tämän vaikutus sekanttmoduuliin jännitystasolla 50% maksimi deviatorisesta jännityksestä (E_{50}) (Mansikkamäki 2022).



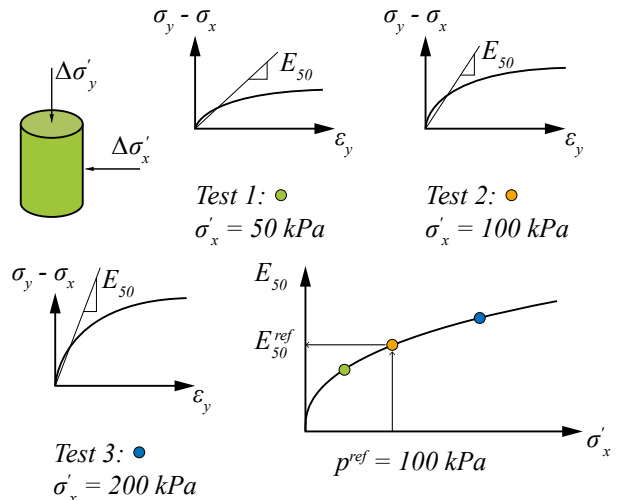
Yleinen malli moduulin jännitysriippuvuudelle on esitetty Yhtälössä 4. Yhtälöä pidetään yleisesti Kondnerin (1963) ja Janbun (1963) kehittämänä.

Tämän mallin mukaisesti moduuli on verrannollinen ympäröivään jännitykseen. Moduuli E_{50}^{ref} on moduulin arvo vertailujännityksessä, joka perinteisesti on oletettu olevan vallitsevan ilmanpaineen pa suurin eli vertailujännitys $p^{ref} = 100 \text{ kPa}$.

Ekponentti β vaihtelee eri maalajeilla. Tyypillinen β :n arvo kitkamailla on 0,5, kun taas normaalikonsolidoituneilla savilla se on noin 0. Tyypillisiä moduulin vertailuarvon E_{50}^{ref} arvoja ovat noin 15–50 MPa hiekalla (löyhästä tiiviiseen) ja 1–3 MPa pehmeillä normaalikonsolidoituneilla tai kevyesti ylikonsolidoituneilla savilla. Selvästi ylikonsolidoituneet savet ovat tätä jäykempiä.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3}{p^{ref}} \right)^{1-\beta} \quad (4)$$

Kuva 3-2 Jännitysriippuvainen sekanttmoduuli E_{50} kolmiaksisiaalisista puristuskokeista (Mansikkamäki 2022).



3.2.2 Muodonmuutostaso

Kuormituksessa maahan syntyy muodonmuutoksia. Koska maa käyttäytyy epälineaarisesti, sekanttimoduulin arvo riippuu maassa esiintyvistä muodonmuutoksista. Yleisesti ottaen sekanttimoduuli pienenee muodonmuutostason kasvaessa. Tämä liittyy leikkausjännitysten mobilisaation kasvusta. Tällöin jännitys-muodonmuutoskuvaaja kaareutuu alaspäin muodonmuutostason kasvaessa.

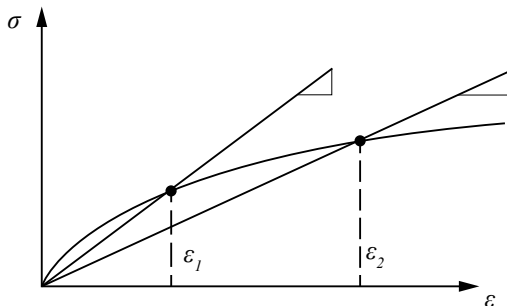
Poikkeuksena tähän on ödometriko, jossa moduuli kasvaa muodonmuutostason kasvaessa. Tämä johtuu kokeessa vallitsevasta tilanteesta, jossa vaakasuuntaiset muodonmuutokset on estetty. Tällöin leikkausjännitysten mobilisaatioaste pysyy kokeessa vakiona, ja moduuli kasvaa huokostilan pienentyessä (tiheyden kasvaessa).

Kolmiaksaalikoikeesta saatavaa jännitys-muodonmuutoskuvaajaa voidaan kuvata hyperbolisella mallilla huippulujuuteen asti. Tätä vastaava malli on esitetty kuvassa 3-3 ja Kaavassa 5 (Duncan & Chang 1970). Tässä mallissa E_0 on alkutilanteen tangenttimoduuli, joka vastaa sekanttimoduulia kun muodonmuutostaso on nolla.

Parametri s on leikkausjännityksen asymptoottiarvo äärettömään kasvavalle muodonmuutostasolle, ja vastaa käytännössä maan lujuutta.

$$E = \left(\frac{1}{E_0} + \frac{\varepsilon}{s} \right)^{-1} \quad (5)$$

Kuva 3-3 Muodonmuutostason vaikutus sekanttimoduuliin (Briaud 2013).



3.2.3 Muodonmuutosnopeuden vaikutus

Maa on nopeusriippuvainen materiaali. Mitä nopeammin maata kuormitetaan, sitä jäykemmin se käyttäytyy. On kuitenkin harvoja poikkeuksia, missä käytös on päinvastaista. Nopeusriippuvuutta esiintyy jopa ilman huokospaineen purkautumista (suljettu tila).

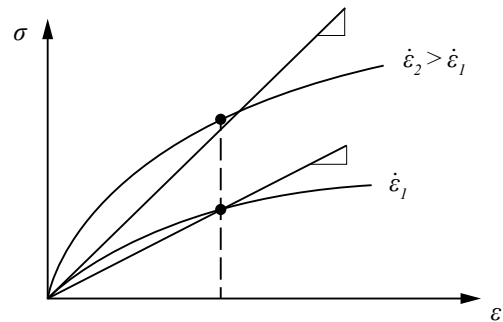
Kuvassa 3-4 on esitetty esimerkki kahdesta jännitys-muodonmuutoskuvaajasta eri kuormitusnopeuksilla.

Muodonmuutosnopeus määrittellään aikayksikköä kohti kertyneen muodonmuutoksena. Moduulin ja muodonmuutosnopeuden yhteys on yleensä suoraviivainen logaritmisena piirrettyssä moduuli-muodonmuutosnopeus-kuvaajassa.

Tätä vastaavan suoran kulmakerrointa vastaa eksponentti b Kaavassa 6. Saville tyypillinen b -arvo on 0,02...0,1 (jäykistä hyvin pehmeisiin saviin). Hiekoilla tyypillinen vaihteluväli on $b = 0,01...0,03$. Tästä voidaan päätellä, että nopeusriippuvuus on merkittävin pehmeillä savilla, kun taas karkearakeisilla mailla se voidaan jättää huomioimatta.

$$E = E_0 \left(\frac{\dot{\varepsilon}_2}{\dot{\varepsilon}_1} \right)^b \quad (6)$$

Kuva 3-4 Muodonmuutosnopeuden vaikutus sekanttimoduuliin (Briaud 2013).

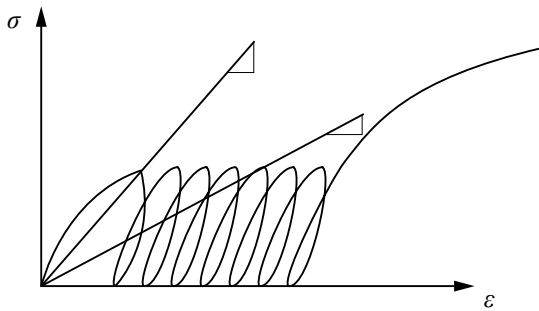


3.2.4 Kuormitus syklien lukumäärä

Jos kuormitusta toistetaan syklisesti, syklien lukumäärä vaikuttaa maan jäykkyyteen. Mitä suurempi kuormitus syklien lukumäärä on, sitä pienempi sekanttimoduulin arvo on (Kuva 3-5). Tämä vastaa muodonmuutosten kasvua syklien määrän kasvaessa. Tätä kuvaava malli on esitetty Kaavassa 7.

$$E = E_0 N^{-c} \quad (7)$$

Kuva 3-5 Kuormitus syklien vaikutus sekanttimoduuliin (Briaud 2013).



Mallin eksponentti on negatiivinen, ja vaihtelee huomattavasti. Tyypilliset arvot ovat suuruusluokaltaan -0,1...-0,3. Eksponentin arvon määrittämiseksi suositellaan syklisiä kokeita, sillä syklinen vaste vaihtelee huomattavasti maaperän ominaisuuksista ja kuormitus syklin amplitudista riippuen.

3.2.5 Maan kuivatustilanne kuormituksessa

Maan kuivatus kuormituksen aikana vaikuttaa maan mekaaniseen käytökseen ja sitä kautta myös moduuliin. Tilanne voidaan yksinkertaistaa kahteen ääritapaukseen, avoimeen ja suljettuun tilaan.

Suljetussa tilassa maahan muodostuva huokosvedenpaine ei pääse purkautumaan, vaan maan tilavuus pysyy vakiona. Tätä vastaa esim. laboratoriokoe, jossa kuivatusventtiili on suljettu, tai koe itsessään tehdään niin nopeasti, että huokospaine ei ehdi purkautua. Avoin tila on tämän vastakohta, ja siinä huokospaine purkautuu täydellisesti sitä mukaa kun kuormitusta lisätään.

Avoimen tilan saavuttamiseksi vaadittava kuormitusnopeus riippuu maan vedenläpäisevyydestä ja kuivatusmatkasta (näytteen koosta tai maakerroksen paksuudesta). Esimerkiksi 10 minuutissa murtoon kuormitettava savinäyte on todennäköisesti suljetussa tilassa, kun taas vastaava hiekkänäyte on todennäköisesti avoimessa tilassa.

Poissonin luvun arvo riippuu siitä, ollaanko avoimessa tai suljetussa tilassa. Suljetussa tilassa voidaan olettaa $\nu_u = 0,5$ (ei tilavuuden muutosta, mikä on määritelmällinen tilanne suljetussa tilassa). Jos täysi huokospaineen purkautuminen pääsee tapahtumaan, Poissonin luku vaihtelee tyypillisesti noin välillä $\nu = 0,2-0,35$. On huomattava, että leikkausmoduuli G ei teoriassa riipu kuivatustilanteesta, vaan on vakio suljetun ja avoimen tilan välillä. Tämä johtuu siitä, että tehokas leikkausjännitys vastaa kokonaisleikkausjännitystä, eikä näin riipu huokospaineesta.

Huomaa, että Poissonin luku voi myös olla yli 0,5 siinä tapauksessa, että maa laajenee (dilatoi, tilavuus kasvaa) kokoonpuristumiseen liittyvien leikkausjännitysten vaikutuksesta.

4. PIENEN MUODONMUUTOSTASON TANGENTTIMODUULI

Jännitys-muodonmuutoskuvaajan alkupään pienen muodonmuutostason moduuli edustaa tilannetta, jossa kuormitus tai sen amplitudi vastaa hyvin pientä osuutta murtotilan perustuskuormasta. Tilanteita, joissa käytetään pienen muodonmuutostason moduulia voivat olla dynaamiset (seismiset) tarkastelut (esim. maanjäristys- tai raideliikennetärinälaskelmat).

Tätä moduulia merkitään yleensä symbolilla G_0 tai G_{max} . Tyypillisissä sovelluksissa leikkausmoduuli G on hyödyllisempi kuin kimmomoduli E siksi, että leikkausmoduuli ei riipu Poissonin luvun arvosta.

Alaindeksit "0" ja "max" kuvaavat moduulin arvoa lähellä origoa, ja sitä, että sen arvo on maan moduulin huippuarvo. Pienen muodonmuutostason moduulin jännitysriippuvuudelle on määritetty useita eri korrelaatioita. Hardinin & Drnevichin (1972) ja Hardinin (1978) mukaan:

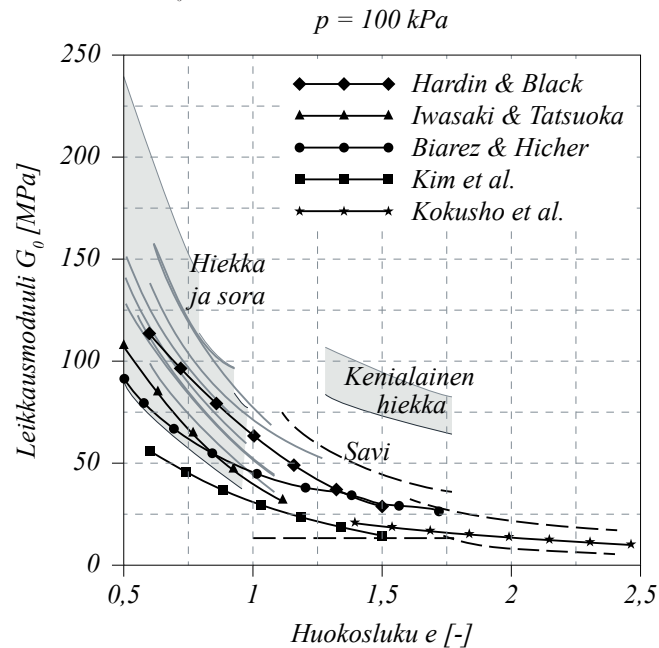
$$\frac{G_{max}}{p_a} = \frac{625}{0,3 + 0,7e^2} (OCR)^k \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n \quad (8)$$

missä p_a on ilmakehän paine, e huokosluku, OCR ylikonsolidaatioaste, p' tehokas keskimääräinen jännitys ($p' = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$), sekä k ja n eksponentteja.

Eksponentin n arvoksi oletetaan yleensä 0,5, kun taas k riippuu plastisuusindeksistä ($k = 0,00, 0,18, 0,30, 0,41, 0,48, 0,50$ kun $I_p = 0, 20, 40, 60, 80, 100$).

Kuvassa 4-1 on esitetty moduulin G_0 arvoja huokosluvun e funktiona.

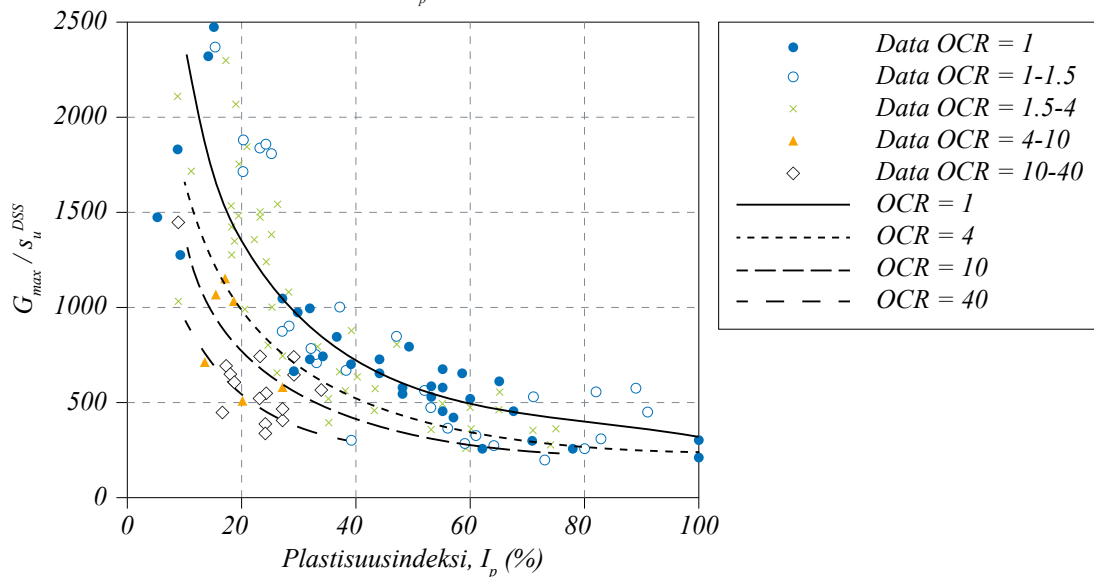
Kuva 4-1 Pienen muodonmuutostason leikkausmoduuli G_0 huokosluvun e funktiona (Benz 2007 mukaan).



Hienorakeisille maille Andersen (2015) esitti moduulin G_{max} suoralla leikkauskokeella (direct simple shear, DSS) määritetyn suljetun leikkauslujuuden s_u ja plastisuusindeksin I_p (%) välille (huomaa, että DSS-kokeella määritetty s_u vastaa osapuilleen siipikairalla määritettyä suljettua leikkauslujuutta). Tämä yhteys on esitetty Kaavassa 9 ja Kuvassa 4-2.

$$G_{max} s_{uD} = \left(30 + \frac{300}{I_p / 100 + 0,03} \right) OCR^{-0,25} \quad (9)$$

Kuva 4-2 Pienen muodonmuutostason leikkaumoduuli G_{max} normalisoituna DSS-kokeella määritetyllä suljetulla leikkauslujuudella (s_u^{DSS}), ylikonsolidaatioasteen OCR ja plastisuusindeksin I_p funktiona (Andersen 2015).



Paras menetelmä moduulin G_{max} määrittämiseksi on silti sen mittaaminen. Kenttäolosuhteissa käytettäviä kokeita ovat mm. seisminen cross-hole-koe, sekä seisminen CPTU. Laboratoriokokeista paras on resonant column -koe, joskin näytteen häiriintyminen voi johtaa kenttäolosuhteita pienempään G_{max} -arvoon. Kenttäolosuhteissa testataan koko häiriintymättömän maakerroksen seismisiä ominaisuuksia, kun taas pienen mittakaavan laboratorionäytteen häiriintymisellä on suuri vaikutus. Vaikutus voi silti olla päinvastainen testattaessa rapautunutta kiveä, joilla näyte on usein huomattavasti jäykempi kuin kivimassa kokonaisuutena (Briaud 2013).

Moduuli G_{max} liittyy kimmoteorian mukaisesti leikkausaallonnopeuteen seuraavasti:

$$G_{max} = p V_s^2 \quad (10)$$

Missä G_{max} on leikkausmoduuli (yksikkö p_a), V_s on leikkausaallonnopeus (yksikkö m/s), ja p on materiaalin tiheys (yksikkö kg/m^3).

Pienen muodonmuutostason kimmomoduuli E_{max} liittyy leikkausmoduuliin seuraavasti:

$$E_{max} = 2G_{max} (1 + \nu) \quad (11)$$

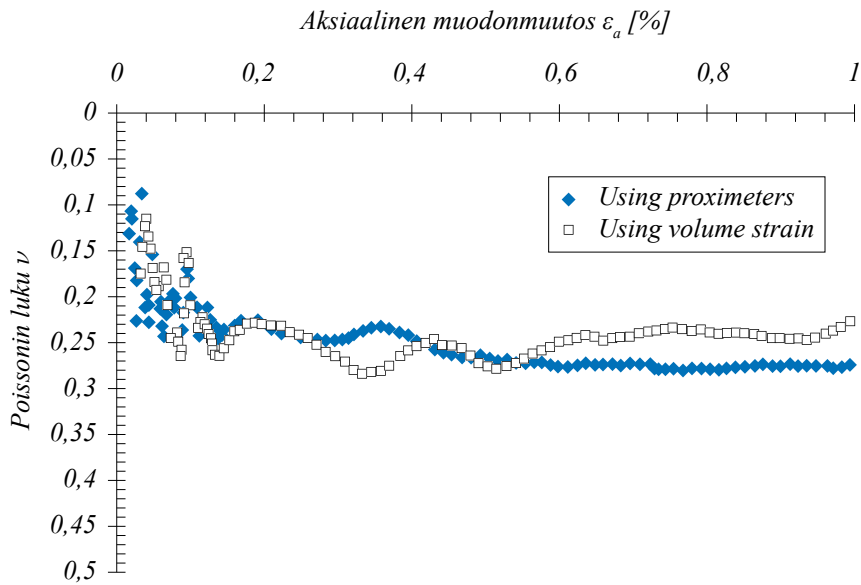
Moduulien G_{max} (G_0) tai E_{max} (E_0) arvot voidaan määrittää laboratoriossa resonant column -kokeilla, bender element -kokeilla tai erityisillä kolmiaksaalikoelaitteilla, jotka on varustettu paikallisen muodonmuutoksen mittaustureilla. Näitä vielä suositeltavampia ovat in situ -kokeet, sillä niiden tuloksiin eivät vaikuta näytteen häiriintyminen, jännitystilän muutos tai pienen näyteköön aiheuttama mittakaavavirhe.

Kaavaa 11 käytettäessä yleisesti ottaen suositellaan Poissonin luvun arvoksi $\nu \approx \nu_{ur} = 0,2$.

Tyypilliset eri maalajien avoimen tilan Poissonin luvun arvot vaihtelevat noin välillä $\nu \approx 0,2-0,35$ (esim. Briaud 2013). Suljetussa tilassa $\nu \approx 0,4-0,5$. Arvo $\nu_u = 0,5$ vastaa suljetun tilan oletusta vakiotilavuudesta.

Pienet ν arvot ($< 0,15$) ovat mahdollisia hyvin löyhillä hiekoilla ja hyvin pehmeillä savilla (Briaud 2013), tai yleisesti ottaen erittäin pienillä muodonmuutostasoilla. Kuvassa 4-3 on esitetty Poissonin luku muodonmuutostason funktiona ylikonsolidoituneelle savi näytteelle tehdyssä avoimessa kolmiaksaalikokeessa. Poissonin luku saa arvoja $\nu < 0,1$, kun $\varepsilon_a < 10^{-4}$, minkä jälkeen Poissonin luku saavuttaa vakioarvonsa noin tasolla $\varepsilon_a \approx 10^{-3}$. Onshore-tuulivoimaperustuksissa primäärikuormituksessa saavutettava muodonmuutostaso on tyypillisesti noin luokkaa $> 10^{-3}$ (0.1%), mikä puoltaa Poissonin luvun $\nu > 0,1$ käyttöä. Poissonin luvun arvoa 0,1 voidaan mahdollisesti käyttää erittäin pienillä muodonmuutostasoilla esim. Emax määrittämiseen kaavalla 11.

