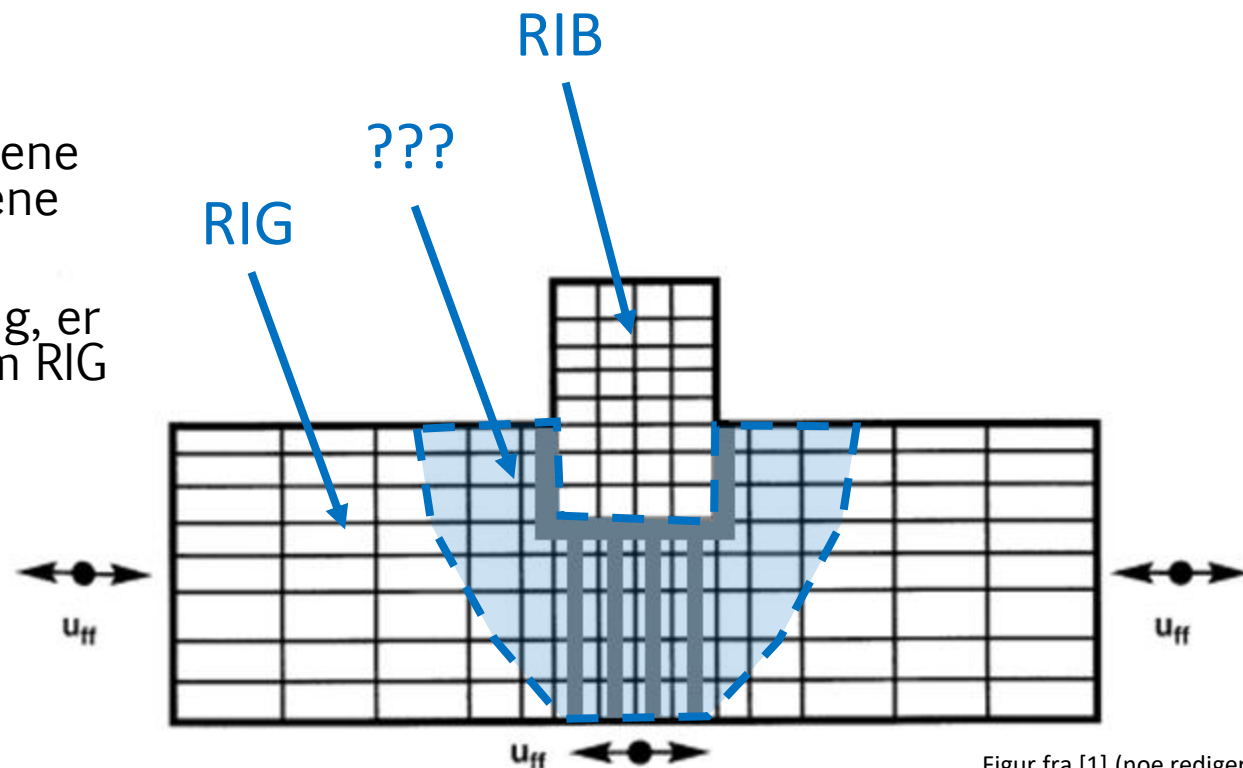


# Soil-Structure Interaction - SSI (jord-konstruksjon samvirke)



# Introduksjon

- Jord-konstruksjon samvirke (SSI) kan defineres som samvirke (aksjon/reaksjon) mellom følgende tre systemer:
  - Konstruksjonen
  - Fundamentet
  - Løsmassene under og rundt fundamentet
- Det er en «influenssone» rundt konstruksjoner fundamentert på løsmasser, der jordskjelv bevegelser vil påvirkes av interaksjon mellom disse tre systemene (illustrert med blå stiplet linje på figuren th.)
- For å lykkes i å modellere dette samvirket best mulig, er det en forutsetning med et godt samarbeide mellom RIG og RIB.



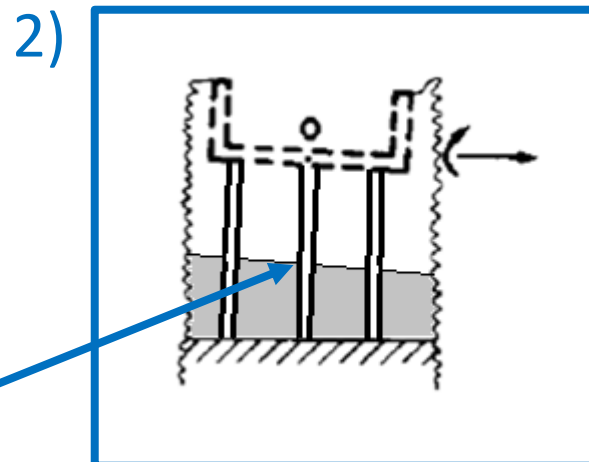
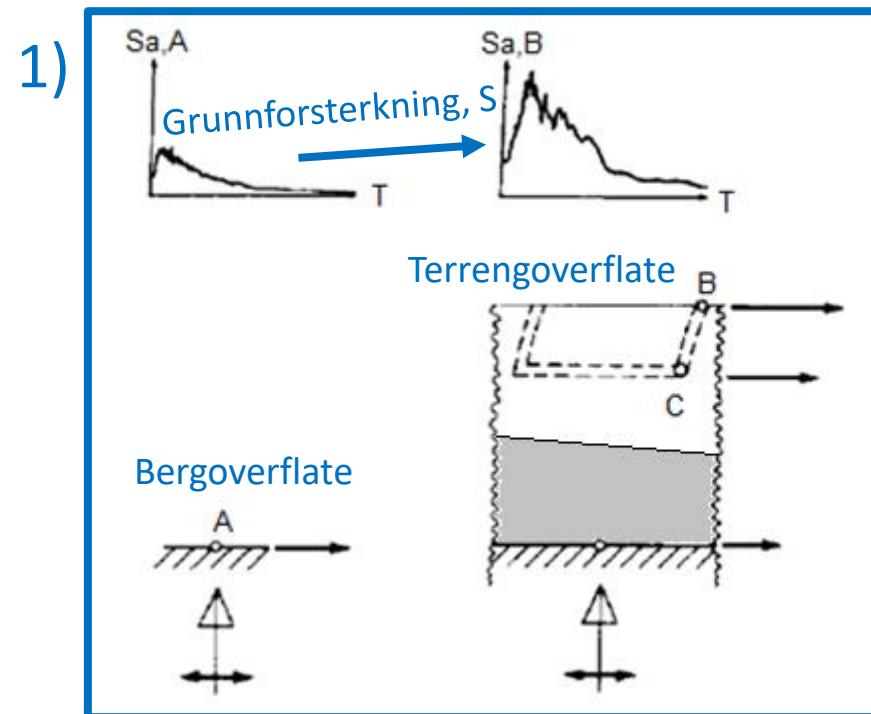
Figur fra [1] (noe redigert)

# Prinsipper for SSI

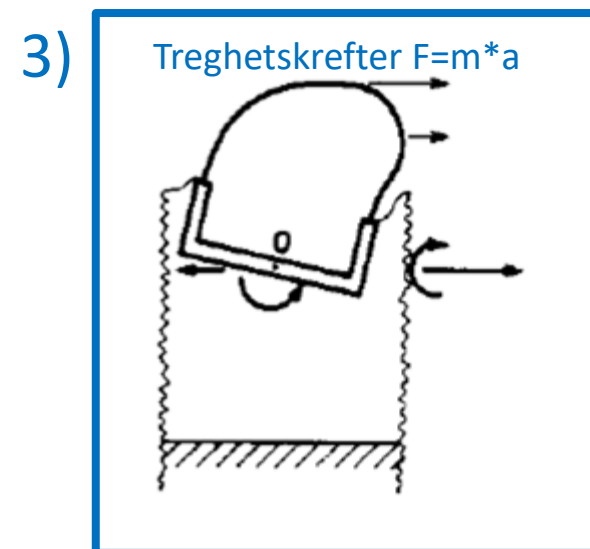
- Geoteknisk (og byggeteknisk) jordskjelvproblematikk tar hensyn til samvirke mellom følgende effekter:

