

Jordskjelvdesign i Statens vegvesen

Anbefalinger for geoteknisk prosjektering av veger og samvirke jord-konstruksjoner

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 604



Tittel

Jordskjelvdesign i Statens vegvesen

Undertittel

Anbefalinger for geoteknisk prosjektering av vegger og samvirke jord-konstruksjoner

Forfatter

A. M. Kaynia, Ø. Torgersrud og J. Johansson (NGI). H. Bruun og E. Haugen (SVV)

Avdeling

Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen

Seksjon

Geoteknikk og skred

Prosjektnummer

600525

Rapportnummer

Nr. 604

Prosjektleder

Amir M. Kaynia (NGI)

Godkjent av

Hermann Bruun

Emneord

jordskjelv, Eurokode 8, skråningsstabilitet, skjærfasthet, skjærmodul, grunntype, forsterkningsfaktor, CPT

Sammendrag

Eurokode 8, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, deler konstruksjoner/byggverk inn i seismiske klasser. Disse definerer sikkerhetsnivået mot jord-skjelvpåkjenning avhengig av konstruksjonens funksjon og betydning. Samferdselsanlegg som veg, fyllinger, skjæringer og andre samvirke jord-konstruksjoner er ikke nevnt i Eurokode 8. Denne rapporten er tenkt som et hjelpemiddel og supplement til Eurokode 8 for geoteknikere som jobber med praktisk prosjektering og planlegging av veganlegg og samvirke jord-konstruksjoner. Denne rapporten er utarbeidet av NGI i samarbeid med Statens vegvesen. Rapporten er utgitt hos NGI med nr. 20110943-01-R.

Title

Earthquake design at Norwegian Public Roads Administration

Subtitle

Recommendations for geotechnical design of roads and soil structure interaction

Author

A. M. Kaynia, Ø. Torgersrud and J. Johansson (NGI). H. Bruun and E. Haugen (NPRA)

Department

Traffic Safety, Environment and Technology Department

Section

Geotechnical Section

Project number

600525

Report number

No. 604

Project manager

Amir M. Kaynia (NGI)

Approved by

Hermann Bruun

Key words

earthquake, Eurocode 8, slope stability, shear strength, shear modulus, ground type, soil factor, CPT

Summary

Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, is a European standard that applies to the design and construction of buildings and civil engineering works in seismic regions. This report is primarily intended as a supplement to Eurocode 8 for geotechnical engineers working on design of roads as well as foundations and retaining structures. It is also considered to give useful information to structural engineers working on soil-structure interaction problems. The report has been prepared by NGI in cooperation with the Norwegian Public Roads Administration, The report is published at NGI as No. 20110943-01-R

Prosjekt

Prosjektittel: Jordskjelvdesign i Statens vegvesen
Dokumenttittel: Anbefalinger for geoteknisk prosjektering av veger og samvirke jord-konstruksjoner
Dokumentnr.: 20110943-01-R
Dato: 2017-04-06
Rev.nr. / Rev.dato: 0

Oppdragsgiver

Oppdragsgiver: Statens vegvesen Vegdirektoratet
Kontaktperson: Hermann Bruun
Kontraktreferanse: Rammeavtale 2011094363

for NGI

Prosjektleder: Amir M. Kaynia
Utarbeidet av: Amir M. Kaynia, Øyvind Torgersrud, Jörgen Johansson og i samarbeid med Hermann Bruun og Eigil Haugen (Statens vegvesen)
Kontrollert av: Amir M. Kaynia og Hermann Bruun

Sammendrag

Eurokode 8 deler konstruksjoner/byggverk inn i seismiske klasser. Disse definerer sikkerhetsnivået mot jordskjelvpåkjenning avhengig av konstruksjonens funksjon og betydning. Samferdselsanlegg som veg, fyllinger, skjæringer og andre jordkonstruksjoner generelt er ikke nevnt i denne standarden. Derfor har det blitt stilt en del spørsmål i forbindelse med prosjektering av slike anlegg etter at Eurokoden ble innført i Norge. Denne rapporten er tenkt som et hjelpemiddel og supplement til Eurokode 8 for geoteknikere som jobber med praktisk prosjektering og planlegging av veganlegg og samvirke jord-konstruksjoner.

Innhold

1	Innledning	6
1.1	Symboler	6
2	Generelt om jordskjelvdimensjonering i Eurokode	9
2.1	Bakgrunn	9
2.2	Grensetilstand	9
2.3	Lastkombinasjoner for seismiske situasjoner	9
2.4	Lastfaktorer for seismiske situasjoner	10
2.5	Fasthetsparametere og materialfaktorer	12
2.6	Degradering og økning av skjærfasthet i kohesjonsmaterialer	13
3	Grunntype	13
4	Metoder for å estimere dynamiske jordparametere	16
4.1	Korrelasjoner mot indeksparametere eller CPTU	16
4.2	In-situ og laboratoriemålinger	18
5	Elastisk responspektrum	19
5.1	Horisontalt elastisk responspektrum	19
5.2	Vertikalt elastisk responspektrum	22
5.3	Topografiske amplifikasjonsfaktorer	22
6	Liquefaction	23
6.1	Bakgrunn	23
6.2	Vurdering	23
7	Skråningsstabilitet	27
7.1	Bakgrunn	27
7.2	Pseudo-statisk metode	27
7.3	Dynamiske analyser	28
7.4	Post-jordskjelv stabilitet	32
7.5	Sjekkliste for skråningsstabilitet	32
8	Samvirke mellom jord og konstruksjon (SSI)	33
8.1	Kinematisk samvirke	33
8.2	Fundamentets fleksibilitet	34
8.3	SSI ifølge Eurokode	37
8.4	SSI i praksis	37
8.5	SSI analyser i bruer	38
8.6	Partialfaktorer ved bestemmelse av fundamentstivheter	38
9	Fundamentstivheter	39
9.1	Jordprofil for beregning av fundamentstivheter	39
9.2	Pelefundamenter	39
9.3	Sålefundamenter	41
9.4	Eksempelberegning av stivheter	45
10	Dimensjonering av peler og pelegrupper for seismiske laster	46
10.1	Jordskjelvkrefter	46
10.2	Skråpeler	50
10.3	Beregning av interne krefter i pelegrupper	51
10.4	Sjekkliste peledimensjonering	51
11	Geoteknisk dimensjonering av sålefundamenter for seismiske laster	51

12	Seismisk dimensjonering av støttekonstruksjoner	51
12.1	Analysemetoder for beregning av laster på støttekonstruksjoner	52
12.2	Laster på stive støttekonstruksjoner.	56
12.3	Stag	56
12.4	Tørrmur	56
12.5	Forskyvninger av gravitasjonsmurer	56
13	Referanser	57

Kontroll- og referanseside

1 Innledning

Eurokode 8 (NS-EN 1998, Del 1-6) er den gjeldende europeiske standarden for dimensjonering av byggverk under jordskjelvlast. Denne gir føringer for input i dynamiske beregninger og hvordan disse skal utføres. Til tross for at Eurokode 8 er ganske omfattende er det en del aspekter som trenger nærmere beskrivelse for at standarden skal være anvendelig i prosjekteringshverdagen. Dessuten krever de spesielle geotekniske forholdene i Norge noe tilpasningsarbeid av standarden.

Eurokode 8 deler konstruksjoner/byggverk inn i seismiske klasser. Disse definerer sikkerhetsnivået mot jordskjelvpåkjenning avhengig av konstruksjonens funksjon og betydning. Samferdselsanlegg som veg, fyllinger, skjæringer og andre jordkonstruksjoner generelt er ikke nevnt i denne standarden. Derfor har det blitt stilt en del spørsmål i forbindelse med prosjektering av slike anlegg etter at Eurokode 8 ble innført i Norge. Denne rapporten er først og fremst tenkt som et hjelpemiddel og supplement til Eurokode 8 for geoteknikere som jobber med praktisk prosjektering og planlegging av veganlegg og jordkonstruksjoner, men er også ment å gi nyttige informasjon til konstruksjonsingeniører. Dokumentet er laget i samarbeid med Statens vegvesen (SVV). RIF veileder «Dimensjonering for Jordskjelv» /14/ inneholder en del supplerende informasjon og anbefalinger, men er mer rettet mot konstruksjonsfaget.

Dokumentet er basert på allmenne regler og spesielle krav i relevante deler av Eurokode 8; dvs. NS-EN 1998-1:2004, Del 1 (Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger) og Del 5 (Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold), med tilhørende Nasjonale Tillegg. De relevante paragrafene i de nevnte standardene benevnes i dette dokumentet med forkortelser som er sammenstilt i Tabell 1-1. Videre er det benyttet og referert til relevante rapporter og artikler, som er sammenstilt i referanselisten. I tillegg til forklarende beskrivelser til relevante krav i Norge, er det gitt veiledning om forenklede metoder og formler for vanlig prosjektering.

EC8-5 beskriver ikke særlig mye om samvirke mellom jord og konstruksjon (se kapittel 6). Derfor gis en kortere innføring i dette dokumentet om konseptene, når man må ta hensyn til det og hvordan det kan gjøres ved praktisk dimensjonering.

1.1 Symboler

A	grunntype
A_{Ed}	dimensjonerende verdi av seismisk påvirkning ($= \gamma_I \cdot A_{Ek}$)
A_{Ek}	karakteristisk verdi av seismisk påvirkning
B	grunntype
B_q	poretrykkspareparameter
C	grunntype
CPT	Trykksonderingsforsøk
CRR	<i>Cyclic Resistance Ratio</i>
CSR	<i>Cyclic Stress Ratio</i>

D	grunntype
D_p	permanent deformasjon for skråning ved jordskjelvbelastning
Dr	relativ lagringstetthet
E	grunntype
E	elastisitetsmodul (Youngs modul)
E_{ws}	statisk porevannstrykk
E_{wd}	dynamisk porevannstrykk
F_H	seismisk horisontal treghetslast
F_V	seismisk vertikal treghetslast
FS	sikkerhetsfaktor i stabilitetsberegninger
G_{max}	skjærmodul ved små tøyninger
I_p	plastisitetsindeks
M	moment
$Q_{k,1}$	dominerende variabel last
$Q_{k,i}$	ikke-dominerende variabel last
S	forsterkningsfaktor som er avhengig av grunntype
S_1, S_2	grunntyper
$S_e, S_e(T)$	elastisk responspektrum
S_T	topografisk amplifikasjonsfaktor
SCPT	seismisk trykksondering
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
T	svingeperiode for et lineært system med én frihetsgrad
T_B, T_C, T_D	hjørneverdier av perioden i elastisk responspektrum
W	vekt av jordvolum
a_g	dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A
a_{g40Hz}	referanseverdi for berggrunnens spektralakselerasjon ved frekvens 40 Hz for jordskjelv med returperiode på 475 år
a_{gR}	referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon (= 0,8 a_{g40Hz})
c_u	udrenert syklisk skjærfasthet
c_u^{DSS}	udrenert statisk skjærfasthet fra direkte skjærforsøk
d	pelediameter
e	poretall
p_a	atmosfærisk trykk, 100 kPa
q_c	spissmotstand
q_{c1}	normalisert spissmotstand
q_t	korrigert spissmotstand
q_u	trykkfasthet
s	sekund
v_s	skjærbølgehastighet
$v_{s,30}$	gjennomsnittsverdi av skjærbølgehastigheter i de øverste 30 m av grunnprofilet
u	forskyvning
u_0	in-situ poretrykk
u_2	målt poretrykk fra trykksondering
z	dybde
α	normalisert maks akselerasjon (= a_g/g)

γ_i	materialfaktor for parameter i
γ	seismisk faktor
γ, γ^*	tyngdetetthet
γ_p	permanent skjærtøyning for skråning ved jordskjelvbelastning
η	modifikasjonsfaktor for dempingsforholdet
ρ	massetetthet
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	effektive hovedspenninger
σ'_m	middelspenning
σ'_{v0}	vertikalspenning
σ'_{v0}, σ'_v	effektiv vertikalspenning
$\tau_{cy,u}$	udrenert syklisk skjærfasthet
τ_e	gjennomsnittlig syklisk skjærspenning
θ	rotasjon
φ'	friksjonsvinkel
ψ_i	lastfaktor

Tabell 1-1 Forkortelser brukt i denne rapporten

Forkortelse	Fullstendig betegnelse
EC0	NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
EC1-1-6	NS-EN 1991-1-6:2005+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-6: Allmenne laster – Laster under utførelse
EC8	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger
EC8-1	NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
EC8-2	NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014 Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger Del 2: Bruer
EC8-5	NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold
EC7-1	NS-EN 1997-1:2004+ A1:2013+NA:2016 Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler
HB V220	Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, Statens vegvesen 2010
HB N400	Håndbok N400 Bruprosjektering, Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner, Statens vegvesen 2015
NA	Nasjonalt Tillegg (National Annex)
RIB	Rådgivende ingeniør byggeteknikk
RIG	Rådgivende ingeniør geoteknikk
SSI	Soil-Structure Interaction (forkortelsen SSI er brukt i rapporten for "samvirke mellom jord og konstruksjon")

2 Generelt om jordskjelvdimensjonering i Eurokode

Utførelse av dimensjonering for jordskjelv for bruer, nedfylte konstruksjoner og støttemurer for Statens vegvesen er angitt i Håndbok N400 Bruprosjektering. I henhold til håndbok N400 kap. 5.4.9 skal bruer prosjekteres etter EC8-2 og nedfylte konstruksjoner og støttemurer skal prosjekteres etter EC8-5.

I EC8-1 NA.3.2.1(5)P er det angitt fritak for bruk av EC8. Dette gjelder for konstruksjoner i seismisk klasse I dersom $a_g S < 0,05g < 0,49 \text{ m/s}^2$. ($a_g S$ omtales nærmere senere i rapporten). For bruer i seismisk klasse IV kreves alltid påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter EC8. Merk at topografisk amplifikasjonsfaktor, S_T (se kap. 5.3) ikke inngår i ovennevnte likning.

2.1 Bakgrunn

Eurokode 8 deler konstruksjoner/byggverk inn i seismiske klasser. Disse definerer sikkerhetsnivået mot jordskjelvpåkjenning avhengig av konstruksjonens funksjon og betydning. Samferdselsanlegg som veg, fyllinger, skjæringer og andre samvirke jordkonstruksjoner generelt er ikke nevnt i denne standarden. Derfor har det blitt stilt en del spørsmål i forbindelse med prosjektering av slike anlegg etter at Eurokode 8 ble innført i Norge. Denne rapporten er først og fremst tenkt som et hjelpemiddel og supplement til Eurokode 8 for geoteknikere som jobber med praktisk prosjektering og planlegging av veganlegg og samvirke jordkonstruksjoner, men er også ment å gi nyttig informasjon til konstruksjonsingeniører. Dokumentet er laget i samarbeid med Statens vegvesen (SVV i prosjektsamarbeid i perioden 2011 - 2016).

2.2 Grensetilstand

Ulykkes- eller seismisk last beskriver en bruddgrensetilstand. Eurokoden skiller i utgangspunkt mellom en "ulykkesituasjon" og en "seismisk situasjon" (EC0, tabell NA.A1.3). Lastkombinasjonene er derimot ganske like og tyder på at en seismisk situasjon kan anses som en (spesiell) ulykkesituasjon. Den eneste forskjellen ligger i kombinasjonen av de variable lastene.

2.3 Lastkombinasjoner for seismiske situasjoner

For seismisk situasjon er den seismiske lasten, A_{Ed} , den dominerende variable lasten. De ikke-dominerende variable lastene, $Q_{k,i}$, brukes med «faktor for tilnærmet permanent verdi for variabel last», $\psi_{2,i}$.

En seismisk situasjon beskrives ved en dimensjonerende last som kombinasjon av (jf. EC0, kap. 6.4.3.4):

- A. faktorisert karakteristisk verdi for seismisk påvirkning (partialfaktor/seismisk faktor γ , jf. EC8-1, kap. NA.4.2.5).
- B. faktoriserte variable laster¹⁾, dvs. trafikklaster og snølaste (faktor $\psi_i < 1,0$ jf. EC0, tabell NA.A1.1).
- C. karakteristiske permanente laster og forspenningslaste.

Når flere variable laste kan opptre samtidig, tas alle med i aktuelle lastkombinasjoner (EC0, NA.A1.2.1(1)).

¹⁾ bare de ikke-dominerende variable lastene tas med i lastkombinasjonen

2.4 Lastfaktore for seismiske situasjoner

Dimensjonerende verdi for seismisk påvirkning defineres som $A_{Ed} = \gamma \cdot A_{Ek}$, der γ er seismisk faktor. Seismisk faktor er gitt i EC8-1, kap. NA.4.2.5 for fire seismiske klasser (I til IV) og er gjengitt i etterfølgende tabell A. EC8-1, tabell NA.4(902) angir seismisk klasse for en rekke konstruksjoner inklusiv veg- og gangbruer. Seismisk klasse for geotekniske konstruksjoner skal tas i samsvar med konstruksjonen de støtter. For eksempel, en skråning under et landkar til en bru skal klassifiseres med samme seismisk klasse som brua.

De variable lastene ganges med en faktor ψ_2 som er gjengitt i tabell B. Disse gjelder for bygninger.

Lastfaktore:

(A) seismisk last: (EC8-1, tabell NA.4(901))

Seismisk klasse	Seismisk faktor γ
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0

(B) variable laster for bygninger (tabell EC0, NA.A1.1)

Nyttelast /last	Faktor ψ_2
Boliger, kontorer	0,3
Forsamlingslokaler, forretningsarealer	0,6
Lagerarealer	0,8
Trafikk- og parkeringsarealer, kjøretøyvekt ≤ 30 kN	0,6
Trafikkarealer-, kjøretøyvekt ≤ 160 kN på to akslinger	0,3
Snølaster på bygninger	0,2

(C) Permanente laster: $\gamma_G=1,0$ (EC0, A1.3.2 (1))

Eksempel:

En vegfylling i en skråning, seismisk klasse II, med variable laster (trafikklast og terrenglast (snø, anleggsmaskiner og annet)) skal beregnes for stabilitet i *seismisk situasjon*. Dominerende variabel last er jordskjelvlasten, A_{EK} . De andre variable laster ganges med kombinasjonsfaktor, ψ_2 .