Kuva 4-3 Asteittain kehittyvä Poissonin luvun arvo ylikonsolidoituneelle savelle tehdyssä kolmiaksaalikokeessa, mitattuna proksimetreillä (proximeters) ja tilavuuden muutoksen perusteella arvioituna (volume strain) (Länsivaara 1999).



Pienen muodonmuutostason leikkaus- ja kimmomoduulin arvoa voidaan käyttää suoraan silloin, kun muodonmuutostaso on luokkaa $\varepsilon < 10^{-6}$ (esim. dynaamisesti kuormitetut perustukset, paikallisen värähtelyvasteen arviointi (site amplification) maaperän värähtelyn amplitudin ollessa pieni). Useimmiten tarvitaan kuitenkin moduulin redusointikerrointa (MRF, modulus reduction factor), jolla moduulin arvo sovitetaan vastaamaan asiaankuuluvaa muodonmuutostasoa (ε tai γ) tai mobilisaatioastetta (q/q_{max} tai τ/τ_{max}).

Syklisessä kuormituksessa voidaan käyttää esim. resonant column -koetta leikkausmoduulin redusointikuvaajan määrittämiseen. Monotoniselle (staattiselle) kuormitukselle voidaan MRF-kuvaaja määrittää esim. torsionaalisilla leikkauskokeilla tai erityisillä kolmiaksaalikoelaitteistoilla, joissa on anturit paikallisen muodonmuutostason mittaamiseen.

Sykliselle kuormitukselle on kirjallisuudessa määritetty useita empiirisiä MRF-kuvaajia (esim. Vucetic & Dobry 1991, Darendeli 2001). Vardanega & Bolton (2013) ovat esittäneet MRF-kuvaajia saville sekä monotoniseen että sykliseen kuormitukseen.

Monotoniselle primäärikuormitukselle (ensimmäinen kuorman lisäys) MRF-kuvaaja voidaan ilmaista kuvan 4-4 mukaisesti leikkausjännityksen mobilisaatioasteen eli kokonaisvarmuuden käänteisluvun avulla: $1/FS = q/q_{max} = \tau/\tau_{max}$. Sekä suljettuihin että avoimiin resonant column – torsional shear -kokeisiin (sekä saville että hiekoille) perustuen MRF-kertoimen trendiviiva voidaan määrittää kaavalla:

$$MRF = 1 - (q / q_{max})^g = 1 - (\tau / \tau_{max})^g = 1 - (1 / FS)^g \quad (12)$$

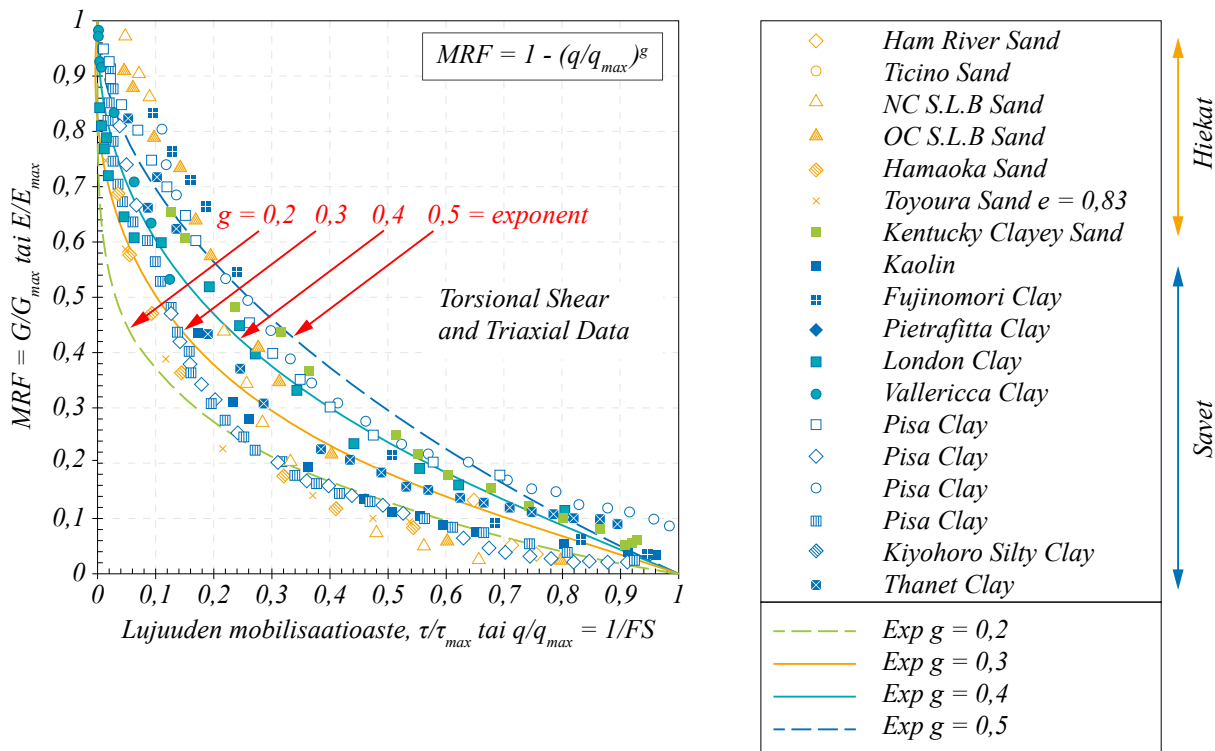
missä g = sovitusparametri

Lähtökohtaisesti voidaan arvioida parametrin g arvoksi noin 0,3 sementoitumattomille hiekoille ja epäsensitiivisille epäorgaanisille saville. MRF-kertoimen laskemisen jälkeen voidaan laskea tätä vastaava moduulin G (tai vastaavasti E) arvo kaavalla:

$$G = MRF \cdot G_{max} \quad (13)$$

Esimerkiksi, kun mobilisaatioaste on 50 % τ_{max} arvosta, olettamalla $g = 0,3$, saadaan $G_{50} = 0,19 G_{max}$.

Kuva 4-4 Moduulin redusointikerroin MRF saville ja hiekoille avoimessa ja suljetussa tilassa, ilmaistuna lujisuuden mobilisaatioasteen funktiona (Mayne 2007).



Huomaa:

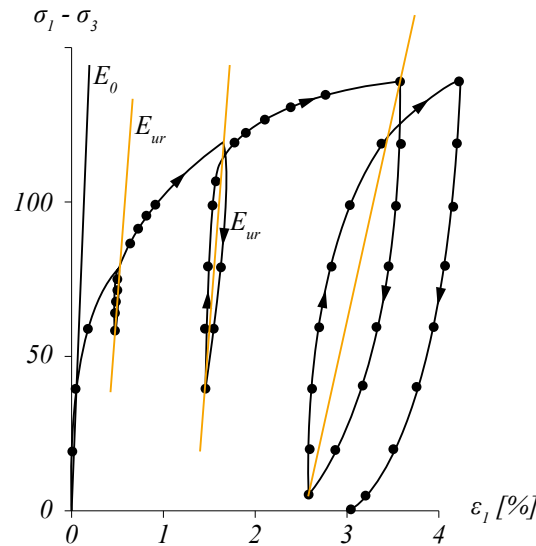
Täytetyt pisteet = Suljetut kokeet

Avoimet pisteet = Avoimet kokeet

5. PALAUTUS-UUDELEENKUORMITUSMODUULI

Palautus-uudelleenkuormitusmoduulin E_{ur} (unloading-reloading modulus) arvo ei ole vakio, vaan se riippuu syklisen kuormituksen amplitudista ja muodonmuutostasosta. Tämä on esitetty Kuvassa 5-1.

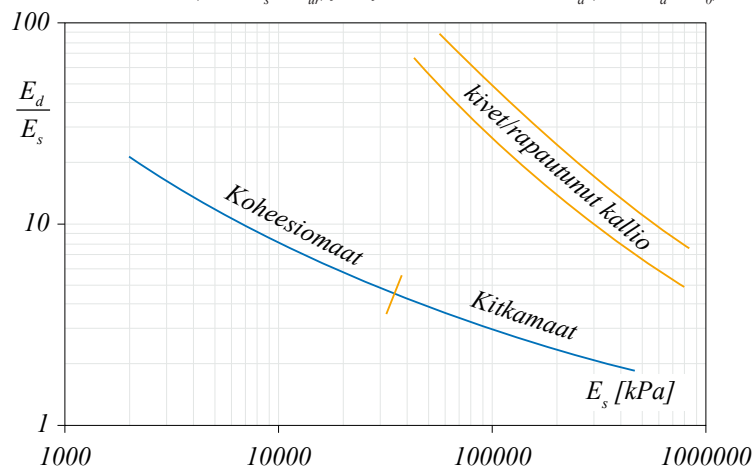
Kuva 5-1 Palautus-uudelleenkuormitusmoduulin määrittäminen kolmiakiaalikokeen perusteella (Mansikkamäki, 2022).



Kolmiakiaalikoetta voidaan pitää ihanteellisena kokeena moduulin E_{ur} määrittämiseen. Lisäksi se voidaan määrittää in situ -kokeilla, kuten pressometrikokeella. Pressometrikoe ei kuitenkaan ole yleisesti käytössä Suomessa. Sen sijaan levykuormitus- ja pudotuspainokokeet ovat laajasti käytössä rakennekerrosten jäykkyyden määrittämisessä.

Jos mittauksia ei ole satavilla, moduulin E_{ur} arvo voidaan määrittää kuvan 5-2 mukaisesti perustuen Alpanin (1970) esittämään empiiriseen suhteeseen. Tässä verrataan ns. "staattista" moduulia E_s "dynaamiseen" moduuliin E_d . Staattinen moduuli voidaan olettaa palautus-muodonmuutosmoduuliksi E_{ur} "rakenteessa esiintyvällä" muodonmuutostasolla ($\epsilon \approx 10^{-3}$), kun taas dynaaminen moduuli voidaan olettaa pienen muodonmuutostason moduuliksi E_0 (kts. edellinen luku) (Alpan 1970, viitattu lähteessä Obrzud & Truty 2018).

Kuva 5-2 Suuntaa antava suhde "staattisen" moduulin (tässä $E_s \approx E_{ur}$) ja "dynaamisen" moduulin E_d (tässä $E_d \approx E_0$) välillä Alpanin (1970) esittämänä.



Tyypillisesti moduulien E_{50} tai E_{ur} määrittämiseen käytettävien koetulosten puuttuessa voidaan olettaa (Obrzud & Truty 2018):

$$\frac{E_{ur}}{E_{50}} = 2 \dots 6 \quad (14)$$

Tätä suurempia suhteita voidaan olettaa löyhille hiekoille (3...6) tai saville (5...10), ja pienempiä tiiviille hiekoille (2...4) ja tiivistetyille murskeille (≈ 2). Hyvin tiivistetyillä murskeilla suhde voi olla vielä pienempi. On silti huomattava, että tiivistäminen itsessään saa aikaan ylikonsolidoituneen rakenteen, jolloin tiivistämistä seuraavat kuormitustilanteet ovat itse asiassa uudelleen kuormitusta eivätkä primäärikuormitusta.

6. KOKOONPURISTUVUUSMODUULI ELI ÖDOMETRIMODUULI

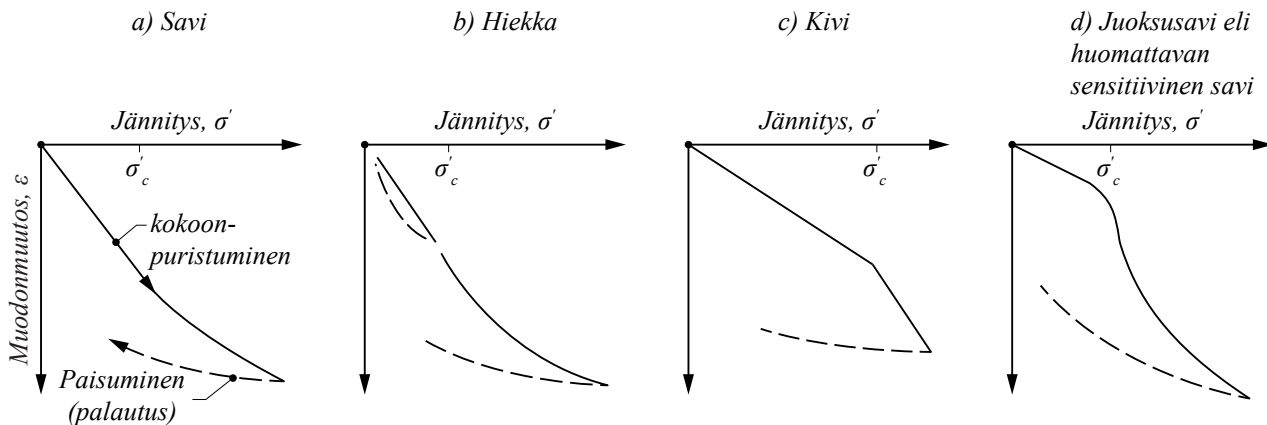
6.1. aan käytös yksiulotteisessa kokoonpuristumisessa

Epälineaarissa vasteessa (kuten on tyypillistä maalle), maan jäykkyys määritellään yleisesti jännitys-muodonmuutoskuvaajan hetkellisen tangentin kulmakertoimenä. Epälinearisuudesta johtuen tangentiarvo muuttuu jännityksen muuttuessa (Janbu 1998).

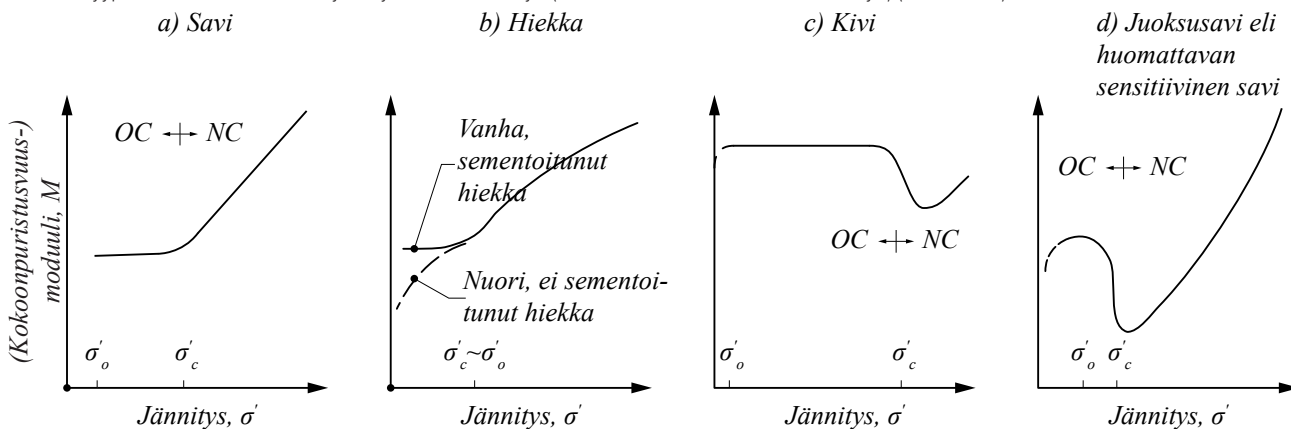
Kuvassa 6-1 on esitetty neljä erilaista ödometrikokeen jännitys-muodonmuutos-kuvaajaa, ja kuvassa 6-2 vastaavat jännitys-moduuli-kuvaajat. Jännitys σ' edustaa kuvissa tehokasta pystyjännitystä σ'_v tai σ'_l . Kuvaajat ovat:

- Ylikonsolidoitunut (OC) savi, missä $\sigma'_c > \sigma'_{v0}$
- Silttinen hiekka in situ tiiveydessä, osapuilleen normaalikonsolidoitunut (NC)
- Häiriintymätön näyte sementoitunutta moreenia, liuskekiveä tai sedimenttikiviainesta
- Häiriintymätön näyte sensitiivistä savea, jolla on löyhä, huokoinen rakenne. Rakenne romahtaa herkästi, kun jännitys kasvaa esikonsolidaatiojännityksen σ'_c yli.

Kuva 6-1 Tyypillisiä ödometrikokeiden jännitys-muodonmuutoskuvaajia. Akselit lineaarisia. (Janbu 1998).



Kuva 6-2 Tyypillisiä ödometrikokeiden jännitys-moduulikuvaajia (vastaavat kuvan 6-1 $\sigma' - \varepsilon$ kuvaajia) (Janbu 1998).



OC = Ylikonsolidoitunut alue; NC = Normaalikonsolidoitunut alue

Kuvan 6-2 mukaisesti tangenttimoduulin M arvo riippuu tehokkaista jännityksistä σ' . Erityisesti on huomattava, että moduulin kulmakerroin muuttuu erityisesti tietyllä jännitystasolla. Tämä jännitystaso on ns. esikonsolidaatiojännitys σ'_c . Tästä johtuen moduuli seuraa yhtä trendiä ylikonsolidoituneella alueella $\sigma' < \sigma'_c$ (OC-alue) ja toista normaalikonsolidoituneella alueella $\sigma' > \sigma'_c$ (NC-alue).

Suurin $M - \sigma'$ -kuvaajan trendimuutos on Kuvan 6-2 esimerkissä d), joka edustaa erityisen sensitiivistä maata. Alueella $\sigma' < \sigma'_c$ ylikonsolidoituneen moduulin M_{OC} arvo pysyy melko vakiona ja on suhteellisen korkea. Kun jännitystila σ' ohittaa esikonsolidaatiojännityksen σ'_c , moduulin arvo romahtaa noin 20 % tasoon aiemmasta tasosta M_{OC} .

Koska kokoonpuristuvuusmoduulin M arvo määräytyy pitkälti maan raerakenteen sisäisestä kitkasta ja muista partikkelien välisistä voimista, voidaan päätellä, että esikonsolidaatiojännityksen ylityksen yhteydessä maan rakenne menettää suuren osan sisäisestä kapasiteetistaan. Toisin sanoen, raerunko romahtaa ainakin osittain, ja menettää jäykkyytensä, kun hiukkasten väliset kontaktit rikkoutuvat. Tämä sementaatio on kehittynyt maan geologisen historian aikana (Janbu 1998).

Kuvien 6-1 ja 6-2 mukaisesti maan esikonsolidaatiojännitys σ'_c voidaan määrittää epäjatkuvuuskohtana lineaarisesti piirretyissä koordinaatioissa ($\sigma' - \varepsilon$) ja ($M - \sigma'$).

6.2. Tangenttimoduulin matemaattinen kuvaus

Suunnittelussa voidaan käyttää yhtä yleismuotoista kaavaa jännitysriippuvaisen kokoonpuristuvuusmoduulin $M = f(\sigma')$ (tangenttimoduuli) kuvaamiseen kaikissa Kuvan 6-2 tapauksissa:

$$M = mp^{ref} \left(\frac{\sigma'}{p^{ref}} \right)^{1-\beta} \quad (15)$$

missä:

M = tangenttimoduuli (kPa, MPa)

p^{ref} = vertailujännitys = 100 kPa \approx 1 atm

σ' = hiukkasten välinen jännitys, ödometrikokeiden yhteydessä tehokas pystyjännitys (kPa, MPa)

m = moduuliluku (ei yksikköä)

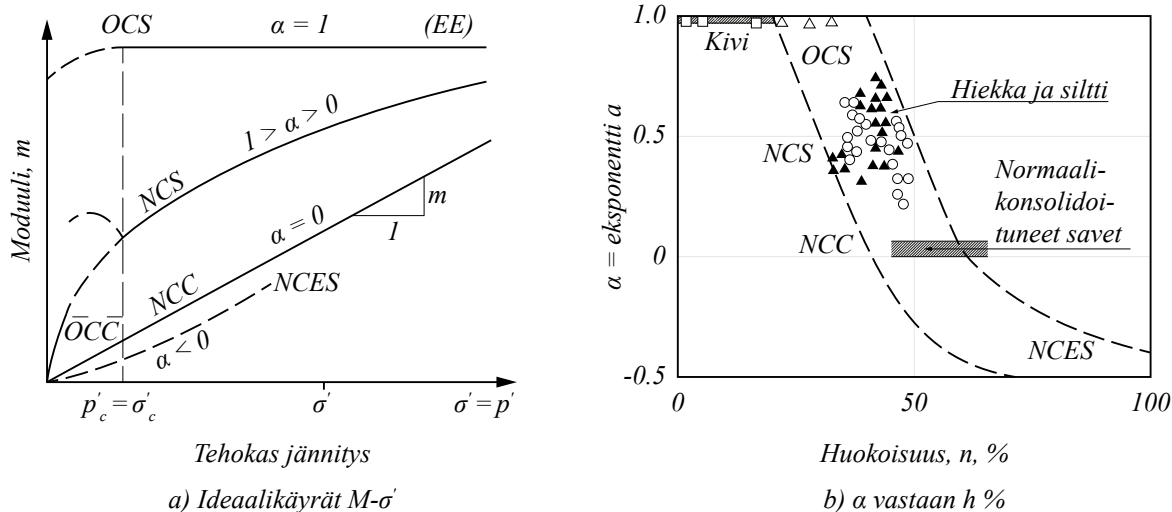
β = jännityseksponentti (ei yksikköä)

Neljä yksinkertaistettua pääväriaatiota kaavasta 15 voidaan jakaa jännityseksponentti β :n arvojen perusteella seuraavasti:

- $M = mp^{ref} = M_{OC} = \text{vakio}$, kun $\beta = 1$. Tämä pätee ylikonsolidoituneelle maalle ($\sigma' > \sigma'_c$), kuvataan myös termeillä *OCS* (overconsolidated soil) tai *EE* (equivalent elastic)
- $M = m(\sigma' \cdot p^{ref})^{0,5}$ kun $\beta = 0,5$. Tämä pätee normaalikonsolidoituneelle hiekalle (normally consolidated sand, NCS), kun $\sigma' > \sigma'_c$. Silttisissä/hiekkaisissa normaalikonsolidoituneissa maissa β -arvo voi vaihdella noin välillä 0,4...0,65, joten $\beta = 0,5$ tulisi pitää "käytännöllisenä" keskiarvona.
- $M = m\sigma'$ kun $\beta = 0$. Tämä pätee tyypillisesti normaalikonsolidoituneelle savelle (normally consolidated clay, NCC). Tässä tapauksessa moduuliluvun m arvo vastaa $M - \sigma'$ -viivan kulmakerrointa.
- $M = m\sigma' (\sigma' p^{ref})^{0,5}$ kun $\beta = -0,5$. Tämä pätee normaalikonsolidoituneille, erityisen häiriintymisherkille saville (normally consolidated extra-sensitive clays, *NCES*). Pohjoismaisille sensitiiville saville β -arvo voi olla noin välillä -0,3...-0,5.