1. Forsterkning/dempning av jordskjelvbevegelsene gjennom løsmasselagene (grunnforsterkning, forsterkningsfaktor  $S$ )
2. Påvirkninger knyttet til fundamentets geometri og stivhet – «kinematic interaction» (kinematisk samvirke)
3. Påvirkninger knyttet til konstruksjonens masse – «inertial interaction» (treghetssamvirke)

SSI

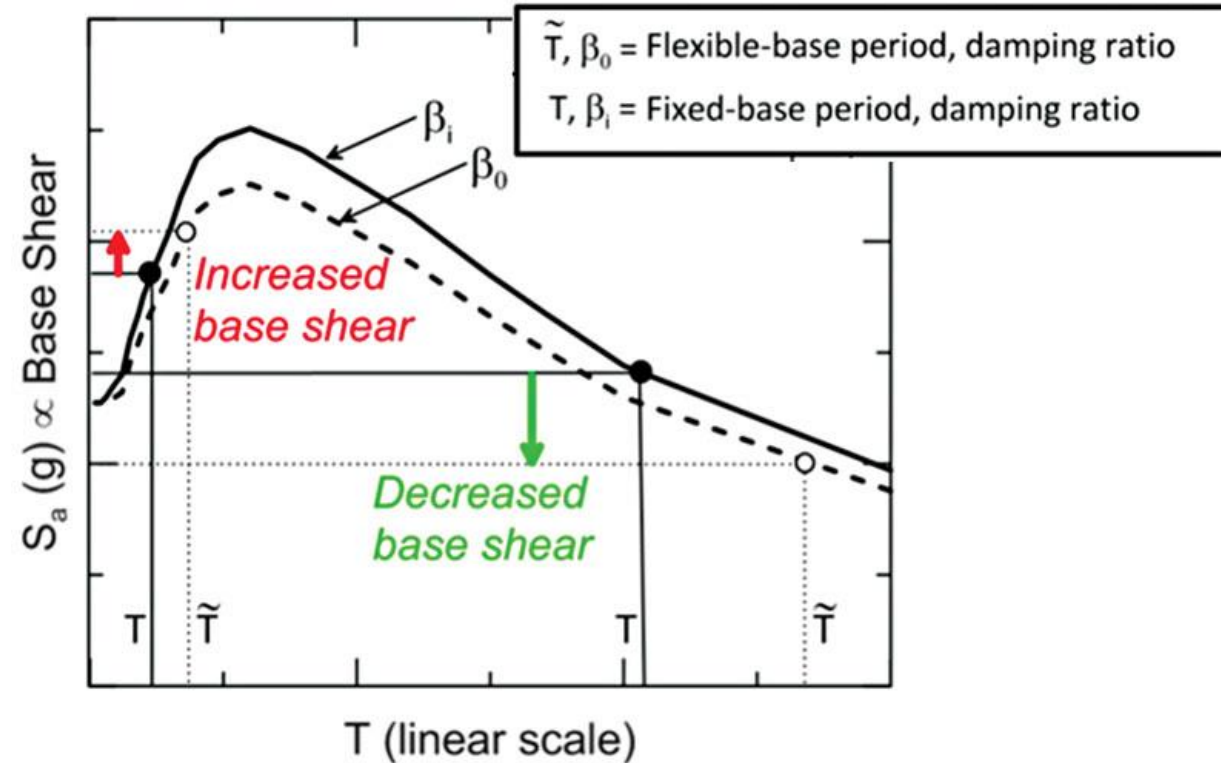
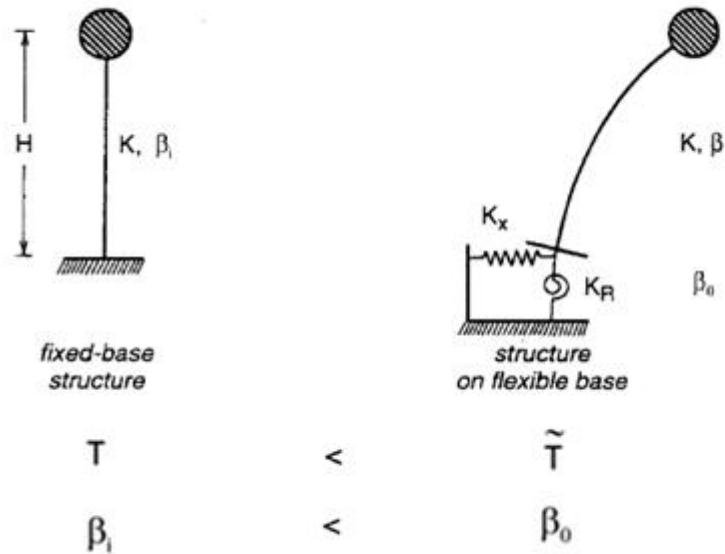


Kan gi tvangsmomenter på peler



# Hvordan påvirker SSI konstruksjonens respons?

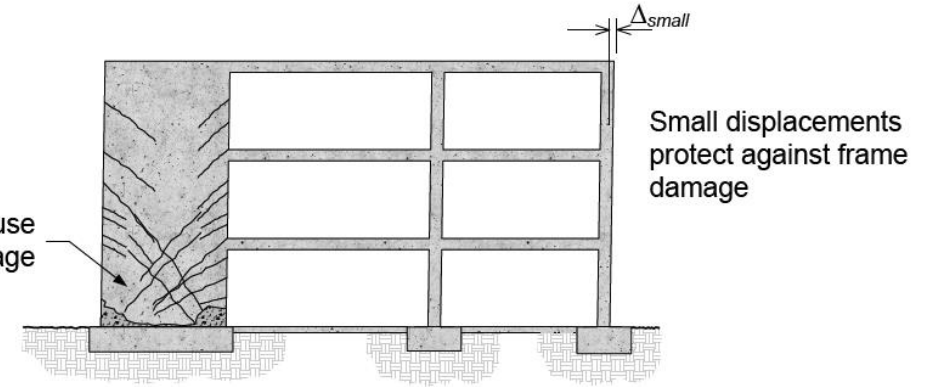
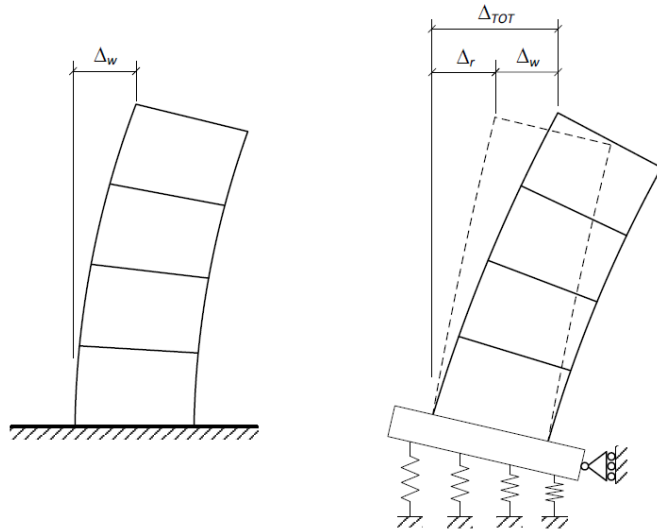
- Forlengelse av konstruksjonens svingeperioder
- Forøkelse av demping i hele systemet (ses ofte bort fra i praksis)



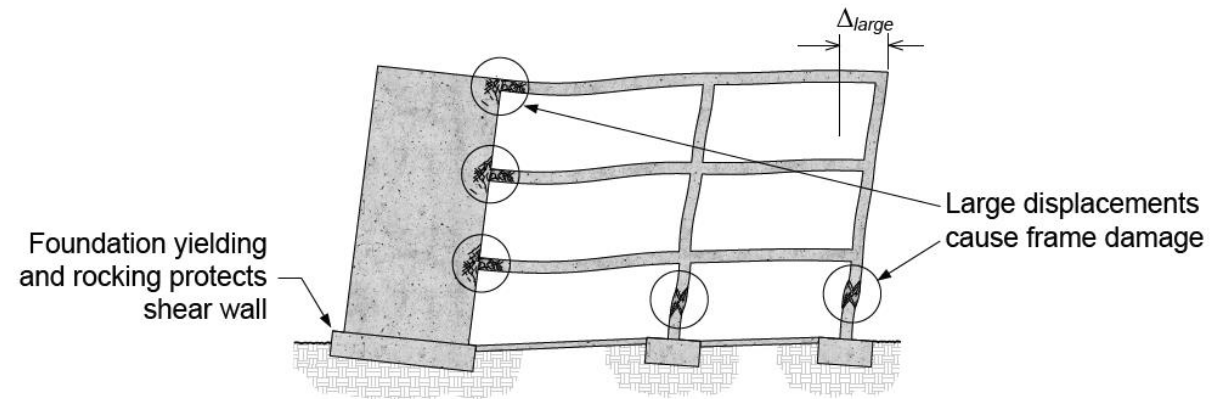
# Hvordan påvirker SSI konstruksjonens respons?