Dimensjonerende verdi for disse blir som følger:

Jordskjelvlast: $A_{Ed} = A_{EK} \cdot \gamma_1$

Trafikklast fra HB V220: $Q_{d,1} = Q_{k,1} \cdot \psi_{2,1} \cdot \gamma_{Q,1}$ (Jevnt fordelt over vegarealet)

Terrenglast: $Q_{d,2} = Q_{k,2} \cdot \psi_{2,2} \cdot \gamma_{Q,2}$ (Jevnt fordelt i terrenget. Inkluderes kun om den virker destabiliserende)

Parameter	Verdi
Seismisk faktor, γ_1	1,0
Partialfaktor trafikklast, $\gamma_{Q,1}$	1,3
Partialfaktor terrenglast, $\gamma_{Q,2}$	1,3
Kombinasjonsfaktor trafikklast, $\psi_{2,1}$	0,3
Kombinasjonsfaktor terrenglast last $\psi_{2,2}$	0,2
Karakteristisk trafikklast, $Q_{k,1}$	10 kPa
Karakteristisk terrenglast, $Q_{k,2}$	5 kPa

Dermed får man følgende dimensjonerende variable laster som skal inkluderes i jordskjelvanalysen:

Dimensjonerende jordskjelvlast: $A_{Ed} = A_{EK} \cdot 1,0$

Dimensjonerende trafikklast: $Q_{d,1} = 10 \text{ kPa} \cdot 0,3 \cdot 1,3 = 3,9 \text{ kPa}$

Dimensjonerende terrenglast: $Q_{d,2} = 5 \text{ kPa} \cdot 0,2 \cdot 1,3 = 1,3 \text{ kPa}$

2.5 Fasthetsparametere og materialfaktorer

Leire, silt og sand oppfører seg udrenert under jordskjelv. Den mest relevante fasthetsparameteren for leire er syklisk udrenert skjærfasthet, som i EC8-1 betegnes som c_u . Denne parameteren bestemmes ofte fra c_u^{DSS} ved å ta hensyn til både belastningshastighet og syklisk degradering (se kapittel 2.6). Verdi for c_u^{DSS} finnes ved direkte skjærforsøk i laboratorium. For normalkonsolidert leire er c_u^{DSS} typisk 0,19 til 0,21 ganger vertikal effektiv spenning σ'_v (se kap. 2 og 4 i Håndbok V220 for mer informasjon).

For silt og sand er den mest relevante parameteren syklisk udrenert skjærfasthet, $\tau_{cy,u}$, som må bestemmes ved å ta hensyn til mulig oppbygging av poretrykk. Denne er sterkt avhengig av materialets relative lagringstetthet, D_r . Hvis det ikke finnes noen lab resultater for syklisk udrenert skjærfasthet, kan man bruke litteratur data fra for eksempel *ref* /2/. I materialer som ikke anses utsatt for liquefaction (se kapittel 6) kan konservative verdier for forholdet $\tau_{cy,u}/\sigma'_v$ tas fra denne referansen som gitt nedenfor:

D_r	$\tau_{cy,u}/\sigma'_v$
40 %	0,16
50 %	0,19
60 %	0,23
70 %	0,30
80 %	0,50

For berg kan man ifølge EC8-5, 3.1(2) bruke trykkfasthet, q_u , ("unconfined compressive strength").

Materialfaktorer for styrkeparametere i jord ved seismisk last (EC8-5, NA.3.1) er definert under.

Massetype	Parameter	Materialfaktor	Verdi
Friksjonsmasser	Syklisk udrenert skjærfasthet / Friksjonsvinkel	$\gamma_{\tau cu}$ /	1,1 /
		$\gamma_{\varphi'}$	1,1
Kohesjonsmasser	Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,1
Kvikkleire	Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,2
Fyllmasser	Syklisk udrenert skjærfasthet / Friksjonsvinkel	$\gamma_{\tau cu}$ /	1,2 /
		$\gamma_{\varphi'}$	1,2
Berg	Trykkfasthet	γ_{qu}	1,3

Materialfaktorer for byggematerialer i bruddgrensetilstand (NS-EN 1992, NS-EN 1993) er gitt under.

Material	Materialfaktor	Verdi	Referanse
Stål	$\gamma_{M0/1/2}$	1,05/1,05/1,25 (strekk)	NS-EN 1993-1-1 NA.6.1 (bygninger)
		1,05/1,1/1,25 (strekk)	NS-EN 1993-5 NA.5.1.1 (peler og spunt)
Betong, Armert betong	γ_c (betong)	1,2	NS-EN 1992-1-1
	γ_s (armeringsstål)	1,0	Tabell NA.2.1N
	γ_s (spennstål)	1,0	

2.6 Degradering og økning av skjærfasthet i kohesjonsmaterialer

Skjærfastheten i kohesjonsmaterialer justeres ved å ta hensyn til både belastningshastigheten ("rate effect") og nedbryting av fasthet (degradering) på grunn av jordskjelvets sykliske laster.

For norsk leire og kvikkleire er typisk økning av fastheten under jordskjelvpåkjening i området 30 - 40 % (ref /1/).

Når det gjelder degraderingseffekt, hvis det ikke foretas sykliske forsøk på jordprøver, foreslås det at man reduserer fastheten i seismiske klasser I-II, III og IV med henholdsvis 15 %, 20 % og 25 % basert for lab data fra norske leirer og antall ekvivalente sykler for seismiske klassene.

3 Grunntype

Kapittel 3.1 i EC8-1 og tilhørende paragrafer i Nasjonalt tillegg NA omhandler dette temaet. I følge kap. 3.1.1.(1)P skal hensiktsmessige undersøkelser utføres for å identifisere grunnforhold i samsvar med grunntypene gitt i standarden.

Grunntypene A, B, C, D og E samt de spesielle grunntypene S_1 og S_2 er definert i Tabell NA.3.1 i det nasjonale tillegget til EC8-1.

Byggegrunnen bør klassifiseres etter verdien av den gjennomsnittlige skjærbølg hastigheten i de øverste 30 m, $v_{s,30}$, hvis den er tilgjengelig. Denne parameteren beregnes ved å dele de øverste 30 meterne i N lag og bruke følgende likning (EC8-1, likning 3.1).

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.1)$$

hvor h_i og v_i er henholdsvis tykkelse og skjærbølgehastighet i lag i .

Skjærbølgehastighet, v_s , kan måles direkte i felt ved bruk av for eksempel seismisk CPT, eller beregnes ved hjelp av likningen

$$v_s = \sqrt{\frac{G_{\max}}{\rho}} \quad (3.2)$$

der G_{\max} er skjærmodul ved små tøyninger og ρ er massetetthet av jord. Kapittel 4 tar for seg noen utvalgte metoder for å estimere v_s og G_{\max} .

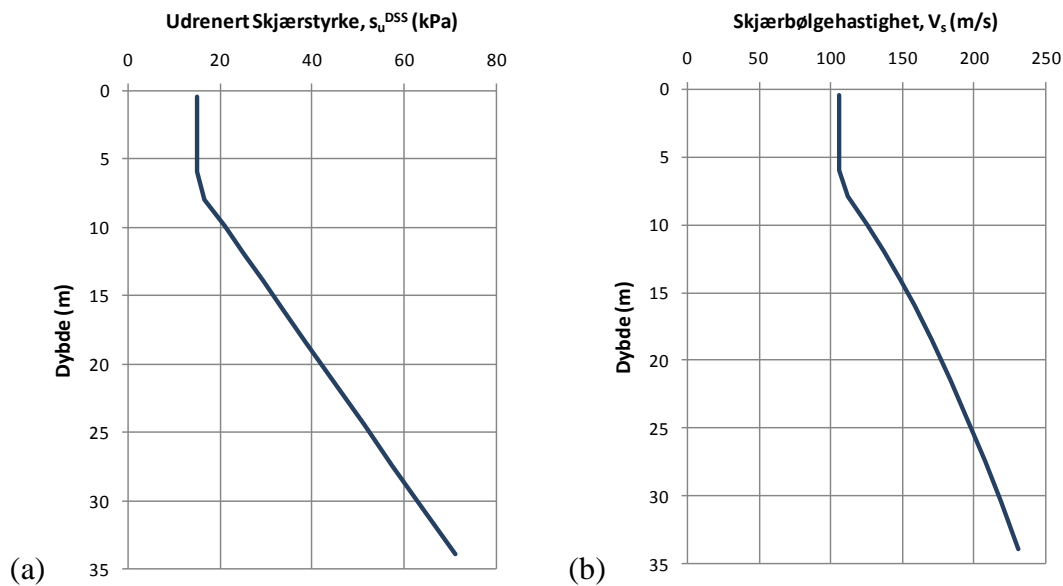
Alternativt kan man bruke verdien av den gjennomsnittlige udrenert skjærfasthet i de øverste 30 m, $c_{u,30}$. Tabell NA.3.1 i det nasjonale tillegget til EC8-1 gir også en geologisk/stratigrafisk klassifisering av forskjellige grunntyper, men dette er hovedsakelig ment for en overordnet beskrivelse av grunntypene. I valg av grunntype, prioriteres $v_{s,30}$ foran både $c_{u,30}$ og den stratigrafiske beskrivelsen i Tabell NA.3.1.

I EC8 mangler det en grunntype for løsmassemektigheter mellom 20 og 30 meter. For disse anbefales det å ekstrapolere skjærbølgehastighet fra nedre løsmasselag til 30 meter og så bestemme grunntype ut fra $v_{s,30}$ beregnet fra likning (3.1) som forklart over.

Figur 3-1a viser som et eksempel, en typisk profil av syklisk skjærfasthet med ca. 5 m tørrskorpe over normalkonsolidert leire. Figur 3-1b viser profilet av tilsvarende skjærbølgehastighet som er tolket ved hjelp av metoder beskrevet i kap. 4 for en leire med $I_p = 40\%$. Ved å dele opp topp 30 m av jorda i for eksempel 3 lag med tykkelser 10 m og bruke gjennomsnittverdier av skjærbølgehastighet i hvert lag, kan man beregne $v_{s,30}$ ved hjelp av likning (3.1) som følger

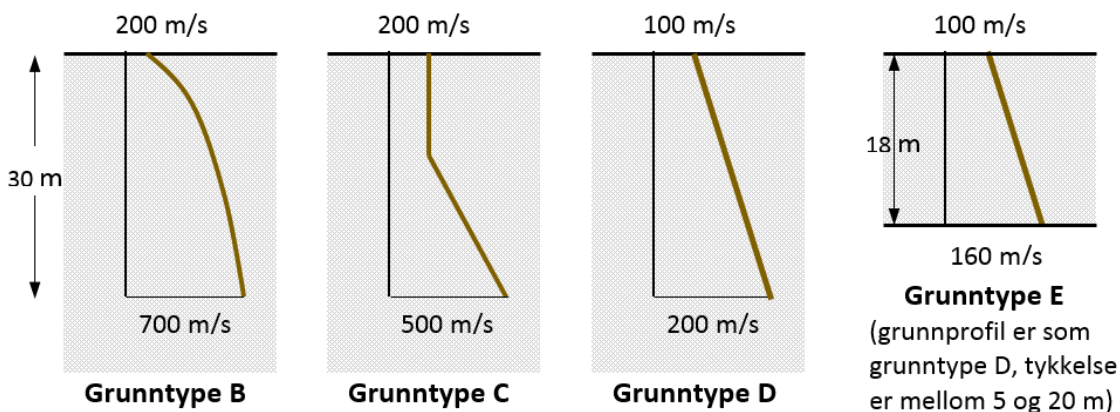
$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_{s_i}}} = \frac{30}{\frac{10}{110} + \frac{10}{155} + \frac{10}{190}} = 145 \text{ m/s}$$

Med denne verdien kan man velge grunntype D mens bruken av profilet i Figur 3-1a gir en gjennomsnittlige udrenert skjærfasthet, $c_{u,30} = 27$ kPa som indikerer at grunnen må klassifiseres som S₁/S₂. Som beskrevet over, kan man tross dette resultatet, basere seg bare på verdien av $v_{s,30}$ og velge grunntype D.



Figur 3-1 Eksempel – profiler av (a) udrenert skjærfasthet og (b) skjærbølgehastighet for bestemmelse av grunntype

Figur 3-2 viser flere eksempler på grunntyper ifølge EC8-1. Det må presiseres at for tilfeller der tykkelsen av jordprofilen er mellom 5 m og 20 m, skal man ikke inkludere skjærbølgehastighet av underliggende berg i beregning av $v_{s,30}$. I slike tilfeller må man utvide jordprofilen til 30 m for å finne ut om grunnen likner på en av grunntypene C og D. Jordprofil lengst til høyre i Figur 3-2 er 18 meter, og likning (3.1) gir $v_{s,30} = 140$ m/s som for et 30 meter profil tilsvarer grunntype D, men siden profilet er mellom 5 m og 20 m er dette grunntype E.



Figur 3-2 Eksempler på grunntype

4 Metoder for å estimere dynamiske jordparametere

Skjærbølgehastighet, v_s , eller skjærmodul ved små tøyninger, G_{\max} , kan bestemmes ved hjelp av korrelasjoner mot resultater fra CPTU-sonderinger eller indeksparametere, eller måles direkte i laboratorie- eller feltforsøk. Kapittel 4.1 tar for seg metoder som er basert på korrelasjoner, mens kapittel 4.2 gir eksempler på hvilke lab- og feltmetoder som finnes, samt fordeler og ulemper ved disse.

4.1 Korrelasjoner mot indeksparametere eller CPTU

4.1.1 G_{\max} i leire

a) Basert på indeksparametere

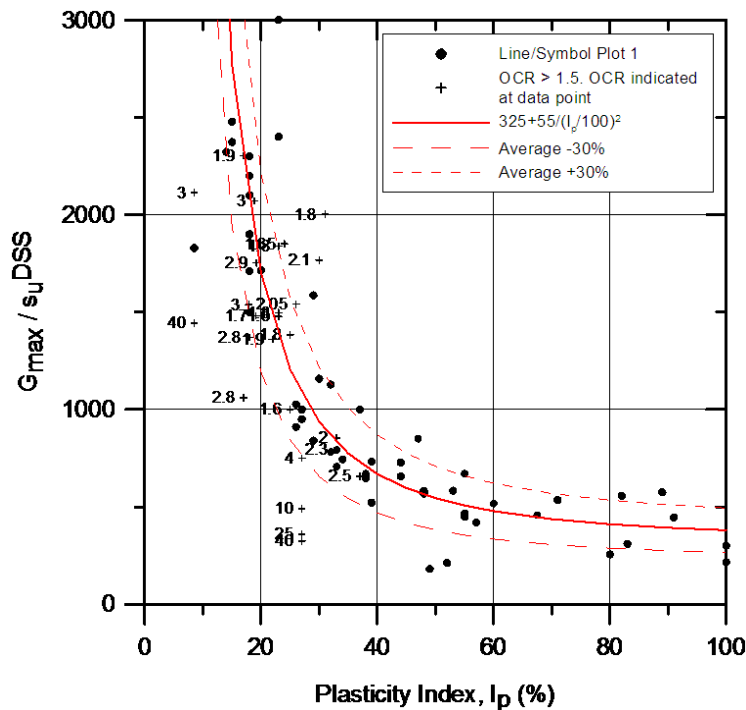
For vanlige normalkonsoliderte leirer kan man estimere normalisert G_{\max} ved hjelp av følgende empirisk likning

$$\frac{G_{\max}}{c_u^{\text{DSS}}} = 325 + 55/\left(\frac{I_p}{100}\right)^2 \quad (4.1)$$

der c_u^{DSS} er udrenert statisk skjærfasthet fra direkte skjærforsøk, og I_p er plastisitetsindeks i prosent. Likningen er basert på forsøksdata rapportert i *ref/1/* (Figur 4-1) og kan brukes for plastisitetsindeks $I_p > 15$.

For kvikkleire er det ideelt å måle G_{\max} enten i laboratoriet eller direkte i felt. Inntil nok data blir samlet for å etablere en database som kan brukes for å estimere G_{\max} i forskjellige typer kvikkleire kan man bruke intervallet angitt i likning (4.2) (*ref/1/*) for en normalkonsolidert kvikkleire med et leireinnhold på ca 40 %.

$$G_{\max}/c_u^{\text{DSS}} = 800 \text{ til } 900 \quad (4.2)$$



Figur 4-1 Normalisert skjærmodul som funksjon av plastisitetsindeks, I_p , ref./1/

b) Basert på CPTU

Følgende uttrykk er foreslått som korrelasjon mellom måledata fra CPTU og G_{max} (i kPa) for typiske norske leirer (ref./10/)

$$G_{max} = 4,39q_t^{1,225} (1 + B_q)^{2,53} \quad (4.3)$$

der q_t er korrigert spissmotstand og B_q er poretrykksparemeter uttrykt som (ref./11/)

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} = \frac{\Delta u}{q_{net}} \quad (4.4)$$

u_2 er målt poretrykk, u_0 er *in-situ* hydrostatisk poretrykk og σ_{v0} er vertikal totalspenning.

Ref./11/ gir en god oversikt over metoder i litteratur basert på CPTU og geotekniske parametere, og foreslår nye likninger som kan brukes for norske leirer.

4.1.2 G_{max} i sand

a) Basert på indeksparametere

Basert på indeksparametere kan G_{max} estimeres som (ref./5/)

$$G_{\max} = 625 \frac{1}{0,3 + 0,7e^2} \sqrt{p_a \sigma'_m} \quad (4.5)$$

der e er poretallet, σ'_m er effektiv middelspenning og p_a er atmosfærisk trykk i samme enhet som σ'_m . (Dersom kPa benyttes som enhet er $p_a = 100 \text{ kPa}$.) Effektiv middelspenning kan finnes som

$$\sigma'_m = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (4.6)$$

der σ'_1 , σ'_2 og σ'_3 er effektive hovedspenninger.

Alternativt kan G_{\max} estimeres fra

$$G_{\max} = 22 K_{2,\max} \sqrt{p_a \sigma'_m} \quad (4.7)$$

$K_{2,\max}$ er en empirisk parameter gitt i Tabell 4-1 som funksjon av både Dr og e (ref. /17/).