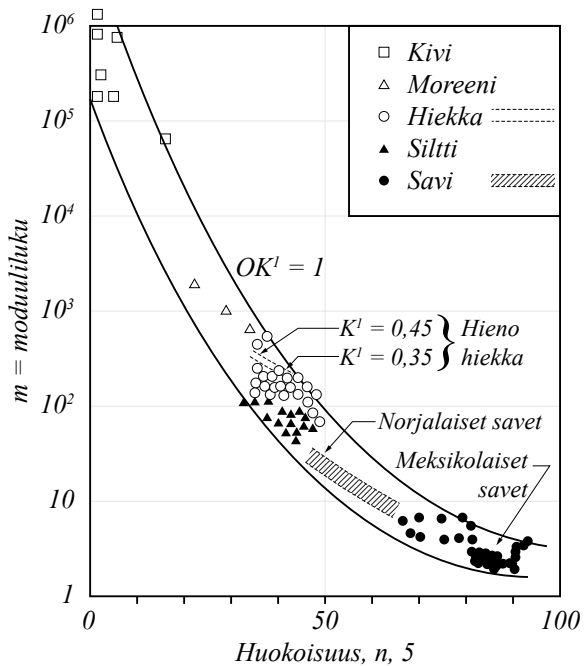
Kuvassa 6-3 on esitetty muuttujan β vaihteluväli -0,5...+1, käsittäen kaikki kivennäismaat kivestä erittäin huokoisiin ja pehmeisiin maihin. yleisesti ottaen β arvo pienenee maan huokoisuuden kasvaessa.

Kuva 6-3 a) Tangenttimoduuli tehokkaan jännityksen funktiona, b) JännitysekspONENTTI huokoisuuden funktiona eri maalajeilla (Janbu 1998). Huomaa, että tässä merkintään jännitysekspONENTtia symbolilla α , ei β . Kirjainlyhenteet kuvaavat eri maatyyppejä, katso teksti edellä.



Kuvan 6-4 perusteella esitetyn moduuliluvun m vaihteluvälin perusteella voidaan sanoa, että moduulin suuruusluokka määräytyy nimenomaan moduuliluvusta riippuen. Moduuliluvun arvo on pienimmillään luokkaa $m = 2 \dots 5$ huokoisuudella $n \approx 80\% \dots 90\%$; noin $m = 10 \dots 100$ kun $n \approx 50\%$; ja ylimmillään noin $m = 104 \dots 106$ kun $n = 5 \dots 10\%$.

Kuva 6-4 Moduuliluku m huokoisuuden n funktiona eri maalajeille (Janbu 1998).



Normaalikonsolidoituneille, pehmeähkölle saviille ($\beta = 0$ ja $M = m\sigma'$ (NCC)) voidaan arvioida $m = 8 \dots 25$ (vesipitoisuus $w = 70 \dots 25\%$ tai huokoisuus $n = 65 \dots 40\%$). (Janbu 1998).

Normaalikonsolidoituneille silttisille ja hiekkaisille maille ($\beta = 0,5$ ja $M = m(\sigma' \cdot p^{ref})^{0,5}$ (NCS)) tyypilliset moduuliluvun arvot ovat noin:
 $m = 50-100$ (siltti)
 $m = 100-500$ (hiekk)

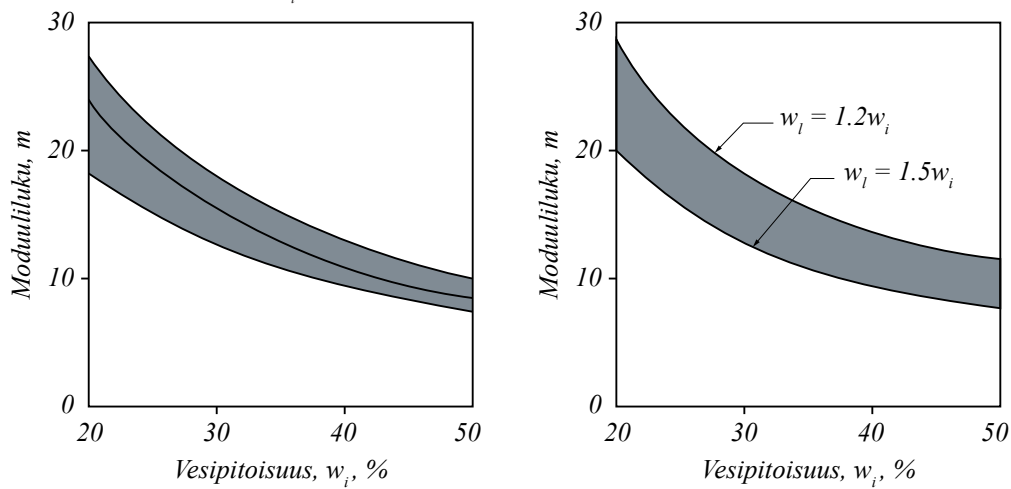
Ylikonsolidoituneille saville ($\beta = 1$ ja $M = mp^{ref} = \text{vakio (OCC)}$). Tämä tarkoittaa että moduuli M on riippumaton jännitystilasta ja jännitysmuutoksista ($\sigma' = \sigma'_0 + q$) silloin, kun $\sigma'_c \gg \sigma'_0 + q$. Kokemuspäisesti ylikonsolidoituneen tilan moduuli voidaan ilmaista (Janbu 1998):

$$M_{OC} = m_c \sigma'_c$$

missä moduuliluku on vesipitoisuuden funktio ($m_c = f(w)$) kuten savilla yleensäkin. Koska suurimmalla osalla ylikonsolidoituneita savia vesipitoisuus on pienehkö (<25%), vastaava moduuliluku on $m_c = 25 \dots 50$. Vedellä kyllästyneille saville Janbu (1998) esittää kuvan 6-6 mukaisesti:

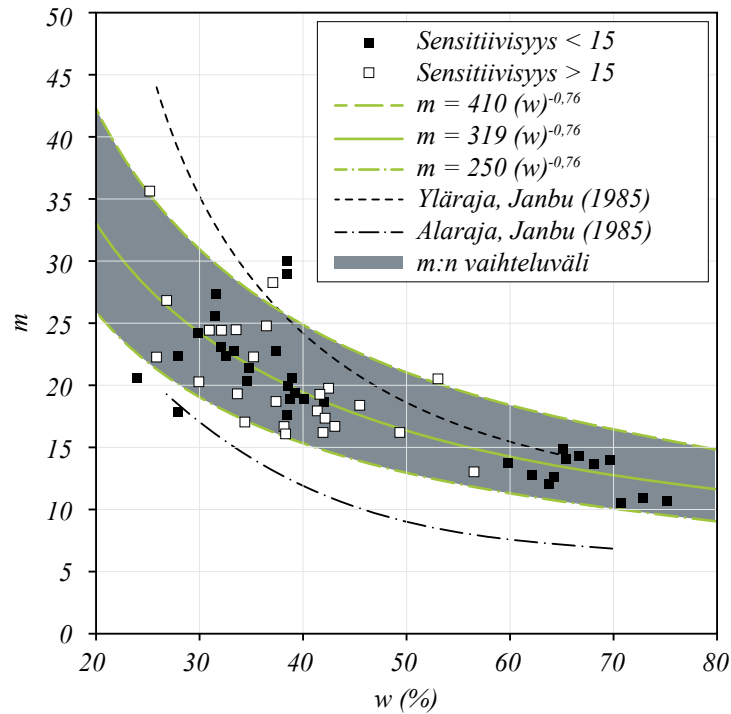
$$m = 700/w_n \text{ (tyypillinen hajonta noin 30\%)} \quad (16)$$

Kuva 6-5 Moduuliluvun m ja vesipitoisuuden w_i yhteys primäärikuormituksessa (Janbu 1998).



Norjalaisille sensitiivisille saviille Karlsrud ja Hernandez-Martinez (2013) esittivät Kuvan 6-6 mukaisen yhteyden moduuliluvun ja vesipitoisuuden välille, perustuen hyvälaatuisiin näytteisiin.

Kuva 6-6 Primäärikuormituksen moduuliluku m vesipitoisuuden w funktiona norjalaisille sensitiivisille saviille (Karlsrud and Hernandez-Martinez 2013).



6.3. Hiekkojen ja silttien epälineaarinen kokoonpuristuvuusmoduuli

Kokoonpuristuvuusmoduulin arvo muuttuu epälineaarisesti, ja riippuu myös jännityshistoriasta, eli primäärikuormitus vs. palautus-uudelleenkuormitus. Kokoonpuristuvuusmoduulin tangentialarvo voidaan ilmaista seuraavilla epälineaarisilla yhtälöillä (Andersen & Schjetne 2013):

$$M_l = m_l p^{ref} \left(\frac{\sigma'_v}{p^{ref}} \right)^{n_l} \quad (17)$$

$$M_u = m_l p^{ref} \left(\frac{\sigma'_{v,max}}{p^{ref}} \right)^{n_l} m_u \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v,max}} \right)^{n_u} \quad (18)$$

$$M_r = m_l p^{ref} \left(\frac{\sigma'_{v,max}}{p^{ref}} \right)^{n_l} m_r \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v,max}} \right)^{n_r} \quad (19)$$

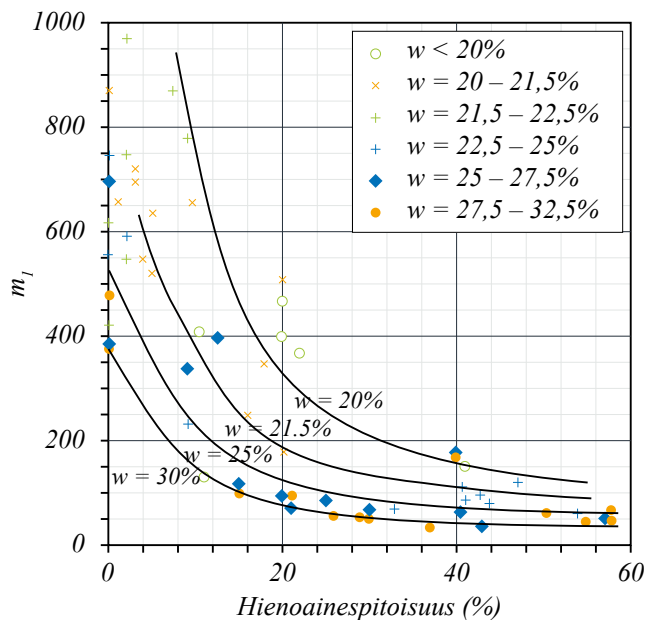
missä:

- 1) M_l , M_u , M_r ovat kokoonpuristuvuusmoduulin tangentialarvot ensimmäiselle (primääri-) kuormitukselle, palautukselle (unloading) ja uudelleenkuormitukselle (reloading)
- 2) m_l , m_u , m_r ovat vastaavat moduuliluvut
- 3) n_l , n_u , n_r ovat vastaavat eksponentit
- 4) $p^{ref} = p_a$ = ilmakehän paine (≈ 100 kPa)
- 5) σ'_v on tehokas pystyjännitys
- 6) $\sigma'_{v,max}$ on suurin saavutettu tehokas pystyjännitys ennen palautusvaihetta

Hiekan primäärikuormituksen kuvauksen on esittänyt Janbu (1963), joka käytti eksponenttina $n = 0,5$. Andersen (2015) on esittänyt eksponentin arvoon päivityksen.

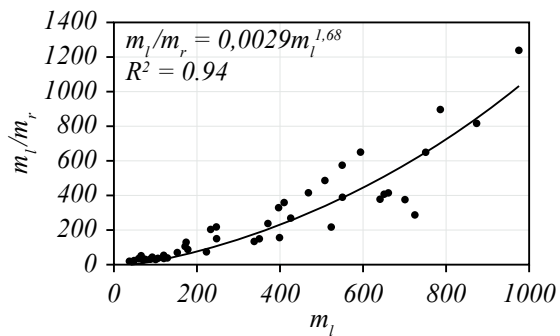
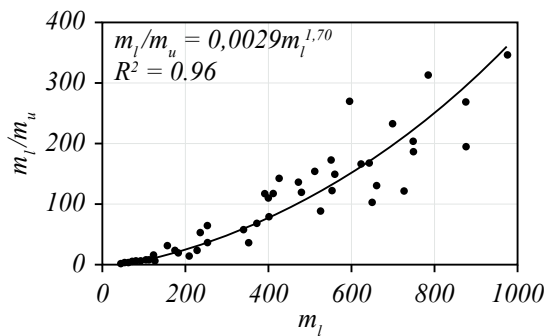
Andersen & Schjetne (2013) esittivät edellä mainittujen yhtälöiden parametrien korrelaatioita hiekoille ja silteille. Primäärikuormituksen moduuliluku on esitetty vesipitoisuuden ja hienoainespitoisuuden funktiona kuvassa 6-7.

Kuva 6-7 Primäärikuormituksen moduuliluku hiekoille ja silteille hienoainespitoisuuden ja vesipitoisuuden funktiona (Andersen 2015).



Andersen (2015) ehdotti korrelaatioita palautus- ja uudelleenkuormituksen moduuliluvuille m_l and m_r primäärikuormituksen moduuliluvun m_i funktiona (Kuva 6.8). Korrelaatiot pätevät eksponenttiarvoille $n_l = 0,65$, $n_u = 1,05$ ja $n_r = 0,1$. Keskimääräinen suhde palautuksen ja uudelleenkuormituksen moduuliluvuille on 2,87 ja keskihajonta 0,78.

Kuva 6-8 Suhteellinen moduuliluku palautuksessa (vasen) ja uudelleenkuormituksessa (oikea), primäärikuormituksen moduuliluvun funktiona (Andersen 2015).



7. MAAN MODUULIN MÄÄRITYS IN SITU -KOKEILLA

7.1. In situ -kokeiden soveltuvuus

Taulukossa 7-1 on esitetty arvioitu yhteenvedo nykyisin käytössä olevien in situ -kokeiden kokeiden hyödynnettävyydestä. CPT-kokeella (Cone Penetration Test) ja sen viimeaikaisilla variaatioilla (esim. CPTU, SCPTU) koetaan olevan monipuolisin sovellettavuus geoteknisten parametrien määrittämiseen, pehmeästä savesta heikkoihin kiviin. Tähän verrattuna esim. SPT-kokeella (Standard Penetration Test) on heikommin sovelluksia ja huonompi tarkkuus maaparametrien arvioinnissa.

Huomionarvoista on, että seismisiä kokeita (esim. SCPTU, SDMT) pidetään luotettavimpina in situ -kokeina maan jäykkyysparametrien määrittämiseen, sillä jäykkyysparametrit ovat yhteydessä maasta mitattavaan leikkauksaallonnopeuteen. Tätä on käsitelty Kappaleessa 2.

Taulukko 7-1 In situ -kokeille arvioitu soveltuvuus eri parametrien määrittämiseen (Mitchell et al., 1978 and Lunne et al. 1997).

Ryhmä	In-situ koe	Geotekniset parametrit												Maaperä					
		Maalaji	Profiili	u_0	OCR	$D_{R-\psi}$	φ^2	s_u	G_0-E	$\sigma-\varepsilon$	$M-C_c$	k	c_v	Kova kiviaines	Pehmeä kiviaines	Sora	Hiekka	Siitti/Savi	Turve ja lieju
Maahan puristettavat koetyypit	Dy. Probing (DP)	C	B	-	C	C	C	C	C	-	-	-	-	-	C	B	A	B	B
	SPT	B	B	-	C	B	C	C	C	-	-	-	-	-	C	B	A	B	B
	CPT	B	A	-	B	B	B	B	B	C	C	C	-	-	B	B	A	A	A
	CPTu	A	A	A	B	A	B	A	B	C	B	A	A	-	B	B	A	A	A
	SCPTu	A	A	A	A	A	B	A	A	B	B	A	A	-	B	B	A	A	A
	DMT	B	B	B	B	C	B	B	B	C	B	C	B	-	C	C	A	A	A
	SDMT	B	B	B	A	B	B	B	A	B	B	C	B	-	C	C	A	A	A
	Full-flow (T/ball)	C	B	B	B	C	C	A	C	C	C	C	C	-	-	-	C	B	A
	Field vane (FVT)	B	C	-	B	-	-	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	A	B
Pressometri	Pre-bored	B	B	-	C	C	C	B	B	C	C	-	C	A	A	B	B	B	B
	Self-bored	B	B	A	B	B	B	B	A	A	B	B	A ¹	-	C	-	B	A	B
	Full-displacement	B	B	B	C	C	C	B	A	A	B	B	A	-	C	-	B	A	A
Muut koetyypit	Screw/plate load	C	-	-	B	C	C	B	B	B	B	C	C	C	A	B	B	B	B
	Borehole shear	C	-	-	-	-	B	C	-	-	-	-	-	C	B	C	C	C	-
	Permeameter	C	-	A	-	-	-	-	-	-	-	A	B	A	A	A	A	A	B
	Borehole seismic	C	C	-	B	C	-	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	A	B
	Surface seismic	-	C	-	B	C	-	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	A	A
	Hydraulic fracture	-	-	B	-	-	-	-	-	-	-	C	C	B	B	-	-	B	C

Soveltuvuus: A = Korkea, B = Keskiverto, C = Alhainen, - = Ei sovellu

Geotekniset parametrit: u_0 = maassa vallitseva huokospaine; OCR = ylikonsolidaatioaste; $D_{R-\psi}$ = suhteellinen tiheys ja/ tai tilaparametri; φ^2 = huippukitkakulma; s_u = suljettu leikkaukslujuus; G_0-E = pienen muodonmuutostason leikkauks- tai kimmomoduuli; $\sigma-\varepsilon$ = jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen; $M-C_c$ = kokoonpuristuvuusmoduuli ja/ tai kokoonpuristuvuusindeksi; k = vedenläpäisevyys; c_v = konsolidaatiokerroin.

Huomaa: Suurelle osalle menetelmistä ei ole vakiintunutta suomennosta. Suomessa käytettyjä menetelmiä ovat mm. CPTU, siipikairaus (FVT), Borehole seismic (down hole tai cross hole seisminen mittaus, ml. seisminen CPTU).

7.2. Maan moduulin arviointi geofysikaalisilla mittauksilla

Geofysikaalisia (seismisiä) tutkimuksia voidaan pitää maan jäykkyyssominaisuuksien määrittämiseen hyvin soveltuvina in situ -tutkimuksina (Taulukko 7-1). On olemassa useita erilaisia geofysikaalisia tutkimusmenetelmiä, joilla voidaan määrittää leikkaus- ja/tai puristusaallonnopeuksien (v_s, v_p) profiili maaperässä. Näitä tutkimusmenetelmiä ei tässä käsitellä tarkemmin aiheen laajuuden takia.

Leikkausaallonnopeus (v_s) liittyy suoraan leikkausmoduuliin, ja sen avulla voidaan määrittää pienen muodonmuutostason leikkausmoduulin G_{max} ja edelleen vastaavan kimmomoduulin E_{max} arvo (katso Luku 4).

Puristusaallonnopeus on suurempi kuin vastaava leikkausaallonnopeus, ja näiden suhde riippuu materiaalin Poissonin luvusta.

Koska värähtelyyn liittyvät muodonmuutokset ovat yleensä hyvin pieniä, sen perusteella määritetyt puristus- ja leikkausmoduulit vastaavat pienen muodonmuutostason arvoja. Tämä tekee seismisistä tutkimuksista hyödyllisiä, sillä yksinkertaisilla kaavoilla voidaan määrittää häiriintymättömän maa- tai kallioperän pienen muodonmuutostason jäykkyyden esim. käyttörajatilan muodonmuutosten arviointia varten.

On huomattava, että vedellä kyllästyneessä maassa puristusaallonnopeus kuvaa ennemminkin huokosveden kokoonpuristuvuutta (Allen et al. 1980). Näin ollen puristusaallonnopeuden mittaaminen vedellä kyllästetystä maasta ei ole kovinkaan hyödyllistä itse maan ominaisuuksien määrittämiseen. Sen sijaan leikkausaallonnopeus on hyödyllinen parametri, sillä huokosveden esiintyminen ei juurikaan vaikuta sen arvoon.

