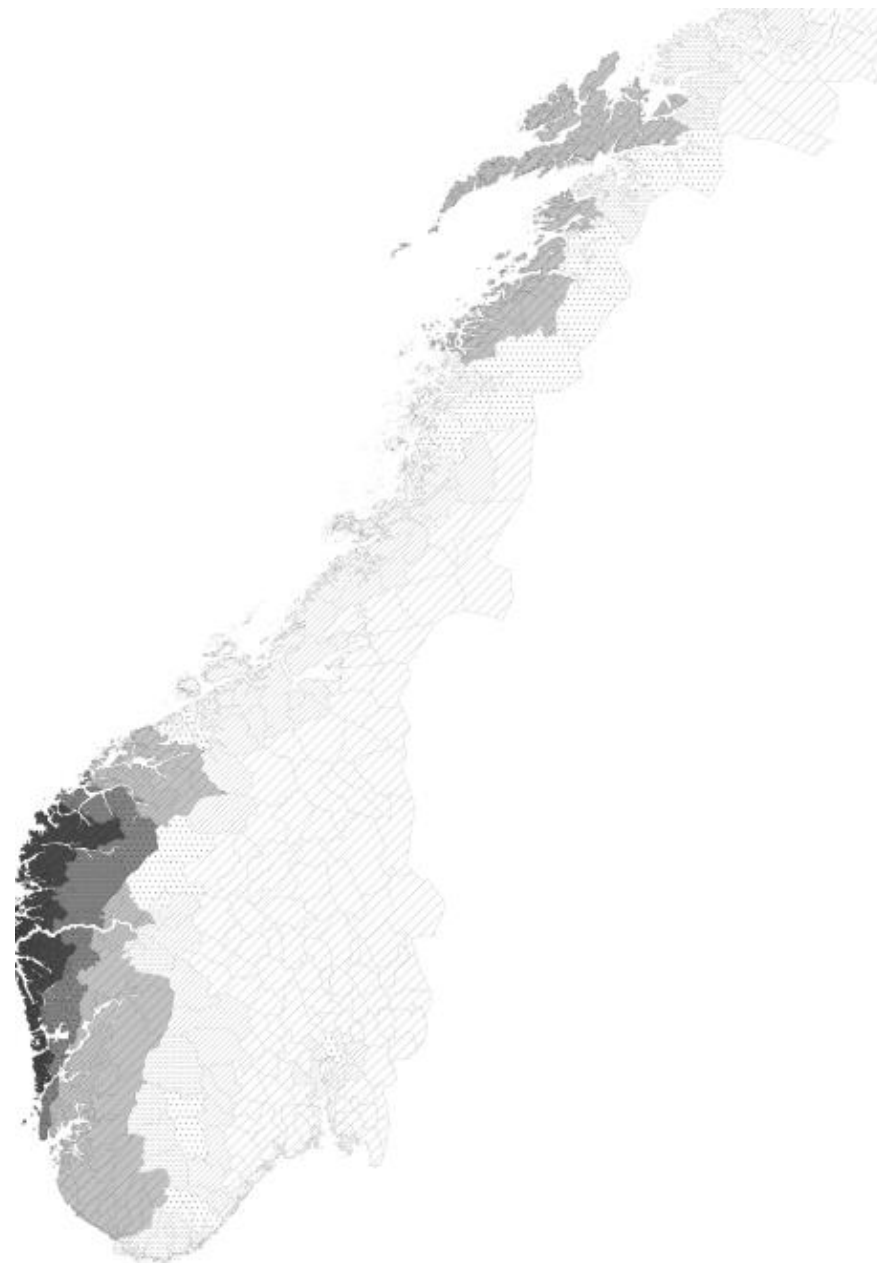


Norconsult 

NGF temadag Jordskjelv 2022

Introduksjon og regelverk

Martin Holst
2022-11-01



Agenda

- ▶ Regelverket (og nyttige veiledere)
- ▶ Grunnens seismiske egenskaper
 - ▶ Soneringskart
 - ▶ Grunntype
 - ▶ Topografi
 - ▶ Flytning (Liquefaction)
- ▶ Utelatelseskriterier
- ▶ Ansvarsfordeling i seismisk design (eksempel fra B&E)
- ▶ Responsspekter
- ▶ Sluttkommentar

Agenda

- ▶ Regelverket (og nyttige veiledere)
- ▶ Grunnens seismiske egenskaper
 - ▶ Soneringskart
 - ▶ Grunntype
 - ▶ Topografi
 - ▶ Flytning (Liquefaction)
- ▶ Utelatelseskriterier
- ▶ Ansvarsfordeling i seismisk design (eksempel fra B&E)
- ▶ Responsspekter
 - ▶ A.M. Kaynia (2013 / 2017) Phd-kurs BA 8305 Geodynamics
- ▶ Sluttkommentar

Jordskjelv....i Norge?

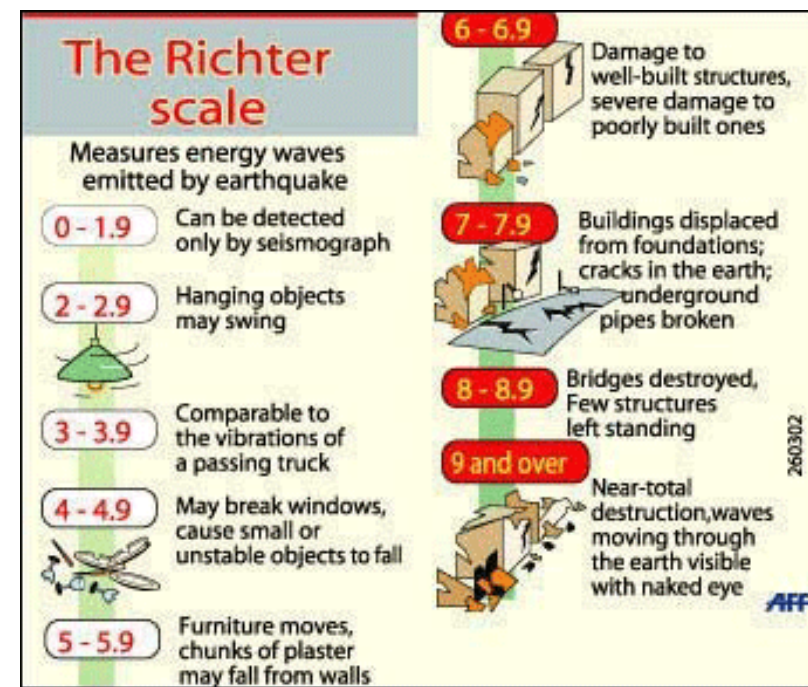
Understanding the Richter Scale:

År	Sted	Styrke
1819	Mo i Rana	5.8
1904	Hvaler, Oslofjorden	5.4
1988	Utenfor Nordvestlandet	5.3
1989	Utenfor Nordfjord	5.1
2001	Ekofiskfeltet	4.3
2008	Storfjorden, Svalbard	6.1
2017	Øygarden, Hordaland	3.8
2018	Offshore, Ålesund	4.5
2020 (januar)	Austevoll, Vestland	2.6
2020 (mai)	Gruveskjelv i Kiruna, Sverige	4.9
2020 (juni)	Offshore, Tromsø	4.1
2020 (juli)	Ved Rena, Innlandet	2.9
2020 (juli)	Trollfeltet	3.3

Kilde; Norsar/jordskjelv.no

Richter Magnitude	Feels like KG of TNT	Extra Information
0-1	0.6-20 kilograms of dynamite	We can not feel these
2	600 kilograms of dynamite	Smallest Quake people can normally feel
3	20,000 kilograms of dynamite	People near the epicenter feel this quake
4	60,000 kilograms of dynamite	This will cause damage around the epicenter. It is the same as a small fission bomb
5	20,000,000 kilograms of dynamite	Damage done to weak buildings in the area of the epicenter
6	60,000,000 kilograms of dynamite	Can cause great damage around the epicenter
7	20 billion kilograms of dynamite	Creates enough energy to heat New York city for one year. Can be detected all over the world. Causes serious damage
8	60 billion kilograms of dynamite	Causes death and major destruction. Destroyed San Francisco in 1906
9	20 trillion kilograms of dynamite	Rare, but would cause unbelievable damage!

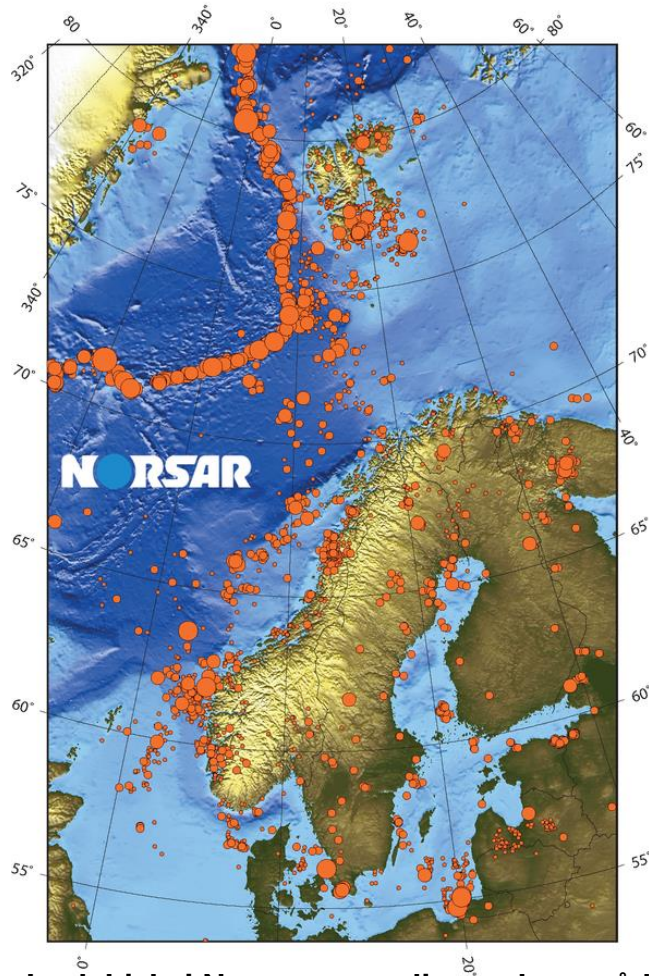
Kilde; SMSTsunamiWaring



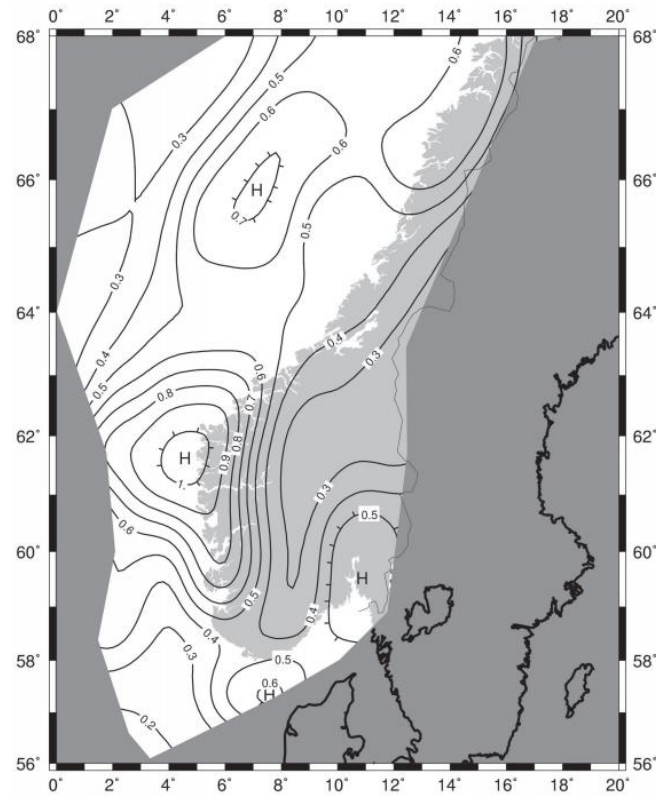
Kilde; Stock

Pssst: Ikke la deg lure av skalaen, den er logaritmisk. Et jordskjelv som måler 6 på Richets Skala er ti ganger så kraftig som et på 5. Et skjelv på 5,2 vil være 2 ganger så kraftig som et på 5.