Tabell 4-1 $K_{2,\max}$ som funksjon av Dr og e

Dr (%)	$K_{2,\max}$
30	34
40	40
45	43
60	52
75	59
90	70

e	$K_{2,\max}$
0,4	70
0,5	60
0,6	51
0,7	44
0,8	39
0,9	34

b) Basert på CPT

Dersom CPT sonderinger er utført kan følgende likning benyttes for å finne G_{\max} (i kPa) (ref. /12/):

$$G_{\max} = 1634(q_c)^{0,250}(\sigma'_v)^{0,375} \quad (4.8)$$

der q_c er målt spissmotstand fra CPT og σ'_v er vertikal effektivspenning.

4.2 In-situ og laboratoriemålinger

Det finnes ulike metoder for å måle G_{\max} direkte. Den mest anvendelige metoden er in-situ ved hjelp av *seismisk CPT* (SCPT). Dette er en variant av en klassisk CPT sondering hvor CPT sonden er utstyrt med to mottakere som typisk er vertikalt adskilt med cirka en meter. Mens sonderingen pågår benyttes en seismisk kilde på overflaten for å sende bølger ned i grunnen, og tidsforskjellen mellom signalene fra den seismiske kilden ned til mottakerne på sonden benyttes for å bestemme bølgehastigheten i grunnen. Fordelene med SCPT er at jorden er uforstyrret og at man får et kontinuerlig G_{\max} -profil med dybden, som er det man ønsker. Ulemper er at metoden krever spesielt feltutstyr, og at

måledataene må prosesseres i etterkant. I det siste har geofysiske metoder blitt oftere anvendt i geotekniske undersøkelser. En av mest brukte geofysiske metoder er basert på analyse av overflatebølger ofte kjent som SASW "Spectral Analysis of Surface Waves". Hvis bestemmelse av skjærbølgehastighet i et prosjekt skal være basert på SASW, anbefales det at resultater kontrolleres mot andre estimater basert på empiriske metoder nevnt i forrige kapittel.

Det finnes også spesielle laboratorieforsøk som *resonant column test* og *bender element test* for å estimere G_{max} . Førstnevnte utføres ved at en sylindrisk jordprøve utsettes for dynamisk torsjonsbelastning. Sistnevnte test benytter såkalte "benderelementer" (sender og mottaker) som festes på hver side av et prøvestykke og måler hastigheten på elektriske signaler som sendes gjennom prøven. Fordelen med denne målemetoden er at den kan kombineres med vanlige laboratorieforsøk som for eksempel treaksialforsøk og DSS, og krever derfor ikke egne prøvestykker. Ulempen med de to nevnte laboratorieforsøkene er risikoen for prøveforstyrrelser og at hvert forsøk kun gir informasjon i den dybden prøven er tatt (ett punkt på et dybdeprofil). Laboratorieforsøkene krever dessuten spesielt utstyr for prosessering og tolkning av dataene.

Fordeler og ulemper ved de tre nevnte metodene er oppsummert i Tabell 4-2.

Tabell 4-2 Fordeler og ulemper ved forskjellige felt- og labforsøk

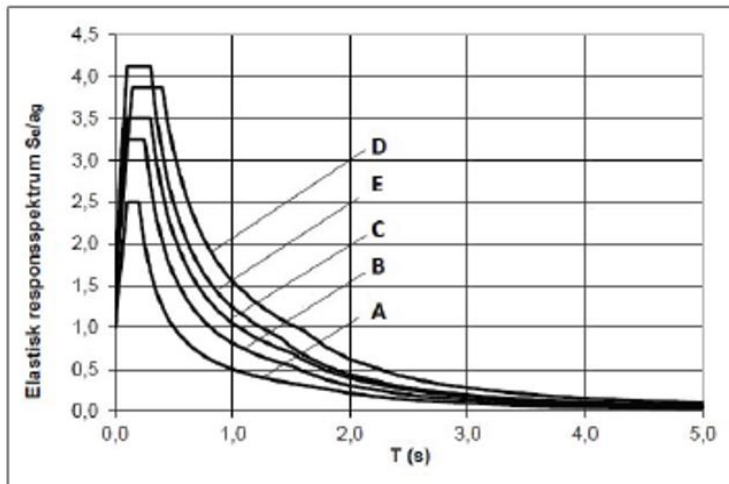
	Fordeler	Ulemper
Seismisk CPT	<ul style="list-style-type: none"> - Ingen prøveforstyrrelser - Kontinuerlig dybdeprofil - Kan utføres i kombinasjon med vanlig CPT sondering og gi et bilde av lagdeling 	<ul style="list-style-type: none"> - Krever spesielt utstyr (seismisk CPT sonde, samt programvare for prosessering)
Resonant Column Test	<ul style="list-style-type: none"> - Gir estimat på demping i jord som funksjon av tøyning - Gir informasjon om grad av ikke-linearitet i jord under økende belastning 	<ul style="list-style-type: none"> - Gir lite informasjon per prøve (kun i dybden prøven er tatt). - Dårlig prøve kvalitet kan gi usikkerhet i resultater.
Bender Element Test	<ul style="list-style-type: none"> - Kan utføres i kombinasjon med vanlige labforsøk (for eks. triaks og DSS) 	<ul style="list-style-type: none"> - Krever spesielt lab utstyr og programvare for prosessering

5 Elastisk responspektrum

5.1 Horisontalt elastisk responspektrum

Seismisk påvirkning kan bestemmes ved hjelp av et responspektrum. Figur 5-1 viser responspektrum ifølge Nasjonalt Tillegg i EC8-1 for grunntypene A til E (se EC8-1, tabell NA.3.1 der grunntypene er definert ut fra verdien av $v_{s,30}$). Horisontal akse i Figur 5-2 er egenperiode til konstruksjonen, og vertikal akse gir elastisk responspektrum, S_e ,

normalisert med dimensjonerende grunnakselerasjon, a_g . S_e er lik maks akselerasjon forårsaket av jordskjelv i et dynamisk system med én frihetsgrad og egenperiode T . I en enkel konstruksjon kan jordskjelvpåvirkning beregnes fra konstruksjonens masse ganger akselerasjonen; derfor er responsspektrum et av de viktigste begrepene i jordskjelv-analyser.



Figur NA.3(903) – Horisontale elastiske responspektre til bruk i Norge for jordtype A til E

Figur 5-1 Elastisk responspektrum ifølge EC8-1, NA.3.2.2.1 ved 5 % demping

Formen av responspektrum er sterkt avhengig av grunnstype og defineres ved hjelp av likningene (5.1). Verdiene av grunnens forsterkningsfaktor, S , og parameterne T_b , T_c og T_D er gitt i

Tabell 5-1. Modifikasjonsfaktor for dempingsforholdet, η , er normalt 1, som tilsvarer 5 % viskøs demping. For andre dempingsforhold henvises det til EC8-1, kap. 3.2.2.2.

Hvis konstruksjonen står på varierende grunn med forskjellige grunn typer, og man ikke utfører noen spesielle analyser av grunnens respons, må man velge den mest konservative grunn typen. Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på berg og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på et kontinuerlig fundament, kan man velge grunn type A.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned}
 \tag{5.1}$$

Tabell 5-1 Verdier for parametere som definerer elastiske responspektrene for grunntype A til E

Tabell NA.3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene

Grunntype	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,10	0,20	1,7
B	1,3	0,10	0,25	1,5
C	1,4	0,10	0,30	1,5
D	1,55	0,15	0,40	1,6
E	1,65	0,10	0,30	1,4

Dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A er definert som

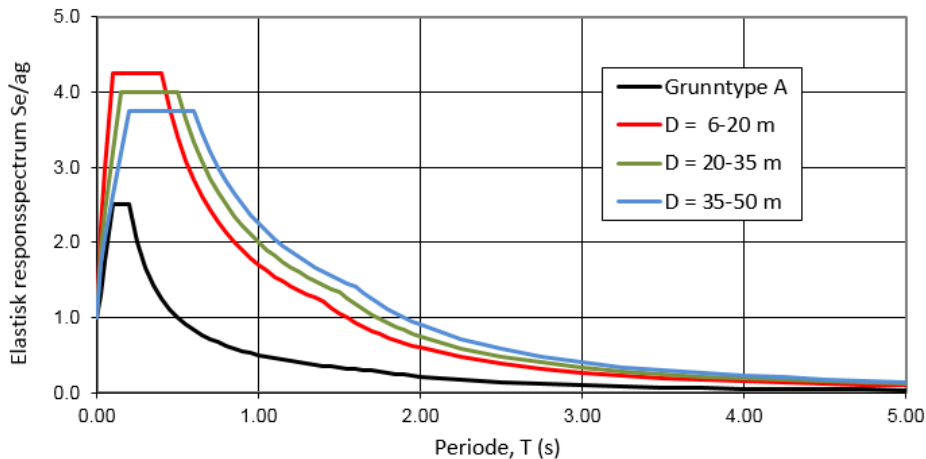
$$a_g = \gamma \cdot a_{gR} = \gamma \cdot 0,8 \cdot a_{g40\text{Hz}} \tag{5.2}$$

der γ er seismisk faktor (se kap. 2.4) og $a_{g40\text{Hz}}$ er referanseverdi for berggrunnens spektralakselerasjon ved frekvens 40 Hz for jordskjelv med returperiode på 475 år, som kan leses fra Norges seismiske sonkart gitt i Figur NA.3(901) i EC8-1. $a_{g40\text{Hz}}$ multiplisert med 0,8 gir a_{gR} som er referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon..

Mens horisontalt elastisk responspektrum for grunntypene A til E er definert ved parameterne i denne tabellen, må man, ifølge EC8-1, utføre spesielle analyser for grunntypene S_1 og S_2 for å beregne tilsvarende responspektre. En slik analyse, referert til stedsspesifikk analyse, eller "site response", er ofte utført ved hjelp av en ekvivalent lineær dynamisk analyse av bølgeforplantning i jordlaget. Programmet SHAKE (ref. /16/) er et vanlig verktøy for slike beregninger.

Ut fra slike analyser, er det foreslått i Figur 5-2 elastisk responspektrum for norske bløte leirer og kvikkleirer med ulike dybder til fjell. Parameterne S , T_B , T_C og T_D for disse

spektrene er angitt i Tabell 5-2. For sammenligning er elastisk responspektrum for grunntype A også vist i figuren. I beregning av disse responspektrene er det antatt at hele grunnen er bløt leire eller kvikkleire. Derfor gir de konservative spektre for jordprofiler der det bløte laget bare er i en begrenset dybde. I slike tilfelle, kan man utføre spesielle analyser som beskrevet over.



Figur 5-2 Elastisk responspektrum for norske bløte leirer og kvikkleirer, grunntype S_1 og S_2 .

Tabell 5-2 Verdier for parametere som beskriver anbefalte elastiske responspektrene for grunntype S_1 og S_2 .

Dybde til fjell	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
D = 6 - 20 m	1,7	0,10	0,40	1,4
D = 20 - 35 m	1,6	0,15	0,50	1,5
D = 35 - 50 m	1,5	0,2	0,60	1,6

5.2 Vertikalt elastisk responspektrum

Vertikalt elastisk responspektrum er uavhengig av jordtype og er definert ved parametrene S , T_B , T_C og T_D angitt i Tabell NA.3.4 i EC8-1.

5.3 Topografiske amplifikasjonsfaktorer

Man må være oppmerksom på at hellende terreng kan være mer utsatt for forsterkning enn horisontalt terreng. Annex A i EC8-5 foreslår at for terreng med høyder over 30 meter og med en helning større enn 15° multipliserer man elastisk responspektrum med en topografisk forsterkningsfaktor, S_T , som definert under

- *Isolerte klipper og skråninger:*
 $S_T \geq 1,2$ brukes der konstruksjoner er i nærheten av høyeste punkt på høydedraget.
- *Smale rygger:*

$S_T \geq 1,4$ brukes der konstruksjoner er nær toppen av skråninger med en helning større enn 30° , mens $S_T \geq 1,2$ brukes der helningsvinkelen er lavere.

I følge EC8-1 3.2.2.1 (6) bør topografiske amplifikasjonsfaktorer benyttes når seismisk faktor $\gamma_1 > 1,0$.

6 Liquefaction

6.1 Bakgrunn

Fenomenet flytning (eller liquefaction på engelsk) oppstår når friksjonsmasser under grunnvannstand eller i mettet tilstand er utsatt for sykliske skjærbelastninger. Liquefaction inntreffer når poretrykket reduserer effektivspenningene i kornstrukturen slik at grunnen mister sin bæreevne tilnærmet fullstendig.

Liquefaction i jordskjelvsammenheng er omtalt i EC8-5, kap. 4.1.4 samt Annex B.

6.2 Vurdering

Faren for liquefaction skal undersøkes når det er registrert løst lagrede mettede sandlag eller tykke sandlinser i fundamenteringsområdet med grunnvannstand nær terrengoverflaten. Mulige variasjoner i grunnvannsnivå og terrengnivå i konstruksjonens levetid skal tas med i vurderingen (EC8-5, kap. 4.1.4 (2)P).

Under følgende forutsetninger vurderer EC8-5 jordens motstand mot liquefaction som tilstrekkelig:

- Sandlaget ligger dypere enn 15 m.
- Sandmassene har en leireandel $> 20\%$ og plastisitetsindeks $> 10\%$ (NB: jord med leireandel $> 15\%$ betraktes som leire i Norge).

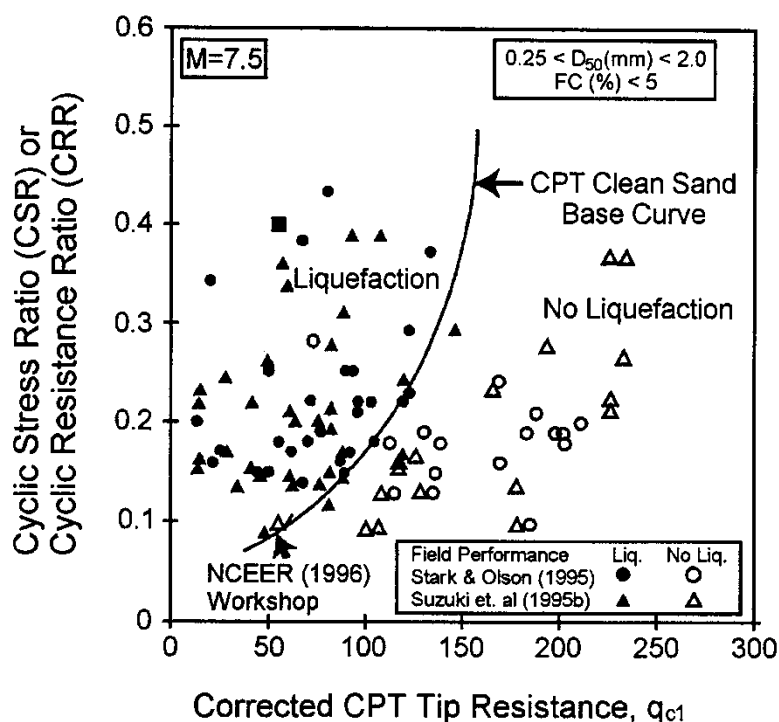
Hvis disse forholdene ikke er til stede, må man evaluere fare for liquefaction ved hjelp av felldata eller labforsøk. EC8-5 anbefaler bruk av Standard Penetration Test (SPT som ikke er vanlig i Norge) eller trykksondering (CPT) samt kornfordelingsanalyser av de respektive jordlagene. Fremgangsmåten er som de andre problemstillinger basert på sikkerhet mot brudd. I den forbindelsen brukes felldata for å estimere jordens motstand mot liquefaction. Motstanden defineres ofte ved hjelp av parameteren CRR ("Cyclic Resistance Ratio") som gir udrenert syklisk fasthet $\tau_{c,y,u}$ normalisert med effektiv vertikal spenning σ'_{v0} . Seismisk last er definert ved hjelp av parameteren CSR ("Cyclic Stress Ratio") som gir gjennomsnittlig syklisk skjærspenning τ_c normalisert med effektiv vertikal spenning. Sikkerhetsfaktor mot liquefaction er i følge EC8-5, kap. 4.1.4.(11)P anbefalt lik 1,25; dvs $CRR \geq 1,25 \cdot CSR$.

Evaluering av både CRR og CSR er ofte basert på metoden foreslått i *ref/18/* som er oppsummert under.

- Beregn normalisert trykkspondering q_{c1} fra likning (6-1) der q_c er registrert spissmotstand fra CPT og $p_a = 100$ (kPa).

$$q_{c1} = \frac{q_c}{p_a} \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (6-1)$$

- Les CRR fra Figur 6-1 og multipliser med 2,86 for seismisk klasse I og II, 2,6 for seismisk klasse III og 2,3 for seismisk klasse IV (se EC8-5, Annex B for bakgrunn til faktorene for seismisk klasse).
- Beregn CSR ved hjelp av likningen $\tau_e / \sigma'_{v0} = 0,65 \alpha \cdot S \cdot \sigma_{v0} / \sigma'_{v0}$ hvor $\alpha = a_g / g$ er normalisert spissverdi av grunnens akselerasjon.
- Sjekk at $CRR / CSR \geq 1,25$.