- Forlengelse av konstruksjonens svingeperioder
- Forøkelse av demping i hele systemet (ses ofte bort fra i praksis)
- Endring av deformasjoner, krefter og kritiske elementer i konstruksjonen

Gjelder spesielt stive konstruksjoner på myke grunnforhold der SSI typisk har mye å si



**Stiff/Strong Foundation**

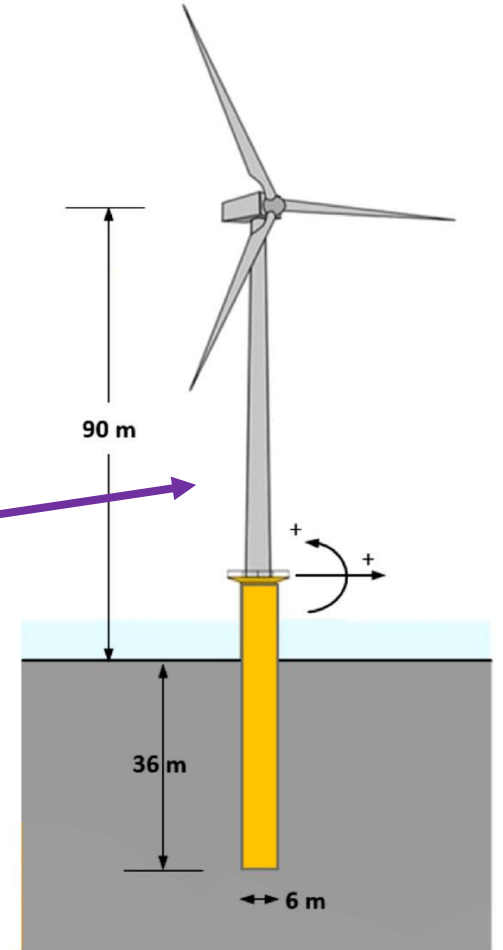


**Flexible/Weak Foundation**

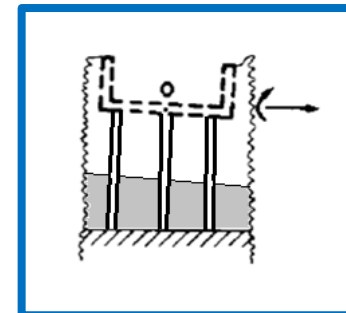
# Hvordan påvirker SSI konstruksjonens respons?

- Forlengelse av konstruksjonens svingeperioder
- Forøkelse av demping i hele systemet (ses ofte bort fra i praksis)
- Endring av deformasjoner, krefter og kritiske elementer i konstruksjonen
- Kinematisk samvirke vil generelt ha liten betydning eller medføre reduserte jordskjelv bevegelser
  - Men for enkelte typer konstruksjoner kan eksempelvis rotasjon fra kinematisk samvirke være kritisk, se evt. artikkelen [5].
- I de fleste situasjoner vil SSI redusere jordskjelvs kreftene, men ikke alltid...

Hovedsakelig knyttet fundamentets fleksibilitet (deformasjoner i grunnen rundt fundamentet)

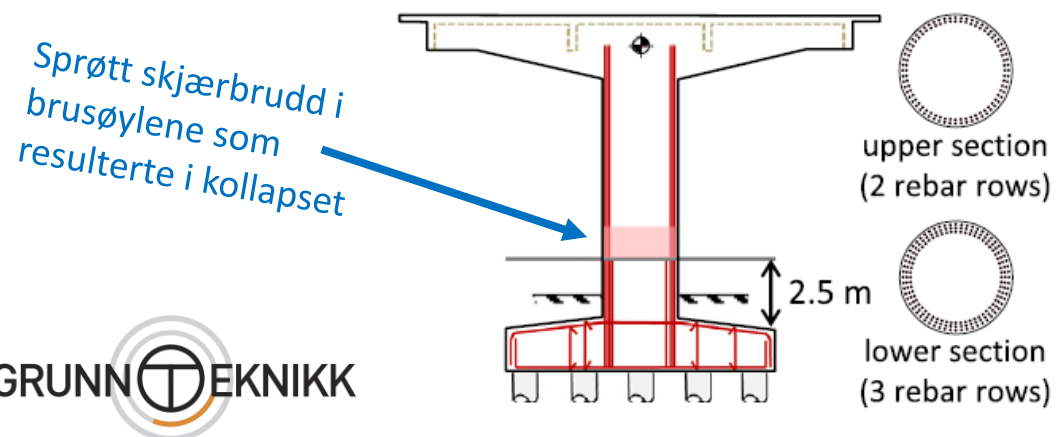


kinematisk samvirke -  
Påvirkninger knyttet til  
konstruksjonens geometri og  
stivhet



# Historisk eksempel

- «Great Hanshin 1995» jordskjelvet i Kobe, Japan.
- Styrke på  $M_w=7$ , vesentlig høyere enn hva konstruksjonene i området var prosjektert for.
- Kollaps av totalt 18 spenn av «Hanshin Expressway Route 3», en av de mest katastrofale kollaps fra dette jordskjelvet.
- Brodekket var understøttet av sirkulære betongsøyler med 3,1 m diameter fundamentert på 17-pels pelegrupper.
- Årsak til kollapset er i ettertid vurdert i stor grad å skyldes bl.a. utilstrekkelig skjærarmoring (sammenlignet med dagens standard).
  - Bruddmekanisme for kollapset var et sprøtt skjærbrudd, lokalisert ca. 2,5 m over pelehodet (der det største bøyemoment opptrer).
- I tillegg er jord-konstruksjon samvirke vurdert å ha spillet en vesentlig ødeleggende rolle for kollapset.

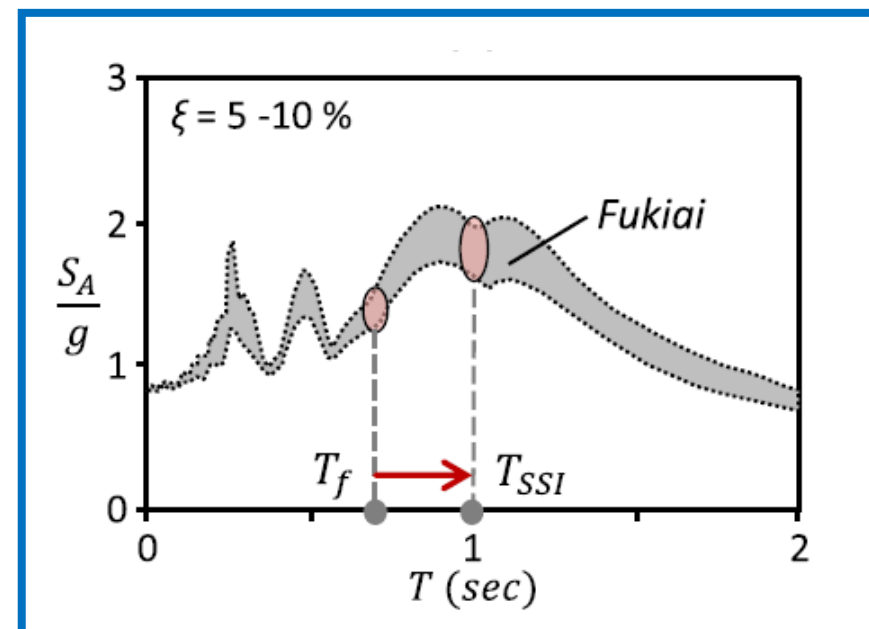


Figur (tv.) fra [6] og bilde (th.) fra og [7]