Jordskjelv....i Norge?



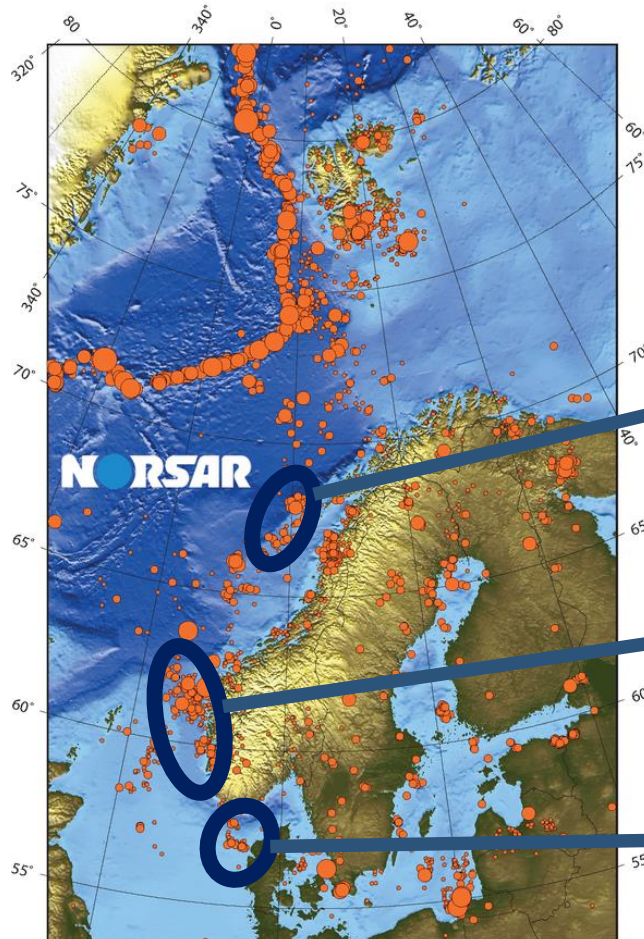
Jordskjelv i Norge og nærliggende områder fra 1987 – 2017. Kilde; Norsar/jordskjelv.no



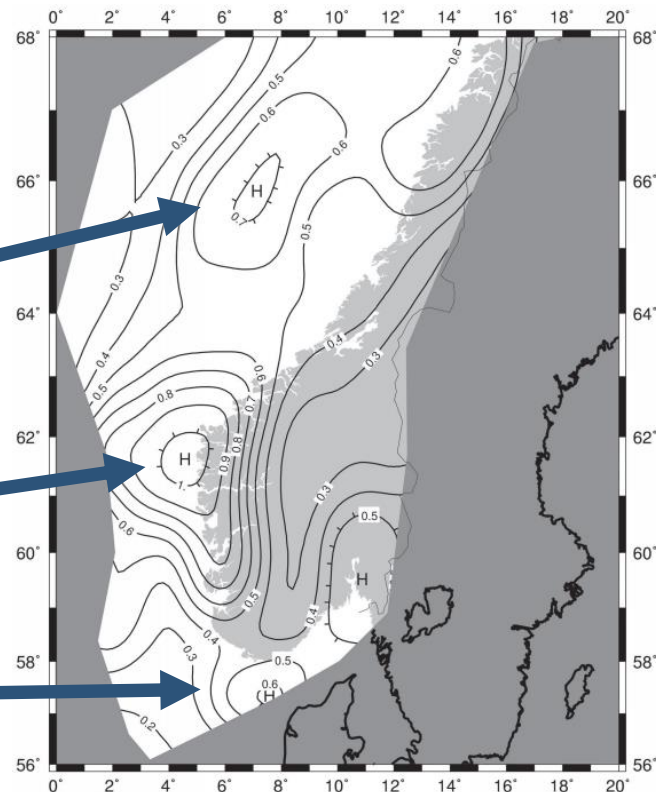
Beregningsmessige spissakselerasjoner

Utsnitt fra NS-EN 1998-1:2004+A1:2013/NA:2014

Jordskjelv....i Norge?



Jordskjelv i Norge og nærliggende områder fra 1987 – 2017. Kilde; Norsar/jordskjelv.no



Beregningsmessige spissakselerasjoner
Utsnitt fra NS-EN 1998-1:2004+A1:2013/NA:2014

Regelverket

I henhold til tekniske forskrifter (TEK) til plan- og bygningsloven (pbl) kan reglene i pbl og TEK anses oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse i samsvar med Norsk Standard/Eurokodene i serien NS-EN 1990 til NS-EN 1999. Det er da forutsatt at standardenes nasjonale tillegg med de nasjonalt bestemte parameterne legges til grunn for prosjekteringen.

Standard

NS-EN 1998 + Nasjonalt tillegg (N.A. 2013-2021, var.)

«NS-EN 1998 (EC8) angir seismiske laster på bygg og konstruksjoner samt hvilke utelatelseskriterier som gjelder for lastnivå og for enkle bygg. NS-EN 1998 kommer som tillegg til bestemmelsene i de andre aktuelle Eurokoder.»

Guider / Håndbøker

Statens vegvesen rapport nr. 604 (mai 2017)

Statens vegvesen håndbok V220 kap 15 «Geoteknikk i vegbygging,
Kapittel 15 Jordskjelv»

RIF veileder «4413 – Dimensjonering for jordskjelv», rev april 2022



Psst: Vegvesenets rapporter/håndbøker er ikke oppdatert etter nyeste nasjonalt tillegg, men her pågår arbeider. Her har RIF vært på ballen med en revisjon som fanger opp noe av endringene fra 2021

Regelverket

NS-EN 1998 har følgende deler:

- 1: **Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger**
- 2: *Bruer*
- 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger
- 4: Siloer, beholdere og rørledninger
- 5: **Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold**
- 6: Tårn, master og skorsteiner

NS-EN 1998 brukes sammen med:

- NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
 - NS-EN 1991 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
 - NS-EN 1992 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
 - NS-EN 1993 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner
 - NS-EN 1994 Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner i stål og betong
 - NS-EN 1995 Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner
 - NS-EN 1996 Eurokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner
 - NS-EN 1997 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering
 - NS-EN 1999 Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner
- Andre aktuelle standarder



Psst: En ny generasjon eurokoder forventes å være ferdig i 2027-2028

Regelverket

Grunnleggende krav

EC8-1 2.1(1)P og N.A.2.1 (Sammenfattet)

Konstruksjoner i seismiske områder skal dimensjoneres og oppføres på en slik måte at de oppfyller krav til motstand mot sammenbrudd.

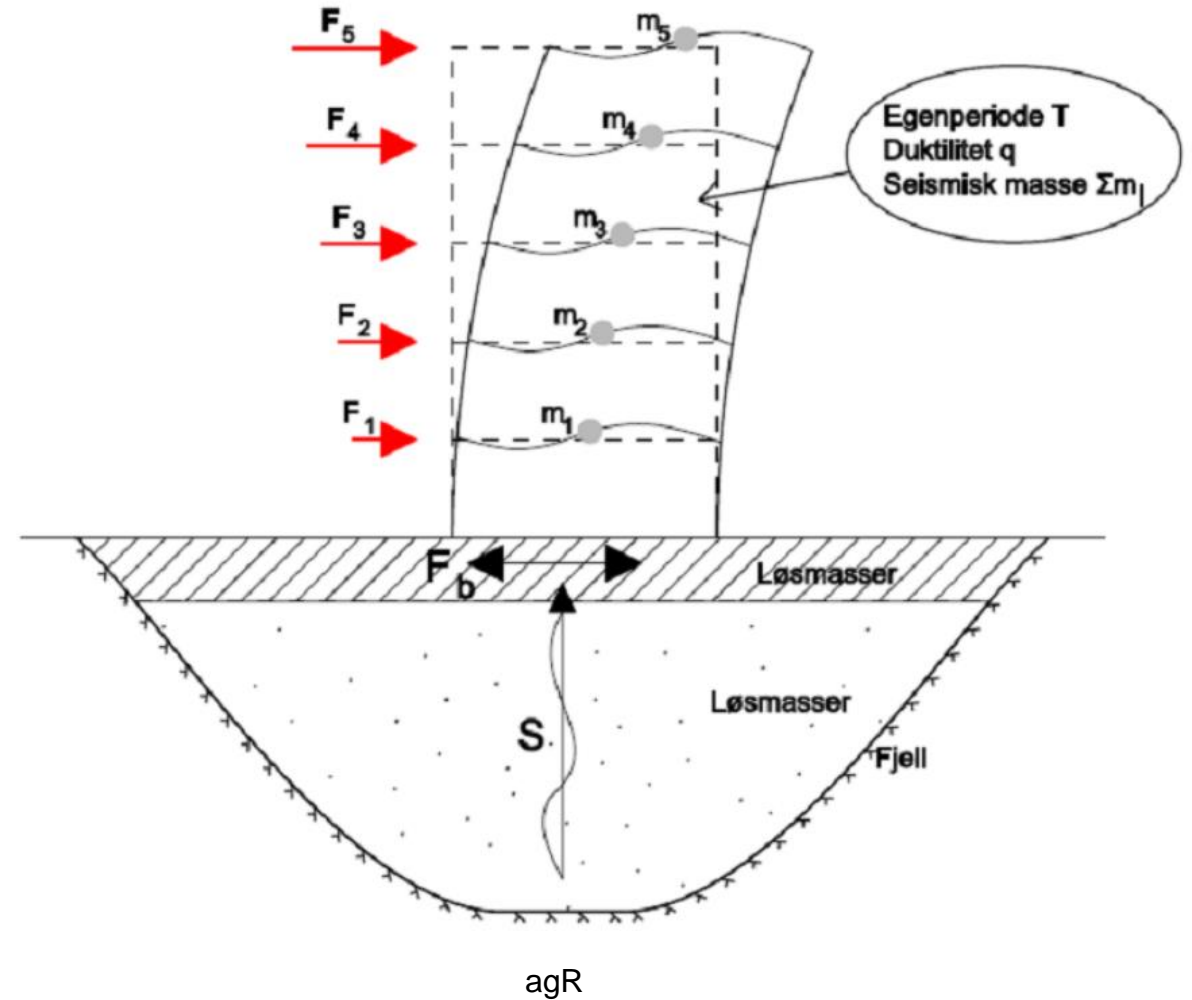
Dvs. tåle den dimensjonerende påvirkningen uten lokalt eller globalt sammenbrudd, og derved beholde sin konstruksjonsmessige integritet og en restbæreevne etter de seismiske hendelsene.



Psst: En ny generasjon eurokoder forventes å være ferdig i 2027-2028

Grunnens seismiske egenskaper

Jordskjelv i EC8



Prinsipiell fremstilling av EC8 sin behandling av jordskjelvdimensjonering. Kilde: Løset, et al., 2010 (justert)

Grunnens seismiske egenskaper

Soneringskart / spissverdi for berggrunnens akselerasjon

Grunnens seismiske egenskaper

Soneringskart / spissverdi for berggrunnens akselerasjon

NS-EN 1998-1:2004+A1/NA

NA.3.2.1 Seismiske soner

NA.3.2.1(2) Referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon a_{gR} (PGA) bør velges som gitt i tabell NA.3.2 (901) til (911). Verdiene er visualisert i [figur NA.3.2](#).