Figur 6-1 Empirisk metode for evaluering av liquefaction (*ref/18/*)

Eksempel

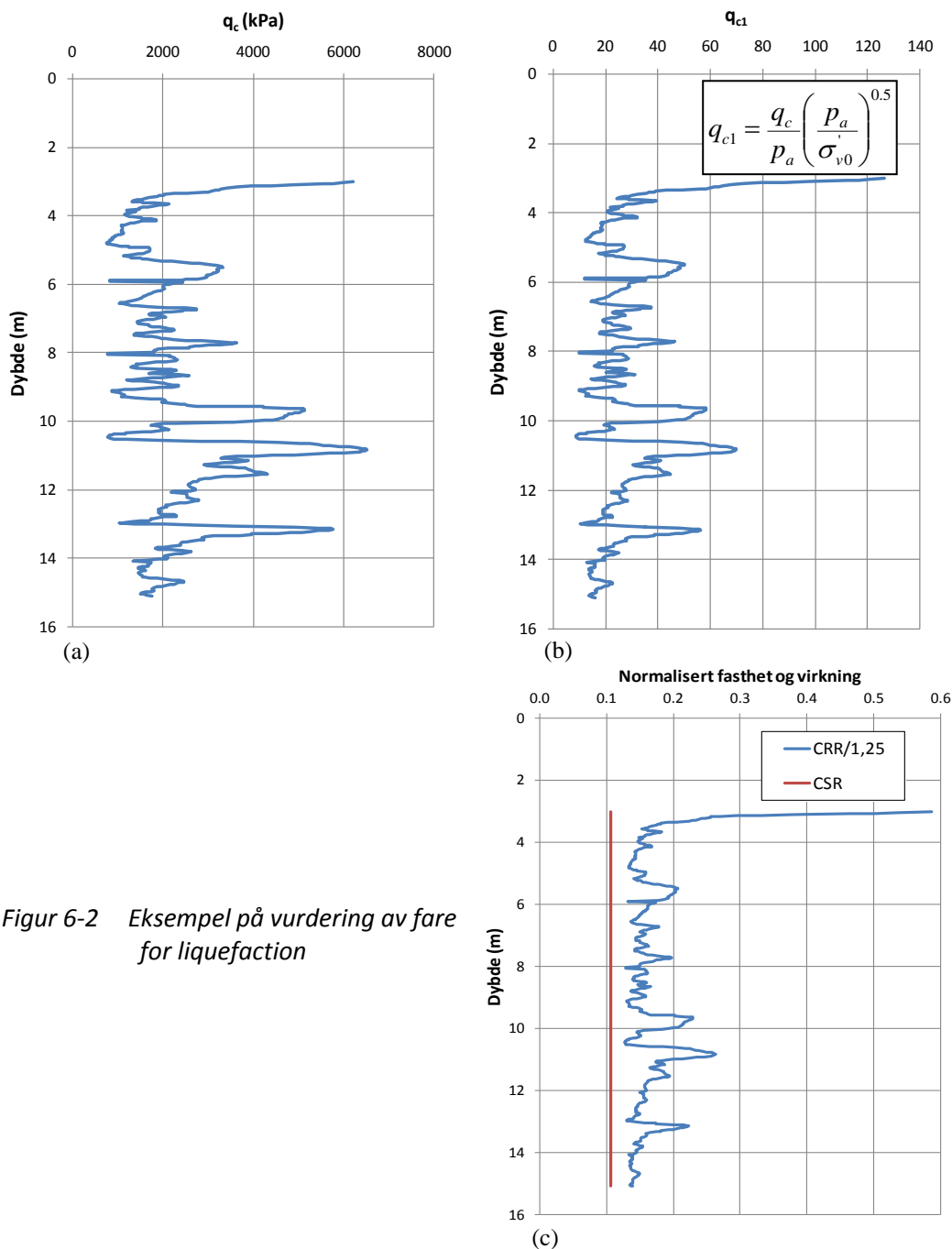
Vurdering av liquefaction for et sted i Oslo med grunntype D og seismisk klasse II. Spissmotstand er gitt i Figur 6-2(a). Tyngdetettheten til jorda er 18 kN/m^3 .

Analyse

Med $\gamma_1 = 1,0$ for seismisk klasse II og berggrunnens akselerasjon ifølge Norges sonekart (EC8-1), er $a_g = 0,8 \cdot 0,55 \cdot \gamma_1 = 0,44 \text{ m/s}^2$ og $\alpha = a_g/g = 0,045$. For grunntype D, er forsterkningsfaktor $S = 1,55$ (

Tabell 5-1).

Figur 6-2(b) viser normalisert spissmotstand, og Figur 6-2(c) viser parameterne CSR og CRR som funksjon av dybde. For lettere å kontrollere sikkerhet mot liquefaction, er CRR dividert på 1,25 i Figur 6-2. Sammenlikning av kurvene i figuren viser at jordprofilen har tilfredsstillende sikkerhet mot liquefaction.



Figur 6-2 Eksempel på vurdering av fare for liquefaction

Hvis jordmassenes egenskaper ligger utenfor de ovennevnte kriteriene skal tiltak iverksettes. Egnede tiltak inkluderer:

- Grunnforsterkning
- Komprimering
- Drenering
- Pelefundamentering. Her må det tas hensyn til svikt av lateral støtte fra jordmassene i design av pelene.

7 Skråningsstabilitet

7.1 Bakgrunn

Ifølge EC8-5 skal skråningsstabiliteten undersøkes når et byggverk oppføres på, eller ligger i nærheten av en skråning der potensielle glideflater eller mulige laterale deformasjoner i skråningen kan merkes av byggverket. Utelatelse fra dette kravet er omtalt i kap. 2.

Den seismiske lasten tas hensyn til ved bruk av elastiske responspektre eller virkelige / kunstige akselerasjonstidsserier. Tidsseriene skal oppfylle kravene gitt i EC8-1, kap. 3.2.3.1.2.

Beregningene kan utføres på følgende måter:

- Dynamisk numerisk analyse (for eksempel FE)
- Rigid Blokk modell
- Forenklet pseudo-statisk metode

Tabell 7-1 oppsummerer fordeler og ulemper med disse metodene.

Tabell 7-1 Fordeler og ulemper med forskjellige analysemetoder for skråninger

	Fordeler	Ulemper
Forenklet pseudo-statisk metode	Kan bruke samme verktøy som brukes i statiske stabilitetsanalyser (for eks. GeoSuite, og PLAXIS)	<ul style="list-style-type: none"> - Det er krav på min. sikkerhetsfaktor, FS. Merk lavere materialfaktorer for seismisk situasjon. - Må vurdere å tas hensyn til seismisk topografisk forsterkningsfaktor S_T.
Dynamisk analyse	Grensetilstand er basert på akseptable forskyvninger mht konstruksjonens funksjonalitet og ikke min. FS .	<ul style="list-style-type: none"> - Krever avanserte FE analyser. - Spesielle krav for valg av representative jordskjelvtidsserier i analyser.

7.2 Pseudo-statisk metode

Analysen utføres etter prinsippene i EC7-1, kap. 11.5 der, i tillegg til de statiske gravitasjonslaster, treghetskrefter fra seismisk påvirkning settes på både jordmassene og andre masser støttet av skråningen. De seismiske laster defineres som statiske tilleggs-laster med en horisontal- og vertikal komponent F_H og F_V som følger

$$F_H = 0,5 \cdot \alpha \cdot S \cdot W \quad (7-1)$$

$$F_V = \pm 0,33 \cdot F_H \quad (7-2)$$

Der W er vekt av potensielle utglidningsmassene, $\alpha = a_g/g$ og S er forsterkningsfaktor. Merk at med \pm i likningen for F_V menes det at man skal sette vertikal akselerasjon i begge retninger og velge tilfellet som fører til lavest sikkerhetsfaktor.

For konstruksjoner med seismisk faktor, η , større enn 1,0 må man, i følge EC8-5, øke seismisk påvirkning med topografisk amplifikasjonsfaktor, S_T (se kap. 5.3). EC8 fraråder bruk av pseudo-statisk metode for jordarter som kan utvikle signifikant poreovertrykk og degradert stivhet under jordskjelvbelastning.

Eksempel

Pseudo-statisk vurdering av en skråning i et bruprojekt i Bergen med Grunntype E. Brua skal designes i seismisk klasse III.

Analyse

Med $\gamma_I = 1,4$ for seismisk klasse III og berggrunnens akselerasjon $a_{g40Hz} = 0,85$ ifølge Norges sonekart (EC8-1, NA.3(901)) $a_g = 1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,85 = 0,95 \text{ m/s}^2$, får man $\alpha = a_g/g = 0,097$. For grunntype E er $S = 1,65$ (Tabell 5-1). De horisontale og vertikale jordskjelvlasterne blir

$$F_H = 0,5 \cdot \alpha \cdot S \cdot W = 0,5 \cdot 0,097 \cdot 1,65 \cdot W = F_H = 0,08 \cdot W$$

$$F_V = \pm 0,33 \cdot F_H = \pm 0,026 \cdot W$$

Dersom en modell av skråningen blir brukt i beregning av statisk sikkerhetsfaktor, kan samme modell brukes for evaluering av sikkerhet mot jordskjelv ved å legge til en akselerasjon lik $0,08 \text{ g}$ i horisontal retning og en akselerasjon lik $\pm 0,026 \text{ g}$ i vertikal retning. Derfor må man utføre to analyser hvor det brukes en total vertikal akselerasjon lik $1,026 \text{ g}$ i den ene og $0,974 \text{ g}$ i den andre.

7.3 Dynamiske analyser

En dynamisk analyse utføres ved å lage en FE modell av skråningen. Hvis skråningen bærer en konstruksjon som kan påvirke respons av skråningen, må konstruksjonen, eller den delen som samvirker med skråningen, tas med i FE modellen. Denne modellen eksiteres ved bunnen av en akselerasjonstidsserie som representerer områdets seismisitet. Fasthetsparametere må i tillegg reduseres med materialfaktorer i dynamiske analyser. Slike analyser kan være krevende spesielt i jordarter som kvikkleire og løs sand som kan utvikle store poretrykk under jordskjelv.

Det er kun behov for å utføre en dynamisk analyse når en pseudo-statisk metode gir for lav sikkerhetsfaktor. Fordelen med en dynamisk analyse er at man ikke trenger å tilfredsstillende krav til sikkerhetsfaktor. Det er tilfredsstillende om de beregnede deformasjonene er små og kan aksepteres mht skråningens eller konstruksjonens funksjonalitet.

Bruk av dynamiske analyser krever blant annet god forståelse av dynamikk og materialoppførsel. Det er utviklet forenklete formler for å estimere grunnens ikke-lineære respons (ref./7/). Formlene er basert på et stort antall dynamiske analyser utført på flere idealiserte jordprofiler for vanlige norske leirer og kvikkleirer. Disse formlene er listet opp i Tabell 7-2.

Tabell 7-2 Formler for ikke-lineær respons av skråninger (ref./7/)

Leire	Deformasjon D_p (cm)	$D_p = 250 * \frac{a^{2.2}}{(FS - 1)^{0.97}}$
	Skjærtøyning γ_p (%)	$\gamma_p = 82 * \frac{a^{2.1}}{(FS - 1)^{0.93}}$
Kvikkleire	Deformasjon D_p (cm)	$D_p = 200 * \frac{a^{1.7}}{(FS - 1)^{0.7}}$
	Skjærtøyning γ_p (%)	$\gamma_p = 70 * \frac{a^{1.5}}{(FS - 1)^{0.9}}$

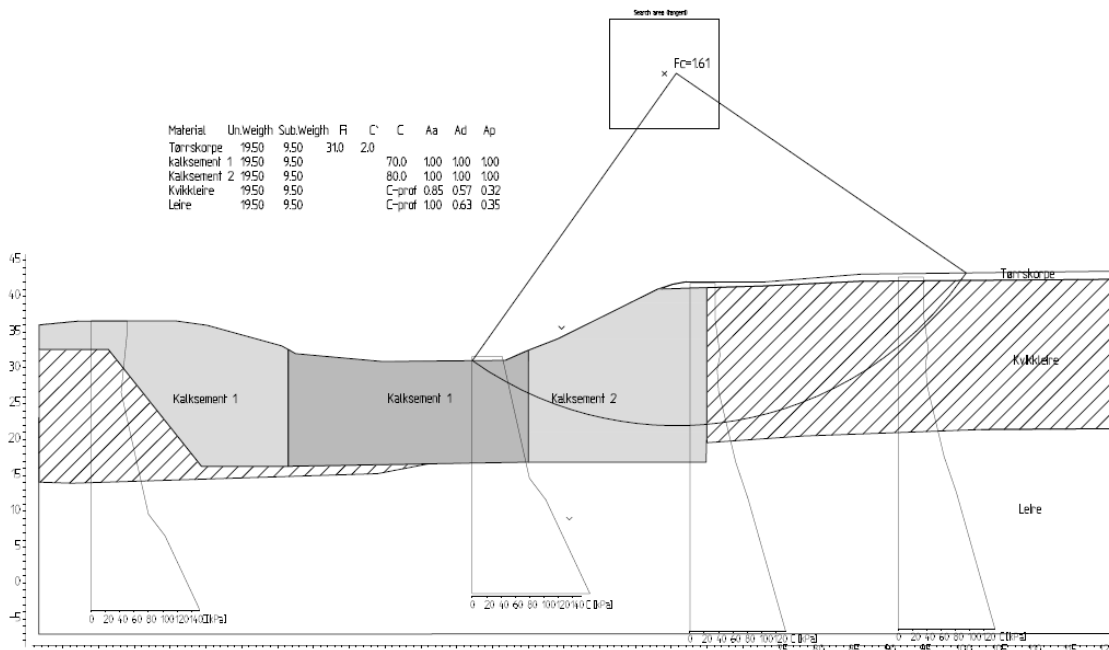
I disse formlene er D_p = maks permanent horisontal deformasjon av skråning i cm, γ_p = maks permanent skjærtøyning i skråning, FS = skråningens statiske sikkerhetsfaktor og $a = \alpha S$. Formlene for D_p kan brukes hvis beregnet γ_p er mindre enn 2 % for kvikkleire og mindre enn 5 % for leire. For skjærtøyninger større enn disse verdiene må man anta at skråningen går til brudd.

Formlene for leire kan brukes også for sand hvis man kan påvise at syklisk skjærfasthet av sand ikke blir mindre enn fasthet av leire under jordskjelvpåvirkning.

Disse formlene er ikke ment å erstatte ikke-lineære dynamiske analyser i kontroll av design av skråninger. De er bare ment å gi et estimat av forventede forskyvninger og tøyninger som kan være nyttig i komplekse prosjekter.

Eksempel

Figur 7-1 viser beregning av statisk sikkerhetsfaktor ved hjelp av GeoSuite i en skjæring i kvikkleire stabilisert med kalksement. Figuren viser fasthetsparametere brukt i forskjellige deler av jordprofilet og viser lavest sikkerhetsfaktor, FS = 1,61.



Figur 7-1 Beregning av sikkerhetsfaktor for statiske laster i Eksempel

Parametere for jordskjelvanalyse i dette prosjektet er som følger:

- Grunntype D, $S = 1,55$
- Seismisk klasse IV, $\gamma = 2$
- $a_{g40Hz} = 0,37 \text{ m/s}^2$

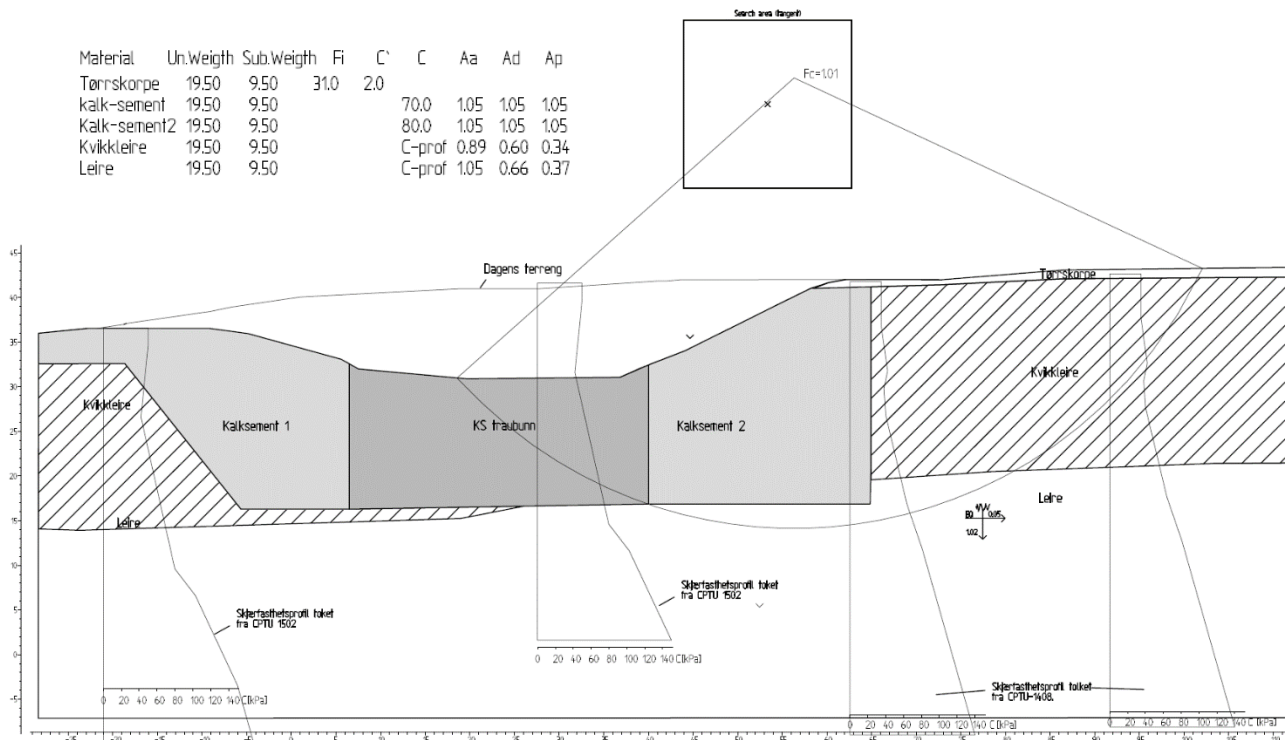
Med disse verdiene får man $\alpha = a_g/g = 2 \cdot 0,8 \cdot 0,37/9,81 = 0,06$, og de horisontale og vertikale jordskjelvlasterne blir

$$F_H = 0,5 \cdot \alpha \cdot S \cdot W = 0,5 \cdot 0,06 \cdot 1,55 W = 0,047 W$$

$$F_V = \pm 0,33 \cdot F_H = \pm 0,016 W$$

Det er i dette tilfellet valgt å ikke bruke topografisk amplifikasjonsfaktor, S_T , i beregning av akselerasjonen fordi stabilitetsvurderingen gjelder en skjæring.

I jordskjelvanalyser skal man i tillegg etablere fasthetsparametere som tar hensyn til både degradering og belastningshastighet. Ved å følge rådene i kap. 2.6 kan man estimere sykliske fasthetsparametere ved å multiplisere statiske fasthetsparametere med $1,4 \cdot 0,75 = 1,05$ (1,4 basert på 40% økning av fasthet, 0,75 basert på 25% degradering for seismisk klasse IV).