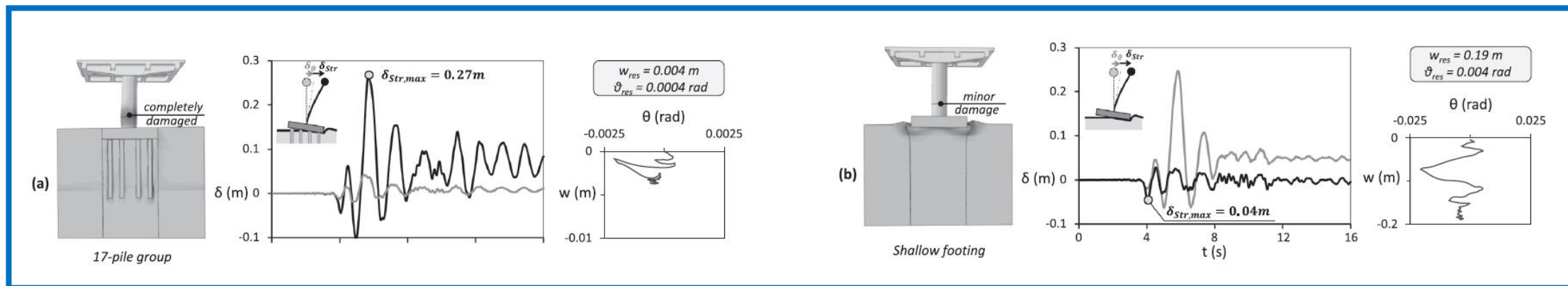
# Historisk eksempel

- Vurdert rolle av jord-konstruksjon samvirke i kollapset:
  - A. Betydelig grunnforsterkning av jordskjelv bevegelsene i kombinasjon med høyere jordskjelv krefter pga. forlenging av konstruksjons svingeperioder som følge fundaments fleksibilitet.
  - B. Rollen av pelefundamentet, som stort sett var intakt etter jordskjelvet. FEM analyser utført i etterkant viser til sammenligning betydelig mindre skader i konstruksjonen ved modellering av et underdimensjonert overflatefundament for brua - dette på bekostning av store permanente setninger og rotasjon etter jordskjelvet.
- Se nærmere gjennomgang i artiklene [6] og [8].

A)



B)





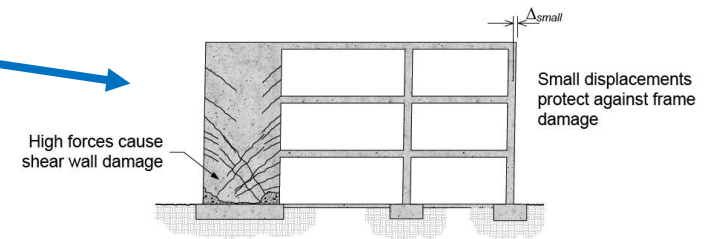
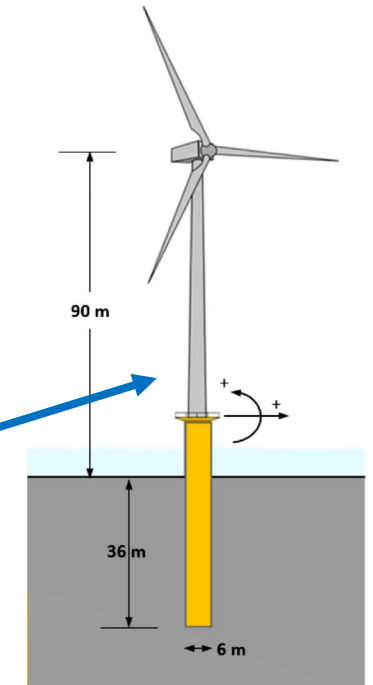
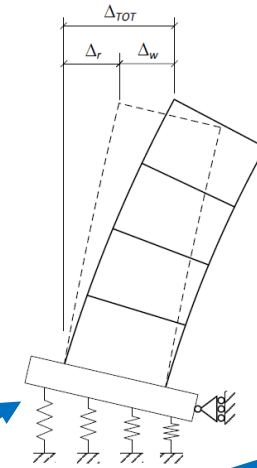
# Hva sier regelverket (Eurokode 8)

I kap. 6 i Eurokode 8-5 [9] er det gitt en rekke tilfelle hvor SSI kan være kritisk og derfor må tas høyde for:

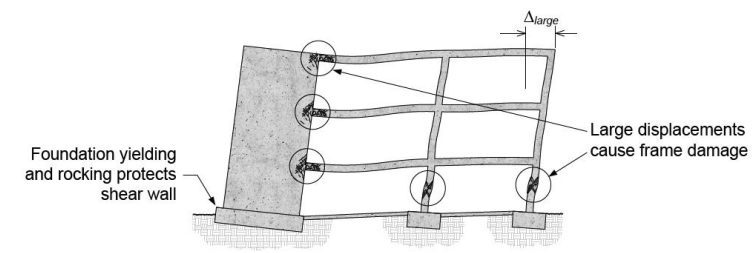
- Konstruksjoner hvor P-delta (2. ordens) effekter spiller en vesentlig rolle.
- Konstruksjoner med massive eller dyptliggende fundamenter, som eksempelvis bropilarer, offshore senkekasser og siloer.
- Slanke og høye konstruksjoner, som eksempelvis tårn (se Eurokode 8-6).
- Konstruksjoner fundamentert på bløte løsmasser med gjennomsnittlig skjærbølgehastighet mindre enn 100 m/s (typisk for grunntype S1).

Husk på å ivareta jordskjelvkrefter på peler, dvs. treghetskrefter fra overliggende konstruksjon og kinematiske krefter fra samvirke med omkringliggende jord (kan ofte ses bort fra).

I Eurokode 8-5 [9] står det ikke noe konkret om hvordan man tar hensyn til SSI.



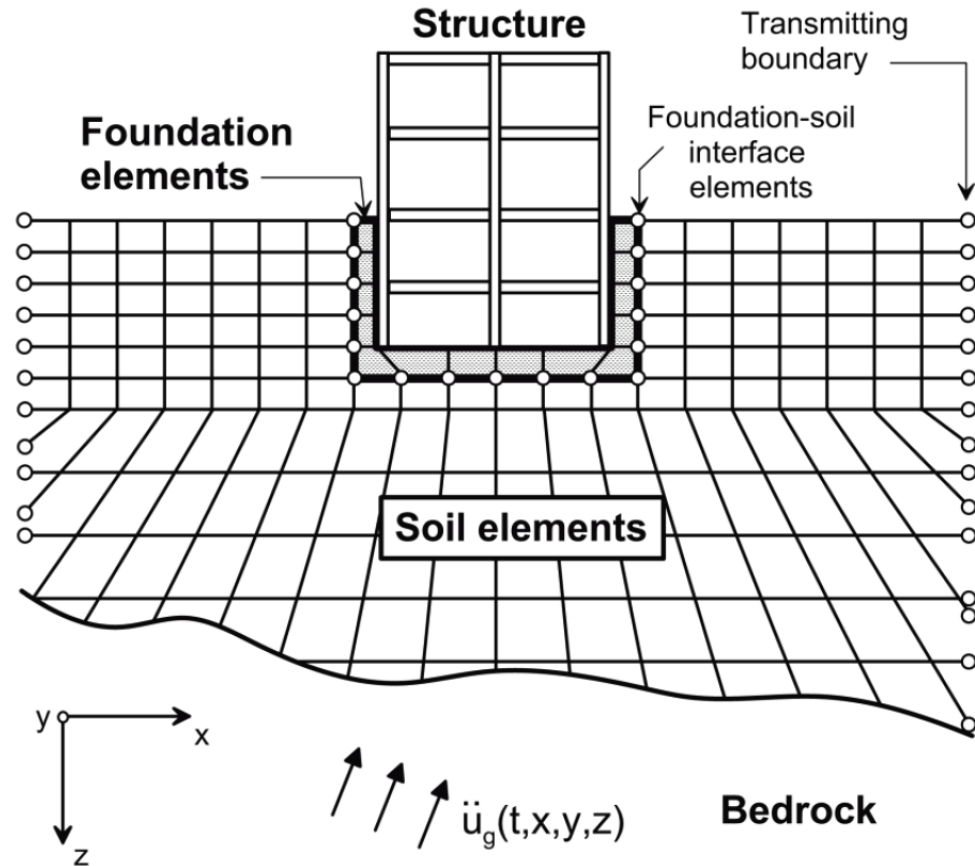
**Stiff/Strong Foundation**



**Flexible/Weak Foundation**

# Beregningsmetoder

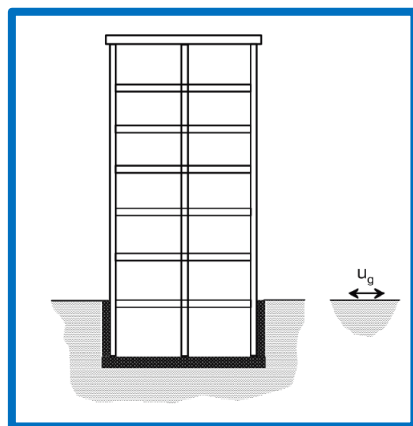
- «Direct approach» (både jord og konstruksjon modelleres i samlet modell)
  - Kompleks modell, mest anvendt av eksperter ifm. forskning og store prosjekter.