Tabell NA.3.2 (906) — Spissverdier for berggrunnens akselerasjon a_{gR} (PGA) med en returperiode på 475 år for Rogaland

Kommune	Nr.	a_{gR} [m/s ²]	Kommune	Nr.	a_{gR} [m/s ²]	Kommune	Nr.	a_{gR} [m/s ²]
Bjerkreim	1114	0,40	Klepp	1120	0,40	Stavanger	1103	0,45
Bokn	1145	0,45	Kvitsøy	1144	0,45	Strand	1130	0,45
Eigersund	1101	0,40	Lund	1112	0,40	Suldal	1134	0,40
Gjesdal	1122	0,40	Randaberg	1127	0,45	Time	1121	0,40
Haugesund	1106	0,55	Sandnes	1108	0,40	Tysvær	1146	0,45
Hjelmeland	1133	0,40	Sauda	1135	0,40	Utsira	1151	0,55
Hå	1119	0,40	Sokndal	1111	0,40	Vindafjord	1160	0,45
Karmøy	1149	0,55	Sola	1124	0,45			



Figur NA.3.2 — Oversikt over referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon a_{gR} (PGA)

Grunnens seismiske egenskaper

Soneringskart / spissverdi for berggrunnens akselerasjon

Andre kilder enn NS-EN 1998-1:2004+A1/NA

«--det kan anvendes andre metoder enn prosjektering etter Norsk Standard. Det må da dokumenteres at de grunnleggende kravene til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet tilfredsstilles, med *tilsvarende sikkerhet* som den som oppnås ved bruk av Norsk Standard». – DIBK

Grunnens seismiske egenskaper

Soneringskart / spissverdi for berggrunnens akselerasjon

Andre kilder enn NS-EN 1998-1:2004+A1/NA

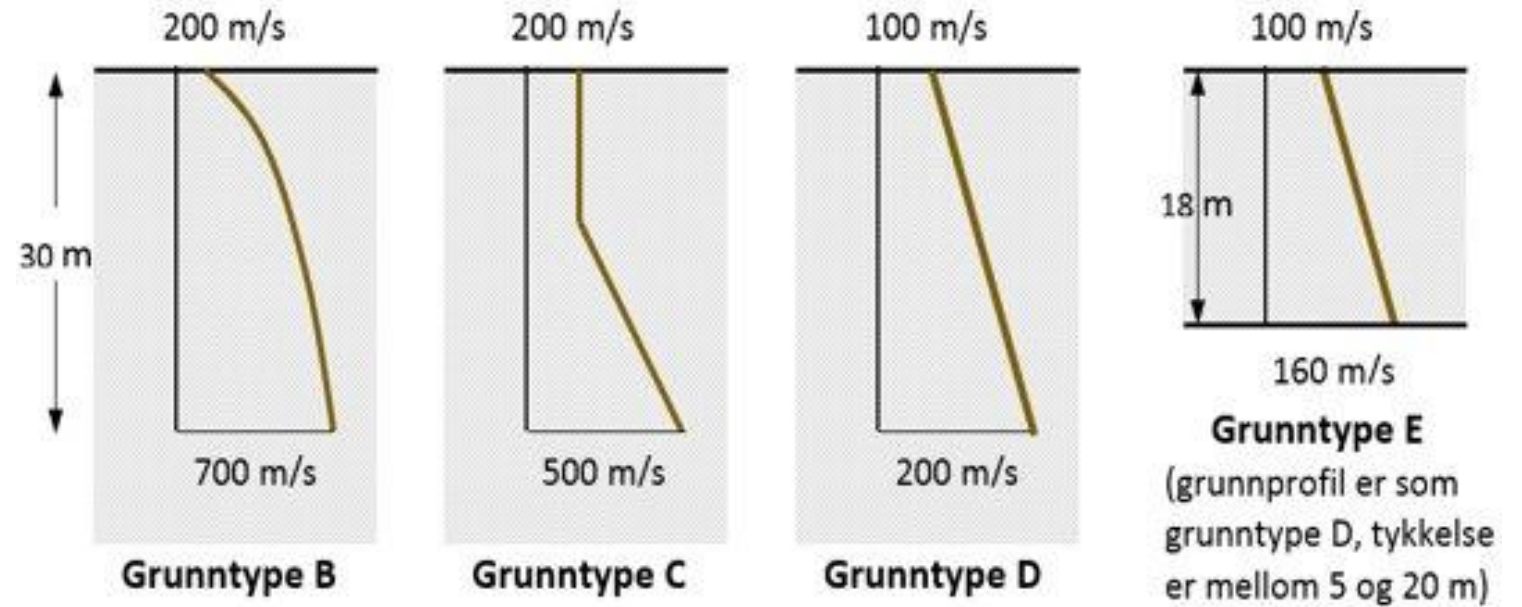
«--det kan anvendes andre metoder enn prosjektering etter Norsk Standard. Det må da dokumenteres at de grunnleggende kravene til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet tilfredsstilles, med *tilsvarende sikkerhet* som den som oppnås ved bruk av Norsk Standard». – DIBK

Eksempel:

NS-EN 1998-1:2004+A1/NA, Rogaland $agR = 0,4 \text{ m/s}^2$	→	Krever design etter NS-EN 1998+N.A.
NORSAR, ett hemmelig sted i Rogaland $agR = 0,295 \text{ m/s}^2$	→	Krever ikke design etter NS-EN 1998+N.A.

Grunnens seismiske egenskaper

Grunntype



Grunnens seismiske egenskaper

Grunntype

NS-EN 1998-1:2004 3.1.2 Identifisering av grunntyper

(2) Byggegrunnen bør klassifiseres etter verdien av den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten $v_{s,30}$, hvis den er tilgjengelig. Ellers bør verdien av N_{SPT} brukes.

Det er god praksis (og en klar anbefaling) og sette opp skjærbølgeprofiler for bestemmelse av grunntype, basert på stedlige grunnboringer.

Skjærbølgehastighet vs beregnes ved hjelp av likningen: $v_s = (G_{max}/\rho)^{0.5}$
der G_{max} er skjærmodul ved små tøyninger og ρ er massetetthet av jord.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}}$$

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

NS-EN 1998-1:2004+A1/NA

Tabell NA.3.1 — Grunntyper

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere ^{b,c)}		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A ^{a)}	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	-	-
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	120 – 180	10 – 15	30 – 70
E ^{d)}	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks (PI > 40) og høyt vanninnhold.	> 100	-	10-20
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S ₁ .			

a Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på fjell og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på ett kontinuerlig fundament (platefundament), kan grunntype A benyttes.

b Valget av grunntype kan være basert på enten $v_{s,30}$, N_{SPT} eller c_u . $v_{s,30}$ anses som den mest aktuelle parameteren å benytte.

c Der det er tvil om hvilken jordtype som skal velges, velges den mest ugunstige.

d Ved bestemmelse av grunntype E kan følgende alternative beskrivelse benyttes: Et jordprofil bestående av et overflatelag med $v_{s,30}$ - verdier av type C eller D og tykkelse varierende mellom ca. 5 m og 20 m over et underliggende stivere materiale med $v_{s,30} > 500$ m/s.

Grunnens seismiske egenskaper

Grunntype

NS-EN 1998-1:2004 3.1.2 Identifisering av grunntyper

(2) Byggegrunnen bør klassifiseres etter verdien av den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten $v_{s,30}$, hvis den er tilgjengelig. Ellers bør verdien av N_{SPT} brukes.

Det er god praksis (og en klar anbefaling) og sette opp skjærbølgeprofiler for bestemmelse av grunntype, basert på stedlige grunnboringer.

Skjærbølgehastighet vs beregnes ved hjelp av likningen: $v_s = (G_{max}/\rho)^{0.5}$ der G_{max} er skjærmodul ved små tøyninger og ρ er massetetthet av jord.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}}$$

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

I Vegvesenet rapport nr. 604 og RIF-veileder 4413 er det gitt erfaringsparametere/empiriske ligninger for utregning av G_{max} i leire, kvikkleire og sand.

Se også J. S. L'Heureux & M. Long [«Correlations between shear wave velocity and geotechnical parameters in Norwegian clays»](#) for supplerende faglig påfyll

NS-EN 1998-1:2004+A1/NA

Tabell NA.3.1 — Grunntyper

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere ^{b,c)}		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A ^{a)}	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	-	-
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	120 – 180	10 – 15	30 – 70
E ^{d)}	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks (PI > 40) og høyt vanninnhold.	> 100	-	10-20
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S ₁ .			

a Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på fjell og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på ett kontinuerlig fundament (platefundament), kan grunntype A benyttes.

b Valget av grunntype kan være basert på enten $v_{s,30}$, N_{SPT} eller c_u . $v_{s,30}$ anses som den mest aktuelle parameteren å benytte.

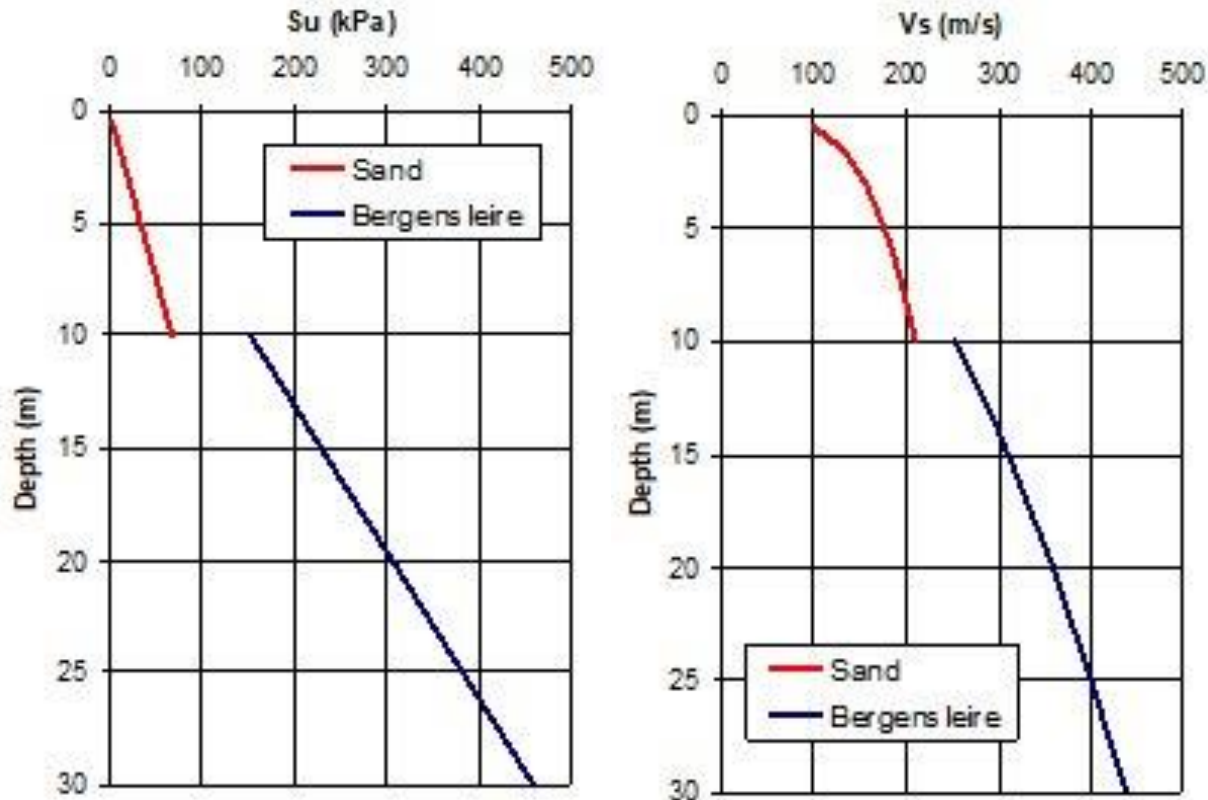
c Der det er tvil om hvilken jordtype som skal velges, velges den mest ugunstige.

d Ved bestemmelse av grunntype E kan følgende alternative beskrivelse benyttes: Et jordprofil bestående av et overflatelag med $v_{s,30}$ -verdier av type C eller D og tykkelse varierende mellom ca. 5 m og 20 m over et underliggende stivere materiale med $v_{s,30} > 500$ m/s.