Figur 7-2 Beregning av pseudostatisk sikkerhetsfaktor for jordskjelvlaster i Eksempel

Figur 7-2 viser beregning av pseudostatisk sikkerhetsfaktor i samme modell som ble benyttet til statiske analyser, udrenerte jordparametere er multiplisert med 1,05 for å få sykliske jordparametere. Beregning i figur 7-2 gir pseudostatisk sikkerhetsfaktor, $FS = 1,01/1,2 = 0,84$ når man tar hensyn til materialfaktor i kvikkleire, jf. kap. 2.5.

Selv om beregnet pseudostatisk sikkerhetsfaktor ikke tilfredsstillende krav for minimum kravet, kan man likevel bevise, jf. kap. 7.1, at responsen til grunnen er tilfredsstillende ved å utføre dynamiske analyser av modellen og beregne permanente deformasjoner. Man kan få et estimat av permanente deformasjoner ved å bruke likningene for kvikkleire i Tabell 7-2. Ved å bruke statisk sikkerhetsfaktor $FS = 1,61$ og $a = \alpha S = 0,06 \cdot 1,55 = 0,093$ beregner man følgende deformasjon og tøyning:

- $D_p \sim 5 \text{ cm}$
- $\gamma_p \sim 3 \%$

Dersom en permanent deformasjon beregnet fra en ikke-linear dynamisk analyse, for eksempel 5 cm i eksempelet over, er akseptabel i prosjektet, kan skjæringen betraktes som sikker under jordskjelvet. Se neste kapittel om bruk av permanent skjærtøyning i videre vurdering av stabilitet.

7.4 Post-jordskjelv stabilitet

Mens jordskjelv kan påføre store deformasjoner i skråninger, kan det også resultere i degradering av fasthet på grunn av poretrykkoppbygging som beskrevet i kap. 2.6 i denne rapporten. Hvis jordens skjærfasthet reduseres så mye at statistisk sikkerhetsfaktor etter jordskjelv ikke er tilfredsstillende, betrakter man skråningen som ikke stabil for nye jordskjelv (post-jordskjelv stabilitet).

For å beregne post-jordskjelv stabilitet må en først estimere nedgradert skjærfasthet etter jordskjelv. Hvis permanent skjærtøyning, γ_p , overstiger 1 % i kvikkleire og 3 % i leire, bør man redusere statistisk skjærfasthet med faktorer beskrevet i kap. 2.6 og sjekke statistisk stabilitet på nytt. Merk at faktoren for belastningshastighet frafaller etter jordskjelv.

7.5 Sjekkliste for skråningsstabilitet

Under er det gitt en enkel sjekkliste der det for demonstrasjon er brukt verdier fra eksempelet i kap. 7.2; dvs. en bru over bløt leire i Bergen i seismisk klasse III.

1. Les $a_{g40\text{Hz}} = 0,85 \text{ m/s}^2$ fra Figur NA.3(901) i EC8-1, og beregn $a_g = \gamma \cdot 0,8 \cdot a_{g40\text{Hz}} = 1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,85 = 0,95 \text{ m/s}^2$
2. Bestem grunntype ved å bruke likninger i kapitler 3 og 4 i denne rapporten og Tabell NA.3.1 i EC8-1 – anta grunntype E som gir $S = 1,65$ ifølge Tabell NA.3.3 i EC8-1.
3. Beregn normalisert akselerasjon $a = \alpha \cdot S = (a_g/g) \cdot S = 0,16$
4. Estimer syklisk skjærfasthet til leire til $c_u = c_u^{\text{DSS}} \cdot 0,80 \cdot 1,4 = 1,12 c_u^{\text{DSS}}$ for å ta hensyn til degradering (0,8 iht. 20% seismisk klasse III) og belastningshastighet.
5. Beregn horisontale og vertikal jordskjelvlaster. $F_H = 0,5 \cdot \alpha \cdot S \cdot W = 0,5 \cdot 0,097 \cdot 1,65 \cdot W = F_H = 0,08 \cdot W$. $F_V = \pm 0,33 \cdot F_H = \pm 0,026 \cdot W$
6. Bruk pseudo-statisk metode ved å legge til horisontal akselerasjon lik 0,08g og vertikal akselerasjon 0,026g og beregn pseudo-statisk sikkerhetsfaktor FS

Dersom pseudo-statisk sikkerhetsfaktor FS er mindre enn 1,1 må skråningens permanente deformasjon beregnes fra en ikke-lineær dynamisk analyse (likninger i Tabell 7-2 kan brukes for å få et estimat).

7. Skråningens jordskjelvrespons er tilfredsstillende hvis estimert deformasjon er akseptabel med hensyn til bruas funksjonalitet.

8. Sjekk post-jordskjelv statistisk stabilitet.

8 Samvirke mellom jord og konstruksjon (SSI)

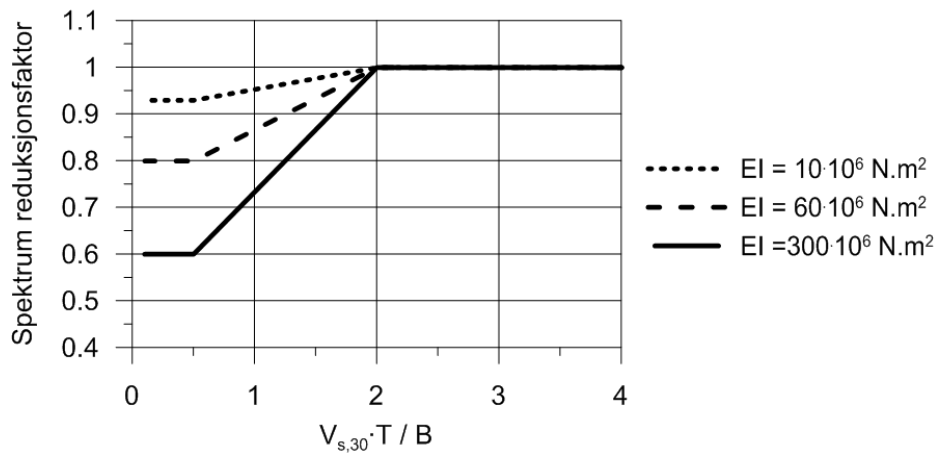
Seismisk påvirkning på en konstruksjon er avhengig av type av seismiske bølger, lokale grunnforhold, konstruksjonstype og samvirke mellom jord og konstruksjon. De første to faktorene påvirker bevegelsene i ubebygd grunn (det vil si, uten konstruksjon), og tas hensyn til i dimensjonering gjennom responsspektrere som beskrevet i kapittel 3. Samvirke mellom jord og konstruksjon, som ofte refereres til SSI i faglige dokumenter, resulterer i forlengelse av systemets egenperiode og økning av dempning som i de fleste konstruksjoner fører til reduksjon av påkjenninger under jordskjelv.

SSI forbindes med to temaer: a) kinematisk samvirke, og b) fundamentets fleksibilitet. Disse temaene er beskrevet under.

8.1 Kinematisk samvirke

I praksis er det ofte antatt at fundamenter følger jordskjelvets bevegelser, og derfor er konstruksjoner analysert ved å bruke responsspektrum som gjelder ubebygd grunn. Kinematisk samvirke oppstår på grunn av samspill mellom jordskjelvbølger og fundamentet. Dette fører til at i fundamenter som er relativt stive i forhold til jorden kan fundamentets bevegelse være forskjellig fra bevegelsen i ubebygd grunn. Kinematisk samvirke har to primære årsaker: 1) midling av bølgeamplituder grunnet fundamentets stivhet og dimensjoner, og 2) fundamentets dybde. For eksempel, en bunnplate som er stivere og lengre i forhold til bølgelengden midler jordskjelvbølgene mer.

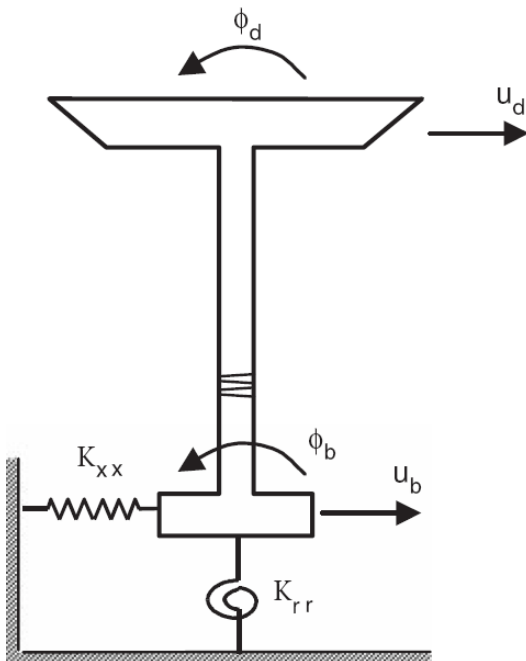
Kinematisk samvirke kan tas hensyn til ved hjelp av såkalte overføringsfunksjoner som relaterer bevegelsen i ubebygd grunn til fundamentets bevegelse. Overføringsfunksjoner kan brukes for å etablere reelle jordskjelvbevegelser som konstruksjonen opplever, og som ofte refereres til "Foundation Input Motion" (FIM) /21/. For eksempel, Figur 8-1 viser hvordan pelefundamenter kan redusere responsspektrere for ubebygd grunn avhengig av parameterne $v_{s,30}$, fundamentets minste bredde, B , og bøyingsstivhet til pelene, EI . En undersøkelse av dataene i denne figuren viser at for typiske egenperioder, T , er reduksjonsfaktoren ganske nær 1,0 i de fleste pelefundamenter. Litteraturen viser at det er en del usikkerhet knyttet til etablering av FIM. Dessuten kreves det spesielle verktøy for slike analyser og effektene er ofte ikke så avgjørende /18/, /19/. Derfor anbefales at man utelater kinematisk samvirke ved vanlige jordskjelvanalyser i Norge, og dimensjonerende responsspektrere ifølge EC8-1 benyttes. Kinematiske krefter på peler må likevel tas hensyn til i spesielle tilfeller (se kapittel 10).



Figur 8-1 Reduksjon av responsspektrum på grunn av kinematisk samvirke i pelefundamenter

8.2 Fundamentets fleksibilitet

Tradisjonell jordskjelvanalyse av konstruksjoner er basert på antakelsen at konstruksjonens dynamiske respons og dens treghetskrefter ikke har noe virkning på grunnens bevegelser. Med mindre konstruksjonen står på berg eller fast grunn som er mye stivere enn konstruksjonen, er denne antakelsen ikke korrekt. I slike grunn er konstruksjonens respons avhengig av fleksibiliteter til jorda og fundamentet som kan tas hensyn til på en forenklet måte gjennom statiske fjærer. Disse fjærene refereres ofte til jordfjærer eller fundamentstivheter. Figur 8-2 viser skjematisk representasjon av en analysemodell av en bru med fundamentstivheter i horisontal retning, K_{xx} , og rotasjon retning, K_r .

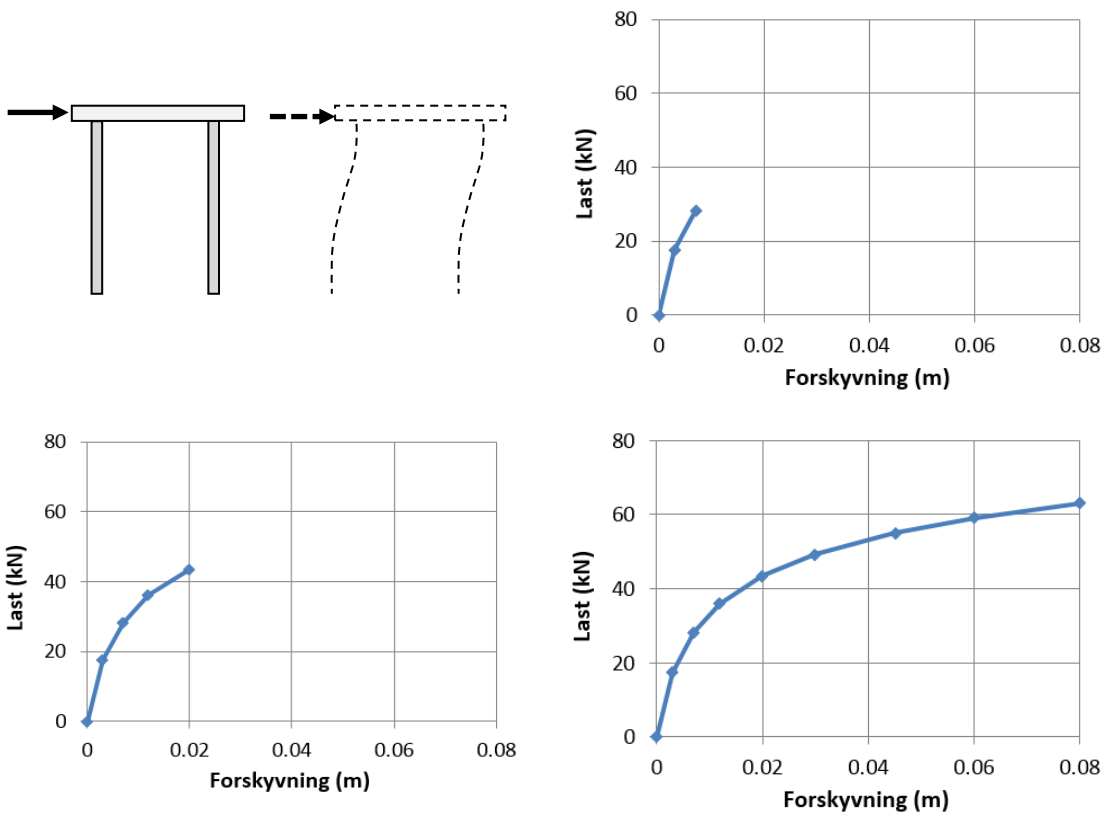


Figur 8-2 Skjematisk representasjon av analysemodell for en konstruksjon med fundamentstivheter i horisontal- og rotasjonsretninger

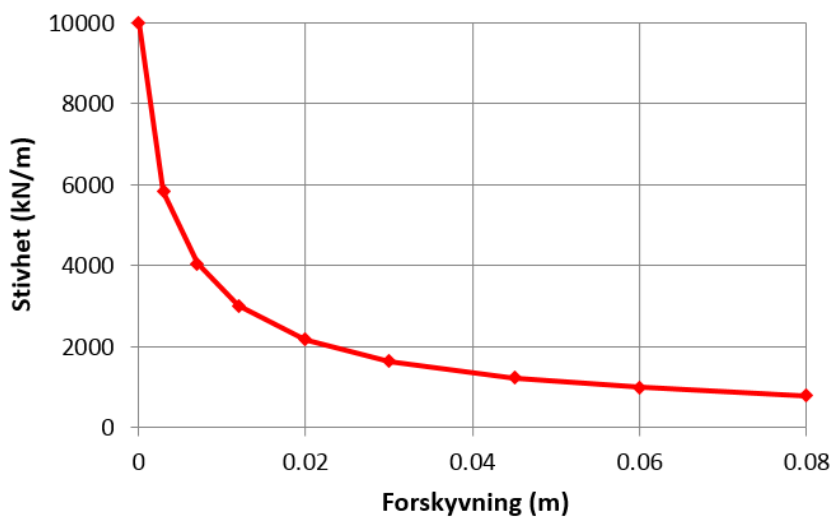
Fundamentstivheter kan beregnes ved hjelp av avanserte elementmetoder ("Finite Element") eller forenklede modeller slik som p-y kurver for peler /3/. Som et eksempel, Figur 8-3 viser fremgangsmåte for beregning av horisontal fundamentstivhet for en pelegruppe. Ved å sette en økende last på pelehode kan man etablere en kurve som gir last, P, som funksjon av forskyvning, u. På grunn av ikke-lineær respons av jord, pleier P-u kurven å være ikke-lineær som vist i figuren. Ved å dividere P med u får man ikke-lineær fundamentstivhet som funksjon av forskyvning som vist i Figur 8-4. Stivheten ved små deformasjoner kalles normalt elastisk stivhet. Formler for å beregne elastiske fundamentstivheter er gitt for forskjellige fundamenttyper i kapittel 9.

RIFs veileder /14/ gir noe mer detaljer angående konsekvensene av å ta hensyn til SSI basert på referansene /21/ og /4/.

Statens vegvesen



Figur 8-3 Eksempel på beregning av ikke-lineær fundamentstivhet i pelefundamenter



Figur 8-4 Eksempel på ikke-lineær fundamentstivhet som funksjon av forskyvning

8.3 SSI ifølge Eurokode

EC8-5 spesifiserer at man må ta hensyn til effektene av dynamisk samvirke mellom jord og konstruksjon for:

- a) Konstruksjoner der annenordens ($P-\delta$) effekter er store;
- b) Konstruksjoner med massive eller dyptliggende fundamenter, slik som broer; offshore senkekasser og siloer;
- c) Slanke, høye konstruksjoner slik som tårn og skorsteiner; dekket i EC8-6;
- d) Konstruksjoner fundamentert på bløte løsmasser med gjennomsnittlig initial skjærbølgehastighet mindre enn 100 m/s, som for grunntype S1.

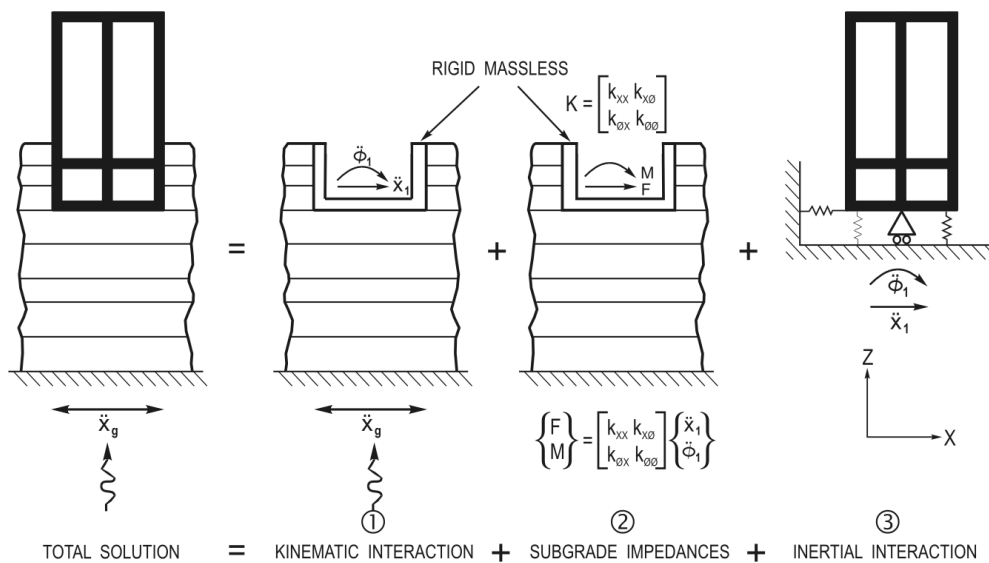
I tillegg skal effektene på pelefundamenter vurderes med hensyn til SSI (se kapittel 10).