Taulukossa 7-2 on esitetty korrelaatiot maan jäykkyyden ja leikkausaallonnopeuden välillä.

Taulukko 7-2 Yhteys maan moduulin ja leikkausaallonnopeuden välillä.

Parametri	In-situ koe	Maalajit	Määrittäyskaava	Teoreettinen perusta
G_{max}	Geofysikaaliset	Kaikki	$G_{max} = p_t v_s^2$	Kimoteoria
E_{max}	Geofysikaaliset	Kaikki	$E_{max} = 2G_{max} (1 + \nu) = 2(p_t v_s^2)(1 + \nu)$	Kimoteoria

7.3. Maan moduulin määrittäminen CPTU-kokeella

Suurimmassa osassa nykyisin käytössä olevista CPTU-kairausmenetelmistä (Cone penetration testing, piezocone penetration testing) mitataan parametreina kärkivastusta (q_c), vaippakitkaa (f_s) ja huokospainetta kärjen takana (u_2). Lisänä voidaan käyttää seismistä mittausta (seismic CPTU, SCPTU) leikkausaallonnopeuden (v_s) määrittämiseen, mikä on erityisesti maan jäykkyyssominaisuuksien määrittämisessä hyödyllistä.

Tulosten tulkinnaissa on huomioitava kärjen kokonaisgeometriasta riippuva korjausyhtälö:

$$q_t = q_c + (1 - a_n) u_2 \quad (20)$$

missä q_t on korjattu kärkivastus ja a_n on kärjen geometriasta riippuva laitekohtainen korjaustermi.

Robertson (1990) esitti normalisoitujen kärkiparametrien käytön. Näitä käytetään ns. Soil Behaviour Typen (SBT) määrittämiseen. Parametrit Q_t , F_r , B_q ovat:

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma_{v0}'} \quad (21)$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (22)$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (22)$$

Missä:

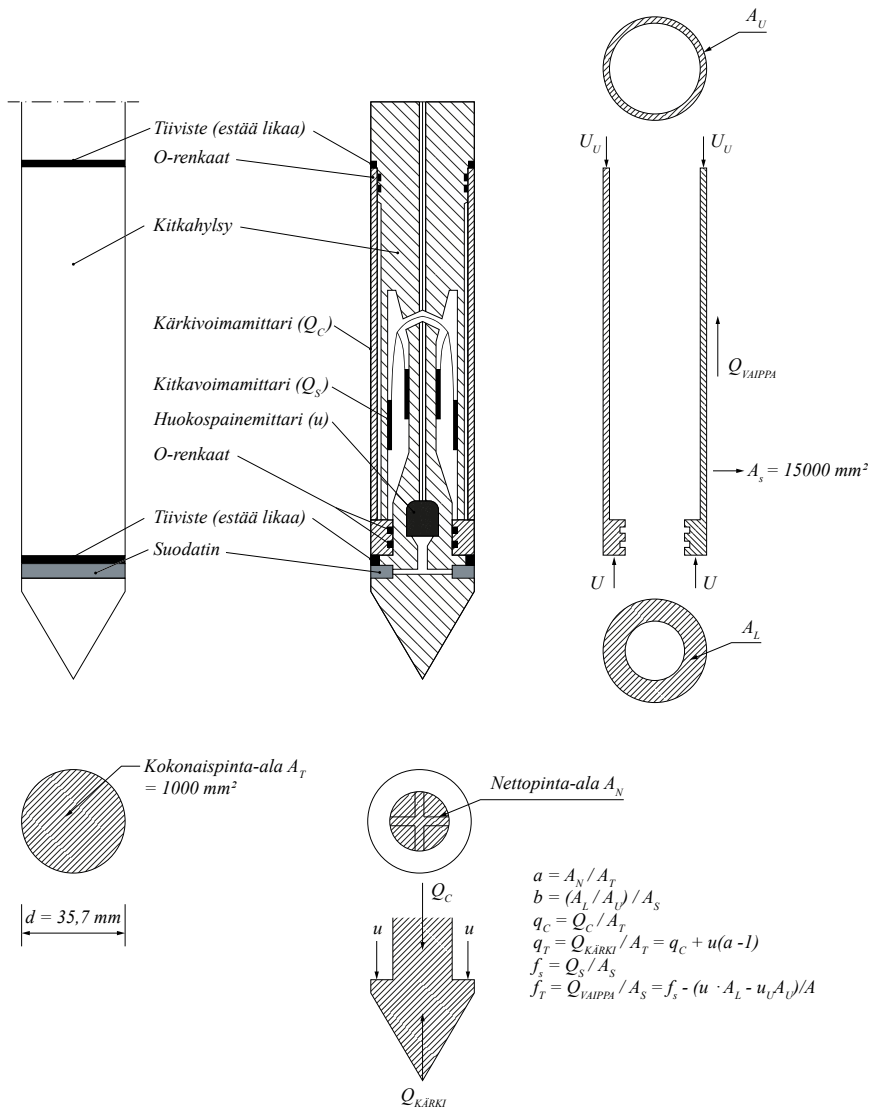
σ_{v0} = maassa vallitseva kokonaispystyjännitys;

σ_{v0}' = maassa vallitseva tehokas pystyjännitys;

u_0 = maassa vallitseva luontainen huokosvedenpaine;

Δ_u = huokosveden ylipaine = $(u_2 - u_0)$.

Kuva 7-1 CPTU-kairan kärjen rakenne (SGY 2001)



$$a = A_N / A_T$$

$$b = (A_U / A_U) / A_s$$

$$q_c = Q_c / A_T$$

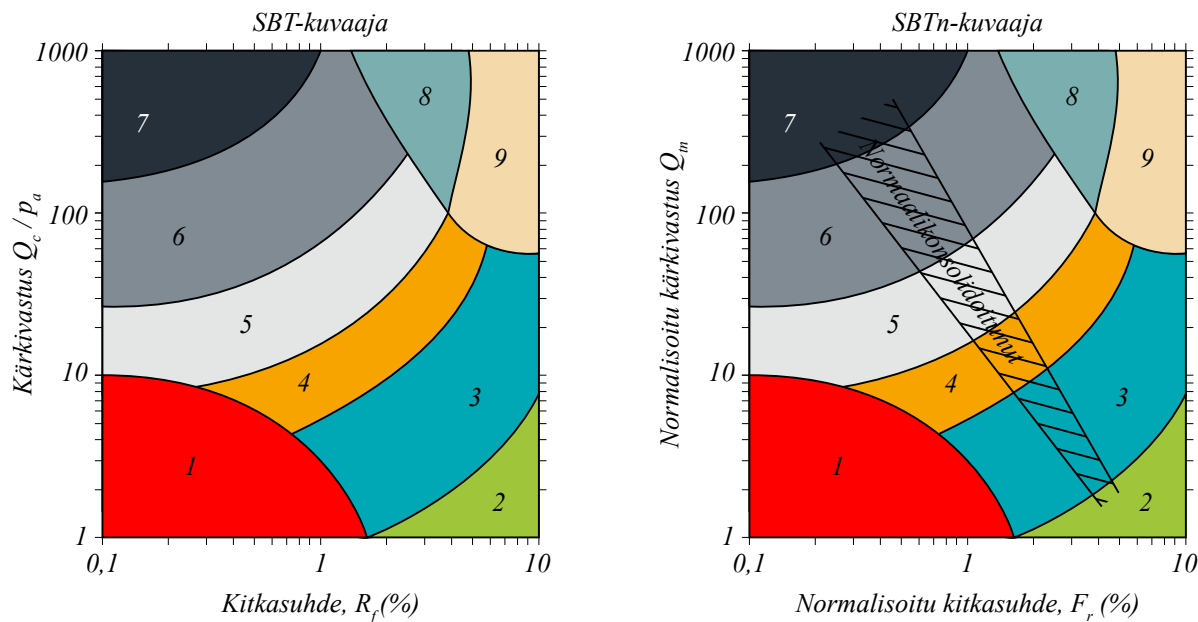
$$q_T = Q_{KÄRKI} / A_T = q_c + u(a - 1)$$

$$f_s = Q_s / A_s$$

$$f_T = Q_{VAIPPA} / A_s = f_s - (u \cdot A_L - u_U A_U) / A$$

Lähteissä Robertson et al (1986) sekä Robertson (1990) on esitetty Soil Behavior Type (SBT) -käsite perustuen mitattuun (SBT) sekä normalisoituun (SBTn) SPTU-dataan. Nämä nomogrammit on esitetty Kuvassa 7-2.

Kuva 7-2 Soil Behavior Type (SBT ja SBTn) -nomogrammit (Robertson 2009).



SBT-alue	Esitys SBT-alueiden kuvauksesta
1	Häiriintymisherkkä hienorakeinen
2	Humuspitoiset savet
3	Savet ja silttiset savet
4	Savinen siltti ja silttinen savi
5	Silttinen hiekka ja hiekkainen siltti
6	Hiekat ja silttiset hiekat
7	Tiivis hiekka ja sorainen hiekka
8	Jäykkä hiekka ja savinen hiekka*
9	Jäykkä hienorakeinen*

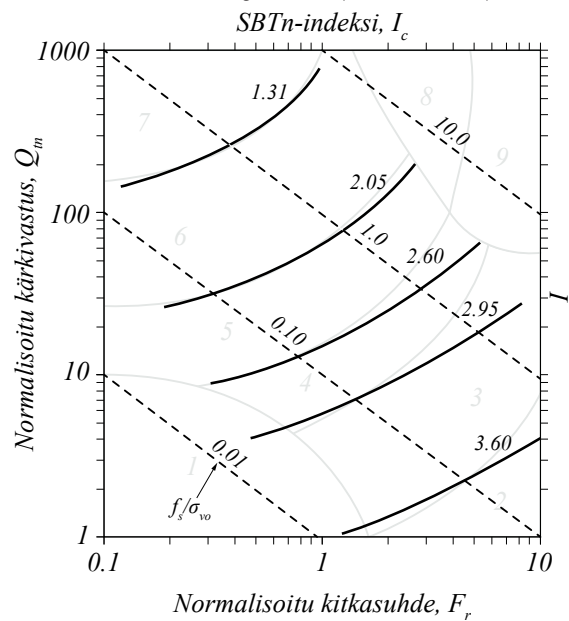
* Ylikonsolidoitunut tai sementoitunut

Jefferies & Davies (1993) ovat esittäneet ns. SBT-indeksin I_c :

$$I_c = \left[(3,47 - \log Q_{t1})^2 + (\log F_r + 1,22)^2 \right]^{0,5} \quad (24)$$

Tämä parametri on erittäin käytännöllinen maalajin ja sen ominaisuuksien määrittämiseen. Esimerkiksi indeksin arvo $I_c < 2,6$ viittaa karkearakeiseen maahan, kun taas arvo $I_c > 2,6$ viittaa hienorakeiseen maahan (Kuva 7-3).

Kuva 7-3 SBT-indeksin I_c tasa-arvokäyrät normalisoidussa SBTn-nomogrammissa (Robertson 2009).



7.3.1 Karkearakeiset maat

Pienen muodonmuutostason leikkausmoduuli G_0

CPTU:lla saadaan melko tarkasti arvioitua pienen muodonmuutostason ($< 10^{-4}$ %) leikkausmoduulin G_0 arvo. Robertson (2009) on esittänyt SBT-kuvaajan kanssa käytettävän, ns. pienen muodonmuutostason leikkausmoduulilukuun K_G perustuvan yhtälön:

$$G_0 = K_G p_a (\sigma'_{v0} / p_a)^n \quad (25)$$

Missä p_a on ilmakehän paine ja n on jännitysekspONENTTI (karkearakeisilla mailla voidaan olettaa

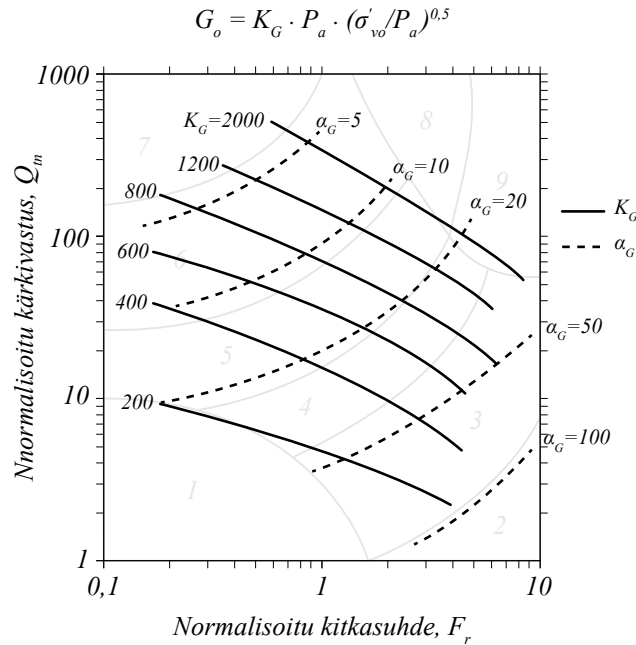
Moduulin G_0 arvo voidaan määrittää myös nettokärkivastuksen avulla:

$$G_0 = \alpha_G (q_t - \sigma_{v0}) \quad (26)$$

missä α_G on leikkausmoduulikerroin.

Robertsonin (2009) esittämät SBT-pohjaiset nomogrammit parametrien K_G ja α_G määrittämiseen on esitetty Kuvassa 7-4.

Kuva 7-4 Nomogrammi parametrien K_G ja α_G määrittämiseen normalisoidun SBTn-nomogrammin pohjalta. Määritetty sementoitumattomille holoseeni- ja pleistoseeni- ja kaisille hiekoille (Robertson 2009 mukaan).



Moduuli G_o voidaan myös arvioida kaavalla:

$$G_o = 0,0188 \left[10^{(0,55I_c + 1,68)} \right] (q_t - \sigma_{vo}) \quad (27)$$

Em. kaava on yksinkertaistettu arviointimenetelmä moduulin G_o arvon määrittämiseksi erityyppisillä pohjamailla. Kaavan tarkkuus on heikoin hienorakeisilla mailla, missä vaippakitka f_s ja sitä kautta kitkasuhde F_r riippuvat huomattavasti maan häiriintymisherkyydestä.

Rix & Stokoe (1991) ovat esittäneet korrelaation kvartsihiekoille perustuen kärkivastukseen q_c :

$$\frac{G_{max}}{P_a} = 290 \left(\frac{q_c}{P_a} \right)^{0,25} \left(\frac{\sigma'_M}{P_a} \right)^{0,375} \quad (28)$$

missä σ'_M on keskimääräinen tehokas jännitys.

7.3.1.1 Kimmomoduuli E'

Avoimen tilan kimmomoduuli E' voidaan määrittää leikkausmoduulin G funktiona:

$$E' = 2(1 + \nu)G \quad (29)$$

missä ν on Poissonin luku, joka saa tyypillisesti arvoja välillä $\nu = 0,1 \dots 0,35$. Näin voidaan yksinkertaistaa:

$$E' \sim 2,5G \quad (30)$$

Tämän lisäksi on mahdollista määrittää kimmomoduuli E' moduulin G_o avulla. Tällöin pienen muodonmuutostason leikkausmoduuli G_o pitää redusoida vastaamaan asianmukaista muodonmuutostasoa. Fahey & Carter (1993) ja Mayne (2005) ovat esittäneet yksinkertaistuksen kimmomoduulin E' määrittämiseksi moduulin G_o avulla:

$$E' \sim 0,8G_o \quad (31)$$

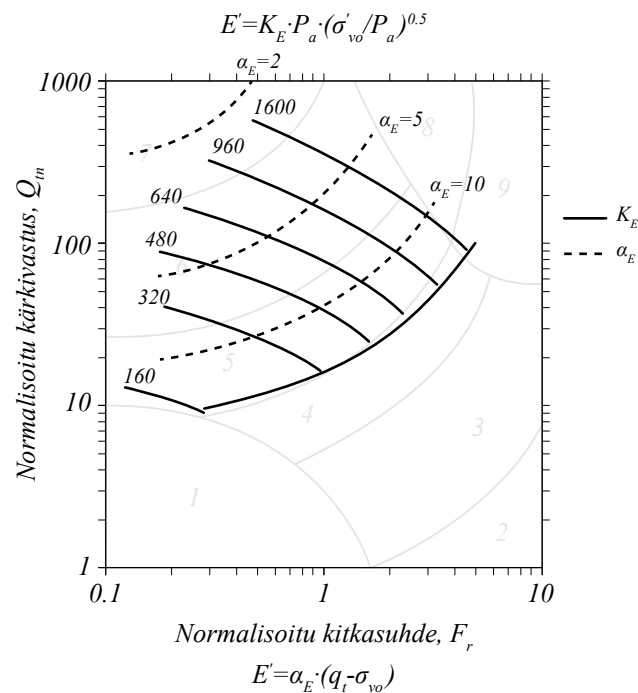
Käyttäen tätä oletusta, joka vastaa noin 0,1%:n muodonmuutostasoa, Robertson (2009) ja Robertson & Cabal (2015) ovat esittäneet kaksi korrelaatiota kimmomoduulin E' määrittämiseksi CPTU-datan perusteella:

$$E' = K_E p_a \left(\sigma'_{v0} / p_a \right)^n \quad (32)$$

$$E' = \alpha_E (q_t - \sigma_{v0}) \quad (33)$$

missä K_E on kimmomoduuliluku, ja α_E on kimmomoduulikerroin. Molemmat parametrit voidaan määrittää normalisoidun SBTn-nomogrammin avulla (Kuva 7-5):

Kuva 7-5 Nomogrammi parametrien K_E ja α_E määrittämiseen normalisoidun SBTn-nomogrammin pohjalta. Määritetty sementoitumattomille holoseeni- ja pleistoseeniaikaisille hiekoille (Robertson 2009 mukaan).

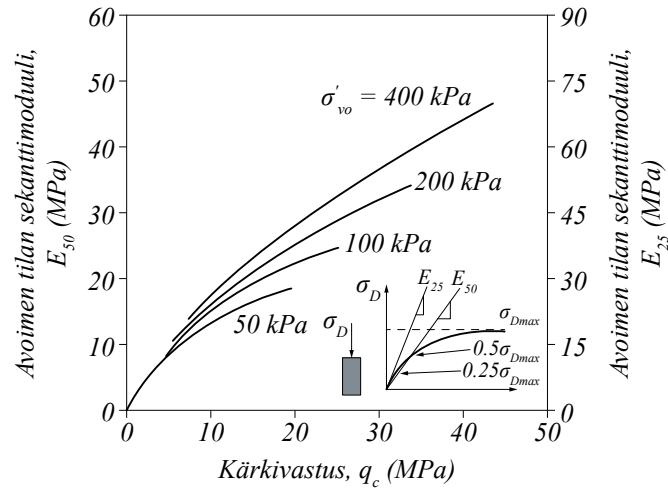


Robertson (2009) on myös määrittänyt CPTU-pohjaisen korrelaation sementoitumattomille, piipohjaisille holoseeni- ja pleistoseeniaikaisille hiekoille ($I_c < 2,6$):

$$E' = 0,015 \left[10^{(0,55I_c + 1,68)} \right] (q_t - \sigma_{v0}) \quad (34)$$

Robertson & Campanella (1983) ovat esittäneet yhteyden CPTU:n kärkivastuksen q_c ja avoimen tilan sekanttimoduulien E_{50} ja E_{25} välille (Kuva 7-6).

Kuva 7-6 Hiekan sekanttimoduulit E_{25} ja E_{50} kärkivastuksen q_c funktiona (Robertson & Campanella 1983 mukaan).



Taulukossa 7-3 on esitetty lukuisia muita kirjallisuuskorrelaatioita.

7.3.1.2 Kokoonpuristuvuusmoduuli M

Kokoonpuristuvuusmoduulin M CPTU-pohjaiset korrelaatiot ovat yleensä muotoa:

$$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0}) \quad (35)$$

Kertoimen α_M arvo riippuu maalajista, sekä sen plastisuusominaisuuksista ja vesipitoisuudesta. Mayne (2007) on esittänyt, että kertoimen α_M arvot vaihtelevat välillä $\alpha_M = 1..10$, missä alimmat arvot pätevät pehmeille saviille.

Robertson (2009) on esittänyt yksinkertaistetun korrelaation karkearakeisille maille ($I_c < 2,2$):

$$\alpha_M = 0.03 \left[10^{(0.55I_c + 1.68)} \right] \quad (36)$$

Taulukossa 7-3 on esitetty yleisimmät CPTU-pohjaiset korrelaatiot karkearakeisen maan moduulin määrittämiselle.

Taulukko 7-3 Yleisimmät CPTU-pohjaiset korrelaatiot karkearakeisen maan moduulin määrittämiselle.