Grunnens seismiske egenskaper

Grunntype

Eksempel – vs-profiler



$$S_{u,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{s_i}} = \frac{30}{\frac{10}{35} + \frac{10}{230} + \frac{10}{380}} = 85 \text{ kPa}$$

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s_i}}} = \frac{30}{\frac{10}{170} + \frac{10}{320} + \frac{10}{400}} = 260 \text{ m/s}$$

Hentet fra Kaynia, BA 8305 Geodynamics (2017)

Grunnens seismiske egenskaper

Grunntype

Eksempel – vs-profiler

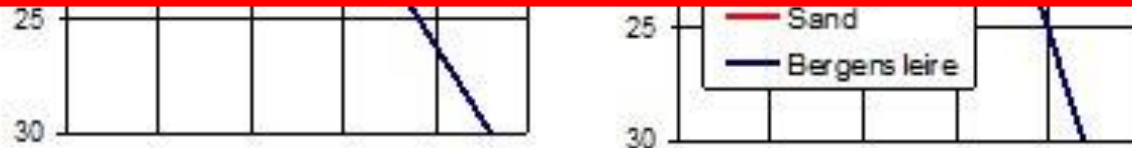


Tabell NA.3.1 — Grunntyper

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere ^{b)c)}		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A ^{a)}	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	-	-
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 - 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 - 360	15 - 50	70 - 250

$$S_{u,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{s_i}} = \frac{30}{\frac{10}{35} + \frac{10}{230} + \frac{10}{380}} = 85 \text{ kPa}$$

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s_i}}} = \frac{30}{\frac{10}{170} + \frac{10}{320} + \frac{10}{400}} = 260 \text{ m/s}$$



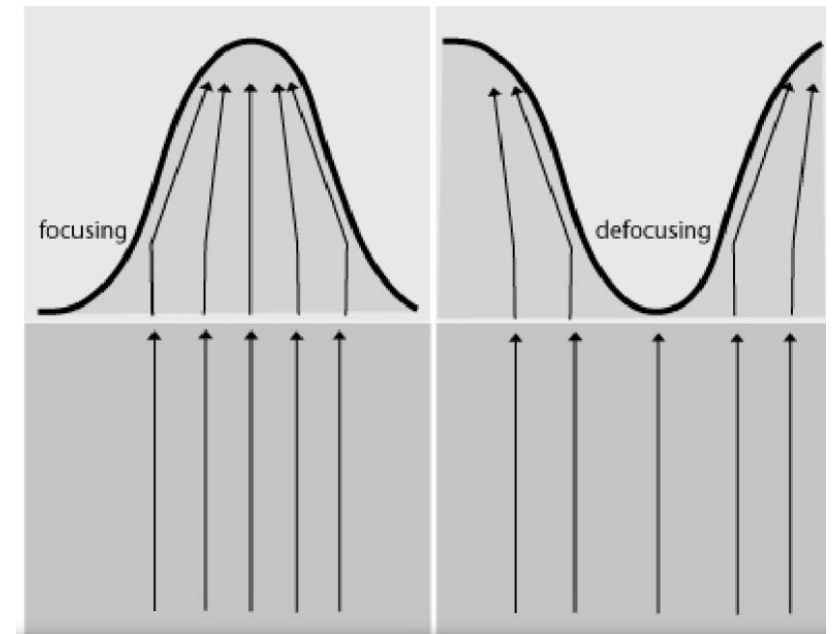
Hentet fra Kaynia, BA 8305 Geodynamics (2017)

Grunnens seismiske egenskaper

Topografi

Grunnens seismiske egenskaper

Topografi



M.Shafique m.fl. (2010)

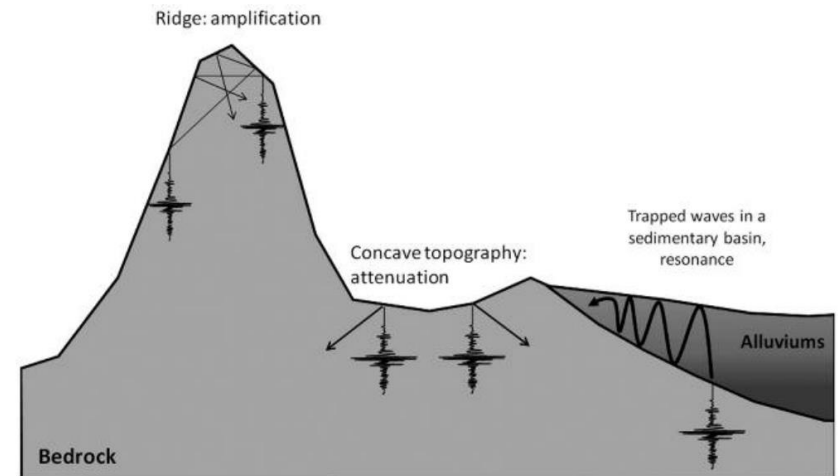


Fig. 4. — Site effects induced by topography and the low consolidated surface sediments, which modify the duration, amplitude and frequency content of seismic waves (redrawn from ZACEK 1996).

Grunnens seismiske egenskaper

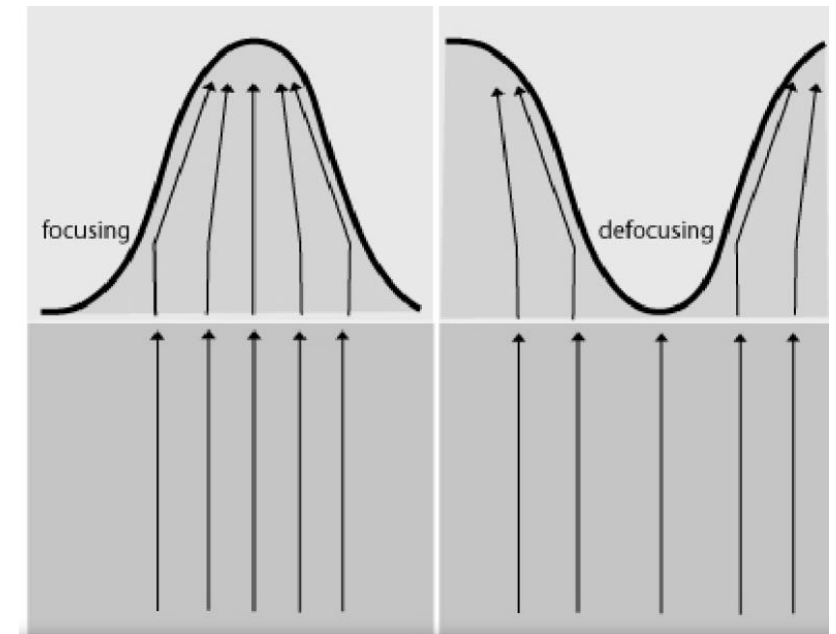
Topografi

NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Anex A

(2)P An increase in the design seismic action shall be introduced, through a topographic amplification factor, in the ground stability verifications for structures with importance factor γ_I greater than 1,0 on or near slopes.

A.2 For average slope angles of less than about 15° the topography effects may be neglected, while a specific study is recommended in the case of strongly irregular local topography. For greater angles the following guidelines are applicable.

- Isolated cliffs and slopes.* A value $S_T \geq 1,2$ should be used for sites near the top edge;
- Ridges with crest width significantly less than the base width.* A value $S_T \geq 1,4$ should be used near the top of the slopes for average slope angles greater than 30° and a value $S_T \geq 1,2$ should be used for smaller slope angles;
- Presence of a loose surface layer.* In the presence of a loose surface layer, the smallest S_T value given in a) and b) should be increased by at least 20%;
- Spatial variation of amplification factor.* The value of S_T may be assumed to decrease as a linear function of the height above the base of the cliff or ridge, and to be unity at the base.



M.Shafiqe m.fl. (2010)

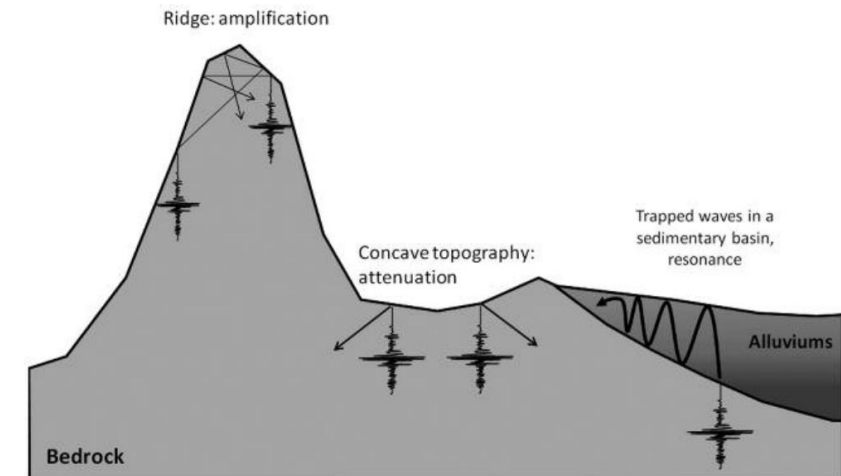


Fig. 4. — Site effects induced by topography and the low consolidated surface sediments, which modify the duration, amplitude and frequency content of seismic waves (redrawn from ZACEK 1996).

Grunnens seismiske egenskaper

Flytning/Liquefaction

Grunnens seismiske egenskaper

Flytning/Liquefaction

«Reduksjon i skjærfasthet og/eller jordstivhet forårsaket av oppbygging av poretrykk i mettede kohesjonløse materialer under jordskjelvpåvirkning som medfører store permanente deformasjoner eller reduksjon av effektivspenning til nesten null» - RIF/4414

Grunnens seismiske egenskaper

Flytning/Liquefaction

«Reduksjon i skjærfasthet og/eller jordstivhet forårsaket av oppbygging av poretrykk i mettede kohesjonsløse materialer under jordskjelvpåvirkning som medfører store permanente deformasjoner eller reduksjon av effektivspenning til nesten null» - RIF/4414

NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 4.1.4

(2)P An evaluation of the liquefaction susceptibility shall be made when the foundation soils include extended layers or thick lenses of loose sand, with or without silt/clay fines, beneath the water table level, and when the water table level is close to the ground surface. This evaluation shall be performed for the free-field site conditions (ground surface elevation, water table elevation) prevailing during the lifetime of the structure.

Grunnens seismiske egenskaper

Flytning/Liquefaction

«Reduksjon i skjærfasthet og/eller jordstivhet forårsaket av oppbygging av poretrykk i mettede kohesjonsløse materialer under jordskjelvpåvirkning som medfører store permanente deformasjoner eller reduksjon av effektivspenning til nesten null» - RIF/4414

NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 4.1.4

(2)P An evaluation of the liquefaction susceptibility shall be made when the foundation soils include extended layers or thick lenses of loose sand, with or without silt/clay fines, beneath the water table level, and when the water table level is close to the ground surface. This evaluation shall be performed for the free-field site conditions (ground surface elevation, water table elevation) prevailing during the lifetime of the structure.

- Gjelder i løst lagret og vannmettet sand
- EC 8-5, 4.1.4(7)): Lag som ligger dypere enn 15 m kan neglijeres for direktefundamenterte bygg
- EC 8-5, 4.1.4(8)): Kan utelates dersom $a_S < 0,15$ og sandmassene har en leireandel $> 20\%$ og plastisitetsindeks $> 10\%$

Psst: Har du STP-data finnes flere muligheter for utelatelse.

Grunnens seismiske egenskaper

Flytning/Liquefaction

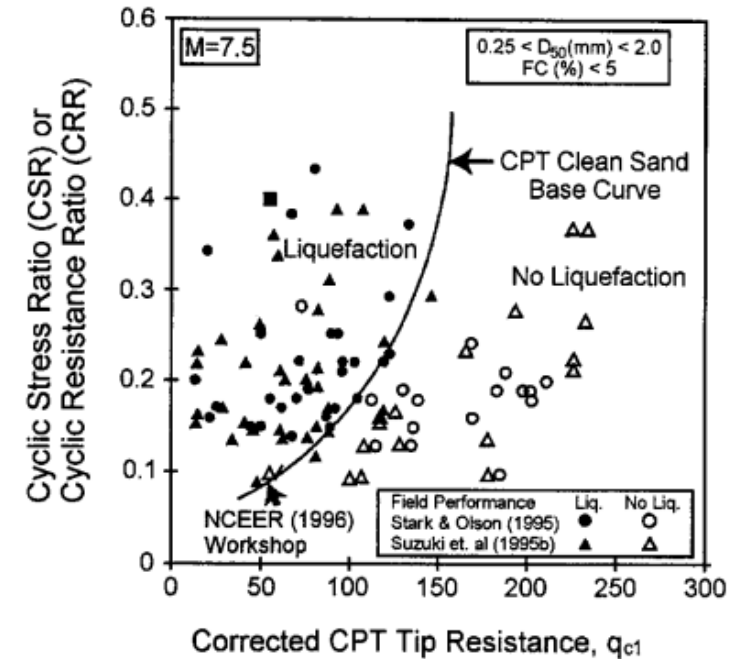
NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Appendix C gir empirisk grunnlag for en forenklet vurdering av flytning.