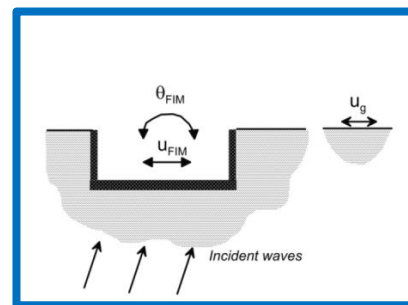
# Beregningsmetoder

- «Substructure approach»/«Multistep approach» (indirekte metode)
  - Modellen er delt opp i to:
    - A. Jordmodell
      - Fundament og konstruksjon modelleres uten masse (ellers ses hel bort fra). Dette for å se bort fra responsen fra konstruksjonen.
      - Beregning av jordskjelv bevegelser/akselerasjoner konstruksjonen utsettes for.
    - B. Konstruksjonsmodell
      - Fleksibilitet av fundamentet (og evt. demping av jorden) modelleres.
      - Responsen fra jorden (beregnet i jordmodellen) påsettes som treghetslast.
      - Beregning av treghetskrefter i konstruksjonen og resulterende krefter i fundamentnivå (som må tas opp i jorden).
  - Se evt. mer detaljert gjennomgang i kap. 7.5 i Kramer sin bok [1] og kap. 1 i NEHRP boken [10].

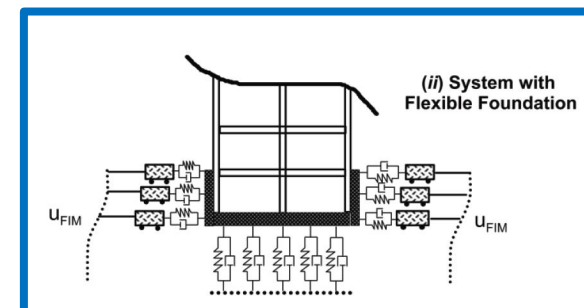
Samlet modell



A. Jordmodell  
(beregning av jordskjelv  
bevegelser/akselerasjoner  
konstruksjonen utsettes for)



B. Konstruksjonsmodell  
(beregning av treghetskrefter i konstruksjonen,  
samt resulterende krefter i fundamentnivå)



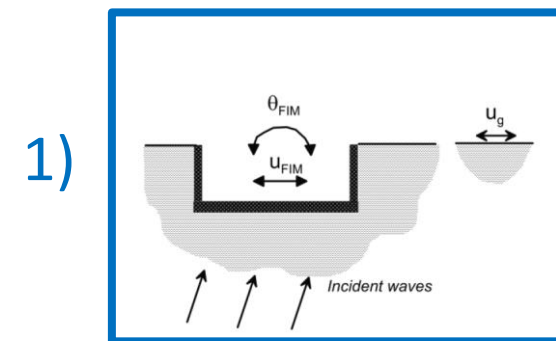
# Stegvis beregningsmetodikk – «substructure approach»

Stegvis prosedyre for sammenkobling av konstruksjons- og jordmodellen:

1. Bestemme jordskjelv bevegelser/akselerasjon konstruksjonen utsettes for - grunnforsterkning (forsterkningsfaktor  $S$ ).
  - Iht. SVV rapport 604 [11] kan det for vanlige konstruksjoner ses bort fra kinematisk samvirke (påvirkning av konstruksjonens geometri og stivhet).
2. Modellering av fundamentets fleksibilitet (demping i jorden ses typisk bort fra), typisk betegnet som jordfjærer/fjærstivheter.
3. RIB sin analyse - beregning av treghetskrefter i konstruksjonen og resulterende krefter i fundamentnivå. Dette med utgangspunkt i jordskjelv akselerasjoner fra punkt 1 og fjærstivheter fra punkt 2.
4. Treghetskreftene fra konstruksjonen (baseshear og resulterende moment i fundamentnivå) må tas opp i jorden. Dvs. vurdering av tilstrekkelig kapasitet av peler, samt jordens bæreevne under fundamenter og inn mot kjellervegger.

Ofte blir dette en iterativ beregningsgang, der steg 2 – 4 gjentas inntil det er oppnådd et optimalt design av konstruksjon og fundament.

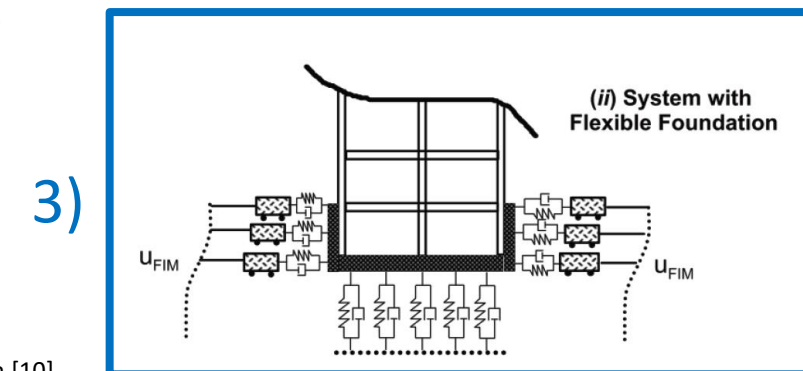
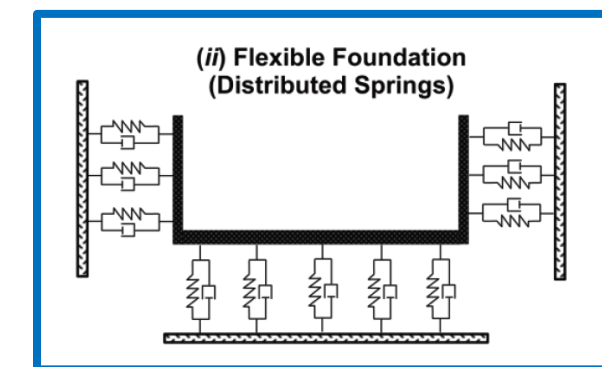
Se evt. SVV rapport 604 [11] for mer detaljert gjennomgang.