Parametri	In-situ koe	Maalaji(t)	Moduulin määrittämiseen käytettävä korrelaatio	Lähde
G_0	CPT	Karkearakeiset maat	$G_0 = K_E p_a \left(\sigma'_{v0} / p_a \right)^n$ Missä: K_E : pienen muodonmuutostason leikkausmoduulin moduuliluku CPTU-datasta määritettynä (Robertson 2009) p_a : ilmakehän paine n : jännitysekspONENTTI (=0,5 karkearakeisille maille)	Robertson (2009)
G_0	CPT	Karkearakeiset maat	$G_0 = \alpha_G (q_t - \sigma_{v0})$ Missä: α_G : leikkausmoduulikerroin CPTU-datasta määritettynä (Robertson 2009) q_t : korjattu kärkivastus	Robertson (2009)
G_0	CPT	Karkearakeiset maat ($I_c < 2,60$)	$G_0 = 0,0188 \left[10^{(0,55I_c + 1,68)} \right] (q_t - \sigma_{v0})$ Missä: I_c : SBT-indeksi q_t : korjattu kärkivastus	Robertson (2009)
E'	CPT	Karkearakeiset maat	$E' = K_E p_a \left(\sigma'_{v0} / p_a \right)^n$ Missä: K_E : kimmomoduulin moduuliluku CPTU-datasta määritettynä (Robertson 2009) p_a : ilmakehän paine n : jännitysekspONENTTI (=0,5 karkearakeisille malle)	Robertson (2009)
E'	CPT	Karkearakeiset maat	$E' = \alpha_E (q_t - \sigma_{v0})$ Missä: α_E : kimmomoduulikerroin CPTU-datasta määritettynä (Robertson 2009) q_t : korjattu kärkivastus	Robertson (2009)
E'	CPT	Karkearakeiset maat ($I_c < 2,60$)	$E' = 0,015 \left[10^{(0,55I_c + 1,68)} \right] (q_t - \sigma_{v0})$ Missä: I_c : SBT-indeksi q_t : korjattu kärkivastus	Robertson (2009)
E'	CPT	Savet, siltit, hiekat	$E' = 5 (q_t - \sigma_{v0})$	Mayne (2007)
E'	CPT	Normaalikonsolidoituneet hiekat, ikä < 100 vuotta	$E' = (2,5 \dots 3,5) q_c$	Briaud (2013)
E'	CPT	Normaalikonsolidoituneet hiekat, ikä > 3000 vuotta	$E' = (3,5 \dots 6) q_c$	Briaud (2013)
E'	CPT	Hiekka: $q_c < 5$ MPa	$E' = 2 q_c$	Briaud (2013)
E'	CPT	Hiekka: $q_c > 10$ MPa	$E' = 1,5 q_c$	Briaud (2013)
M_0	CPT	Karkearakeiset maat	$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0})$ Missä: $5 < \alpha_M < 10$	Mayne (2007)
M_0	CPT	Karkearakeiset maat ($I_c < 2,2$)	$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0})$ Missä: $\alpha_M = 0,03 \left[10^{(0,55I_c + 1,68)} \right]$	Robertson (2009)

Huom:

- a) p_a = ilmakehän paine (= 1 bar = 100 kPa)

7.3.2 Hienorakeiset maat

7.3.2.1 Kokoonpuristuvuusmoduuli M

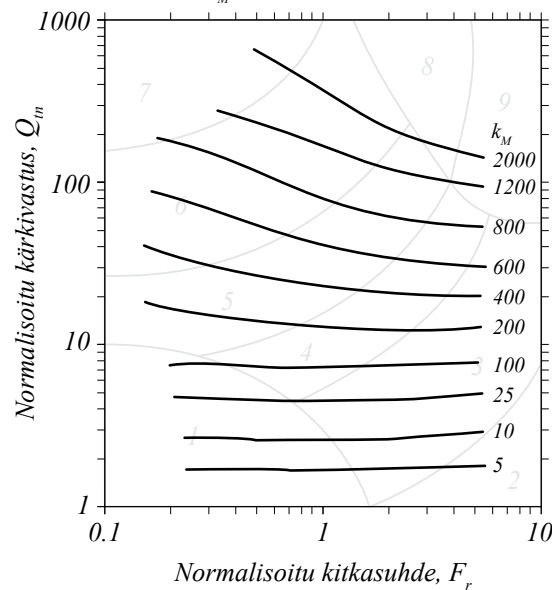
Robertson (2009) on esittänyt nomogrammin kokoonpuristuvuusmoduulin moduuliluvun K_M määrittämiseksi normalisoidusta SBT-kuvaajasta. Tätä voidaan käyttää kokoonpuristuvuusmoduulin M laskemiseksi:

$$M = K_M p_a (\sigma'_{v0} / p_a)^a \quad (37)$$

Missä a on jännityseksponentti. $a = 1$ normaalikonsolidoituneelle maalle. Ylikonsolidoituneelle maalle $a = 0$, mistä seuraa:

$$M = K_M p_a \quad (38)$$

Kuva 7-7 Nomogrammi kokoonpuristuvuusmoduulin moduuliluvun K_M määrittämiseksi normalisoidusta SBT-kuvaajasta (Robertson 2009 mukaan).



Hienorakeisille mailla $K_M = 5 \dots 100$ (SBTn-alueet 1, 2 ja 3).

Kuten jo mainittu, moduulin M CPTU-pohjaiset korrelaatiot ovat yleisesti muotoa:

$$M = \alpha_M (q_t - \sigma'_{v0}) \quad (39)$$

Hienorakeisista maista kerätyn datan perusteella Mayne (2007) on määrittänyt kertoimelle α_M vaihteluvälin $\alpha_M = 1 \dots 10$, missä alimmat arvot pätevät pehmeille saville. Di Buò et al. (2018) ovat esittäneet suomalaisille saville $\alpha_M = 5 \dots 10$.

Robertson (2009) on esittänyt seuraavat α_M -arvot hienorakeisille mailla:

$$\alpha_M = Q_m \quad \text{kun } Q_m \leq 14$$

$$\alpha_M = 14 \quad \text{kun } Q_m > 14$$

Näillä arvoilla saadaan melko tarkka arvio kokoonpuristuvuusmoduulista (verrattuna laboratoriokeilla määritettyihin arvoihin).

Taulukko 7-4

Kokoonpuristuvuusmoduulin CPTU-pohjaisia korrelaatioita hienorakeisille mailla.

Parametri	In-situ koe	Maalaji(t)	Moduulin määrittämiseen käytettävä korrelaatio	Lähde
M	CPT	Hienorakeiset maat (normaalikons.) $\sigma_v > \sigma_p$	$M = K_M p_a (\sigma_{v0}' / p_a)^a$ Missä: K_M : kokoonpuristuvuusmoduulin moduuliluku $a = 1$ kun $\sigma_v > \sigma_p$	Robertson (2009)
M	CPT	Hienorakeiset maat (ylikons.) $\sigma_v < \sigma_p$	$M = K_M p_a$	Robertson (2009)
M	CPT	Hienorakeiset maat	$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0})$ Missä: $1 < \alpha_M < 5$	Mayne (2007)
M	CPT	Hyvin sensitiiviset savet	$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0})$ Missä: $5 < \alpha_M < 10$	Di Buò (2020)
M	CPT	Hienorakeiset maat ($I_c > 2,2$)	$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0})$ Missä: $\alpha_M = Q_m$ kun $Q_m \leq 14$ $\alpha_M = 14$ kun $Q_m > 14$	Robertson (2009)

Pienen muodonmuutostason leikkausmoduuli G_0

Savelle Mayne & Rix (1993) ovat esittäneet:

$$\frac{G_{max}}{p_a} = 100 \left(\frac{q_c}{p_a} \right)^{0,695} e^{-1,13} \quad (40)$$

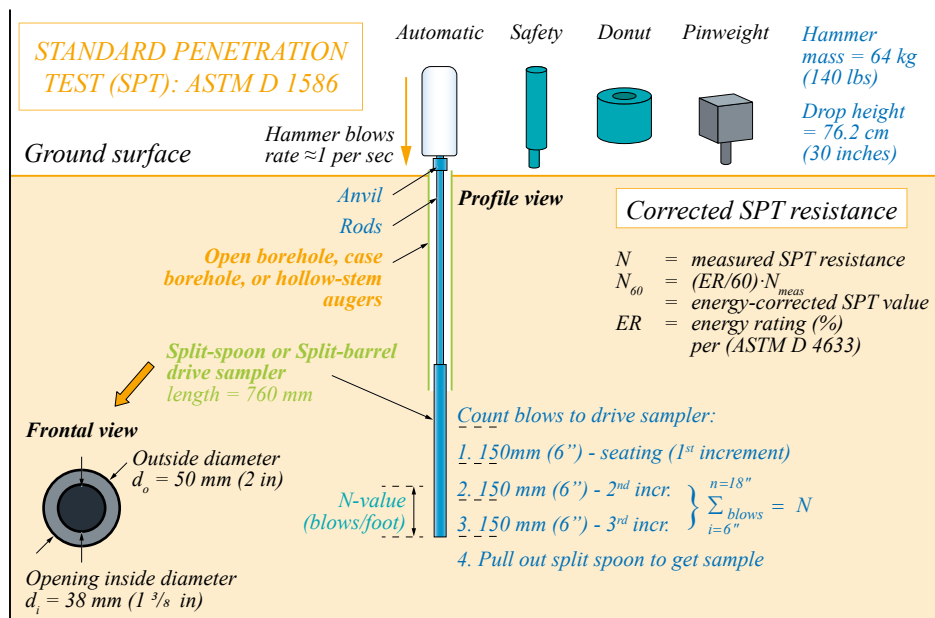
missä e on huokosluku.

7.4. Maan moduulin määrittäminen Standard Penetration Testillä (SPT)

Eräs vanhimmista ja maailmalla käytetyimmistä kairausmenetelmistä on SPT. SPT:tä käytetään usein hiekkojen ja ylikonsolidoituneiden savien lujuusominaisuuksien määrittämiseen. Se on epäluotettava soralle, kiviselle maalle, löyhille silteille, sekä pehmeille ja häiriintymisherkille saville. Kuvassa 7-8 on esitetty tyypillinen SPT-laitteisto.

Menetelmässä näytteenotinta (onttoa teräsputkea, ulkohalkaisija 51 mm, sisähalkaisija 35 mm) lyödään maahan 46 cm (18 tuumaa) pitkissä näytteenotinosuoksissa. Lyönti tapahtuu 64 kg massalla 76,2 cm pudotuskorkeudesta. Samalla lasketaan, kuinka monta iskuja tarvitaan 15 cm (6 tuumaa) pitkän osuuden tunkeumaan. Ensimmäinen osuus on näytteenottimen asettaminen maahan. Toisen ja kolmannen osuuden lyönnit lasketaan yhteen ns. N -luvuksi, jonka yksikkö on iskuja/jalka (12 tuumaa). Koe tehdään usein noin 1,5 m syvyyväleillä. Lähellä maanpintaa (alle 3 m syvyydessä) väli on pienempi, usein noin 0,75 m.

Kuva 7-8 SPT-laitteisto. Huomaa, että laitteen eri osille ei ole vakiintunutta suomennosta. Koejärjestely on selitetty sanallisesti yllä.



7.4.1 Korrelaatioita

Suurin osa SPT-kokeen kirjallisuuskorrelaatioista perustuu ns. N_{60} -vertailuarvoon, joka huomioi kokeen keskimääräisen energiatehokkuuden:

$$N_{60} = C_E N_m = \left(\frac{ER}{60} \right) N_m \quad (41)$$

missä:

C_E = iskuenergian korjauskerroin

N_m = mitattu iskujen lukumäärä

Iskuenergiaan liittyvien tekijöiden (C_E) lisäksi N -arvoon vaikuttavat mm. kairareian läpimitta (C_B), tankojen pituus ja tyyppi (C_R), ja näytteenottoputken ominaisuudet (C_S). Näin korjattu iskuluku N_{60} saadaan kaavalla:

$$N_{60} = C_E C_B C_R C_S N_m \quad (42)$$

Taulukossa 7-5 on annettu eri korjauskertoimien arvoja.

Taulukko 7-5 SPT korjauskertoimia.

Korjauskerroin	Vaikuttava muuttuja	Sovellettava laitteiston tai ympäristön ominaisuus	Kertoimen arvot
C_N	Syvyyksivaikutus, vallitsevan tehokkaan pystyjännityksen vaikutus (σ'_{v0})	$\sigma_{atm} = 1 \text{ atm}$ = 1,013 bar = 101,3 kPa = 1,058 tsf = 14,7 psi	$C_N = (\sigma_{atm} / \sigma'_{v0}) 0,5 \leq 2$
C_E	$C_E = ER/60$ missä ER = hammer energy ratio (ASTM D4633)	Iskuvasaran tyyppi	$C_E = 1,0 \dots 1,6$; (vasaratyyppi: automatic) $C_E = 0,8 \dots 1,3$; (vasaratyyppi: safety) $C_E = 0,6 \dots 0,8$; (vasaratyyppi: donut) $C_E = 0,5 \dots 0,7$; (vasaratyyppi: pinweight)
C_B	Kairareian halkaisijan (b, tuumaa) vaikutus	Kairareian halkaisija	$C_B = 1,0$; ($2,5 \leq b \leq 4,5$) $C_B = 1,05$ (b = 6) $C_B = 1,15$ (b = 8)
C_S	Split-barrel -tyyppisen näytteenottimen vaikutus	Split-barrel -näytteenotin	$C_S = 1,0$; (suojaputkella) $C_S = 1,2$ (ei suojaputkeaa)
C_R	Kairatankojen pituuden vaikutus, L (jalkaa)	Kairatankojen pituus	$C_R = 1,0$; (L > 33) $C_R = 0,95$ (20 < L < 33) $C_R = 0,85$ (13 < L < 20) $C_R = 0,80$ (10 < L < 13) $C_R = 0,75$ (L < 10)

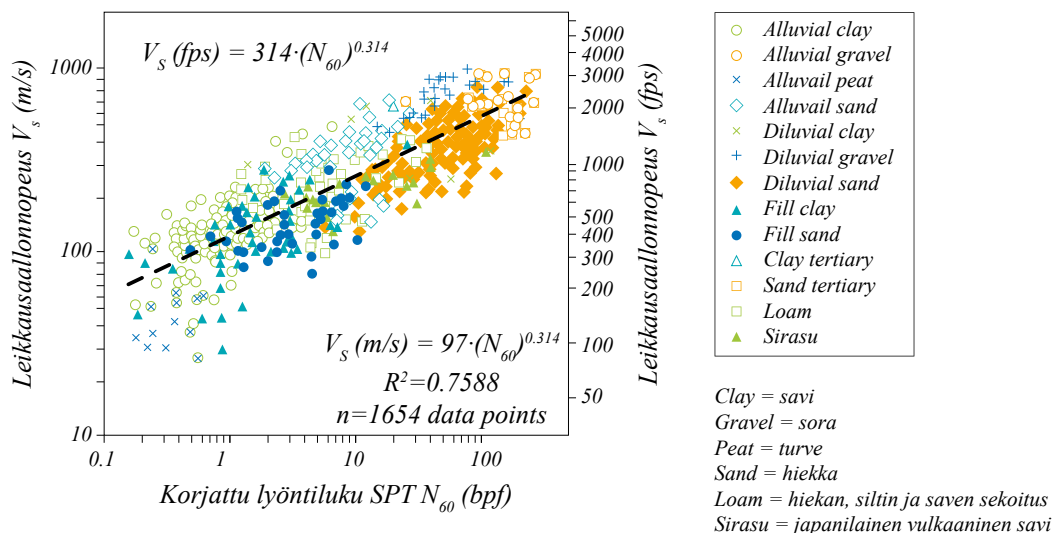
Lähde: soveltaen lähteistä Skempton (1986), Kulhawy & Mayne (1990), Youd et al. (2001).

7.4.2 Leikkausaallonnopeus SPT-kairauksen perusteella

Perinteisillä SPT-laitteistoilla leikkausaallonnopeutta voidaan arvioida N_{60} -arvon perusteella (Kuva 7-9):

$$v_s \text{ (m/s)} = 97 (N_{60})^{0,314} \quad (43)$$

Kuva 7-9 Leikkausaallonnopeus v_s SPT-kairauksen korjatun lyöntiluvun N_{60} funktiona (Imai & Tonouchi 1982).



Maan moduulin arviointi leikkausaallonnopeuteen perustuen on esitetty Luvussa 4.

7.4.3 Maan moduulin arviointi SPT-kairauksien perusteella

Taulukossa 7-6 on esitetty korrelaatioita maan moduulin määrittämiseksi SPT-kairauksen perusteella.

Taulukko 7-6 Korrelaatioita karkearakeisten maiden kimmomoduulin E' määrittämiseksi SPT-kairauksen perusteella.

Parametri	In-situ koe	Maalaji(t)	Moduulin määrittämiseen käytettävä korrelaatio	Lähde
E'	SPT	Siltit, hiekkaiset siltit, lajitteiden sekoitukset joilla lievää koheesiota	$E (kPa)=400 N$	Briaud (2013)
E'	SPT	Siltit, hiekkaiset siltit, lajitteiden sekoitukset joilla lievää koheesiota	$E (kPa)=400 N$	Briaud (2013)
E'	SPT	Puhteet hienot ja keskikarkeat hiekat, lievästi siltiset hiekat	$E (kPa)=700 N$	Briaud (2013)
E'	SPT	Karkea hiekka, lievästi sorainen hiekka	$E (kPa)=1000 N$	Briaud (2013)
E'	SPT	Sorat, hiekkaiset sorat	$E (kPa)=1200 N$	Briaud (2013)
E'	SPT	Hiekka (normaalikons.)	$E (kPa)=7000 [N]^{0.5}$ $E (kPa)=(1500 \dots 22000) \log_e [N]$ $E (kPa)=500 (N + 15)$	Briaud (2013)
E'	SPT	Hiekka (vedellä kyllästynyt)	$E (kPa)=250 (N + 15)$	Briaud (2013)
E'	SPT	Hiekka (ylikons.)	$E (kPa)=4000 + 1050 N$	Briaud (2013)
E'	SPT	Sorainen hiekka	$E (kPa)=1200 (N + 6)$	Briaud (2013)

* SPT iskuluku N , yksikkö bpf (blows per foot, eli noin isku/30 cm)

Ohta & Goto (1976) ja Seed et al. (1986) ovat esittäneet hiekoille:

$$\frac{G_{max}}{P_a} = 447 N^{0.33} \left(\frac{\sigma'_M}{P_a} \right)^{0.5} \quad (44)$$

missä N on SPT:n iskuluku korjattuna vastaamaan 60 % maksimienergiasta 100 kPa paineessa.

8. MAAN JÄYKKYYDEN MÄÄRITTÄMINEN SUOMALAISISSA OLOSUHTEISSA

Kuten edellisissä luvuissa on esitetty, maan jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen on epälineaarista. Näin ollen maan jäykkyys ei ole vakio, vaan riippuu useista tekijöistä (kts. luku 3). Maan moduulit, kuten kimmomoduuli E , leikkausmoduuli G ja kokoonpuristuvuusmoduuli M voidaan määrittää sekä laboratorikokeilla että in situ-kokeilla.

Laboratorikokeilla (esim. kolmiakσιαalikokeet) voidaan määrittää jännitys-muodonmuutosominaisuuksia tarkasti ja kattavasti. Kokeen parametrit voidaan valita siten, että ominaisuudet saadaan selvitettyä relevantilta jännitys- tai muodonmuutosastolta. Laboratorikokeita ei kuitenkaan aina teetetä (mm. kustannussyistä), varsinkaan pienissä projekteissa. Lisäksi on huomioitava, että näytteiden häiriintyminen mm. näytteenotossa ja sen jälkeisessä käsittelyssä saattaa johtaa epäluotettaviin tuloksiin.

In situ -kairauksien etuna on se, että tulos vastaa maassa vallitsevia olosuhteita. Nämä mittaukset ovat kuitenkin enemmän tai vähemmän epäsuoria, ja ne pitää kalibroida laboratorikokeita vastaaviksi. Näin ollen in situ-kokeiden yhteydessä käytetyt korrelaatiot ovat samojen epävarmuuksien alaisia kuin itse laboratorikokeetkin (joskin voidaan olettaa, että korrelaatioiden määrittämisessä käytetyt näytteet ovat hyvälaatuisia ja kokeet huolellisia).

8.1. Kitkamaat

Suomessa yleisimmät pohjatutkimusmenetelmät ovat painokairaus ja puristin-heijarikairaus. Nykyisin myös CPTU-kairaus on saamassa jalansijaa. Maailmalla yleistä SPT-kairausa ei käytetä Suomessa.

Suomalaisten savien kokoonpuristuvuusmoduulille M on määritetty toimivia CPTU-korrelaatioita (Di Buò 2020). Karkeammille maille (siltit ja hiekat) ollaan tulevina vuosina määrittämässä vastaavia korrelaatioita (D'Ignazio 2022).

Tarkkoja moduulikorrelaatioita paino- tai puristin-heijarikairaukselle ei ole saatavilla, mutta Suomen Eurokoodi 7:n LVM:n kansallisen liitteen sovellusohje NCCI 7 (Liikennevirasto 2017) sisältää taulukoita karkearakeisten maalajien parametrien määrittämiseen. Tämä on esitetty taulukoissa 8-1, 8-2 ja 8-3. Maalajit on jaettu taulukoissa raekoon (karkea siltti, hiekka, sora, moreenit ja louheet/murskeet) ja tiiveyden (löyhä, keskitiivis, tiivis) perusteella.

Taulukko 8-1 Karkean siltin ja hiekan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointi puristin-, paino- ja heijarikairausvastuksen perusteella (mukailtu lähteestä Liikennevirasto, 2017 – Liite 6, taulukko 1).