Vegvesenets rapport nr. og RIFs rapport 4414 gir i praksis samme supplerende trinnvise veiledning for å vurdere fare for liquefaction:

- Beregn normalisert trykksondering 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 $\tau_c / \sigma'_{v0} = 0,65 \alpha \cdot S \cdot \sigma_{v0} / \sigma'_{v0}$ hvor $\alpha = a_g / g$ er normalisert spissverdi av grunnens akselerasjon.
- Sjekk at $CRR / CSR \geq 1,25$.



Grunnens seismiske egenskaper

Flytning/Liquefaction

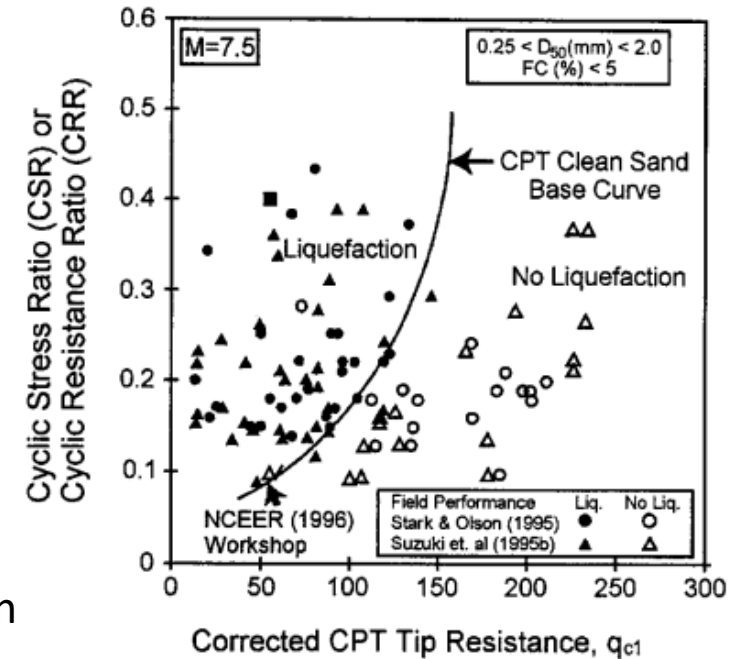
NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Appendix C gir empirisk grunnlag for en forenklet vurdering av flytning.

Vegvesenets rapport nr. og RIFs rapport 4414 gir i praksis samme supplerende trinnvise veiledning for å vurdere fare for liquefaction:

- Beregn normalisert trykksondering 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 $\tau_c / \sigma'_{v0} = 0,65 \alpha \cdot S \cdot \sigma_{v0} / \sigma'_{v0}$ hvor $\alpha = a_g / g$ er normalisert spissverdi av grunnens akselerasjon.
- Sjekk at $CRR / CSR \geq 1,25$.



Husk når dere gjør grunnboringer i løst lagret sand: EC8-5 4.1.4 (3)P angir at en trenger SPT/CPT og korngraderingskurver for vurderinger av flytning.

Utlatelse

Utelatelse

EC8-1 gir følgende utelatelseskriterier:

1. Ved svært lav seismisitet
2. Konstruksjonstype
3. Levetid
4. Dimensjonerende akselerasjon (S_d) er lav
5. Andre krefter er større enn jordskjelvlastene

Tabell NA.4 (902) — Veiledende valg av seismisk klasse

Byggverk	I	II	IIIa	IIIb	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store					x
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(x)	x	
Industrianlegg ^{a)}		x	x		
Tårn, skorsteiner, siloer	(x)	x			
Kaier og havneanlegg ^{b)}	x	(x)			
Støttmurer, nedgravde konstruksjoner, geotekniske konstruksjoner ^{c)}	x	(x)			
Byggverk med store, og vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: kjøpesentre, konferanselokaler, kinosaler, kulturelle institusjoner			x		
Byggverk med store, men sjeldne, ansamlinger av mennesker: tribuner, sportshaller		x			
Byggverk med små, men vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: idrettsbygg		x			
Skoler og institusjonsbygg		(x)	x		
Kontorer, forretningsbygg, hotell og boligbygg		x			
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus	x				
Landbruksbygg ^{d)}	x				
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x				

Utelatelse

EC8-1 gir følgende utelatelseskriterier:

1. 2.2.1(4): $a_g * S = a_{gR} * \gamma_l * S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$ eller $a_g \leq 0,30 \text{ m/s}^2$. Gjelder grunntype A-E*
2. NA.3.2.1: Konstruksjoner i seismisk klasse I
3. NA.3.2.1: Konstruksjoner på grunntype A-E der dimensjonerende brukstid er mindre eller lik 2 år
4. NA3.2.1(5)P: Dimensjonerende akselerasjon, $S_d(T) \leq 0,50 \text{ m/s}^2$.
- 5 4.4.1(2) Hvis skjærkraft grunnet jordskjelv i bunn konstruksjon er mindre enn summen av vind og skjevstillingslaster

Pkt. 1: Kan brukes for andre grunntyper hvis det også kontrolleres at ett stedlig/stedsspesifikt beregnet responspekter gir dimensjonerende akselerasjon, S_d , lavere enn for grunntype A-E.

Merk at pkt. 4 og 5 har supplerende konstruktive krav. Bl.a. til konstruksjonsfaktor, duktilitet og til summering av laster.

Ansvarsfordeling i seismisk design – Hvem gjør hva?

Noe krever større grad av samspill mellom Byggetekniker og Geotekniker, mens andre aspekter vurderes noe mer uavhengig.

Ansvarsfordeling i seismisk design – Hvem gjør hva?

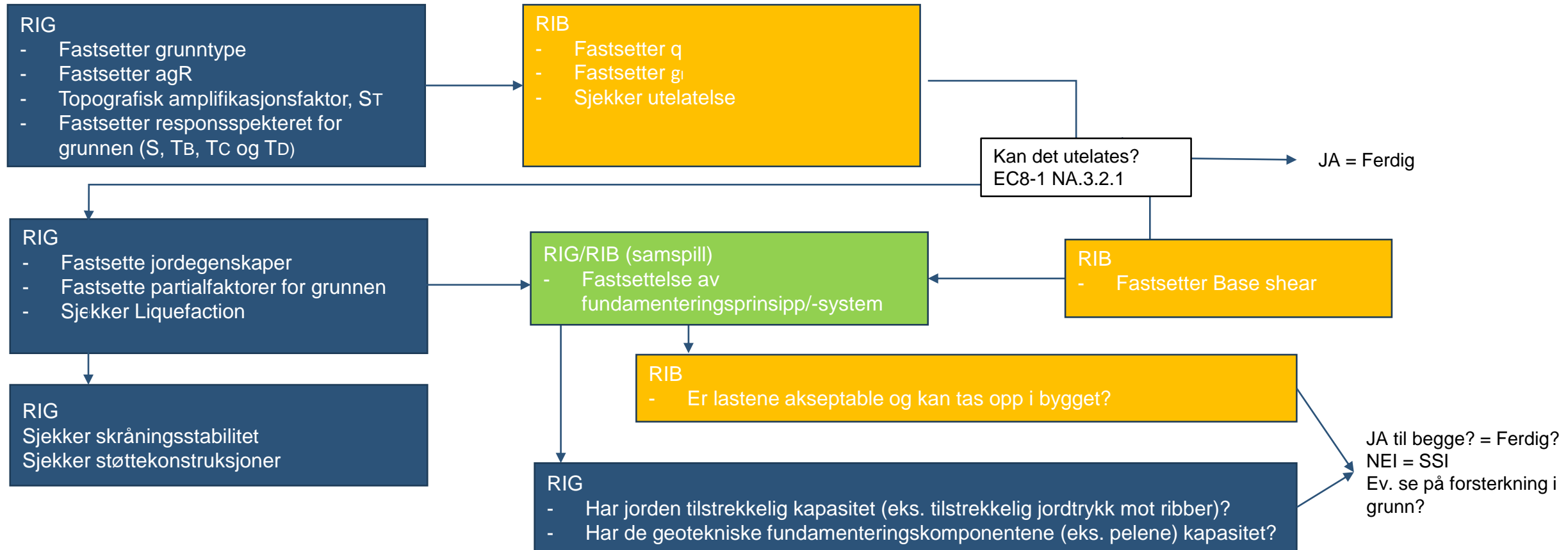
Noe krever større grad av samspill mellom Byggetekniker og Geotekniker, mens andre aspekter vurderes noe mer uavhengig.

Eksempel fra et klassisk Bygg- og eiendomsprosjekt

- Fastsettelse av grunntype (EC8-1)
- Fastsette referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon, a_{gR} (EC8-1)
- Fastsettelse av seismisk klasse og faktor, g_I (EC8-1)
- Fastsettelse av konstruksjonsfaktor, q (EC8-1)
- Fastsettelse av partialfaktorer for grunnen (EC8-5)
- Fastsettelse topografisk amplifikasjonsfaktor, S_T (EC8-5)
- Vurdere utelukkelse (EC8-1)
- Liquefaction (EC8-5)
- Fastsettelse av fundamenteringsprinsipp/-system (EC8-5)
- Kapasitetssjekk av peler/fundamenter (EC8-5, ev. EC8-2)
- Skråningsstabilitet (EC8-5)
- Setninger under sykliske laster (EC8-5)
- Design av støttekonstruksjoner (EC8-5)

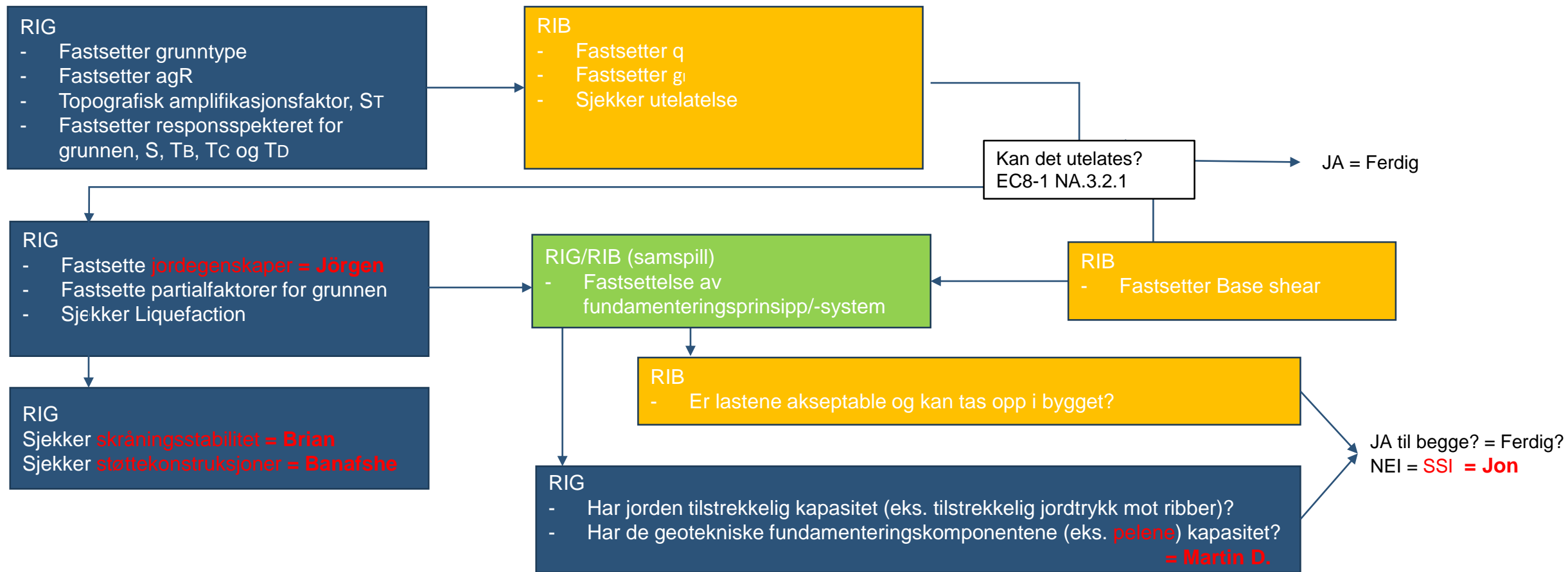
Ansvarsfordeling i seismisk design – Hvem gjør hva?