8.4 SSI i praksis

I EC8-5 står det ikke noe konkret om hvordan man bør ta hensyn til dynamisk SSI. Nedenfor følger råd om hvordan det kan gjøres.

I en SSI analyse inkluderer man oftest grunnens fleksibilitet ved hjelp av jordfjærer. Figur 8-5 viser elementene i en vanlig samvirkeanalyse.

- 1) Etablere fundamentstivheter for opplagspunktene til konstruksjonen. Dette kan være fjærer som representerer jorden i kontakt mot bunnplate, jord i kontakt med landkar, støttekonstruksjoner, enkeltpeler, pelegrupper, etc.
- 2) Utelate å ta hensyn til kinematisk interaksjon, dvs. dimensjonerende responsspektrum ifølge EC8-1 kan benyttes.
- 3) Utføre seismisk analyse "som vanlig" men med konstruksjon som er støttet på fundamentstivheter etablert i punkt 1.
- 4) Krefter i opplagspunkter må benyttes ved beregning av krefter og ved kapasitetsjekk av peler eller av jordens bæreevne for platefundamenter og kjellervegger.
- 5) Eventuelt kan punkt 3 gjentas med oppdaterte stivheter grunnet jordens ikke-lineære oppførsel som beskrevet i kapittel 8.2.



Figur 8-5 Modell for analyse av samvirke mellom jord og konstruksjon

8.5 SSI analyser i bruer

Ifølge EC8-2, kap. 4.1.4 (2), skal effektene av SSI tas hensyn til når fundamentets fleksibilitet bidrar med mer enn 20 % til totalforskyvningen på toppen av brusøyle grunnet en horisontal enhetslast satt i hvilken som helst retning på toppen av søyle.

Denne kontrollen kan utføres ved at fundamentstivhet beregnes av RIG for et fundament, for eksempel ved hjelp av kapittel 9, og RIB bruker denne stivheten i bunnen av en forenklet modell av søylen og setter enhetslasten i toppen av søylen.

8.6 Partialfaktorer ved bestemmelse av fundamentstivheter

Det anbefales ikke å bruke partialfaktorer ved bestemmelse av fundamentstivheter delvis på grunn av at det på forhånd ikke er klart om en lavere eller høyere stivhet er gunstig eller ugunstig med hensyn til de seismiske kreftene. Det er anbefalt i EC8-2, kap. 4.1.4 (4) at ved tilfeller der det er vanskelig å estimere pålitelige verdier av grunnens mekaniske egenskaper, skal analyser utføres med sannsynlige lave og høye verdier. Høyt estimat av jordstivhet skal benyttes for å bestemme interne krefter og lavt estimat for å bestemme forskyvninger av bruene.

9 Fundamentstivheter

9.1 Jordprofil for beregning av fundamentstivheter

I beregning av fundamentstivheter må man benytte seg av jordparametere som er kompatible med jordens tøyning under jordskjelv. EC8-5, kap. 4.2.3 og tabell 4.1 i samme kapittel gir veiledninger og kriterier for valg av tøyningssavhengig skjærmodul og demping i jord (av grunntype C og D) for slike beregninger.

9.2 Pelefundamenter

EC8-5, NA.C gir ligninger for komponenter i stivhetsmatrisen for enkeltpelefundamenter for forskjellige typer av jordprofiler, se tabell 9-1. Verdier er for et høyrehånds koordinatsystem. Stivhetsmatrisen ved pelehodet er

$$K = \begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HM} \\ K_{HM} & K_{MM} \end{bmatrix}$$

I Tabell 9-1 er Youngs modul, E , funksjon av dybden, z , E_s er jordprofilens Youngs modul på en dybde lik pelediameteren og E_p er pelens ekvivalent Youngs modul.

Pelestivhetene gitt i Tabell 9-1 er gyldige for peler som er lengre enn en såkalt aktiv pelelengde $l_{aktiv}/4$. Den aktive pelelengden er vanligvis 5-10 ganger pelediameteren d . For et jordlag med konstant E-modul kan aktiv lengde estimeres ifølge $l_{aktiv} \approx 2d(E_p/E_s)^{0,25}$.

Tabell 9-1 Komponenter i stivhetsmatrisen for en enkel pel (ref. EC8-5 NA.C)

Jordmodell\Stivhet	$\frac{k_{HH}}{dE_s}$	$\frac{k_{MM}}{d^3E_s}$	$\frac{k_{HM}}{d^2E_s}$
$E = E_s \cdot z/d$	$0,60 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,35}$	$0,14 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,80}$	$-0,17 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,60}$
$E = E_s \sqrt{z/d}$	$0,79 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,28}$	$0,15 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,77}$	$-0,24 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,53}$
$E = E_s$	$1,08 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21}$	$0,16 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75}$	$-0,22 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,50}$

9.2.1 Innspenningslengde og dekoblingspunkt

Fordi noen programvarer for konstruksjonsberegninger ikke kan håndtere matriser med koblingsstermer k_{HM} , kan et sett av ukoblede horisontal- og rotasjonsfjærer etableres ved

hjelp av et stivt legeme av lengde l , koblet til konstruksjonen ved pelehode eller i underkant av brusøylen. De ukoblede horisontal- og rotasjonsfjærene kan settes direkte ved den nedre enden (= dekoblingspunktet) av det stive legemet. Legemets lengde beregnes som

$$l = \frac{k_{HM}}{k_{HH}}$$

og gir da den ukoblede stivhetsmatrisen

$$K' = \begin{bmatrix} k_{HH} & 0 \\ 0 & k'_{MM} \end{bmatrix}$$

Hvor rotasjonsstivheten ved dekoblingspunktet er

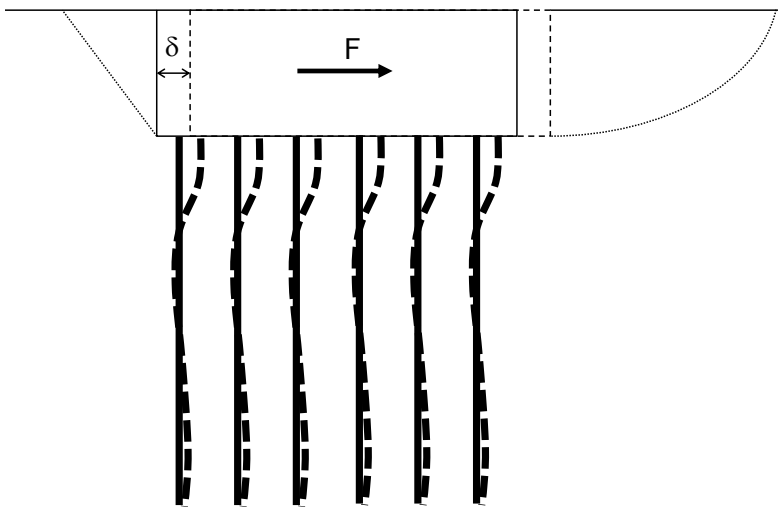
$$k'_{MM} = k_{MM} - k_{HH}l^2$$

Lengden l kan bestemmes med ligninger i Tabell 9-1 eller ved hjelp av et beregningsverktøy som Geosuite piles. Dette gjøres ved å sette et moment, M , på fundamentet og beregne forskyvningen, u , og rotasjonen, θ , ved peletoppen. Da er $l = u/\theta$.

9.2.2 Bidrag av pelehode til stivhet for peler og pelegrupper

Ofte er en del av pelehodet nedgravd i grunnen og har da sidestøtte fra jord som bidrar til stivheten av pelefundamentet. Bidrag fra jord som kan være i kontakt med underside av pelehode er ofte sett bort fra fordi kontakten er svekket på grunn av at jorden setter seg mer enn pelehodet.

Bidrag til pelestivhet fra sidestøtte av jorden på pelehodet kan forenklet beregnes gjennom å anta en kraft, F , mot pelehodet grunnet full mobilisering av passivt jordtrykk og en forskyvning, δ , nødvendig for mobilisering av jordtrykket, se figur 9-1. Stivhetsbidraget blir da $\Delta K = F/\delta$. Typiske verdier for forskyvninger nødvendige for 50 % og 100 % mobilisering er gitt i EC7-1, tabell C.2.



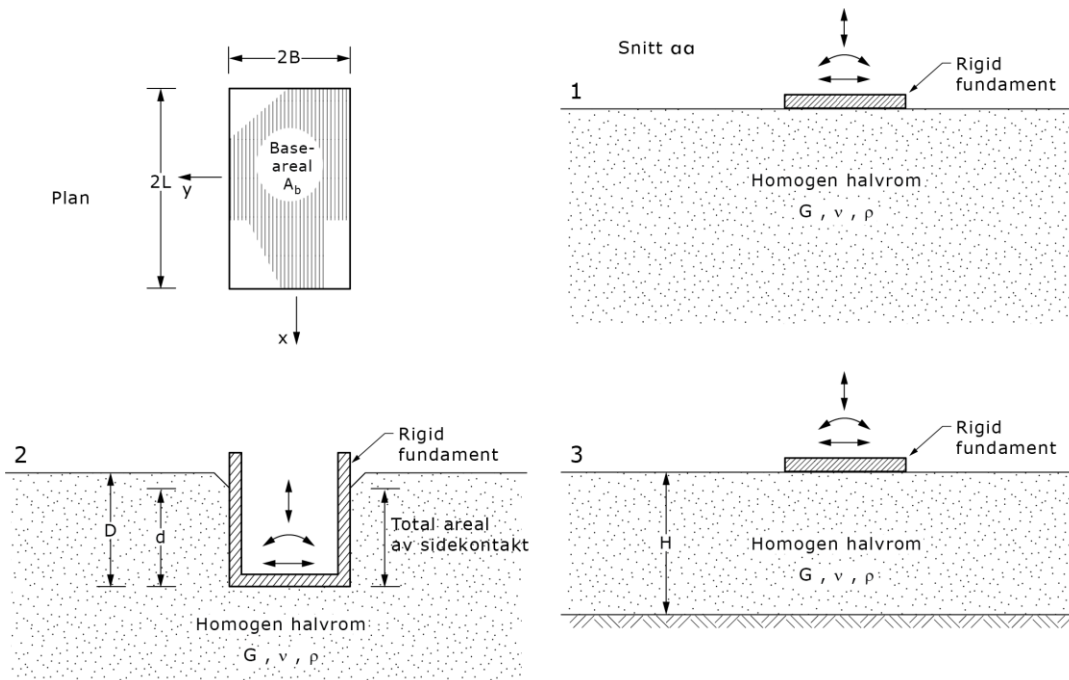
Figur 9-1 Skisse av bidrag fra sidestøtte mot pelehode til pelestivhet

9.3 Sålefundamenter

Nedenfor følger ligninger for stivheter for sålefundamenter basert på statiske stivheter gitt i referanse i /4/.

Tabell 9-2 gir ligninger for kvadratiske sålefundamenter på overflaten av homogen jord. Referanse /4/ gir også ligninger for rektangulære sålefundamenter. Referansen angir også koeffisienter for å estimere dynamiske stivheter som kan brukes for å beregne jordas tilleggs masse, såkalt "added soil mass", og geometrisk dempning.

Tabell 9-3 gir ligninger for nedgravde sålefundamenter.



Figur 9-2 Forklaring på parametere som er brukt i stivhetsligninger nedenfor

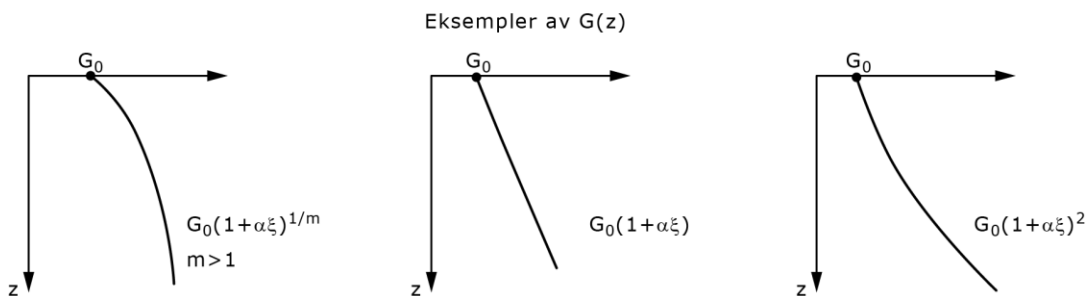
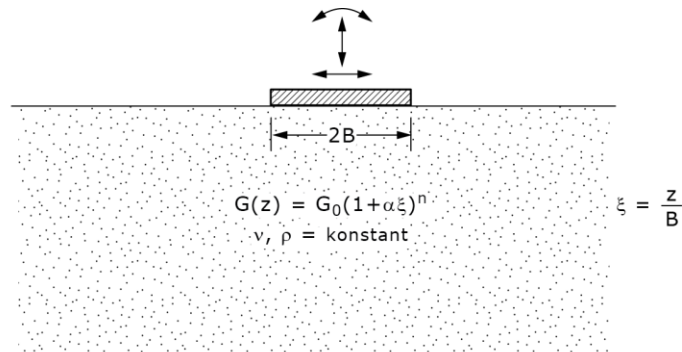
Tabell 9-2 Ligninger for statiske stivheter for kvadratiske platefundamenter på overflaten av et homogen jordprofil (etter /4/)

Retning	Ligning
Vertikalstivhet, K_z	$K_z = \frac{4.54GB}{1 - \nu}$
Horisontalstivhet, K_h	$K_h = \frac{9GB}{2 - \nu}$
Rotasjonsstivhet, K_θ	$K_\theta = \frac{3.6GB^3}{1 - \nu}$
Torsjonsstivhet, (vridning rundt vertikal akse) K_t	$K_t = 8.3GB^3$

Tabell 9-3 Ligninger for statiske stivheter for platefundamenter nedgravet i et homogent jordprofil (etter /4/)

Retning	Ligning for faktor for å ta hensyn til nedgravningsdybde
Vertikal K_z	$F_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} (1 + 1.3\chi) \right] \times \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{A_b} \right)^{2/3} \right]$ $K_{z,nedgravd} = K_{z,overflate} \times F_z$ <p>$K_{z,overflate}$ beregnes ved ligning i Tabell 9-2. A_w er arealet for delen av sidene som er i kontakt med jorden. A_b er arealet av undersiden av sålen som er i kontakt med jord. D er dybden fra løsmassenes overflaten til underkant såle. $\chi = \frac{A_b}{4L^2}$</p>
Horisontal K_h	$F_h = \left[1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \times \left[1 + 0.52 \left(\frac{h A_w}{B L^2} \right)^{0.4} \right]$ $K_{h,nedgravd} = K_{h,overflate} \times F_h$ <p>Hvor $h = D-d/2$. $K_{h,overflate}$ beregnes ved likning i Tabell 9-2. Se også beskrivelse ovenfor av parametere.</p>
Vipping om: Horisontal akse K_θ	$F_\theta = 1 + 1.26 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$ $K_{h,nedgravd} = K_{h,overflate} \times F_h$
Torsjon K_t	$F_t = 1 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$ $K_{t,nedgravd} = K_{t,overflate} \times F_t$

9.3.1 Effekt av økende skjærmodul med dybden



Figur 9-3 Eksempel på jordprofiler med økende stivhet med dybde

Tabell 9-4 Ligninger for statiske stivheter for platefundamenter på overflaten av et halvrom med økende skjærmodul med dybden (etter /4/)

Retning	Ligning
Vertikal stivhet, K_z	$K_z = \frac{4.54}{1 - \nu} G_o B (1 + \alpha)^n$
Horisontal stivhet, K_h	$K_x \cong \frac{9}{2 - \nu} G_o B \left(1 + \frac{1}{2} \alpha\right)^n$
Rotasjonsstivhet, K_θ	$K_\theta \cong \frac{3.6}{1 - \nu} G_o B^3 \left(1 + \frac{1}{3} \alpha\right)^n$
Torsjon, K_t	$K_t \cong 7.93 G_o B^3 \left(1 + \frac{1}{10} \alpha\right)^n$

9.3.2 Likninger for stivheter for homogent lag over fjell

Tabell 9-5 Ligninger for statiske stivheter for sirkulære platefundamenter på overflaten av et homogent lag over fjell (etter /4/)

Retning	Ligning
Vertikalstivhet, K_z	$K_z = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.3 \frac{R}{H} \right)$
Horisontalstivhet, K_h	$K_h = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + 0.5 \frac{R}{H} \right)$
Rotasjonsstivhet, K_θ	$K_\theta = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + 0.17 \frac{R}{H} \right)$
Torsjonsstivhet, K_t (vridning rundt vertikal akse)	$K_t = \frac{16}{3} GR^3 \left(1 + 0.10 \frac{R}{H} \right)$

9.4 Eksempelberegning av stivheter

9.4.1 Eksempel for beregning av stivheter til enkelt pelefundament

Peletype: 180 mm stålkjernerpele med foringsrør 273 mm.

Jordprofil: homogen dyp bløt leire med $c_u^{DSS} = 20$ kPa ; $I_p = 30$ %, $\rho_1 = 1800$ kg/m³.

Peledata: $d = 0,273$ m; $E_p = 1,9$ GPa; $I = 0,013$ m⁴; siden tverrsnittet er sammensatt, er E_p en ekvivalent Youngs modul for hele tverrsnittet, som gir riktig bøyestivhet $E_p I$.

Jordparametere: Ved å bruke likning (4.1) får man $G_{max} = G_s = 19$ MPa som med tverrkontraksjonstall, $\nu = 0,495$ (mettet leire), blir Youngs modul, $E_s = 56$ MPa.

Ved hjelp av ligninger i Tabell 9-1 beregnes horisontalstivheten lik $1,08 \cdot (1900/56)^{0,21} \cdot 0,273 \cdot 56 = 35$ MN/m

Pelestivhetene er sammenstilt i Tabell 9-6.