Maalaji		Kokonaistilavuus-paino γ (kN/m ³)		Kitkakulma φ (°)	Janbun tangentsmoduulimenetelmän muodonmuutosparametrit		Kairausvastus		
		Kuiva	Vedellä kyllästetty		Moduuliluku m	Jännitys-jännitys-eksponentti β	Puristinkairaus q_c (MPa)	Painokairaus $P_k/0,2$ m	Heijarikairaus $L/0,2$ m
Karkea siltti	Löyhä	14...16	19...	28	30...100	0,3	< 7	< 40	< 8
	Keskitiivis			30	70...150	0,3	7...15	40...100	8...25
	Tiivis	16...18	21	32	100...300	0,3	>15	>100	> 25
Hieno hiekka $d_{10} < 0,06$	Löyhä	15...17	19...	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	21	36	150...300	0,5	> 20	> 100	> 30
Hiekka $d_{10} > 0,06$	Löyhä	16...18	20...	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	22	38	300...600	0,5	> 14	> 60	> 25

Taulukko 8-2 Soran ja moreenin lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointi puristin-, paino- ja heijarikairausvastuksen perusteella (mukailtu lähteestä Liikennevirasto, 2017 – Liite 6, taulukko 2).

Maalaji		Kokonaistilavuuspaino γ (kN/m ³)		Kitkakulma φ' (°)	Janbun tangenttimoduulimenetelmän muodonmuutosparametrit		Kairausvastus		
		Kuiva	Vedellä kyllästetty		Moduuliluku m	Jännityseksponentti β	Puristinkairaus q_c (MPa)	Painokairaus $P_k/0,2$ m	Heijarikairaus $L/0,2$ m
Sora	Löyhä	17...19	20...	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	22	40	600...1200	0,5	> 12	> 50	> 20
Moreeni	Erittäin löyhä	16...19	20...22	...34	(≤ 100) [*] 300...600	0,5	< 10	< 40	< 20
	Löyhä	17...20	20...22	...36	(100...250) [*] 600...	0,5	> 10	40...100	20...60
	Keskitiivis	18...21	21...23	...38	800...	0,5	-	> 100	60...140
	Tiivis	19...23	21...24	...40	1200...	0,5	-	Lyömällä	> 140

* Jos moreeni ei ole ollut jäätikön puristamana

Taulukko 8-3 Rakennettujen louhetäyttöjen lujuus- ja muodonmuutosparametrien likimääräinen arviointi (mukailtu lähteestä Liikennevirasto, 2017 – Liite 6, taulukko 3).

Louheen raekoko	Kokonaistilavuuspaino γ (kN/m ³)	Moduuliluku m	Jännityseksponentti β	Kitkakulma φ' (°)
Esimurskattu louhe tai murske 0..150/0...300	17...22	500...2000	0.5	38...42
Louhe 0...300/0...600	17...22	300...1500	0.5	38...42

Taulukoiden avulla voidaan arvioida maan tilavuuspainoa, kitkakulmaa, moduulilukua ja jännityseksponenttia eri olosuhteissa. Esitetyt parametrit ovat avoimen tilan parametreja.

Taulukoiden 8-1, 8-2 ja 8-3 data on peräisin suomalaisista tutkimuksista alkaen 1960-luvulta (mm. Helenelund 1964, 1966; Tamminne 1969, Valkeisenmäki 1973). Data on ollut osa suomalaista suunnittelukäytäntöä vähintään 1990-luvulta eteenpäin, jolloin taulukot olivat käytössä sillansuunnittelun ohjeissa. Myöhemmin ne otettiin osaksi ylempään tason ohjeistusta nykyisen Väyläviraston hankkeissa. Niitä käytetään usein myös Väyläviraston hankkeiden ulkopuolella (ts. myös hankkeissa, jotka eivät koske liikenneinfrastruktuuria). Näin ollen niiden käyttöä voi pitää vakiintuneen suunnittelukäytännön mukaisena. Suomen ulkopuolella taulukoilla ei ole samanlaista vakiintunutta asemaa, mutta ne voivat olla viiteaineistona käyttökelpoisia. Lisäksi saatetaan edellyttää paikallisesti määritettyä dataa tai viiteaineistoa.

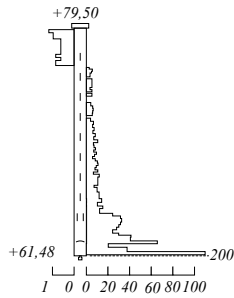
Eri parametrien vaihteluvälit on annettu paino- ja puristin-heijarikairausvastuksen funktiona. Näin ollen taulukoita voidaan hyödyntää, kun saatavilla on sekä kairauksia että arvio maan raekoosta. Parametreissa on hajontaa, ja on huomattava, että osa vaihteluväleistä on päällekkäisiä. Näin ollen kairausvastuksen lisäksi on suotavaa määrittää raekokojakauma näytteiden perusteella.

Painokairauksen osalta on huomioitava tankojen läpimitan vaikutus. Kuvassa 8-1 on esimerkkejä nykyisin kairavaunuissa käytettyjen 25 mm tankojen kairausvastusta lisäävästä vaikutuksesta. 25 mm tangot vaikuttavat yliarvioivan kairausvastusta suhteessa perinteisiin 22 mm standarditankoihin. 22 mm tangoilla saatava kairausvastus vaikuttaa puolestaan olevan linjassa kuvan 8-1 CPTU-kairauksen kanssa. NCCI7 taulukot on myös laadittu aikana, jolloin käytettiin yksinomaan 22 mm standarditankoja, mikä tulee huomioida taulukkoja käytettäessä.

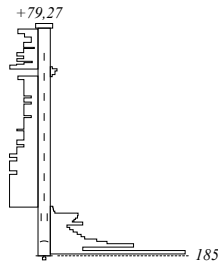
Kuva 8-1 Esimerkkivertailu 22 mm ja 25 mm tankoja käyttävien painokairausten ja muiden kairausmenetelmien välillä (Väylävirasto / Panu Tolla, 2021).

Painokairaus EN ISO 22476-10 (2017)

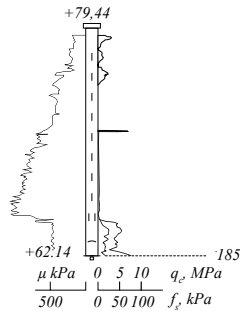
Painokairaus tangot Ø25 mm



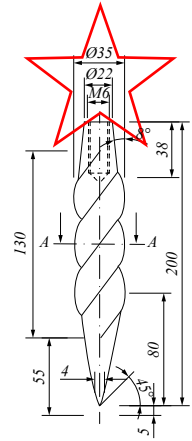
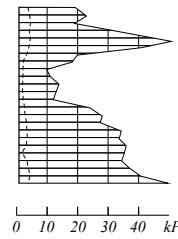
Painokairaus tangot Ø22 mm



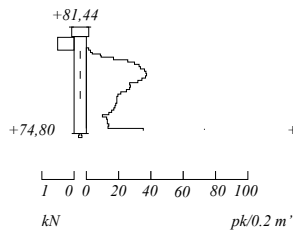
CPTU



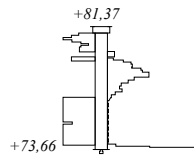
Siipikairaus



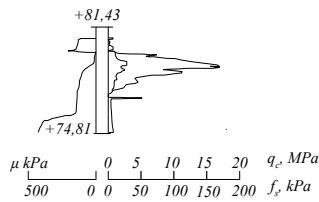
Painokairaus tangot Ø25 mm



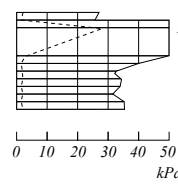
Painokairaus tangot Ø22 mm



CPTU



Siipikairaus



Kairausopas I

Tangot

Tankojen mitat ovat seuraavat:

- Ø22 mm umpitanko paino - 3,0 kg. pituus 1,0 m
- Ø22 mm putkitanko paino - 2,0 kg. --- käytetään lähinnä
- Ø25 mm umpitanko paino - 4,0 kg. --- vain monitoimi-
- Ø25 mm putkitanko paino - 2,5 kg. --- kairayksiköissä

Taulukoissa esitetyn moduuliluvun m avulla voidaan määrittää maan kokoonpuristuvuusmoduuli M tietyssä jännitystilassa (Janbu 1998):

$$M = mp^{ref} \left(\frac{\sigma'}{p^{ref}} \right)^{1-\beta}$$

missä:

- M = kokoonpuristuvuusmoduulin tangenttiarvo (kPa, MPa)
- p^{ref} = vertailujännitys = 100 kPa \approx 1 atm
- σ' = tehokas pystyjännitys (kPa, MPa)
- m = moduuliluku (ei suuretta)
- β = jännitysekspONENTTI (ei suuretta)

Kokoonpuristuvuusmoduulille M voidaan käyttää merkintää E_{oed} . Tämän lisäksi, $m \cdot p^{ref} = E_{oed}^{ref}$. Tästä voidaan johtaa:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_v}{p^{ref}} \right)^{1-\beta} = mp^{ref} \left(\frac{\sigma'_v}{p^{ref}} \right)^{1-\beta}$$

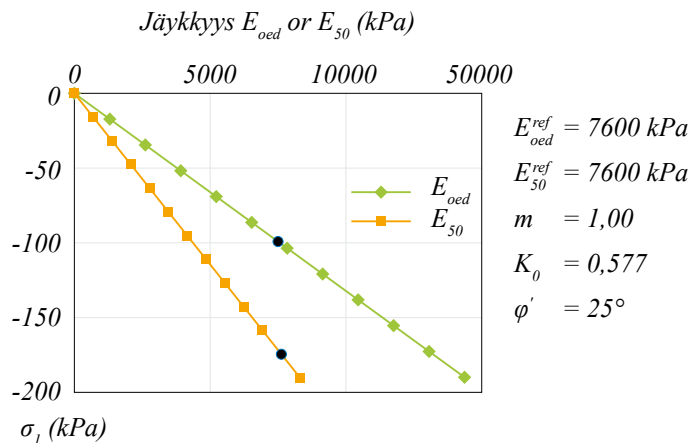
Kaavojen "kokonaiseksponentti" $1 - \beta$ saa taulukoiden perusteella arvon $(1 - \beta) \approx 0,5$ karkeille maille ja $\approx 0,7$ silteille.

On huomioitava, että edellä E_{oed} on annettu tehokkaan pystyjännityksen σ'_v funktiona. Käytettävästä sovelluksesta tai laskentaohjelmasta riippuen se voidaan myös antaa esim. tehokkaan keskimääräisen jännityksen p' tai tehokkaan vaakajännityksen σ'_h funktiona.

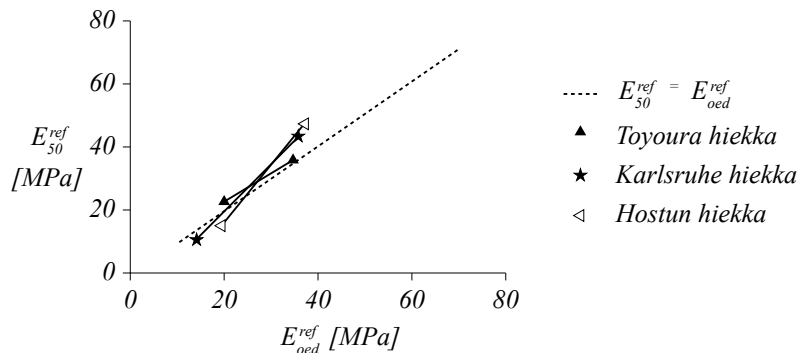
Onshore-tuulivoimaperustuksille tärkeä parametri on primäärikuormituksen sekanttimoduuli E_{50} . Kuten mainittu kohdassa 3.2.1, E_{50} arvo riippuu kolmiakiaalikokeen vaakajännityksestä ("confinement stress", sellipaine σ'_3). Sellipaineen kasvaessa moduuli kasvaa. Näin ollen σ'_3 on hyödyllinen vertailujännityssuure avoimen tilan sekanttimoduulin E_{50} määrittämiseen. Sen sijaan kokoonpuristuvuusmoduuli E_{oed} kasvaa selvemmin pystyjännityksen σ'_v tai σ'_1 funktiona. Jännitykset σ'_3 ja σ'_1 kuitenkin liittyvät toisiinsa maan lepopainekertoimen K_0 avulla $\sigma'_3 = K'_{01} \sigma'_1$.

Kuvassa 8-2 on esitetty suureiden E_{oed} ja E_{50} jännitystilarippuvuus. Kun huomioidaan edellä mainitun mukaisesti että näitä vastaavat vertailujännitykset σ'_1 ja σ'_3 riippuvat toisistaan kaavalla $\sigma'_3 = K'_{01} \sigma'_1$, voidaan arvioida että $E_{oed} \approx E_{50}$ normaalikonsolidoituneelle maalle. Tämä on havaittu myös kokeellisesti hiekalla (Schanz 1998, kuva 8-3).

Kuva 8-2 Jännitysriippuvainen moduuli Hardening Soil-mallista johdettuna (Mansikkamäki 2015 mukaisesti).



Kuva 8-3 E_{50}^{ref} ja E_{oed}^{ref} välinen yhteys hiekoille (Schanz 1998).



Näin ollen jännitysriippuvainen sekanttimoduuli E_{50} primäärikuormituksessa voidaan määrittellä:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{p^{ref}} \right)^{1-\beta} = mp^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{p^{ref}} \right)^{1-\beta}$$

Vastaava jännitysriippuvainen palautus/uudelleenkuormitusmoduuli E_{ur} (unloading/reloading):

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^{1-\beta}$$

Jos moduuleja E_{50} tai E_{ur} ei saada kokeellisesti määritettyä, voidaan tyypillisesti olettaa:

$$\frac{E_{ur}}{E_{50}} = 2 \dots 6$$

Suurempia suhdelukuja voidaan olettaa löyhille hiekoille (3...6) ja saviille (5...10). Vastaavasti alhaisempia suhdelukuja voidaan olettaa tiiville hiekoille (2...4) ja murskeille (≈ 2). Kuten luvussa 5 on esitetty, erityisen hyvin tiivistetyille murskeille suhdeluku voi olla alle 2. Tiivistäminen käytännössä kuitenkin johtaa ylikonsolidoituneeseen (esikuormitettuun) tilaan, jolloin kaikki tämän jälkeinen kuormitus on uudelleen kuormittamista (reloading).

Andersenin ja Schjetnen (2013) kuvaamaa yhteyttä (kohta 6.3) voidaan käyttää palautusmoduulin ja uudelleenkuormitusmoduulin (kokoonpuristuvuusmoduuli) alustavaan arviointiin. Näiden kahden moduulin keskiarvoa voidaan käyttää $E_{oed,ur}$ arvona.

Taulukossa 8-4 on esitetty taulukkoja 8-1...8-3 vastaavat, edellä esitetyillä kaavoilla johdetut suositusarvot kokoonpuristuvuusmoduulille E_{oed} vertailujännitustasolla $p^{ref} = 100$ kPa. Suositellut suhdeluvut $E_{oed,ur}^{ref} / E_{oed}^{ref}$ perustuvat Andersenin ja Schjetnen (2013) malliin, joka on esitetty kohdassa 6.3.

Taulukko 8-4 Suositellut vaihteluvälit parametreille E_{oed}^{ref} ja $E_{oed,ur}^{ref} / E_{oed}^{ref}$, perustuen lähteeseen Liikennevirasto (2017). Huomaa, että kokeelliseen dataan (Schanz 1998) perustuen voidaan olettaa $E_{50}^{ref} \approx E_{oed}^{ref}$ (kts. myös Kuva 8-3).

Maalaji	Tiheys	E_{oed}^{ref} (MPa)*	$E_{oed,ur}^{ref} / E_{oed}^{ref}$ **
Karkea siltti	Löyhä	3–10	8,7–20
	Keskitiivis	7–15	6,6–11,1
	Tiivis	10–30	4,1–8,7
Hieno hiekka $d_{10} < 0.06$	Löyhä	5–15	6,6–14
	Keskitiivis	10–20	5,4–8,7
	Tiivis	15–30	4,1–6,6
Hiekka $d_{10} > 0.06$	Löyhä	15–30	4,1–6,6
	Keskitiivis	20–40	3,3–5,4
	Tiivis	30–60	2,5–4,1
Sora	Löyhä	30–60	2,5–4,1
	Keskitiivis	40–80	2,1–3,3
	Tiivis	60–120	1,6–2,5
Moreeni	Erittäin löyhä	(≤ 10)*** 30...60	2,5–8,7
	Löyhä	(10...25)*** 60...	2,5–8,7
	Keskitiivis	80...	2,1
	Tiivis	120...	1,6
Esimurskattu louhe tai murske 0..150/0...300	–	50–200	1,1–2,8
Louhe 0...300/0...600	–	30–150	1,3–4,1

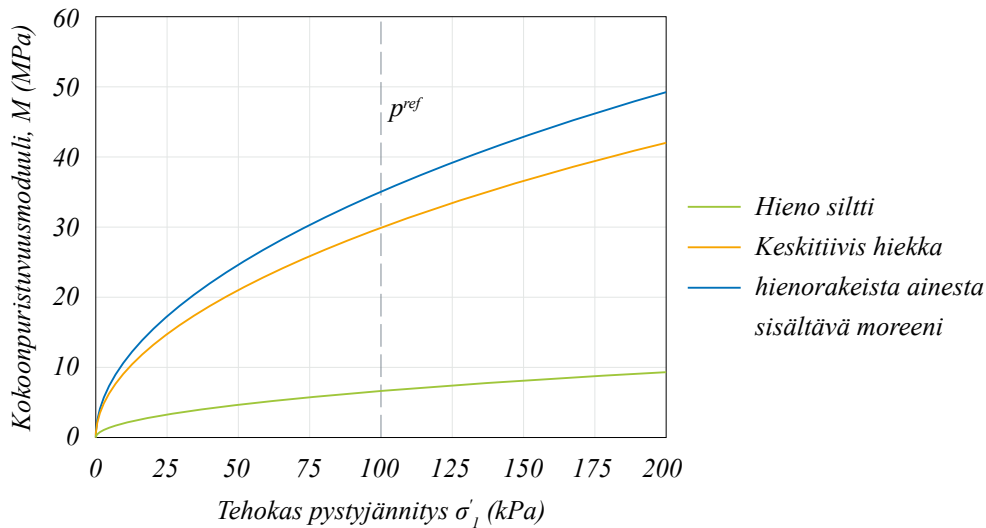
* Vertailujännitustasolla $p^{ref} = 100$ kPa

** $E_{oed,ur}^{ref}$ laskettu moduulien kohdan 6.3 mukaisesti määritettyjen moduulien M_u and M_v vertailujännityksellä $p^{ref} = 100$ kPa, olettaen että suurin saavutettu jännitys ennen kuorman poistamista on $2p^{ref} = 200$ kPa.

*** Jos moreeni ei ole ollut jäätikön puristamana.

Kuvassa 8-4 on esitetty esimerkki kokoonpuristuvuusmoduulista jännityksen funktiona eri maalajeille.

Kuva 8-4 Kokoonpuristuvuusmoduuli M tehokkaan pystyjännityksen σ'_v funktiona eri maalajeille (esimerkki, todellisissa arvoissa aina hajontaa).



8.2. Hienorakeiset maat

Siipikairakoe on Suomessa tyypillinen hienorakeisten maalajien (savet, siltit) suljetun tilan in situ-koemenetelmä. Siipikairalla määritetään maan suljettu leikkauslujuus su , joskin sitä voidaan epäsuorasti käyttää myös maan jäykkyyden arviointiin.

Suomalaisten savien kokoonpuristuvuusmoduulin M arviointiin on määritetty CPTU-korrelaatioita (Di Buò 2020). Koska tyypilliset suomalaiset savet ovat lievästi ylikonsolidoituneita mm. ikääntymisen takia, ja ovat usein melko sensitiivisiä (D'Ignazio 2016), CPTU-kokeella määritetty kokoonpuristuvuusmoduuli käytännössä vastaa ylikonsolidoitunutta arvoa. Kuten luvussa 6 on esitetty, sensitiivisen savien kokoonpuristuvuusmoduuli on suurimmillaan esikonsolidaatiojännityksen kohdalla, mutta heti sen ylityksen jälkeen moduulin arvo romahtaa. Tämän jälkeen moduuli jälleen kasvaa jännityksen ja moduuliluvun m funktiona.

Tarkka savien moduulin määrittäminen vaatisi laboratoriokokeita, kuten kolmiaksaali- tai DSS-kokeita (Direct Simple Shear). Ödometrikokeella voidaan määrittää kokoonpuristuvuusmoduuli. Jos laboratoriokokeita ei ole käytettävissä, voidaan arvio tehdä korrelaatioilla perustuen suljettuun leikkauslujuuteen, vesipitoisuuteen, plastisuusindeksiin tai ylikonsolidaatioasteeseen (OCR). ”Perinteisiä” in situ -kokeita painokairausta tai puristinheijarikairausta ei ole kalibroitu hienorakeisten maiden parametrien määrittämistä varten, eikä niitä näin ollen voida käyttää jäykkyyssparametrien arviointiin.

Savien kokoonpuristuvuusmoduuli E_{oed} noudattaa samaa jännitysriippuvuutta kuin aiemmin on esitetty:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_v}{p^{ref}} \right)^{1-\beta} = m p^{ref} \left(\frac{\sigma'_v}{p^{ref}} \right)^{1-\beta}$$

Janbun (1963, 1998) mukaan normaalikonsolidoituneen tilan jännityksen eksponentti β on useimmille saville lähellä arvoa 0, jolloin $(1-\beta) \approx 1$. Erittäin sensitiivisille saville β voi olla negatiivinen, jolloin $(1-\beta) > 1$ (esim. Länsivaara 1999). Moduulilukua m voidaan arvioida esim. vesipitoisuuden perusteella, kuten kuvassa 6-6 on esitetty.