RIG

RIB

RIG

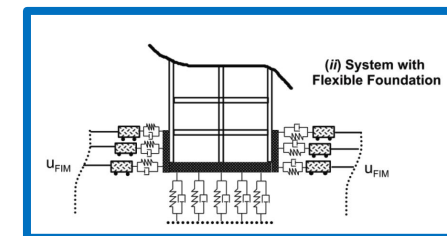


# Fjærstivheter – statisk stivhet

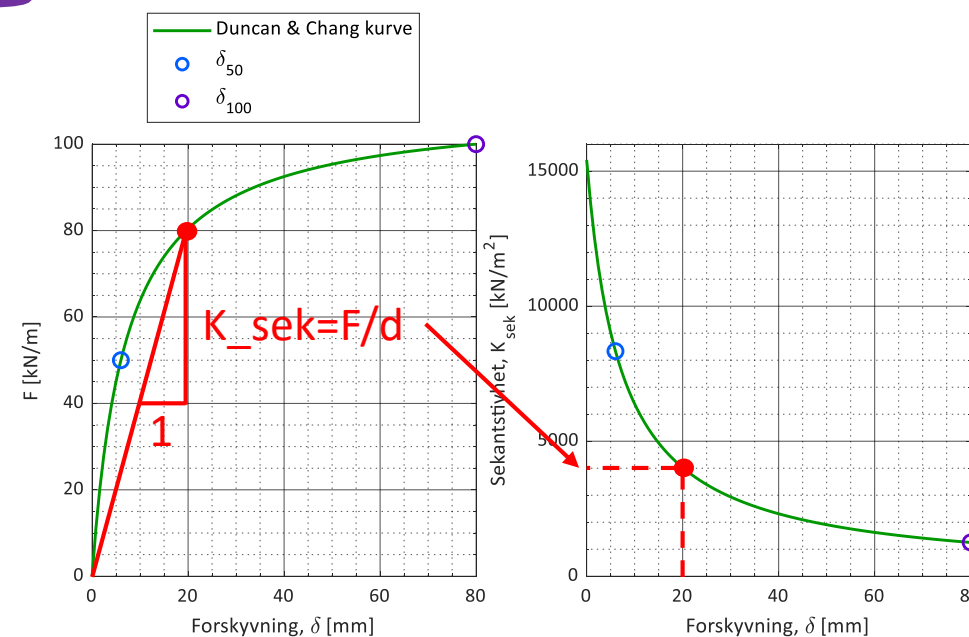
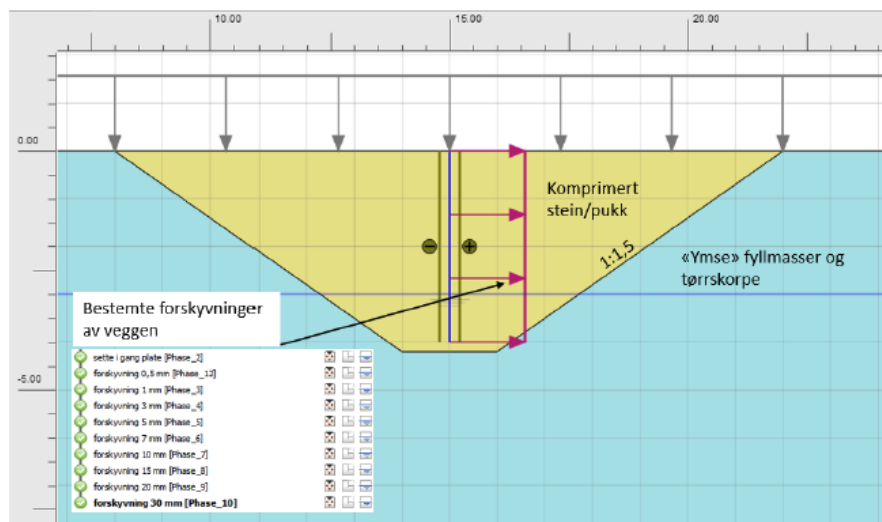
- Vanligvis anvendes ikke partjalfaktorer ved bestemmelse av fjærstivheter, da det på forhånd ikke er kjent om en lavere eller høyere stivhet er kritisk.
- Typisk anvendt for direktefundamenter:
  - Gazetas formler, se eksempelvis artikkelen [12]
  - Push over analyser, utført eksempelvis i PLAXIS (figur nedenfor tv.)
  - Kurvetilpasning med eksempelvis Duncan & Chang [13] (figur th. Nedenfor) basert på erfaringsverdier ( $d_{50}$  og  $d_{100}$ ) evt. kombinert med elastisk stivhet fra Gazetas formler.

Elastisk stivhet  
Ikke lineær stivhet

Beregningsmetoden forutsetter anvendelse av lineære/ekvivalent lineære fjærstivheter



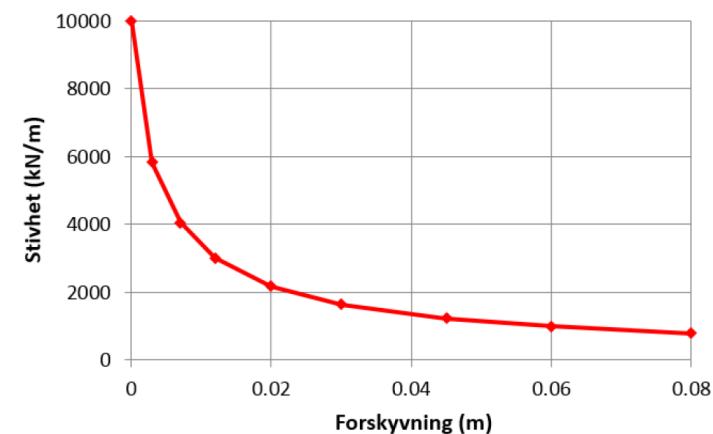
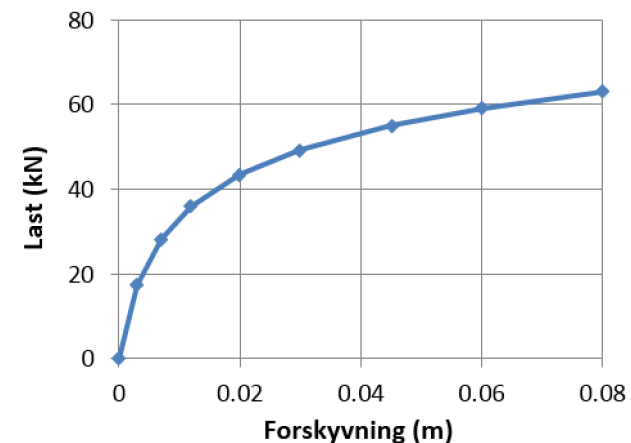
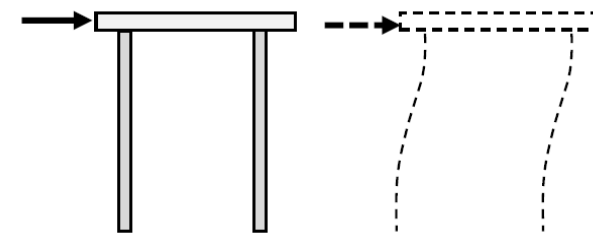
Figur fra [10]



# Fjærstivheter – statisk stivhet

- Typisk anvendt for peler:
  - Push over analyser i eksempelvis GeoSuite Piles (figur th.).
  - Formler i eksempelvis Eurokode 8-5 tabell C.1 (vist nedenfor) - kan etter vår erfaring gi urealistisk høye fjærstivheter.
  - Erfaringsvis kan gruppeeffekt ses bort fra ved normal avstand mellom pelene – kan sjekkes i GeoSuite Piles.

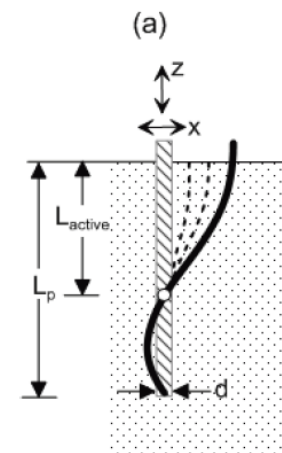
| Jordmodell\Stivhet   | $\frac{k_{HH}}{dE_s}$                      | $\frac{k_{MM}}{d^3E_s}$                    | $\frac{k_{HM}}{d^2E_s}$                     |
|----------------------|--|--|---|
| $E = E_s \cdot z/d$  | $0,60 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,35}$ | $0,14 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,80}$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



# Fjærstivheter – dynamisk stivhet

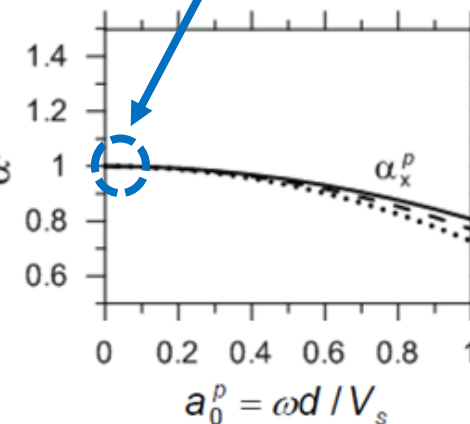
- Stivhet under dynamisk belastning kan variere fra statisk stivhet. Dette pga. påvirkninger fra tregheten av jorden som støtter fundamentet (added mass).
- Det finnes etterhånden en del studier som vurderer forholdet mellom dynamisk og statisk stivhet.
  - For peler, se eksempelvis NEHRP boken [10] (formler og kurver tatt fra [14]) – vist på figuren øverst th.
  - For direktefundamenter se eksempelvis artikkelen [12] (Gazetas sine formler) – vist på figuren nederst th.
- Erfaringer og dialog rundt i bransjen viser at veldig få konstruksjoner har dynamisk stivhet som varierer mye fra statisk stivhet når alle effekter summeres til slutt.
- Er typisk på den konservative siden å se bort fra dynamisk stivhet (typisk reduksjon av stivheten).
- For spesialtilfelle kan det være nødvendig med ekspertvurdering.