Eksempel fra et klassisk Bygg- og eiendomsprosjekt



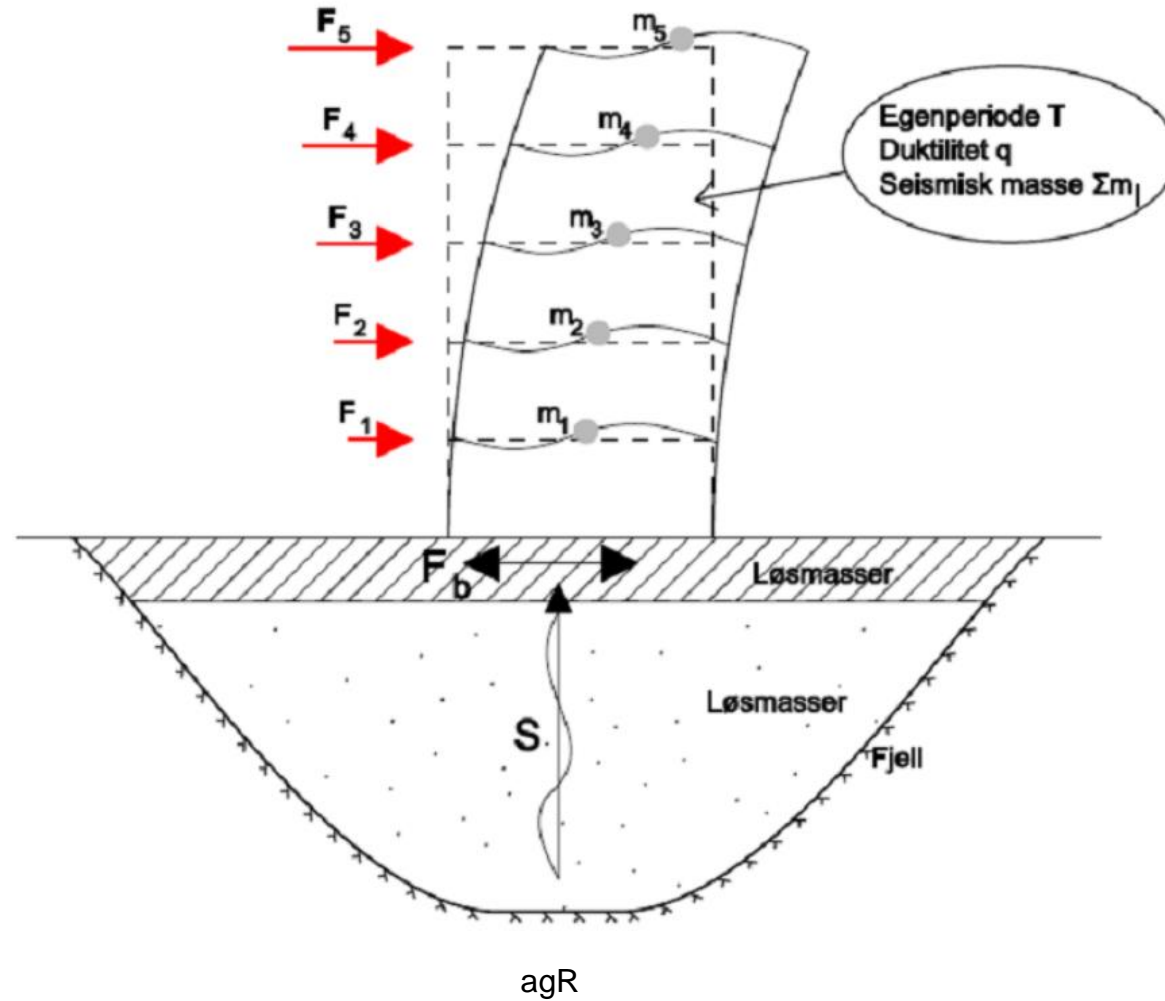
Hvem gjør hva?

Eksempel fra et klassisk Bygg- og eiendomsprosjekt



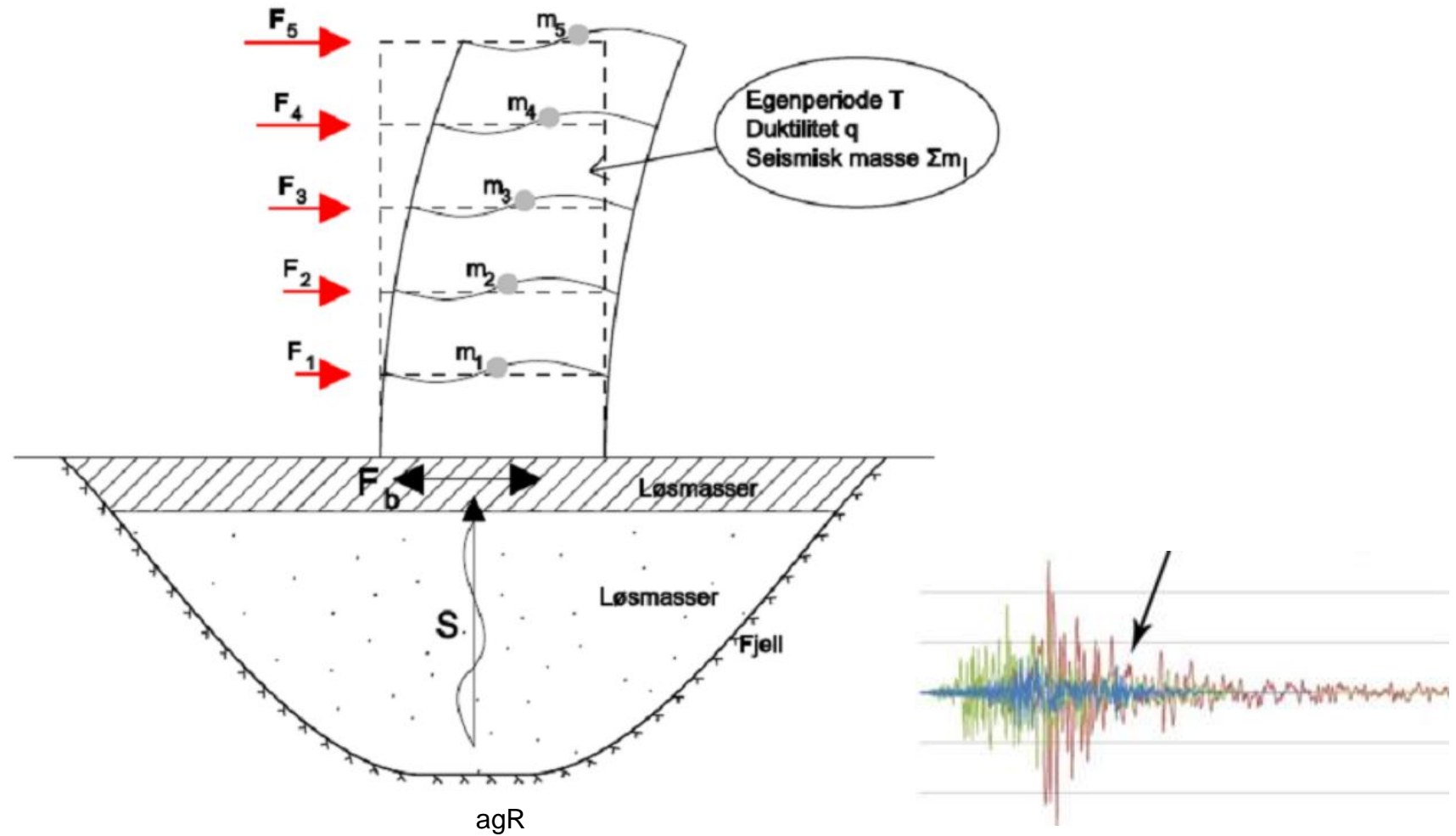
Responsspekter

Responsspekter



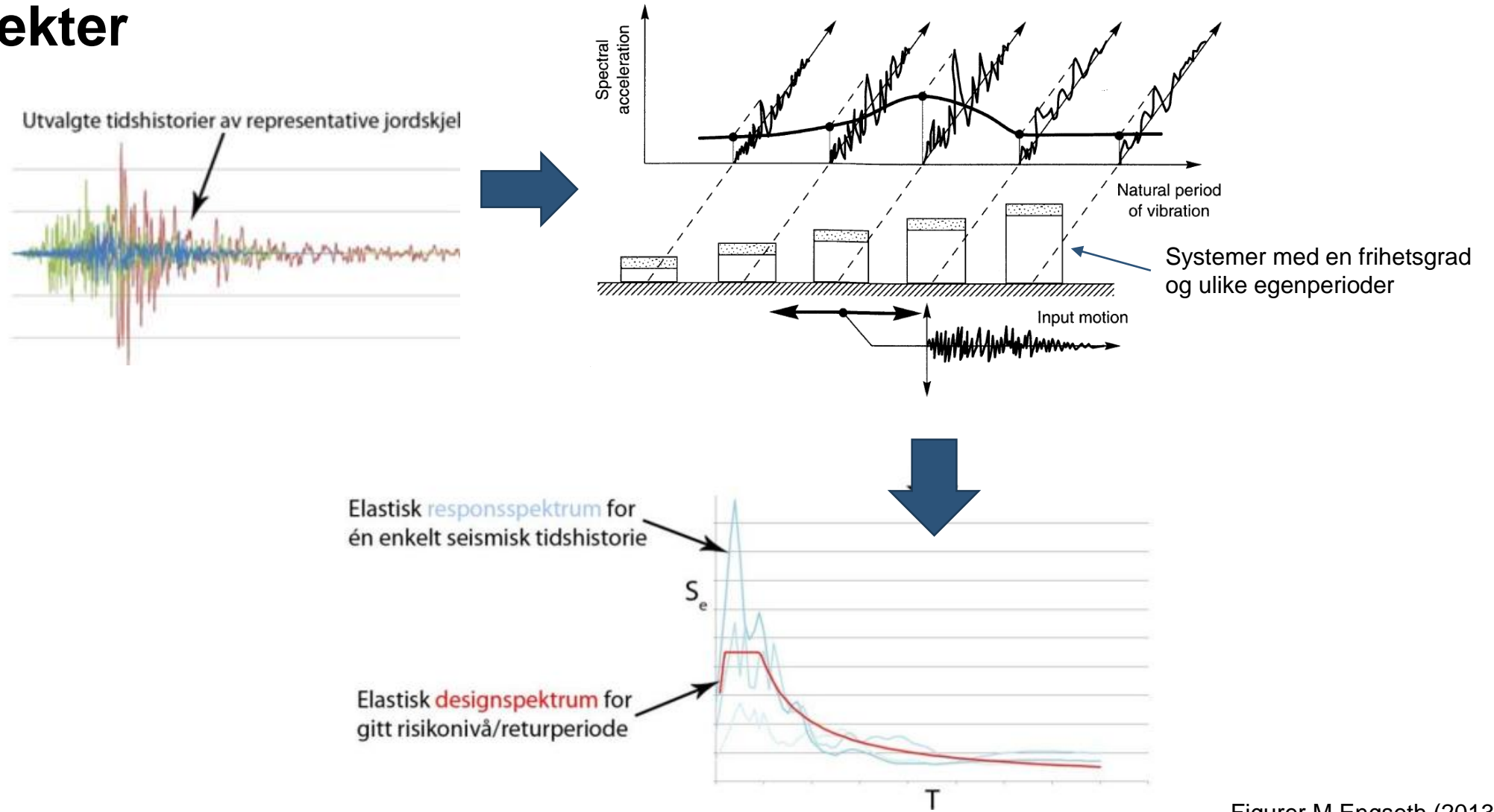
Prinsipiell fremstilling av EC8 sin behandling av jordskjelvdimensjonering. Kilde: Løset, et al., 2010 (justert)