Suhdeluku $1/m$ vastaa modifioitua kokoonpuristuvuusindeksiä λ^* , joka kuvaa normaalikonsolidoitunutta ödometrikokeen jännitys-muodonmuutoskuvaajaa ϵ - $\log \sigma'$ -koordinaatistossa. Tällöin ödometrimoduuli vertailujännitystilassa p^{ref} voidaan ilmaista:

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*}$$

Palautus-uudelleenkuormitusmoduulia voidaan kuvata modifioidulla paisumisindeksillä κ^* , joka kuvaa ylikonsolidoitunutta ödometrin jännitys-muodonmuutoskuvaajaa $\varepsilon\text{-log}\sigma'$ -koordinaatistossa:

$$E_{ur, oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\kappa^*}$$

Kirjallisuuden perusteella suhdeluku λ^*/κ^* vaihtelee noin välillä 5...10 suomalaisilla savilla. Erityisen sensitiivisillä savilla suhdeluku voi olla suurempi. (Mansikkamäki 2015)

Skandinaavisilla, normaalikonsolidoituneilla savilla tyypilliselle moduuliluvun vaihteluvälillä $m \approx 5\text{-}30$ voidaan arvioida, että $E_{oed, ur}^{ref} = 0,5\text{-}3$ MPa ja $E_{oed, ur}^{ref} / E_{oed}^{ref} = 5 - 15$ (Janbu 1998, Karlsrud & Hernandez-Martinez 2013).

Ylikonsolidoituneilla savilla, missä esikonsolidaatiojännitys $\sigma'_c \gg \sigma'_{v,0} + q_F$ (missä q_F on perustuksista aiheutuva jännityslisäys), suhdeluku $E_{oed, ur}^{ref} / E_{oed}^{ref}$ voi olla alhaisempi kuin normaalikonsolidoituneilla savilla. Tämä johtuu suuremmasta jäykkyydestä ylikonsolidoituneella alueella, ja vertautuu kohdassa 8.1 käsiteltyyn tiivistetyn maan käyttäytymiseen. Ylikonsolidoituneella savella voidaan arvioida, että $E_{oed, ur}^{ref} / E_{oed}^{ref} = 1\text{-}3$.

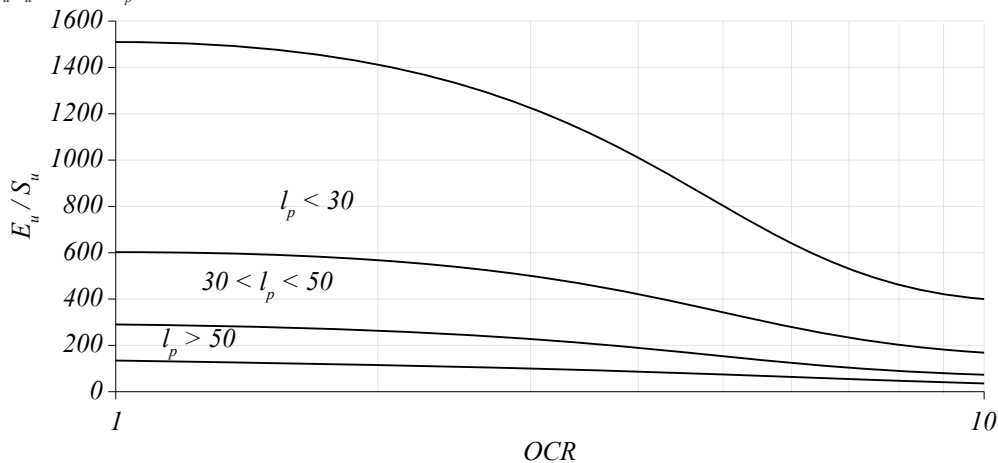
Pehmeille saville E_{50}^{ref} voi olla jopa $2E_{oed}^{ref}$ (Plaxis 2022). Yleisesti ottaen suljetun tilan ominaisuudet ovat tärkeitä savikolle rakennettavan perustuksen toiminnan mallintamisen kannalta. Näin ollen laskentamallilla pitäisi tarvittaessa voida johtaa myös suljetun tilan moduuli $E_{u, 50}$ avoimen tilan moduulin E_{50} perusteella. Suljetun tilan moduuli $E_{u, 50}$ on vastaavaa avoimen tilan moduulia suurempi, johtuen suljetun tilan suuresta Poissonin luvusta $\nu_u \approx 0,5$.

Kun laskentamalli vaatii suljetun tilan moduulin syöttämisen suoraan, tämän arvo voidaan määrittää esim. suljetuilla kolmiakσιαalikokeilla, tai korrelaatioilla (laboratoriokokeiden puutteessa). Kuvissa 8-5 ja 8-6 on esitetty yhteys saven moduulien ja suljetun leikkauslujuuden s_u välillä.

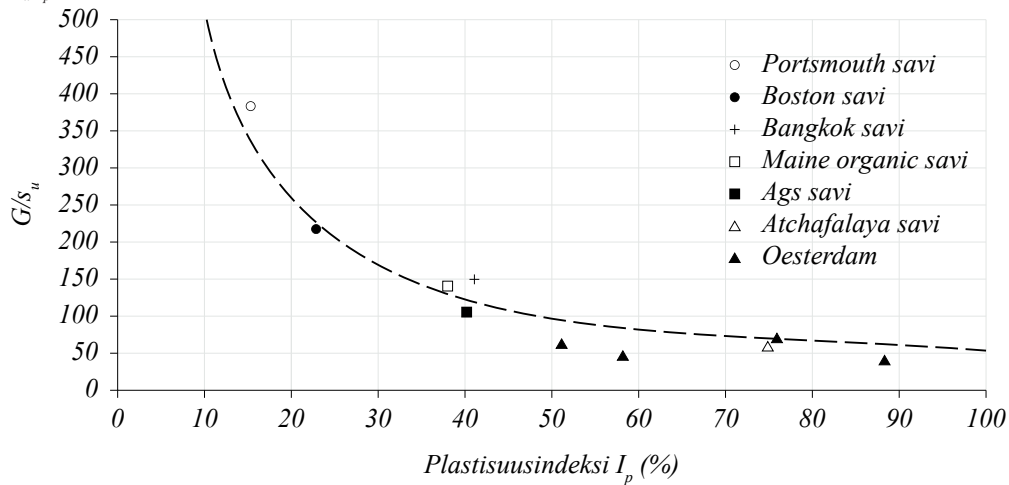
Kuvassa 8-5 on esitetty suljetun tilan kimmomoduulin E_u ja suljetun leikkauslujuuden s_u suhde ylikonsolidaatioasteen OCR ja plastisuusindeksin I_p funktiona. Kuvassa 8-6 on esitetty leikkausmoduulin G_{50} ja suljetun leikkauslujuuden suhde saven plastisuusindeksin funktiona. Näitä suhteita voidaan hyödyntää esimerkiksi silloin, kun saven suljettu leikkauslujuus on määritetty siipikairalla. Vaihtoehtoisesti suhde G_{max} / s_u^{DSS} voidaan määrittää esim. Andersenin (2015) mukaisesti jos s_u^{DSS} (vastaa osapuilleen siipikairalla määritettyä suljettua leikkauslujuutta), OCR ja I_p ovat tiedossa (katso luku 4).

Kun maksimileikkausmoduuli G_{max} on saatu arvoitua, voidaan siitä johtaa suuremman muodonmuutostason moduuli Modulus Reduction Factor (MRF) -kertoimella (luku 4).

Kuva 8-5 Suhde E_u/s_u OCR:n ja I_p :n funktiona (Duncan & Buchignani 1976).



Kuva 8-6 Suhde $G/s_u I_p$:n funktiona (Termaat et al. 1985).



9. MENETELMÄ MODUULIEN E_{50} JA E_{ur} MÄÄRITTÄMISEKSI

9.1. Yleisiä huomioita

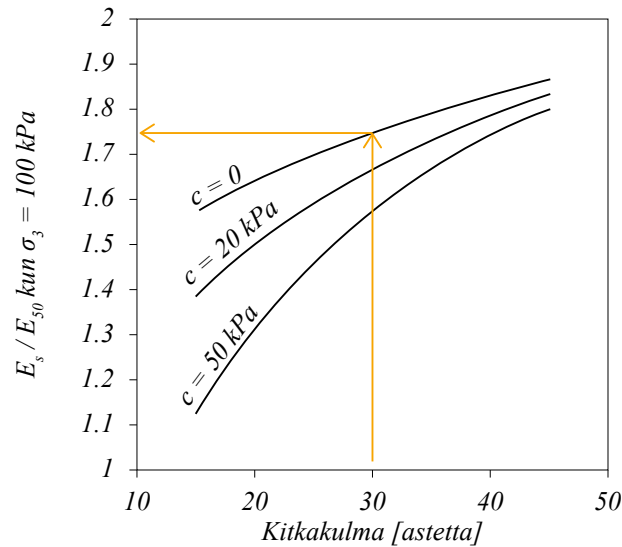
Kuten aiemmissa luvuissa on esitetty, maan moduulin määrittämiseen on useita lähestymistapoja riippuen siitä, millaista dataa on käytettävissä. Tässä luvussa esitetään menetelmä avoimen tilan kimmomoduulin 50 % sekanttiarvon E_{50} sekä palautus/uudelleenkuormitusmoduulin E_{ur} arvot. Nämä esitetään sekä karkea- että hienorakeisille maalle, perustuen tässä raportissa esitettyyn tietoon.

Karkearakeisten maalajien kolmiakiaalikoheet tehdään yleensä avoimessa tilassa. Näin ollen moduulin E_{50} määrittäminen q - ϵ_a jännitys-muodonmuutoskuvaajasta on yksinkertaista. Sen sijaan hienorakeisille maalajeille kokeet tehdään yleensä suljetussa tilassa. Tällöin on suositeltavaa määrittää leikkausmoduuli G_{50} leikkausjännitys ($\tau = q/2$) – leikkausmuodonmuutos ($\gamma = 1,5\epsilon_a$)-kuvaajasta. Tällöin avoimen tilan kimmomoduuli voidaan arvioida kaavalla $E_{50} = 2G_{50}(1 + \nu)$.

Yleisesti ottaen hienorakeiselle maalle rakennettavien perustusten mitoitustilanne on ainakin alkuvaiheessa suljetun tilan tapaus. Tästä syystä laskennassa tulisi pystyä huomioimaan myös suljetun tilan moduuli $E_{u,50}$ (esim. avoimen tilan moduulin E_{50} perusteella). Suljetun tilan moduuli $E_{u,50}$ on avoimen tilan moduulia E_{50} suurempi, johtuen suljetun tilan suuremmasta Poissonin luvusta $\nu_u \approx 0,5$. Jos laskentamalliin tarvitaan suoraan syötetty suljetun tilan moduulin arvo, tämän voi tehdä esim. kuvan 8-5 perusteella (OCR ja I_p arvojen avulla). Toinen tapa on määrittää G_{50} arvo kuvasta 8-6 (s_u and I_p) ja laskea $E_{u,50} = 2G_{50}(1 + \nu_u) \approx 3G_{50}$.

Pohjatutkimusraporteissa kimmomoduuli on usein annettu ilman tietoa millä muodonmuutostasolla se on määritetty. Silloin kun kimmomoduuli E (tai E' , tai E_s) on määritetty CPTU-kairauksilla, voidaan olettaa, että määrittäminen on tehty kappaleessa 7.3 esitetyillä korrelaatioilla (Robertson & Cabal 2015). Tällä oletuksella kimmomoduulin arvo vastaa 0,1 % muodonmuutostasoa. Tällöin voidaan käyttää Obrzudin & Trutyn (2018) esittämää menetelmää (kuva 9-1) arvioimaan E_{50} arvoa E :n arvon ja maan lujuusparametrien perusteella.

Kuva 9-1 Suhde E/E_{50} (referenssijännityksessä $\sigma_3 = 100$ kPa) maan lujuusparametrien funktiona. Kimmomoduuli E on annettu 0,1%:n muodonmuutostasolla. (Obrzud and Truty 2018).



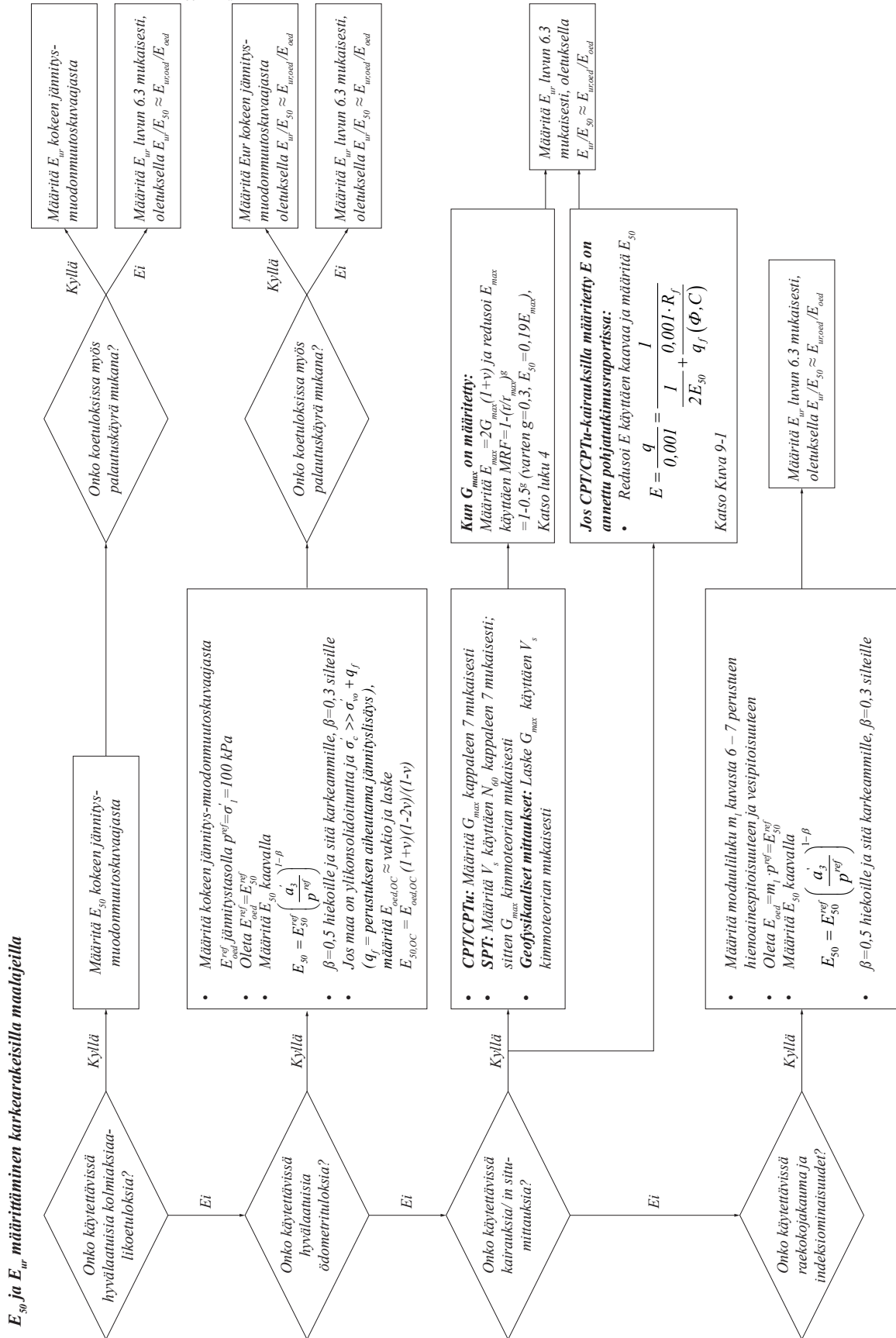
9.2. Menetelmä moduulien E_{50} ja E_{ur} määrittämiseksi

Kuvissa 9-2 ja 9-3 on esitetty vuokaaviot E_{50} ja E_{ur} määrittämiseksi kulloinkin saatavilla oleviin lähtötietoihin perustuen. On huomattava, että vaikka kaavioissa onkin ”yksiselitteiset” kyllä/ei päätösräydät, niiden käyttö vaatii suunnittelijan omaa arvostelukykyä. Eri lähtötiedoilla tai menetelmillä tehdyt määritykset saattavat antaa eri tuloksia, ja suunnittelijan vastuulla on tehdä valinta siitä, mihin tulokseen voi luottaa. Yleisesti ottaen voidaan sanoa, että mitä vähemmän peräkkäisiä korrelaatioita ja oletuksia tarvitaan, sitä luotettavampi tulos on.

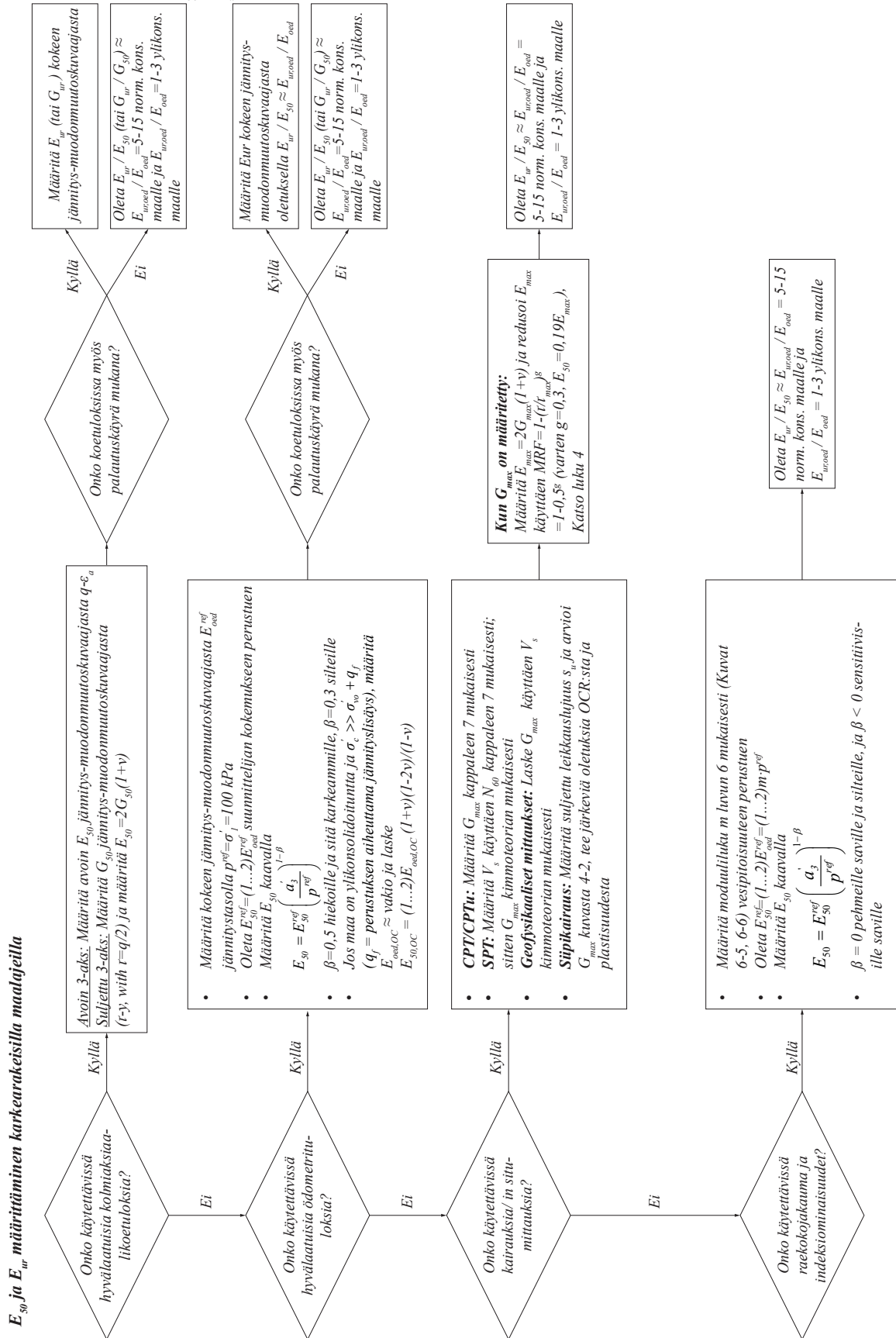
On kuitenkin huomioitava, että vaikka hyvälaatuisten näytteiden koestamiseen perustuva moduulin määrittäminen on suositeltava tapa, **in situ -kairauksiin ja käyttökelpoisiksi havaittuihin korrelaatioihin perustuva määrittäminen on luotettavampaa kuin huonolaatuisten näytteiden koestaminen**. Hienorakeisilla mailla hyvälaatuisia näytteitä voidaan saada otettua esim. mäntäottimilla, suuriläpimittaisilla putkiottimilla tai blokkinäytteinä (kts. esim. standardi ISO 22475-1).

Porattavissa sydännäytteissä ja muissa ”väkivaltaisissa” näytteenottomenetelmissä pehmeän maan rakenne todennäköisesti häiriintyy niin, että laboratoriokokeilla määritettävä moduuli on selvästi todellista alhaisempi (esim. verrattuna hyvälaatuisiin näytteisiin tai in situ -testaamiseen). Lisäksi myös hyvälaatuisia näytteitä tulee käsitellä ja säilyttää asianmukaisesti, jotta vältetään näytteenoton jälkeiseltä häiriintymiseltä.

Kuva 9-2 Vuokaavio avoimen tilan E_{50} ja E_{ur} määrittämiseksi karkearakeisilla maalajeilla.