Tabell 9-6 Beregnede komponenter i stivhetsmatrisen for en enkelt pele

$\frac{k_{HH}}{dE_s}$	$\frac{k_{MM}}{d^3E_s}$	$\frac{k_{HM}}{d^2E_s}$
2,3	2,3	-1,3
k_{HH}	k_{MM}	k_{HM}
35 [MN/m]	2,6 [MNm/rad]	- 5,4 [MN/rad]

9.4.2 Eksempelberegning av sålefundament

Horisontalstivhet for en $3 \times 3 \times 1,5 \text{ m}^3$ sålefundament nedgravet til 1,5 m dybde beregnes som følger.

Skjærmodulen og tverrkontraksjonstallet er som i eksempelet ovenfor, dvs. 19 MPa og 0,495. Det gir en horisontalstivhet for en plate på overflaten

$$K_h = \frac{9GB}{2 - \nu} = \frac{9 \times 19 \text{ MPa} \times 1,5}{2 - 0,495} = \underline{170 \text{ MN/m}}$$

For å ta hensyn til nedgravd dybdes bidrag til stivheten beregnes med faktoren

$$F_h = \left[1 + 0,15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \times \left[1 + 0,52 \left(\frac{h A_w}{B L^2} \right)^{0,4} \right]$$

h er avstanden definert som $D - d/2$ i Figur 9-2.

$$F_h = \left[1 + 0,15 \sqrt{\frac{1,5}{1,5}} \right] \times \left[1 + 0,52 \left(\frac{1,5 - 0,75}{1,5} \times \frac{12 \times 1,5}{1,5^2} \right)^{0,4} \right] = 2,2$$

$$K_{h, \text{nedgravd}} = K_{h, \text{overflate}} \times F_h = \underline{374 \text{ MN/m}}$$

I dette tilfellet bidrar nedgravningsdybde med 1,2 ganger stivheten av fundamentet.

10 Dimensjonering av peler og pelegrupper for seismiske laster

En tidlig versjon av teksten i dette avsnittet er lagt til grunn for tilsvarende avsnitt i Peleveiledningen /3/.

10.1 Jordskjelvkrefter

Som beskrevet i kapittel 8 er pelefundamenter under seismisk påvirkning utsatt for to typer krefter:

- Krefter på grunn av treghetslaster fra overliggende konstruksjon
- Krefter på grunn av kinematisk interaksjon med omliggende jord

Begge disse kreftene er avhengige av dimensjonerende grunnakselerasjon på overflaten, a_g . Denne akselerasjonen er bestemt av RIG i samarbeid med RIB, basert på lokasjon,

grunntype og seismisk klasse av konstruksjonen (se kapittel 5 for bestemmelse av a_g og seismisk klasse).

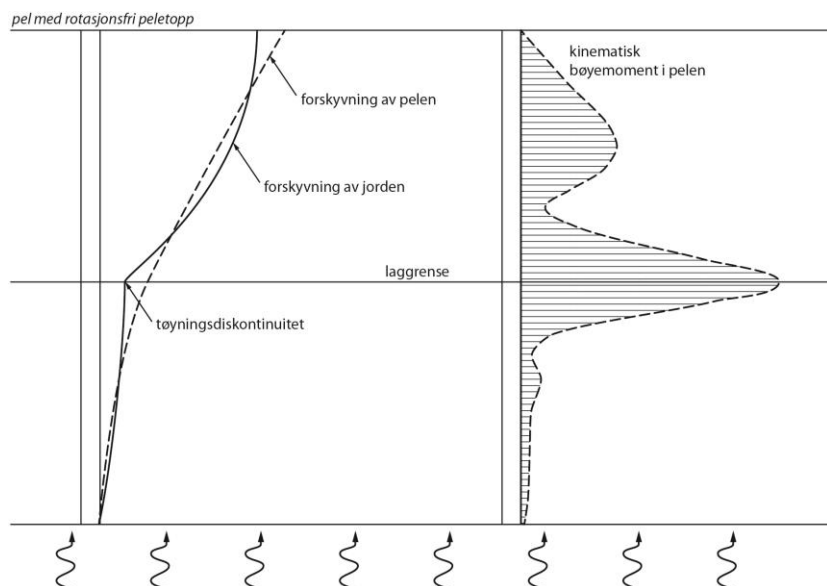
10.1.1 Treghetskrefter

Treghetslastene oppstår når massen av overliggende konstruksjon settes i bevegelse under et jordskjelv. Disse lastene beregnes av RIB med støtte fra RIG, blant annet i valg av grunntype og eventuelt beregning av jordfjærer når det utføres jordkonstruksjon samvirkeanalyse (se /3/ kap. 11.12.3). Lastvirkningen i pelene beregnes av RIG, og her kan det benyttes samme metoder og verktøy som for andre påvirkninger (for eksempel vindlast). Lastvirkningen i pelene er ofte størst i eller nær peletopp.

10.1.2 Kinematiske krefter

I tillegg til lastvirkning fra treghet, oppstår det deformasjoner og tilhørende kinematiske krefter i pelen på grunn av seismisk bølgeforplantning i jorda. Begrepet ”kinematisk” brukes for å understreke at disse kreftene er direkte relatert til deformasjon i den omliggende jorden. Lastvirkningen i pelen på grunn av dette er helt uavhengig av treghetspåvirkningen, og beregnes av RIG.

De kinematiske kreftene er ofte små i forhold til treghetskreftene, med unntak i lagdelt jord når det er stor forskjell i stivhet mellom lagene (typisk ved faktor større enn 3). Figur 10-1 viser en forenklet skisse av deformasjon og kinematisk momentfordeling i en pel som går gjennom et lagdelt jordprofil.



Figur 10-1 Skjematiske illustrasjoner av kinematisk lastvirkning på en pel i lagdelt jordprofil

I henhold til EC8-5, kap. 5.4.2 (6)P skal bøyemoment på grunn av kinematisk interaksjon mellom pel og jord kun beregnes dersom begge punktene nedenfor gjelder:

- a) Jordprofilen er grunntype D (eller E med samme type jord), meget sensitiv leire eller sand som kan gå over i flytefase, og har lagdeling med skarp stivhetsforskjell mellom lagene (grunntype D er i henhold til EC8 jord med skjærbølgeløshastighet lavere enn 180 m/s, typisk løs sand eller bløt leire).
- b) Byggestedet ligger i et område med moderat eller høy seismisitet, det vil si der $a_g S$ er større enn 0,1g, og den overliggende konstruksjonen er i seismisk klasse III eller IV.

Dersom både a) og b) gjelder må kinematisk moment beregnes og kombineres med treghetslastvirkningen i peledimensjoneringen. Kinematisk moment kan beregnes ved rigorøse kontinuumsmodeller (for eksempel /6/), enkle dynamiske modeller basert på lineære jordfjærer (for eksempel /12/), ikke-lineære p-y kurver, eller tilnærmede empiriske uttrykk. Det følgende presenterer en empirisk metode for beregning av kinematisk bøyemoment i jordprofiler med mykt lag over stivere lag (/12/).

Gitt et mykt lag over et stivere lag (Figur 10-1), kan det kinematiske momentet i pelen ved overgangen mellom de to lagene estimeres som

$$M = 2EI \left(\frac{\varepsilon_p}{\gamma_1} \right) \gamma_1 / d \quad (10.1)$$

hvor E = elastisitetsmodul av pel, I = arealtreghetsmoment av peletverrsnittet, d = pelens diameter, ε_p = tøyning i pelen på grunn av jordskjelvet og γ_1 = forventet skjærtøyning i det øverste laget på grunn av jordskjelvet, beregnet som

$$\gamma_1 = \rho_1 h_1 a_g S / G_1 \quad (10.2)$$

G_1 , ρ_1 og h_1 betegner henholdsvis skjærmodul ved små tøyninger, massetetthet og tykkelse av det øverste jordlaget. Skjærmodul for små tøyninger, G_1 , kan beregnes ved hjelp av empiriske uttrykk for ulike jordtyper (se kap. 4)). For eksempel, for normalkonsolidert leire kan likning (4.1) brukes.

Den normaliserte tøyningen i pelen kan beregnes som

$$\left(\frac{\varepsilon_p}{\gamma_1} \right) = \frac{(c^2 - c + 1) \left\{ \left[3 \left(\frac{k_1}{E} \right)^{1/4} \left(\frac{h_1}{d} \right) - 1 \right] c(c - 1) - 1 \right\}}{2c^4 \frac{h_1}{d}} \quad (10.3)$$

hvor $k_1 = 3G_1$ og c er stivhetsforholdet mellom lagene gitt ved

$$c = \left(\frac{G_2}{G_1} \right)^{0.25} \quad (10.4)$$

G_2 er skjærmodul for små tøyninger i det nedre laget. Typiske verdier av ε_p/γ_1 er fra 0,05 til 0,15.

Kinematisk krefter oppstår også i peletopp dersom pelen er fastholdt mot rotasjon i pelehodet. I dette tilfellet kan kinematisk bøyemoment beregnes som

$$M = \rho EI \frac{a_g S}{G_1} \quad (10.5)$$

Momentet grunnet kinematisk samvirke kan konservativt legges direkte til momentet grunnet tregthetssamvirke. Alternativt kan en SRSS-regel ("square-root-of-sum-of-squares") benyttes for å kombinere tregthetsmomentet og det kinematiske momentet.

Beregningseksempel 1 (etter Peleveiledningen 2012):

Utstøpt stålrørspel i jordprofil med 10 meter bløt leire over sand.

Pel: $d = 0,80 \text{ m}$; $E = 4,5E7 \text{ kPa}$; $I = 0,02 \text{ m}^4$ (siden tverrsnittet er sammensatt, er E her en ekvivalent E-modul for hele tverrsnittet, som gir riktig bøyestivhet EI)

Lag 1 (leire): $c_u^{\text{DSS}} = 10 \text{ kPa}$; $I_p = 25 \%$; $\rho_1 = 1800 \text{ kg/m}^3$; $h_1 = 10 \text{ m}$

Lag 2 (sand): $G_2 = 100\,000 \text{ kPa}$

Seismisk inndata: $a_g S = 0,105g = 1,03 \text{ m/s}^2$

Benytter ligning (4.1) for beregning av G_1 i normalkonsolidert leire, som gir $G_1 = 12\,050 \text{ kPa}$

$$c = (100\,000/12\,050)^{0,25} = 1,7$$

$$k_1 = 3 * 12\,050 \text{ kPa} = 36\,150 \text{ kPa}$$

Setter inn i ligning (10.2) og (10.3) og får tøyningene

$$\gamma_1 = 0,00154$$

$$\left(\frac{\varepsilon_p}{\gamma_1}\right) = 0,056$$

Til slutt beregnes det kinematiske momentet etter (10.1) som

$$M = 2 * 4,5E7 * 0,02 * 0,056 * 0,00154/0,80 = \underline{194 \text{ kNm}}$$

Beregningseksempel 2:

180 mm stålkjernepel med foringsrør 273 mm i jordprofil med 10 meter bløt leire over et lag med 9 ganger stivere jord (for eksempel stiv leire).

Pel data: $d = 0,273 \text{ m}$; $E = 1.9 \text{ GPa}$; $I = 0,013 \text{ m}^4$ (siden tverrsnittet er sammensatt, er E her en ekvivalent E-modul for hele tverrsnittet, som gir riktig bøyestivhet EI)

Lag 1 (leire): $c_u^{\text{DSS}} = 12 \text{ kPa}$; $I_p = 30 \%$; $\rho_1 = 1800 \text{ kg/m}^3$; $h_1 = 10 \text{ m}$

Lag 2 (sand): $G_2 = 100 \text{ MPa}$

Seismisk inndata: $a_g S = 0.8 * 0.55 * 1.65 * 1.4 = 1.02 \text{ m/s}^2$ $a_g S = 0,104g$ (Oslo, grunntype E og seismisk klasse 3)

Benytter ligning **Feil! Fant ikke referanseilden.** for beregning av G_1 i normalkonsolidert leire, som gir $G_1 = 11\,233 \text{ kPa}$

$$c = 1,73$$

$$k_1 = 33\,700 \text{ kPa}$$

Setter inn i ligning (10.2) og (10.3) og får tøyningene
 $\gamma_1 = 0,0016$

$$\left(\frac{\varepsilon_p}{\gamma_1}\right) = 0,166$$

Til slutt beregnes det kinematiske momentet etter (10.1) som

$$M = 2 * 1,9E9 * 0,013 * 0,166 * 0,0016 / 0,273 = \underline{50 \text{ kNm}}$$

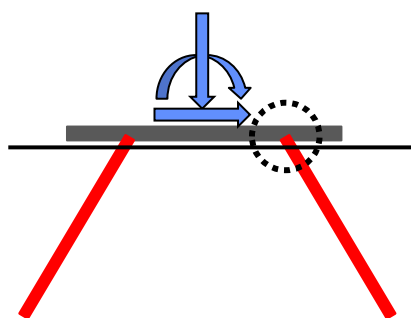
For kapasitetskontroll skal kinematisk moment i stålkjernen beregnes etter samme likning ved å bruke EI av stålkjernen.

10.2 Skråpeler

Skråpeler er en utfordring med tanke på seismisk påvirkning, og derfor advarer de fleste standarder mot bruk av skråpeler med mindre spesielle hensyn blir tatt. Årsaken til problematikken er (se også Figur 10-2):

- Mulig tilleggsmoment på grunn av setninger i jorden.
- Hovedmekanismen for horisontalt lastopptak er som aksialkrefter i skråpelerne. Disse kreftene kan bli uforholdsmessig store.

Det anbefales derfor at horisontallaster ikke tas opp av skråpeler, men for eksempel av jordtrykk mot kjellervegger eller pelehoder.



Figur 10-2 Kritisk sone i skråpel under seismisk påvirkning

Dersom skråpeler benyttes kan beregning av fundamentstivhet og tregghetskrefter utføres med samme verktøy som for vertikale peler. Imidlertid anbefales at skråpeler plasseres og orienteres symmetrisk, og innfestingen av peler utføres enten i henhold til duktilitetskravene i resten av konstruksjonen eller designes for konstruksjonsfaktor $q=1$.

Beregning av kinematiske krefter i skråpeler krever derimot spesielle verktøy som tar hensyn til reell bølgeforplantning og dens samspill med pelene. Disse analysene bør derfor utføres av personer med spesialkompetanse innen jordskjelv.

10.3 Beregning av interne krefter i pelegrupper

EC8-5, kap. 5.4.2 3(P) gir retningslinjer for beregning av interne krefter i pelene grunnet treghetskrefter. Noen av anbefalingene er nok vanskelige å imøtegå grunnet mangel på relevant programvare for å ta hensyn til dynamisk pel-til-pel samvirke. Programvare som for eksempel "Novapoint GeoSuite Piles" håndterer i hvert fall statisk pel-til-pel samvirke, se /22/.

10.4 Sjekkliste peledimensjonering

1. Anta peletyper og dimensjoner (se for eksempel /3/).
2. Basert på normalisert akselerasjon $a = \alpha \cdot S = (a_g/g) \cdot S$, skal skjærmodulprofil degraderes ifølge EC8-5, tabell 4.1.
3. Hvis en SSI analyse skal utføres av RIB, etablere pelestivheter ifølge kapittel 9 over.
4. Beregn interne krefter i pelen/pelegruppen grunnet treghetssamvirke med laster fra RIB statiske og jordskjelvanalyser ved hjelp av metoder beskrevet i /3/.
5. Eventuelt etabler oppdaterte pelestivheter grunnet ikke-lineær oppførsel av jord for gjentatt jordskjelvanalyse av RIB og gjenta punkt 2.
6. Beregne kinematisk samvirkekrefter hvis begge betingelsene i EC8-5, kap. 5.4.2 (6)P er gyldige.
7. Kombiner krefter i pelen grunnet treghetssamvirke (punkt 4) og kinematisk samvirke (punkt 6)
8. Sjekk pelekapasitet for beregnede pelekrefter

11 Geoteknisk dimensjonering av sålefundamenter for seismiske laster

EC8-5, kapittel 5.4.1 i gir bestemmelser og retningslinjer for dimensjonering av grunne og nedgravde platefundamenter.

EC8-5, Annex F gir informasjon om hvordan den seismiske bæreevne for platefundamenter kan kontrolleres.

12 Seismisk dimensjonering av støttekonstruksjoner

Designprinsipper for støttekonstruksjoner gjelder forskjellige type konstruksjoner slik som gravitasjonsmurer og spunt, med eller uten innspenning.

EC8-5, kapittel 7 angir detaljerte krav for fyllinger bak støttevegger og design av støttekonstruksjoner under jordskjelvpåkjennning. Det stilles også krav til drenerings-systemer og sikkerhet mot liquefaction. Støttekonstruksjonene skal dimensjoneres slik

at de beholder sin funksjon etter designjordskjelvet uten signifikant strukturell skade. I tillegg skal permanente deformasjoner være akseptable ut fra funksjonelle krav. I alle tilfeller, må geoteknisk stabilitet påvises å være tilstrekkelig i henhold til kravene i EC8-5.

I henhold til EC1-1-6, NA.4.13 og i EC0, tabell 2.1, kan det sees bort fra seismiske krefter for midlertidige konstruksjoner dersom de ikke berører eksisterende konstruksjoner eller områdestabilitet. For permanente støttekonstruksjoner skal seismiske krefter inkluderes.

Jordskjelv kan kategoriseres som en ulykkeshendelse ifølge EC0. Derfor, må man følge praksis som for andre ulykkeshendelser, som f. eks stagbortfall. Som vist i EC0, tabell NA.A.1.3 skal karakteristiske jordparametere og laster brukes i design av konstruksjonen (stag, puter, etc.).

12.1 Analysemetoder for beregning av laster på støttekonstruksjoner

Jordskjelvsrespons av støttekonstruksjoner kan beregnes ved hjelp av to typer analysemetoder:

- i) ikke-lineære dynamiske analyser, for eksempel ved hjelp av FEM, som tar hensyn til samvirke mellom jord og støttekonstruksjon og hydrodynamiske effekter fra vann i fyllingen. Slike analyser krever spesielle verktøy og kunnskap om jordoppførsel under forskjellige dreneringsforhold, og er derfor ikke anbefalt for vanlige design.
- ii) pseudo-statiske metoder der man bruker ekvivalente statiske laster for å representere jordskjelvpåvirkning. Denne metoden er foreslått i EC8-5, kap. 7.3.2, og er forklart i 12.1.1.