Faktor som angir forholdet mellom dynamisk og statisk stivhet

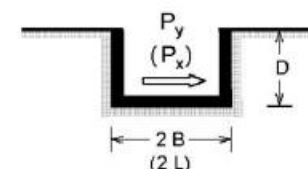


Pelefundamenter ligger typisk her

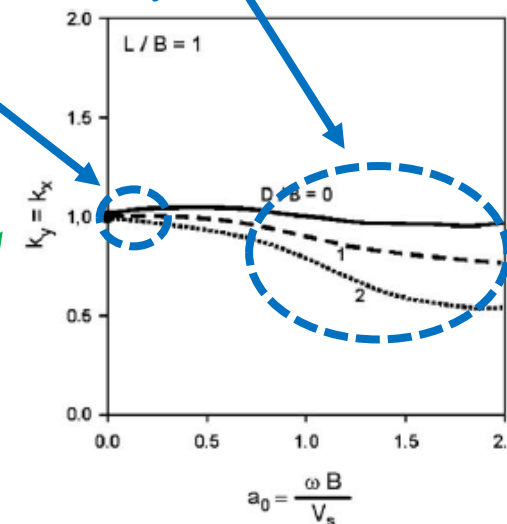
(b): Lateral Loading



Stripe- og punktfundamenter ligger typisk her



Hel stiv plate kan gi noe reduksjon



Faktor som angir forholdet mellom dynamisk og statisk stivhet

# Prosjekteksempel - Livsvitenskapsbygget



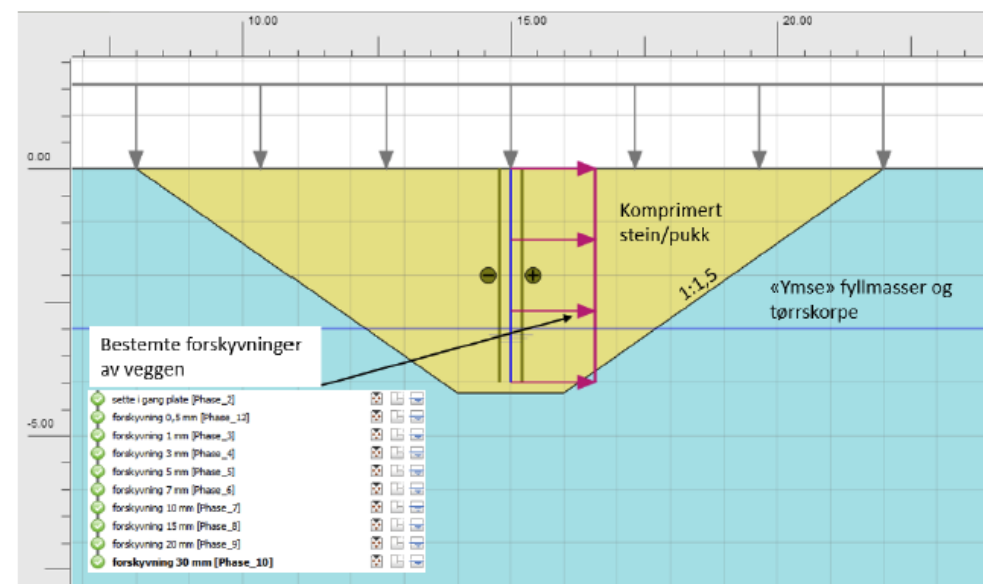
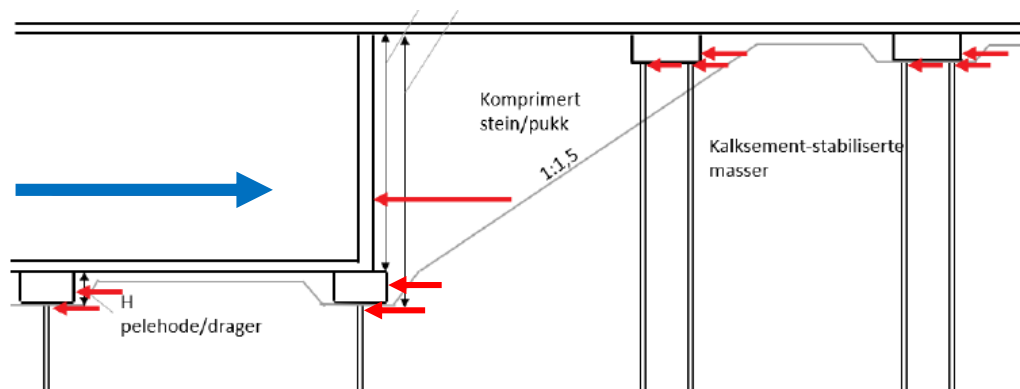


# Prosjekt eksempel - Livsvitenskapsbygget



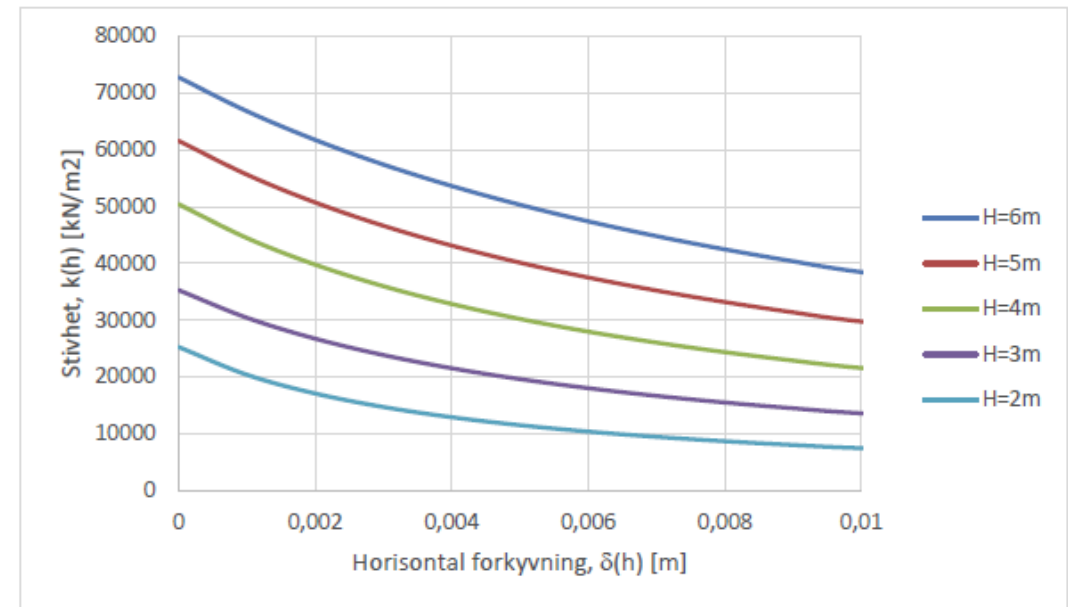
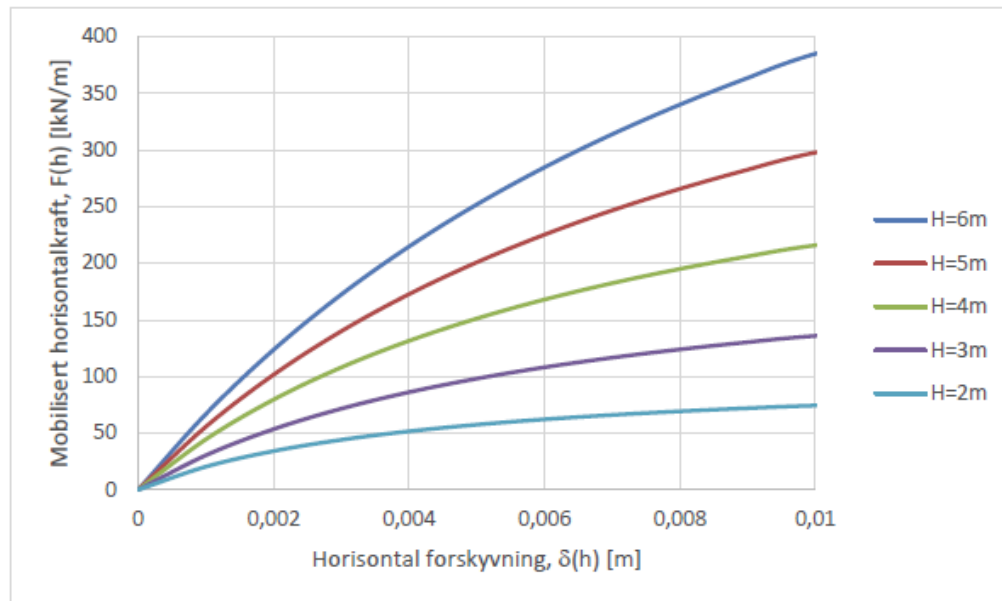
# Prosjekteksempel - Livsvitenskapsbygget