Kuva 9-3 Vuokaavio avoimen tilan E_{50} ja E_{ur} määrittämiseksi hienorakeisilla maalajeilla.



9.3. Määritettyjen moduuliarvojen soveltaminen Hardening soil-maamallin parametreina

Maan jäykkyyden jännityslariippuvuus tulee mallintaa mitoitusohjelmistossa asianmukaisesti ennen mitoituslaskelmien tekemistä. Mikä tahansa laboratoriokokeilla tai in situ -dataan perustuen määritetty moduulin arvo vastaa jotain jännitystilaa. Tämä jännitystila voi olla maassa vallitseva jännitystila tai se jännitystila, mihin maanäyte on konsolidoitu. Määritetty moduulin arvo tulee laskentaohjelmaa varten muuntaa referenssijännityksessä vallitsevaksi vertailuarvoksi.

Tyypillinen muunnos on tietyssä jännitystilassa mitatun tai muuten määritetyn moduulin arvon E muuttaminen vertailuarvoksi E_{ref} vertailujännityksessä $p^{ref} = 100$ kPa.

Yleisesti käytetty moduulin E jännitysriippuvuus (tässä E on esitetty tehokkaan pystyjännityksen funktiona, mikä on tyypillistä esim. ödometrikoiteiden yhteydessä):

$$E = E(\sigma'_v) = E^{ref} \left(\frac{\sigma'_v}{p^{ref}} \right)^{1-\beta}$$

<->

$$E^{ref} \frac{E}{\left(\frac{\sigma'_v}{p^{ref}} \right)^{1-\beta}}$$

Laskentaohjelmistosta riippuen, sama riippuvuusuhde voidaan ilmaista myös tehokkaan keskimääräisen jännityksen p' tai pienimmän tehokkaan pääjännityksen σ'_3 funktiona. Ohjelmiston käyttäjän tulee olla tietoinen siitä, miten määriteltyä suhdetta käytetään missäkin yhteydessä.

Eräs merkittävä esimerkki on Hardening Soil -malliin pohjautuva jännitysriippuvaisen jäykkyyden (E_{s0} tai E_{ur}) mallintaminen (katso esim. Obrzud & Truty 2018):

$$E = E(\sigma'_3) = E^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c \cdot \cot(\varphi)}{\sigma^{ref} + c \cdot \cot(\varphi)} \right)^m$$

missä:

E on joko E_{s0} tai E_{ur}

E_{ref} vertailujännitystä vastaava moduulin vertailuarvo

σ'_3 on $\max(\sigma'_3; 10 \text{ kPa})$

σ^{ref} on pienin pääjännitys missä E_{ref} on määritetty

m on jännityseksponentti (vastaa yleisen määritelmän kokonaiseksponenttia $1-\beta$ – EI tangenttimoduulimenetelmän moduulilukua!).

Obrzud & Truty (2018) eivät tee merkinnössään kovin selvää eroa tehokkaiden ja kokonaisjännitysten välillä, mutta koska moduuli riippuu nimenomaan tehokkaista jännityksistä, oletetaan kaavoissa käytettävän tehokkaita jännityksiä.

Edellinen kaava antaa moduulin E pienimmän pääjännityksen funktiona. Toinen usein käytetty määritelmä on antaa E keskimääräisen tehokkaan jännityksen p' funktiona. Tällöin kaavassa voidaan korvata muuttujat σ'_3 ja σ^{ref} muuttujilla p^* ja p^{ref} .

Hardening Soil -mallissa vertailujännityksen arvo voidaan valita vapaasti. Jos E_{s0} on määritetty esimerkiksi kolmiakiaalikokeesta, kokeessa käytetty sellipaine σ'_3 voidaan valita vertailujännitykseksi σ^{ref} , ja moduulin vertailuarvona voidaan käyttää suoraan kokeessa mitattua arvoa.

Jos E_{50} arvo on määritetty in situ -kokeilla tai konsolidoimattomalla kolmiakselialikokeella, vertailujännitys vastaa sitä jännitystä mikä kokeen tekosyvyydellä tai näytteenotto-syvyydellä vallitsee. Tehokas pystyjännitys kerroksellisessa maassa voidaan yleisesti laskea (olettaen vaakasuorat maakerrokset) kaavalla:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = \sum(h_i \cdot \gamma_i) - u$$

missä:

h_i ja γ_i ovat kerroksen paksuus ja kokonaistilavuuspaino (erikseen kaikille laskentasyvyyden yläpuolisille kerroksille)

u on laskentasyvyydessä vallitseva huokosvedenpaine.

Keskimääräinen jännitys p' voidaan laskea pystyjännityksen σ'_v perusteella seuraavasti (olettamalla kolmiakselialinen jännitystilä):

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{\sigma'_v (1 + 2 \cdot K0)}{3}$$

Pienin pääjännitys σ_3^* voidaan laskea pystyjännityksen σ'_v perusteella seuraavasti (olettamalla pienin pääjännitys vaakajännitykseksi):

$$\sigma_3^* = \sigma'_h = K0 \cdot \sigma'_v$$

Vaihtoehtona koejännityksen käyttämiseksi vertailujännityksenä on se, että vertailujännityksenä käytetään ”vakioarvoa” 100 kPa. Muunnos mitatusta jännityksestä vertailujännitykseksi tehdään tällöin:

$$E^{ref} = \frac{E}{\left(\frac{\sigma_3^* + c \cdot \cot(\varphi)}{\sigma^{ref} + c \cdot \cot(\varphi)} \right)^m}$$

missä:

E on kokeessa mitattu jännitys

σ_3^* on kokeessa käytetty pienin tehokas pääjännitys

σ^{ref} on 100 kPa

Laajempaa Hardening Soil -mallin käsittelyä varten katso esim. Obrzud & Truty (2018) Chapter 2.

Esimerkki, Hardening Soil -parametrien määrittäminen koetuloksista:

Hiekalle ($\varphi' = 30^\circ$, $c' = 0,1$ kPa, $m = 0,5$, $K0 = 0,5$) on kokeellisesti määritetty $E_{50} = 50$ MPa in situ jännitystilassa $\sigma'_v = 70$ kPa. Anna vastaavat Hardening Soil -parametrit σ^{ref} ja E_{50}^{ref} :

- σ_3^* :n funktiona siten, että vertailujännityksenä käytetään kokeen jännitystilaa
- σ_3 :n funktiona siten, että vertailujännityksenä käytetään arvoa 100 kPa
- p' :n funktiona siten, että vertailujännityksenä käytetään kokeen jännitystilaa
- p' :n funktiona siten, että vertailujännityksenä käytetään arvoa 100 kPa

a) σ_3^* :n funktiona siten, että vertailujännityksenä käytetään kokeen jännitystilaa

$$\sigma^{ref} = \sigma_3^* = \sigma'_h = K0 \cdot \sigma'_v = 0,5 \cdot 70 \text{ kPa} = 35 \text{ kPa}$$

$$E_{50}^{ref} = E_{50} = 50 \text{ MPa}$$

b) σ'_3 :n funktiona siten, että vertailujännityksenä käytetään arvoa 100 kPa

$$\sigma^{ref} = 100 \text{ kPa}$$

$$E_{50}^{ref} \frac{E_{50}}{\left(\frac{\sigma_3^* + c \cdot \cot(\varphi)}{\sigma^{ref} + c \cdot \cot(\varphi)} \right)^m} = \frac{50 \text{ MPa}}{\left(\frac{35 \text{ kPa} + 0,1 \text{ kPa} \cdot \cot(30^\circ)}{100 \text{ kPa} + 0,1 \text{ kPa} \cdot \cot(30^\circ)} \right)^m} = 84,4 \text{ MPa}$$

c) p' :n funktiona siten, että vertailujännityksenä käytetään kokeen jännitystilaa

$$\sigma^{ref} = p' = \frac{\sigma'_v (1 + 2 + K_0)}{3} = \frac{70 \text{ kPa} (1 + 2 + 0,5)}{3} = 46,7 \text{ kPa}$$

$$E_{50}^{ref} = E_{50} = 50 \text{ MPa}$$

d) p' :n funktiona siten, että vertailujännityksenä käytetään arvoa 100 kPa

$$\sigma^{ref} = 100 \text{ kPa}$$

$$E_{50}^{ref} \frac{E_{50}}{\left(\frac{p^* + c \cdot \cot(\varphi)}{\sigma^{ref} + c \cdot \cot(\varphi)} \right)^m} = \frac{50 \text{ MPa}}{\left(\frac{46,7 \text{ kPa} + 0,1 \text{ kPa} \cdot \cot(30^\circ)}{100 \text{ kPa} + 0,1 \text{ kPa} \cdot \cot(30^\circ)} \right)^m} = 73,1 \text{ MPa}$$

10. YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Tässä raportissa on esitetty kattava selvitys maan moduulin määrittämisestä onshore-tuulivoimaperustusten mitoituksessa. Kuten on havaittu, maan jännitys-muodonmuutuskäyttäytyminen on epälineaarista. Tästä johtuen maan moduulin määrittäminen ei ole yksinkertaista. Maan moduuli ei ole vakio, vaan riippuu useista tekijöistä. Näitä ovat esim. olosuhteisiin (suhteellinen tiheys, vesipitoisuus, jännityshistoria, sementaatio) ja kuormitukseen (jännitykset ja muodonmuutosten reunaehdot, muodonmuutostaso, kuormitusnopeuden vaikutus, kuormitusyökkien lukumäärä, avoin tai suljettu tila) liittyvät tekijät.

Maan moduulin tarkka määrittäminen vaatisi erityisesti laboratoriokokeita. Kolmiaksaali- ja ödometrikokeet antavat hyvän perustan avoimen tilan primäärikuormituksen sekanttimoduulin (E_{50}), palautus-uudelleenkuormitusmoduulin sekanttiarvon (E_{ur}) sekä kokoonpuristuvuusmoduulin tangenttiarvon (E_{oed}) määrittämiseksi. Pienen muodonmuutostason leikkausmoduuli (G_{max}) voidaan määrittää bender element tai resonant column -kokeilla. Näitä kokeita ei kuitenkaan aina ole saatavilla, erityisesti pienissä projekteissa. Laboratoriokokeiden sijasta tehdäänkin usein in situ -kokeita. Näistä luotettavimpina voidaan pitää CPTU-kairauksia. Muilla kokeilla (kuten SPT-kairaus) epävarmuus on tyypillisesti suurempaa.

Suomessa yleisesti käytetyt painokairaus ja puristin-heijarikairaus eivät anna suoraa tietoa maan parametreista. Eurokoodi 7:n sovellusohje NCCI 7 (Liikennevirasto 2017) sisältää kuitenkin paino- tai puristin-heijarikairausvastukseen perustuvia maan parametrien taulukkoarvoja. Taulukot perustuvat Suomessa 1960-luvulta eteenpäin tehtyyn tutkimustyöhön. Ne ovat olleet osana suunnittelukäytäntöä ainakin 1990-luvulta alkaen, jolloin ne esitettiin Tiehallinnon sillansuunnitteluohjeissa. Myöhemmin ne on otettu käyttöön myös ylemmän tason ohjeisiin Väylävirastossa. Taulukkoja käytetään myös Väyläviraston hankkeiden ulkopuolella, ja niiden käyttöä voidaan pitää vakiintuneen suunnittelukäytännön mukaisena. Suomen ulkopuolella taulukoilla ei ole vastaavaa asemaa, mutta niitä voi silti käyttää tausta-aineistona riittävää varovaisuutta noudattaen. Lisäksi saatetaan vaatia paikallisesti pätevää viiteaineistoa.

Raportissa on esitetty myös erilaisia korrelaatioita karkea- tai hienorakeisen maan moduulin määrittämiseksi ilman varsinaisia mittaustuloksia. Nämä perustuvat maan tavallisiin indeksiominaisuuksiin. Nämä korrelaatiot on tarkoitettu käytettäväksi alustavassa perustusten suunnittelussa, ja niiden tulokset on syytä verifioida myöhemmissä suunnitteluvaiheissa tarkempiin laboratorio- tai in situ -tuloksiin perustuen.

Luvussa 9 on esitetty vaiheittainen menetelmä moduulien E_{50} ja E_{ur} määrittämiseen kulloinkin saatavilla olevan datan perusteella, erikseen karkearakeisille ja hienorakeisille maille. Tämän tarkoitus on avustaa geoteknistä suunnittelijaa raportin hyödyntämisessä mitoitusparametrien määrittämiseen.

11. LÄHTEET

- Allen, F. A., F. E. Richart Jr, and R. D. Woods. 1980. Fluid wave propagation in saturated and nearly saturated sands, *J. Geotech. Eng. ASCE* 106, 235–254.
- Alpan, I. (1970). The geotechnical properties of soils. *Earth-Science Reviews*, 6:5–49.
- Andersen, K.H., 2015. Cyclic soil parameters for offshore foundation design. 3rd ISSMGE McClelland Lecture. *Frontiers in Offshore Geotechnics III, ISFOG'2015*, Meyer (Ed). Taylor & Francis Group, London, ISBN: 978-1-138-02848-7. Proc., 5-82. Rev. version in: <http://www.issmge.org/committees/technical-committees/applications/offshore> and click on "Additional Information".
- Andersen, K. H., & Schjetne, K. (2013). Database of friction angles of sand and consolidation characteristics of sand, silt, and clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(7), 1140-1155.
- Benz, T. (2007). Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. Phd, Universitat Stuttgart.
- Briaud, J. L. 2013. *Geotechnical engineering: unsaturated and saturated soils*. John Wiley & Sons.
- Casey, B., J.T. Germaine, N.O. Abdulhadi, N.S. Kontopoulos, and C.A. Jones. 2016. Undrained Young's Modulus of Fine-Grained Soils. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, Vol. 142, No. 2, 04015070.
- Darendeli, M.B. 2001. "Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves." Ph.D. thesis, The University of Texas, Austin.
- Di Buò, B. 2020. Evaluation of the Preconsolidation Stress and Deformation Characteristics of Finnish Clays based on Piezocone Testing. PhD Thesis, Tampere University, Tampere, Finland. ISBN 978-952-031468-2
- Di Buò, B., Selänpää, J., Länsivaara, T., and D'Ignazio, M. 2018. Evaluation of existing CPTu-based correlations for the deformation properties of Finnish soft clays. In *Cone Penetration Testing 2018*. pp. 185–191. CRC Press.
- D'Ignazio, M. 2016. Undrained shear strength of Finnish clays for stability analyses of embankments. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Tampere University of Technology, Tampere, Finland.
- D'Ignazio, M. 2022. Personal communication.
- Duncan, J.M. & Chang, C. Y, 1970. Nonlinear Analysis of Stress And Strain in Soil. *ASCE Journal of the Soil Mechanic And Foundation*. Div. Vol. 96, pp. 1629-1653.
- Duncan, J. M., & Buchignani, A. L. 1976. *An Engineering Manual for Settlement Studies: By JM Duncan and AL Buchignani*. Department of Civil Engineering, University of California.
- Fahey, M. and Carter, J.P. 1993. A finite element study of the pressuremeter in sand using a nonlinear elastic plastic model. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(2): 348-362.
- Helenelund, K.V. 1964. Moreenimaalajien kantavuusominaisuuksista. VTT, sarja III – rakennus 79, Helsinki
- Helenelund, K.V. 1966. Kitkamaalajien kantavuusominaisuuksista. VTT, sarja III – rakennus 97, Helsinki
- Janbu N. 1963. Soil Compressibility as Determined by oedometer and Triaxial Tests. *Proceedings 4th European Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering*. Wiesbaden 1. 19-25.
- Janbu, N. 1985. Soil models in offshore engineering. *Géotechnique*, 35(3): 241-281.
- Janbu, N. 1998. Sediment deformations, *NTNU Bulletin* 35. Trondheim, Norway.

- Jefferies, M.G., and Davies, M.P. 1993. Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 16(4): 458-468.
- Karlsrud, K., and Hernandez-Martinez, F.G. 2013. Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(12): 1273-1293.
- Kondner, R.L., 1963. A Hyperbolic Stress Strain Formulation for sands. 2. Pan. Am. ICOSFE Brazil, Vol. 1, pp. 289-324.
- Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. 1990. Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. Report EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
- Liikennevirasto (2017). Eurokoodin soveltamisohje – Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 21.4.2017. Liikenneviraston ohjeita 13/2017.
- Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M. 1997. Cone penetration testing in geotechnical practice. Blackie Academic, EF Spon/Routledge Publ., New York, 1997, 312 pp.
- Länsivaara, T. 1999. A study of the mechanical behavior of soft clay. PhD Dissertation, Norwegian University of Science and Technology, Norway.
- Mansikkamäki, J. 2015. Effective stress finite element stability analysis of an old railway embankment on soft clay. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Tampere University of Technology, Tampere, Finland.
- Mansikkamäki, J. 2022. Computational Geotechnics II course, lectures slides. Tampere University, Finland.
- Mayne, P.W., 2005. Integrated Ground Behavior: In-Situ and Lab Tests. In Proceedings of the International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, France, 22-24 September 2005. Taylor & Francis, London, pp. 155-177.
- Mayne, P.W. 2007. In-situ test calibrations for evaluating soil parameters. In Characterization & Engineering Properties of Natural Soils, Vol. 3 (Proc. Singapore 2006), Taylor & Francis Group, London, pp. 1602–1652.
- Mayne, P.W. 2007. NCHRP Synthesis 368 on Cone Penetration Test. Transportation Research Board, National Academies Press, Washington, DC.
- Mayne, P. and Rix, G. 1993. Gmax-qc relationships for clays. *Geotechnical Testing Journal*, 16(1):54–60.
- Mitchell, J.K., Guzikowski, F. and Villet, W.C.B. 1978. The Measurement of Soil Properties In-Situ, Report prepared for US Department of Energy Contract W-7405-ENG-48, Lawrence Berkeley Laboratory, University of California, Berkeley, CA, 94720.
- Obrzud R.F. and Truty, A. 2018. The Hardening Soil model – a practical guidebook. Technical report Z_Soil.PC 100701, Zace Services Ltd, Lausanne, Edition 2018.
- Ohta, H. and Goto, N. (1976). Estimation of s-wave velocity in terms of characteristic indices of soil (in Japanese). *Buturi-tansa*, 29:251–261
- PLAXIS 2022. Bentley Plaxis user's manual
- Rix, G. J., & Stokoe, K. H. (1991). Correlation of initial tangent modulus and cone resistance, Calibration Chamber Testing.
- Rix, G.J., Mayne, P.W., Bachus, R.C., et al. 2019. NCHRP Manual on Subsurface Investigation, Web Document 258, DOI: 10.17226/25379.
- Robertson, P.K. 1990. Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 151-158.
- Robertson, P. K. 2009. Interpretation of cone penetration tests - a unified approach. *Canadian geotechnical journal*, 46(11): 1337-1355.
- Robertson, P. and Campanella, R. (1983). Interpretation of cone penetration tests. part I: Sand. *Can Geotech J*, 20(4):718–33.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., and Greig, J. 1986. Use of Piezometer Cone data. In-Situ'86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, Va., 23-25 June 1986. Geotechnical Special Publication No. 6, ASCE, New York, pp. 1263-1280.

- Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2015). Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering. Gregg Drilling & Testing, Inc, 6. SGY 2001. Kairausopas VI. CPTU/puristinkairaus, puristin-heijarikairaus. Suomen geoteknillinen yhdistys, Nummela 2001.
- Schanz, T. 1998. Zur modellierung des mechanischen verhaltens von reibungsmaterialien Habilitation. Stuttgart University.
- Skempton, A.W. 1986. Standard Penetration Test Procedures and Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing, and Over Consolidation. Geotechnique, Vol. 36, No. 3, pp. 425–447.
- Tammirinne, M 1969. Kitkamaalajien rakenne ja kokoonpuristuvuus. VTT, sarja III – rakennus 136, Helsinki
- Termaat, R.J., Vermeer, P.A., Vergeer, C.J.H. 1985. Failure by large plastic deformations. In Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 12-16 Aug
- Vardanega, P.J., and M.D. Bolton. 2013. “Stiffness of Clays and Silts: Normalizing Shear Modulus and Shear Strain.” Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000887: 1575–1589.
- Valkeisenmäki, A. 1973. Rakeisuuden vaikutus hiekan ja soran painumis- ja tiiveysominaisuuksiin. Otaniemi, VTT, Geotekniikan laboratorio, tiedonanto 10.
- Vucetic, M., and R. Dobry. 1991. “Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response.” Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 1, pp. 89–107.
- Youd, T.L., M. Idriss, R.D. Andrus, I. Arango, G. Castro, J.T. Christian, R. Dobry, W.D.L. Finn, L.F. Harder, Jr., M.E. Hynes, K. Ishihara, J.P. Koester, S.S.C. Liao, W.F. Marcuson, III, G.R. Martin, J.K. Mitchell, Y. Moriwaki, M.S. Power, P.K. Robertson, R.B. Seed, and K.H. Stokoe, II. 2001. “Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 10, pp. 817–833.

📍 PAIKALLISET ASIAANTUNTIJAT KÄYTETTÄVISSÄSI

Peikon asiantuntijapalvelut suunnittelu- ja rakennusvaiheessa takaavat DELTABEAM®-järjestelmän helpon käytön

www.peikko.fi



Turvallisempi, tehokkaampi ja nopeampi tapa rakentaa

Peikko toimittaa matalat välipohjarakenteet ja liitososat betonielementti- ja paikallavalurakenteisiin. Peikon innovatiiviset ratkaisut tehostavat rakennusprojekteja.