Responsspekter



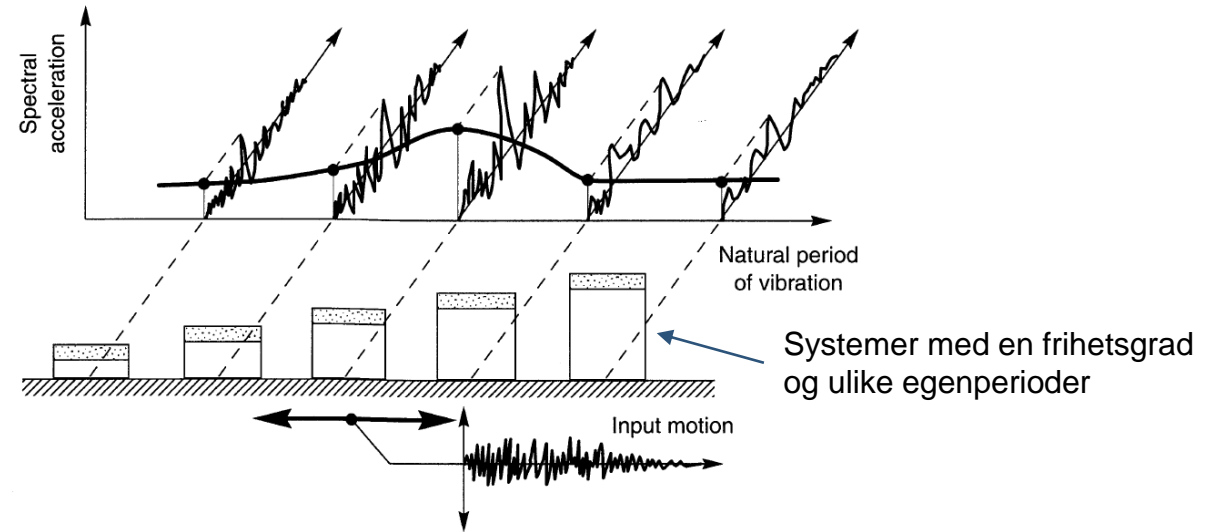
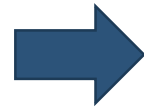
Prinsipiell fremstilling av EC8 sin behandling av jordskjelvdimensjonering. Kilde: Løset, et al., 2010 (justert)

Responsspekter

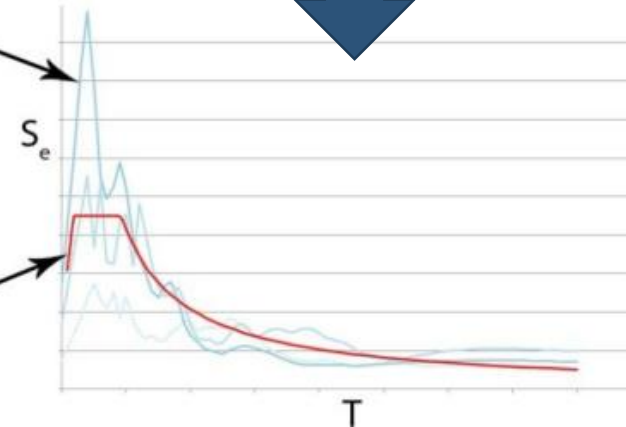


Figurer M.Engseth (2013) og A.M. Kaynia (2013)

Responsspekter



Elastisk **responsspektrum** for én enkelt seismisk tidshistorie



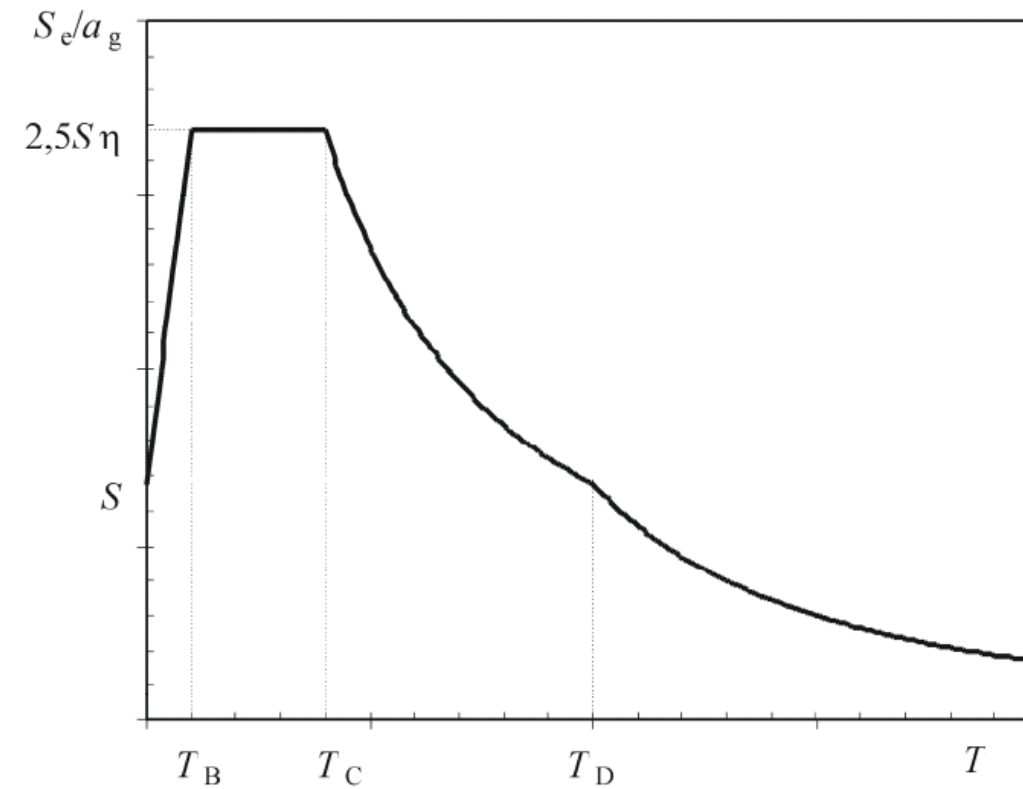
Elastisk **designspektrum** for gitt risikonivå/returperiode

En måte å håndtere/fremstille dynamisk respons, slik at bygg/tiltak kan dimensjoneres ved å bruke ekvivalente statiske laster.

Figurer M.Engseth (2013) og A.M. Kaynia (2013)

Responsspekter

Knekkpunkter og forsterkningsfaktor



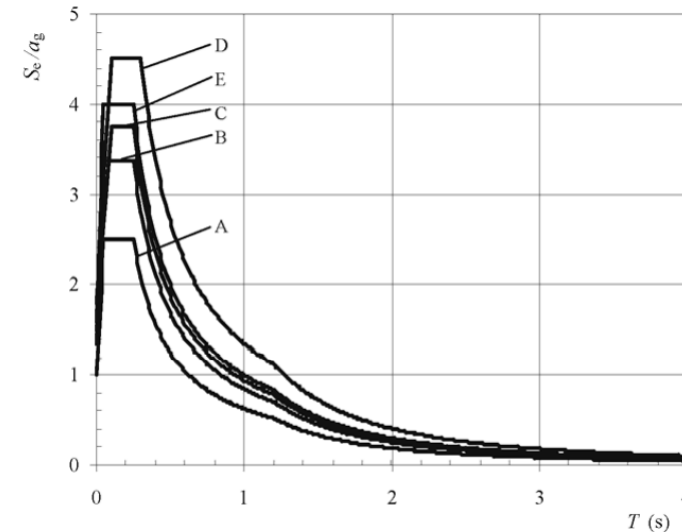
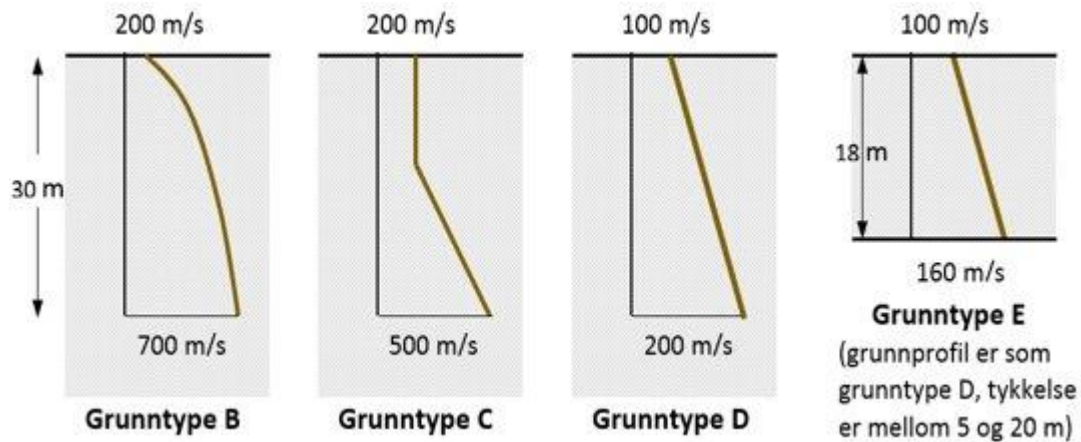
Figur 3.1 – Form på elastisk responsspektrum

Responsspekter

Grunntype A-E (og S1/S2)

EC8-1 3.2.2.2 (2)P

Hvis det ikke tas hensyn til geologiske forhold i dybden (se EC8-1 3.1.2(1)), anbefales det å bruke to typer spektre: type 1 og type 2.

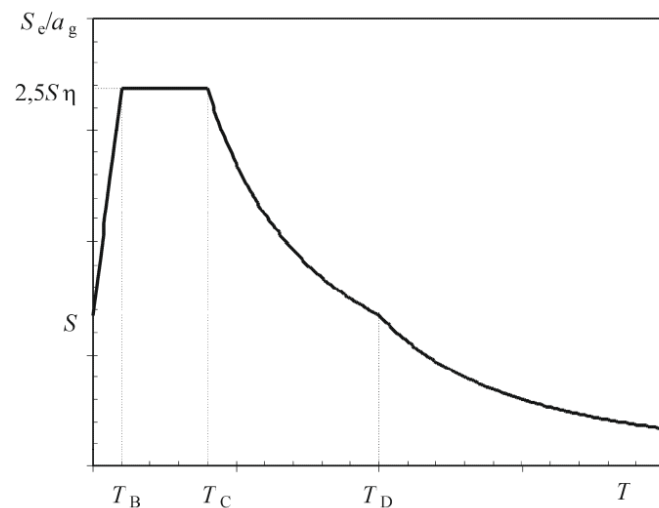


Figur 3.3 – Anbefalte elastiske responsspektrere av type 2 for grunntype A til E (5 % demping)

Hvis jordskjelvene som bidrar mest til den seismiske faren definert for byggegrunnen, og som ligger til grunn for den probabilistiske beregningen av faren, har magnitudo M_s på høyst 5,5, anbefales det å bruke spektrum type 2