12.1.1 Pseudo-statisk analyse

Den seismiske påvirkningen i denne type analyse representeres som ekvivalente horisontale og vertikale laster ved hjelp av horisontale og vertikale seismiske koeffisienter k_h og k_v som følger:

$$k_h = \alpha S / r \quad (12.1)$$

$$k_v = \pm 0,33 \cdot k_h \quad (12.2)$$

hvor $\alpha = a_g/g$, S er forsterkningsfaktor, og r er en parameter som varierer mellom 1,0 og 2,0 avhengig av støtteveggen antatte forskyvning under jordskjelv. Verdier av r er definert i EC8-5, tabell 7.1. Pseudo-statiske laster defineres ved å multiplisere alle massene (jord og støttekonstruksjon) med seismiske koeffisienter.

Eksempel: Beregning av seismiske koeffisienter for en støttevegg i grunntype B i Oslo som er antatt å tilhøre seismisk klasse II.

$$\alpha = a_g/g = \gamma_I \cdot 0,8 \cdot a_{g,40Hz} / g = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 0,55 / 9,81 = 0,045$$

$$k_h = 0,045 \cdot 1,3 / 1,0 = 0,058$$

$$k_v = \pm 0,33 \cdot 0,058 = \pm 0,019$$

Fordelen med denne analysemetoden er at ved å inkludere ovennevnte pseudostatistiske laster kan det brukes samme beregningsverktøy og modell som brukes for geoteknisk stabilitet av støttekonstruksjonen, lastfordeling på støttekonstruksjonen og eventuelle stag. Forskjellen er at man må endre jordparametere for å ta hensyn til jordskjelvbelastning som beskrevet i kapittel 2 av rapporten. For eksempel, for kohesjonsmaterialer, må man ta hensyn til degradering for å redusere skjærfastheten, og man kan ta hensyn til tøyningshastighet "rate effect" for å øke skjærfastheten. I tillegg bør man kontrollere post-jordskjelv stabilitet ved å fjerne pseudo-statiske laster og bruke degraderte jordparametere. Hvis fyllmaterialet antas å være drenert, er det ikke behov for en post-jordskjelv analyse.

12.1.2 Analytisk pseudo-statisk metode ifølge EC8-5

I EC8-5, Annex E er det gitt likninger for beregninger av seismisk jordtrykk mot støttekonstruksjoner basert på Mononobe-Okabe metoden med forskjellige modifiseringer avhengig av løsmassenes permeabilitet og grunnvannstand. De ovennevnte seismiske koeffisientene, k_h og k_v , er inndata i disse likninger. Metoden gjelder strengt tatt rigide konstruksjoner og jordtrykk fra friksjonsmasser.

Den totale lasten på en støttekonstruksjon (som er antatt å rotere og/eller forskyve seg under jordskjelv), beregnes ifølge uttrykket

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (12.3)$$

Hvor jordtrykkskoeffisient K er beregnet ved hjelp av følgende likning

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (12.4)$$

Ligningen kan brukes gitt at følgende forutsetning er oppfylt:

$$\beta \leq \phi'_d - \theta \quad (12.5)$$

EC8-5, NA.E.4 gir fremgangsmåte der (12.5) ikke er oppfylt. Jordtrykkskoeffisient K for passiv side kan regnes ut ved hjelp av formel EC8-5, NA.E (E.4).

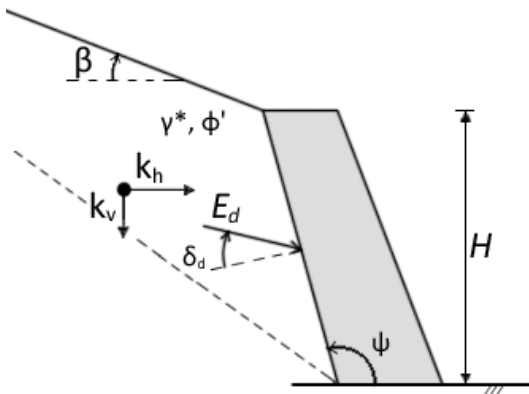
E_{ws} og E_{wd} er henholdsvis statisk og dynamisk porevanntrykk i løsmassene bak støttemuren (eller på sjøsiden for kaikonstruksjoner), og γ^* er gjeldende tyngdetetthet. Dersom grunnvannstand ligger lavere enn støttemuren er $\gamma^* = \gamma$ (se for øvrig EC8-5 NA.E.5-E.7). Jordskjelvet tas inn i formel (12.4) med vinkelen θ , som er definert som (12.6).

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad (12.6)$$

De andre parameterne er forklart i EC8-5 NA.E og vist i Figur 12.1.

Angrepspunktet til det dynamiske tillegget av jordtrykket (ΔE_d) kan plasseres på $0,6 \cdot H$ fra foten av støttekonstruksjonen /8/.

$$\Delta E_d = E_d - E \quad (12.7)$$

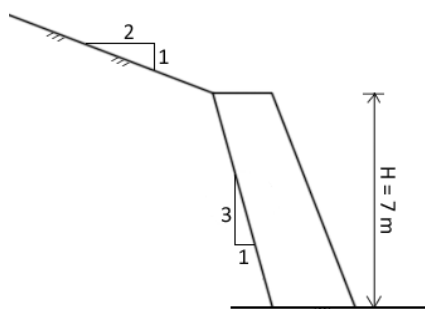


Figur 12-1 Parametere i likningen for jordtrykk fra jordskjelv

Eksempel: Jordtrykk på støttemur på støttemur fra jordskjelv.

En 7 m høy støttemur, som heller mot bakfyllingen 3:1. Skråningshelning på terreng bak muren 1:2.

Forutsetninger: Drenert bakfylling som gir $E_{ws} = 0$, $E_{wd} = 0$ og $\gamma^* = \gamma$. Friksjonsmasser i bakfyllingen og parametere som i tabellen under. Friksjonsvinkel mellom jord og mur er antatt som $\delta_d = 2/3 \cdot \phi'_d$.



Figur 12.2 Støttekonstruksjon for eksempel for jordtrykk.

Parameter	
Friksjonsvinkel	$\phi' = 42^\circ$
Tyngdetetthet jord	$\gamma^* = 19 \text{ kN/m}^3$
Jordskjelvkoeffisient horisontalt	$k_h = 0,070$
Jordskjelvkoeffisient vertikalt	$k_v = 0,023$
Materialfaktor	$\gamma_{\phi'} = 1,2$

Beregner vinkler:

Friksjonsvinkel jord, dim.	$\phi'_d = 36,9^\circ*$
Friksjonsvinkel jord-vegg, dim.	$\delta_d = 24,6^\circ$
$\tan(\theta) = k_h/(1-k_v)$	$\theta = 4,11^\circ$
Terrenghelning bak mur	$\beta = 26,5^\circ$
Vinkel mur bak	$\psi = 108,5^\circ$

* dimensjonerende friksjonsvinkel er beregnet fra $\tan(\phi'_d) = \tan(\phi') / \gamma_{\phi'}$

Kontrollerer vilkåret i formel (12.6) og velger riktig formel for jordtrykkskoeffisient. Setter vinklene inn i formlene (12.4) og (12.3) og får $K = 0,236$ og $E_d = 112,5 \text{ kN/m}$.

Man skal også beregne E_d med motsatt fortegn for k_v . I dette tilfellet gir dette lavere last.

Ved å sette $k_h = k_v = 0$ og kan man beregne jordtrykk uten jordskjelv med de samme formlene. Dette gir $K = 0,166$ og $E = 77,4 \text{ kN/m}$. Det dynamiske tillegget fra jordskjelvet blir dermed: $\Delta E_d = E_d - E = 112,5 \text{ kN/m} - 77,4 \text{ kN/m} = 35,1 \text{ kN/m}$

Den statiske delen av kraften E_d settes på $H/3$ og den dynamiske på $0,6 \cdot H$. Angrepspunktet h for E_d kan dermed regnes ut på følgende måte:

$$h = (E \cdot H/3 + E_d \cdot 0,6 \cdot H) / E_d$$

$$= (77,4 \text{ kN} \cdot 7 \text{ m} / 3 + 35,1 \text{ kN} \cdot 0,6 \cdot 7 \text{ m}) / 112,5 \text{ kN} = 2,9 \text{ m}$$

12.2 Laster på stive støttekonstruksjoner.

Jord i kontakt med stive støttekonstruksjoner, som for eksempel landkar, utøver et lateralt (dynamisk) tilleggstrykk på veggene. Den dynamiske lasten kan estimeres fra følgende uttrykk:

$$\Delta P_d = \alpha S \gamma H^2 \quad (12.8)$$

hvor $\alpha = a_g/g$, S er forsterkningsfaktor, γ er jordens egenvekt og H er høyden på kjellerveggen. Lasten settes på veggen i en høyde lik $H/2$ og kan distribueres uniformt.

Eksempel: Jordtrykk på en 10 m dyp kjellervegg i grunntype D, med en egenvekt lik 18 kN/m³, i Oslo. Konstruksjonen er antatt å tilhøre seismisk klasse II.

$$\alpha = a_g/g = 0,8 \cdot a_{g,40\text{Hz}} \cdot \gamma_I / g = 0,8 \cdot 0,55 \cdot 1,0 / 9,81 = 0,045$$

$$S = 1,55$$

$$\Delta P_d = 0,045 \cdot 1,55 \cdot 18 \cdot 10^2 = 125 \text{ kN/m}$$

12.3 Stag

Stag er omtalt i EC8-5, kapittel 7.4.2. og skal dimensjoneres i henhold til likevekt av den kritiske jordmassen under et jordskjelv. Dette betyr at dersom en støttekonstruksjon er stagforankret i løsmasser skal stagene ha innfestingssone utenfor bruddsonen. Stagene skal også ha tilstrekkelig kapasitet til å tilpasse seg de seismiske deformasjonene i grunnen.

Staglengde skal bestemmes til å være lenger enn for ikke-seismiske laster. EC8-5, kap. 7.4.2 (5) oppgir at staglengden L_e kan estimeres med ligning (12.9).

$$L_e = L_s (1 + 1,5 \alpha S) \quad (12.9)$$

Hvor L_s er staglengde for statiske laster. Dersom stag benyttes i kombinasjon med kjellervegger vil overnevnte retningslinjer også gjelde.

12.4 Tørrmur

I Norge er det vanlig å benytte seg av tørrmurer. Seismisk dimensjonering av disse kan utføres med metodene beskrevet over. Relativ bevegelse og friksjon mellom murblokkene bør tas hensyn til i beregningsmodellene.

12.5 Forskyvninger av gravitasjonsmurer

I tilfeller der det er vanskelig å oppnå tilstrekkelig sikkerhetsfaktor ved de metodene beskrevet over, kan man vurdere om funksjonalitetskrav kan brukes ved dimensjonering i stedet for sikkerhetsfaktorer.

Man kan i slike tilfeller benytte seg av empiriske formler for å beregne horisontalforskyvninger av gravitasjonsmurer. I referanse /20/ og /13/ er det gitt ligninger for forskyvninger av gravitasjonsmurer og en detaljert beskrivelse av dimensjonering av støttestruksjoner. Ved bruk av slike forskyvningsbaserte metoder bør geoteknisk ekspertise konsulteres.

13 Referanser

- /1/ Andersen, K.H. (2004). Cyclic clay data for foundation design of structures subjected to wave loading. Proc. Int. Conf. Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena Bochum, Germany. 31.3–2.4.
- /2/ Andersen, K.H. (2009). *Bearing capacity under cyclic loading offshore, along the coast, and on land. The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo, 23 November 2007.* Can. Geotech. J. 46: 513–535.
- /3/ Den Norske Pelekomité, Peleveiledningen 2012, Norsk Geoteknisk Forening, 2012.
- /4/ Gazetas, G. (1990). Foundation Vibrations, Ch. 15, Foundation Engineering Handbook, 2nd ed. Ed Hsai Yang Fang.
- /5/ Hardin, B.O. (1978). *The nature of stress – strain behavior of soils.* Proceedings of the International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Natural Soils 2002, Singapore, 2-4 December 2002. Vol. 1, pp. 255-362.
- /6/ Kaynia A.M. (1982). Dynamic Stiffness and response of Pile Groups, Research Report R82-03, Dept. of Civil Eng., M.I.T.
- /7/ Kaynia, A.M. og Saygili, G. Predictive models for earthquake response of clay and sensitive clay slopes. Kapittel 18 i *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*, Ansal, A. (ed.), Springer, New York, 557-584. 2014.
- /8/ Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering.* Prentice-Hall Inc., New Jersey.
- /9/ L'Heureux, J.S og Long, M. (2017). Relationship between shear-wave velocity and geotechnical parameters for Norwegian clays, J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.
- /10/ Long, M. and Donohue, S. (2010). *Characterization of Norwegian marine clays with combined shear wave velocity and piezocone cone penetration test (CPTU) data.* Can. Geotech. J. 47: 709-718
- /11/ Lunne, T., P.K. Robertson and J.J.M. Powell (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.* Blackie Academic & Professional. London, 1997.
- /12/ Mylonakis G. (2001). Simplified Model For Seismic Pile Bending At Soil Layer Interfaces, *Soils and foundation* 41(4), 47-58.

- /13/ Richards R., og Elms, D.G. (1979). Seismic behavior of gravity retaining walls, J. Geotech. Eng. Div.1979; 105(4), 449–64.
- /14/ RIF, Dimensjonering for jordskjelv, Sep. 2010.
- /15/ Rix, G.J. and Stokoe, K.H. (1992) *Correlation of initial tangent modulus and cone resistance*. Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, New York, 1991, 351-62, Elsevier.
- /16/ Schnabell, P.B., Lysmer J. og Seed H.B. (1972). *SHAKE – A computer program for earthquake response analysis of horizontal layered sites*. Rep. EERC 72-12, department of Civil Engineering, Univ. of California, Berkeley.
- /17/ Seed, H.B. og Idriss, I.M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses*. Report EERC 70-10, EERC, Univ. of California, Berkeley.
- /18/ Stewart, J.P. (2000). "Variations between foundation-level and free-field earthquake ground motions," *Earthquake Spectra*, 16 (2), 511-532
- /19/ Stewart, J.P and Tileylioglu S. , "Input Ground Motions For Tall Buildings With Subterranean Levels", Task 8, Tall Buildings Initiative <http://peer2.berkeley.edu/tbi/>
- /20/ Transportation Research Board, NCHRP Report 611: Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments Ignatius Po Lam; Geoffrey R Martin; Donald G Anderson; Joseph N Wang; 2009. <http://www.trb.org/Main/Blurbs/160387.aspx>
- /21/ Veletsos, A.S., and Nair, V.V. (1975). "Seismic interaction of structures on hysteretic foundations." *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 101(1), 109–129.
- /22/ Vianovasystems, Geosuite piles
<http://www.novapoint.com/products/novapoint/novapoint-geosuite>
- /23/ Youd, T.L., og I.M. Idriss (2001). Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *ASCE J. Geotech. & Geoenvironmental Eng.*, Vol. 127, No. 4, April, pp. 297 – 313.

Dokumentinformasjon/Document information		
Dokumenttittel/Document title Jordskjelvdesign i Statens vegvesen – Anbefalinger for geoteknisk prosjektering av veger og samvirke jord-konstruksjoner		Dokumentnr./Document no. 20110943-01-R
Dokumenttype/Type of document Rapport / Report	Distribusjon/Distribution Fri/Unlimited	Dato/Date 2017-04-06
		Rev.nr.&dato/Rev.no.&date 0
Oppdragsgiver/Client Statens Vegvesen Vegdirektoratet		
Emneord/Keywords Jordskjelv, Eurokode 8, skråning, skjærfasthet, skjærmodul, grunntype, forsterkningsfaktor, CPT		

Stedfesting/Geographical information	
Land, fylke/Country	Havområde/Offshore area
Kommune/Municipality	Felt navn/Field name
Sted/Location	Sted/Location
Kartblad/Map	Felt, blokknr./Field, Block No.
UTM-koordinater/UTM-coordinates Sone: Øst: Nord:	

Dokumentkontroll/Document control Kvalitetssikring i henhold til/Quality assurance according to NS-EN ISO9001					
Rev/Rev.	Revisjonsgrunnlag/Reason for revision	Egenkontroll av/Self review by:	Sidemanns-kontroll av/Colleague review by:	Uavhengig kontroll av/Independent review by:	Tverrfaglig kontroll av/Inter-disciplinary review by:
0	Originaldokument	2017-04-05 Amir M. Kaynia	2017-04-05 Hermann Bruun/ Amir M. Kaynia		

Dokument godkjent for utsendelse/Document approved for release	Dato/Date 6. april 2017	Prosjektleder/Project Manager Amir M. Kaynia
---	-----------------------------------	--

NGI (Norges Geotekniske Institutt) er et internasjonalt ledende senter for forskning og rådgivning innen ingeniørrelaterte geofag. Vi tilbyr ekspertise om jord, berg og snø og deres påvirkning på miljøet, konstruksjoner og anlegg, og hvordan jord og berg kan benyttes som byggegrunn og byggemateriale.

Vi arbeider i følgende markeder: Offshore energi – Bygg, anlegg og samferdsel – Naturfare – Miljøteknologi.

NGI er en privat næringsdrivende stiftelse med kontor og laboratorier i Oslo, avdelingskontor i Trondheim og datterselskaper i Houston, Texas, USA og i Perth, Western Australia.

www.ngi.no

NGI (Norwegian Geotechnical Institute) is a leading international centre for research and consulting within the geosciences. NGI develops optimum solutions for society and offers expertise on the behaviour of soil, rock and snow and their interaction with the natural and built environment.

NGI works within the following sectors: Offshore energy – Building, Construction and Transportation – Natural Hazards – Environmental Engineering.

NGI is a private foundation with office and laboratories in Oslo, a branch office in Trondheim and daughter companies in Houston, Texas, USA and in Perth, Western Australia

www.ngi.no



Statens vegvesen
Vegdirektoratet
Publikasjonsekspedisjonen
Postboks 8142 Dep 0033 OSLO
Tlf: (+47 915) 02030
publvd@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

Trygt fram sammen