Responsspekter

Knekkpunkter og forsterkningsfaktor



Figur 3.1 – Form på elastisk responsspektrum

Tabell 3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrene av type 2

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

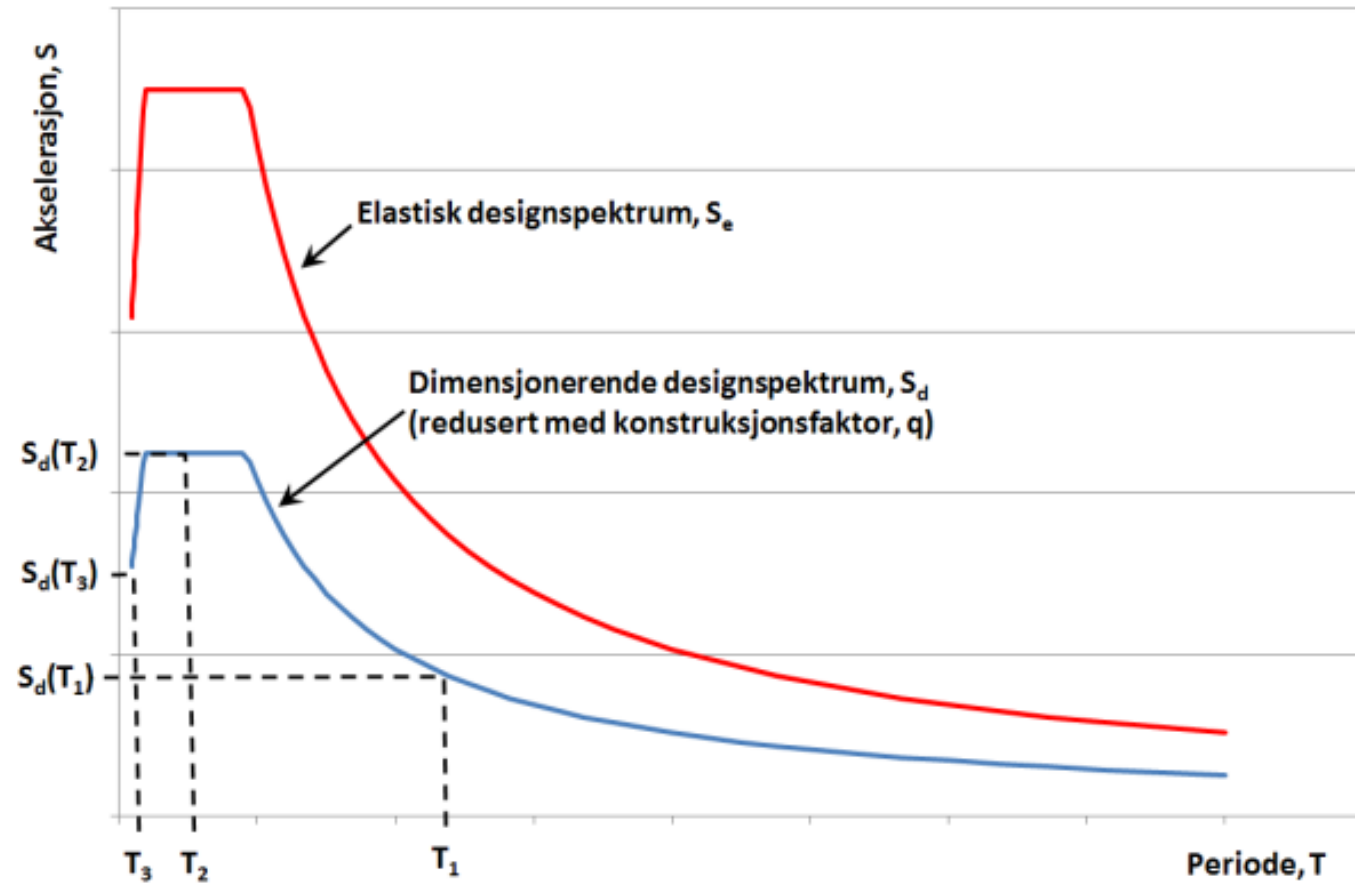
Tabell NA.3.3 – Verdier for parametere som beskriver elastiske responsspektrene for grunntype S_1 og S_2

Dybde til berg	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
6 - 20 m	2,0	0,10	0,40	1,4
20 - 35 m	1,9	0,15	0,50	1,5
35 - 60 m	1,8	0,20	0,60	1,6

Gledelig
tillegg i N.A.
2021

Responsspekter

Se og Sd



Figuren viser hvordan det elastiske designspekteret, S_e , blir redusert med faktor q for å danne det dimensjonerende designspektrumet S_d . M.Engseth (2013)

Responsspekter

Stedsspesifikke analyser (site response)

Responsspekter

Stedsspesifikke analyser (site response)

EC8-1 åpner for å gjøre stedsspesifikke analyser for å bestemme responsspekteret.

3.1.2 Identifisering av grunntyper

(1) Grunntypene A, B, C, D og E, som er beskrevet ved stratigrafiske profiler og parametere gitt i tabell 3.1 og forklart i det følgende, kan brukes for å ta hensyn til innflytelsen av lokale grunnforhold på den seismiske påvirkningen. Dette kan også gjøres ved i tillegg å ta hensyn til innflytelsen av geologiske forhold i dybden på den seismiske påvirkningen.

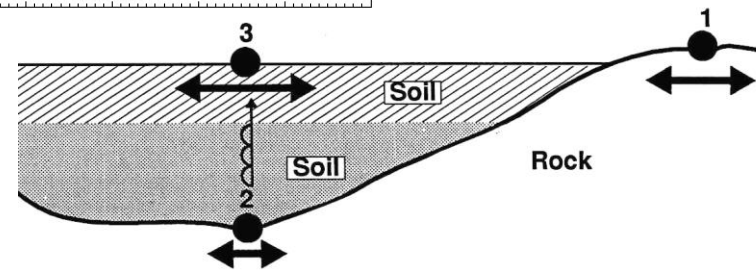
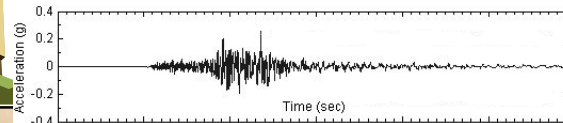
Responsspekter

Stedsspesifikke analyser (site response)



Gjøres ved 1D-analyser (f.eks. SHAKE-91) or 2D/3D modeller (f.eks. Plaxis)

Merk: 2D-analyser kan være utfordrende mht. demping og planvirkninger.

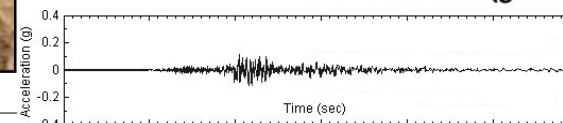


Legend:



Representing horizontal earthquake ground motion

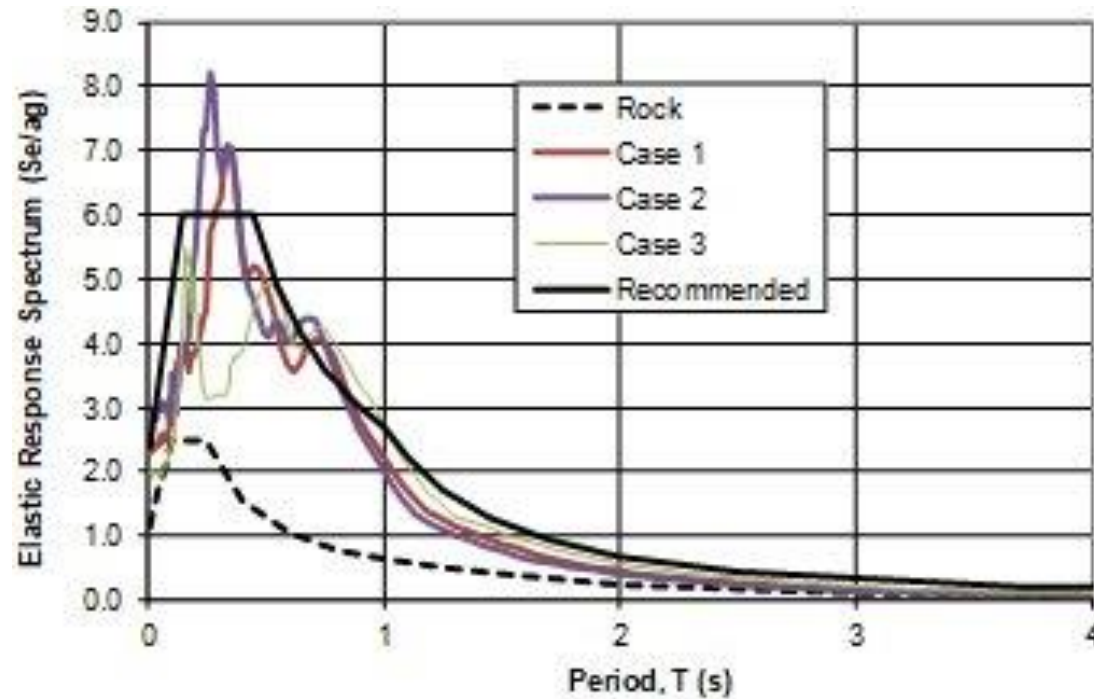
- 1 : Bedrock outcrop (no soil above rock)
- 2 : Bedrock (soil-rock interface)
- 3 : Free-field (general point at ground surface)



Psst. Se [denne linken](#) for å laste ned SHAKE-91 og [denne](#) for SHAKE91_input

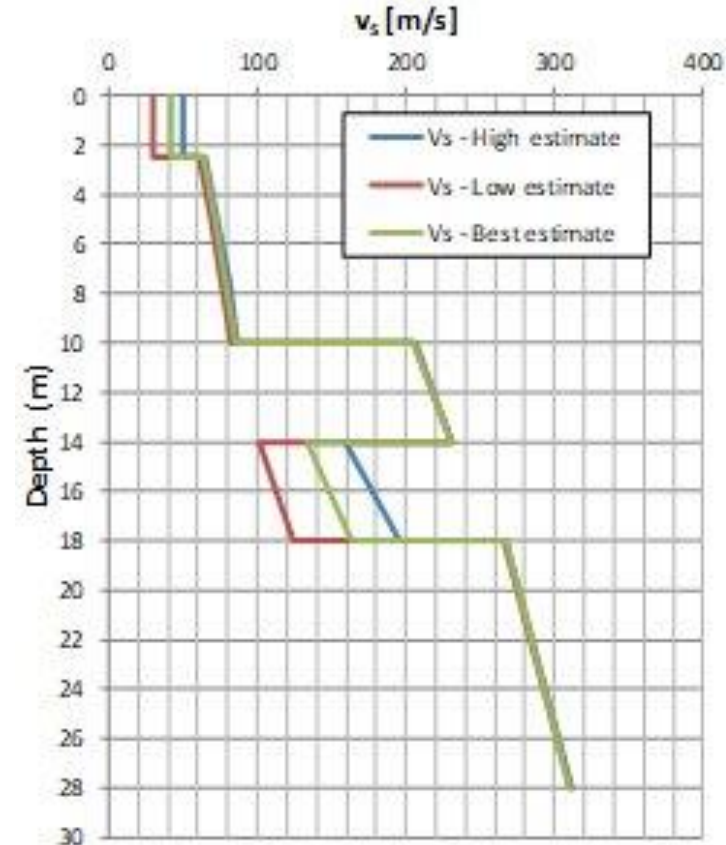
Responsspekter

Stedsspesifikke analyser (site response) - Eksempel



Parametere til designspekteret i EC8-1.

S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
2.40	0.15	0.45	1.00



Sluttkommentar

Summering av stabiliserende bidrag

Sluttkommentar (hjertesukk)

Summering av stabiliserende bidrag

► NS-EN 1998-5+N.A. 5.3.2

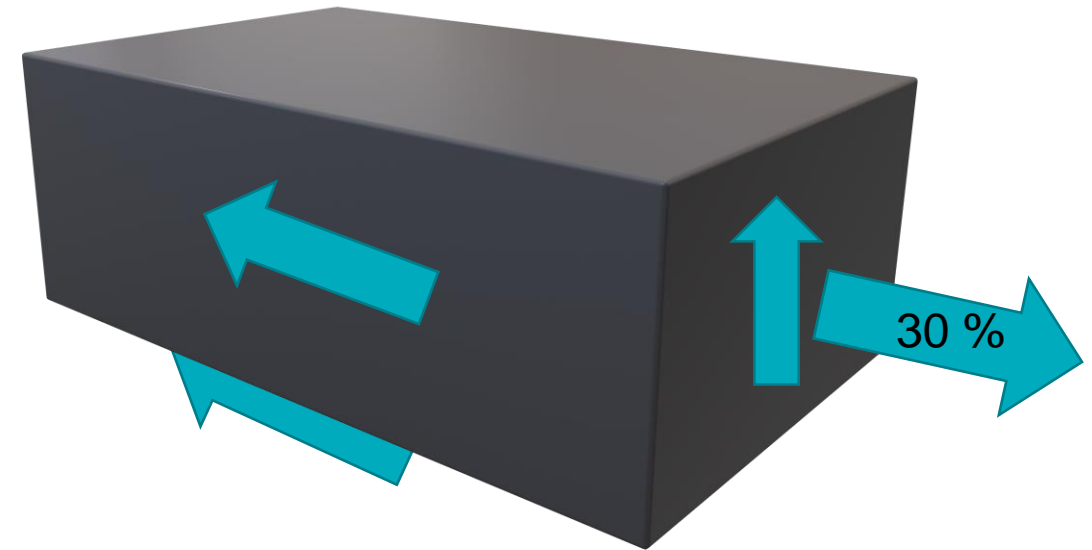
(2)P *Horizontal force.* The design horizontal shear force V_{Ed} shall be transferred by the following mechanisms:

a) by means of a design shear resistance F_{Rd} between the horizontal base of a footing or of a foundation-slab and the ground, as described in 5.4.1.1;

b) by means of a design shear resistance between the vertical sides of the foundation and the ground;

c) by means of design resisting earth pressures on the side of the foundation, under the limitations and conditions described in 5.4.1.1, 5.4.1.3 and 5.4.2.

(3)P A combination of the shear resistance with up to 30% of the resistance arising from fully-mobilised passive earth pressures shall be allowed.



Norconsult 

Hver dag forbedrer vi hverdagen