- Push over analyser for bestemmelse av horisontale fjærstivheter
  - PLAXIS for passivt-aktivt jordtrykk mot kjellervegger
  - Geosuite Piles for passivt-aktivt jordtrykk mot peler
  - Gazetas ble vurdert som lite egnet pga. manglende kontakt under bunnplaten



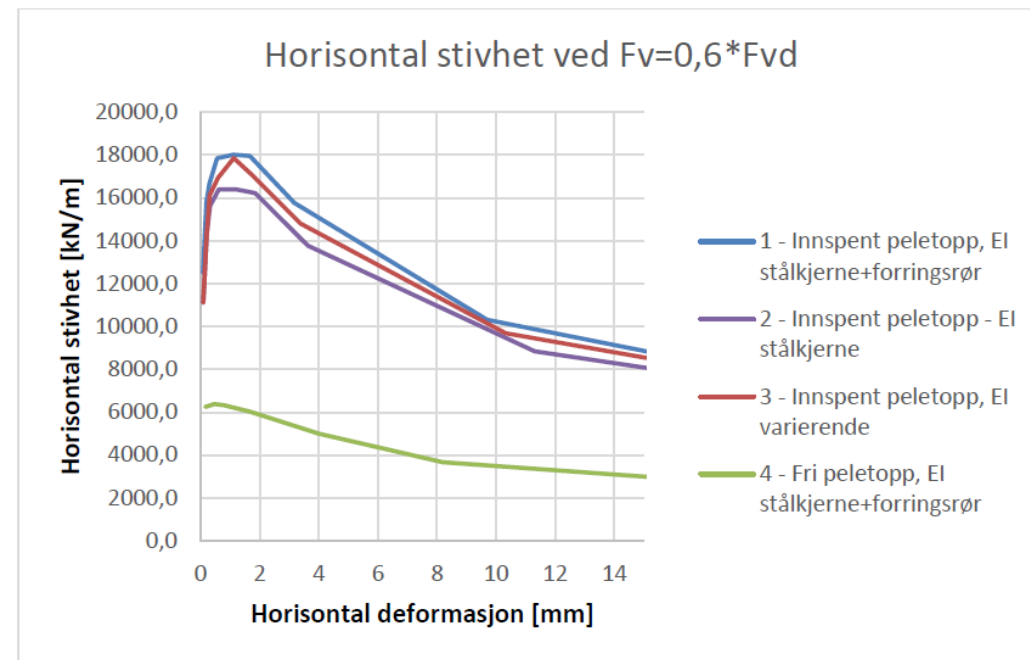
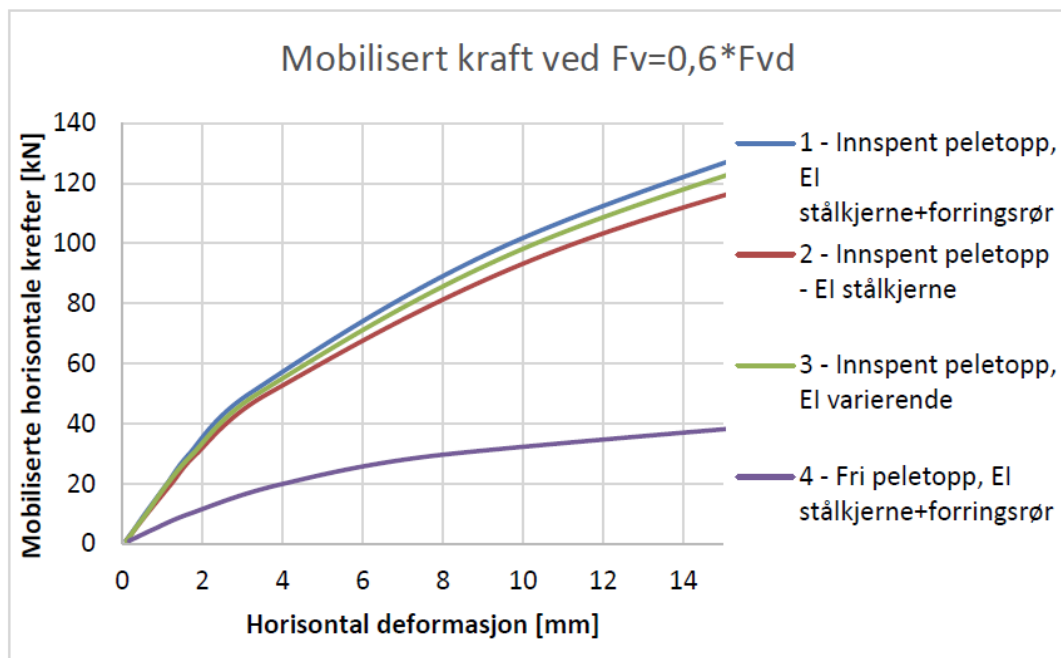
# Prosjekteksempel - Livsvitenskapsbygget

- Kurvetilpasning av resultater fra PLAXIS for effektivisering.



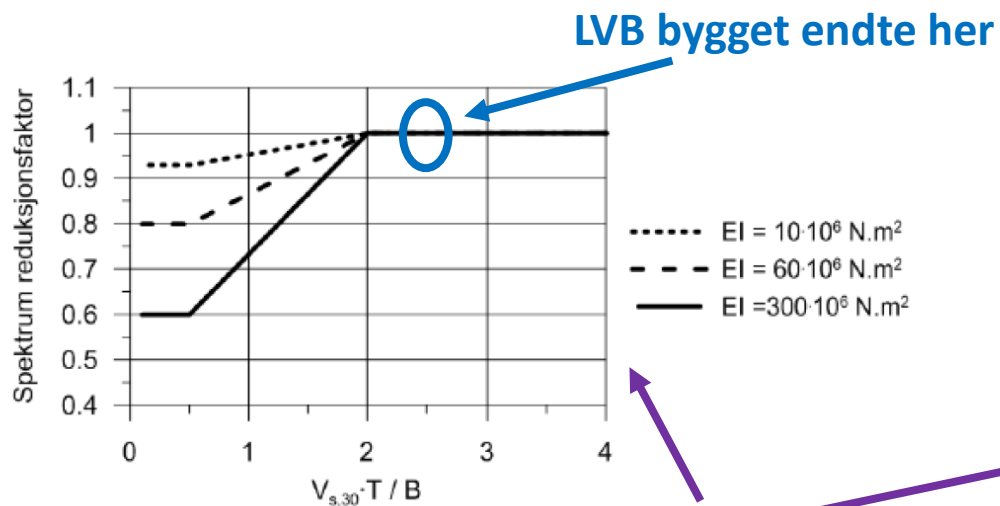
# Prosjekteksempel - Livsvitenskapsbygget

- Resultater fra Geosuite Piles, flere ulike randbetingelser ved peletopp vurdert



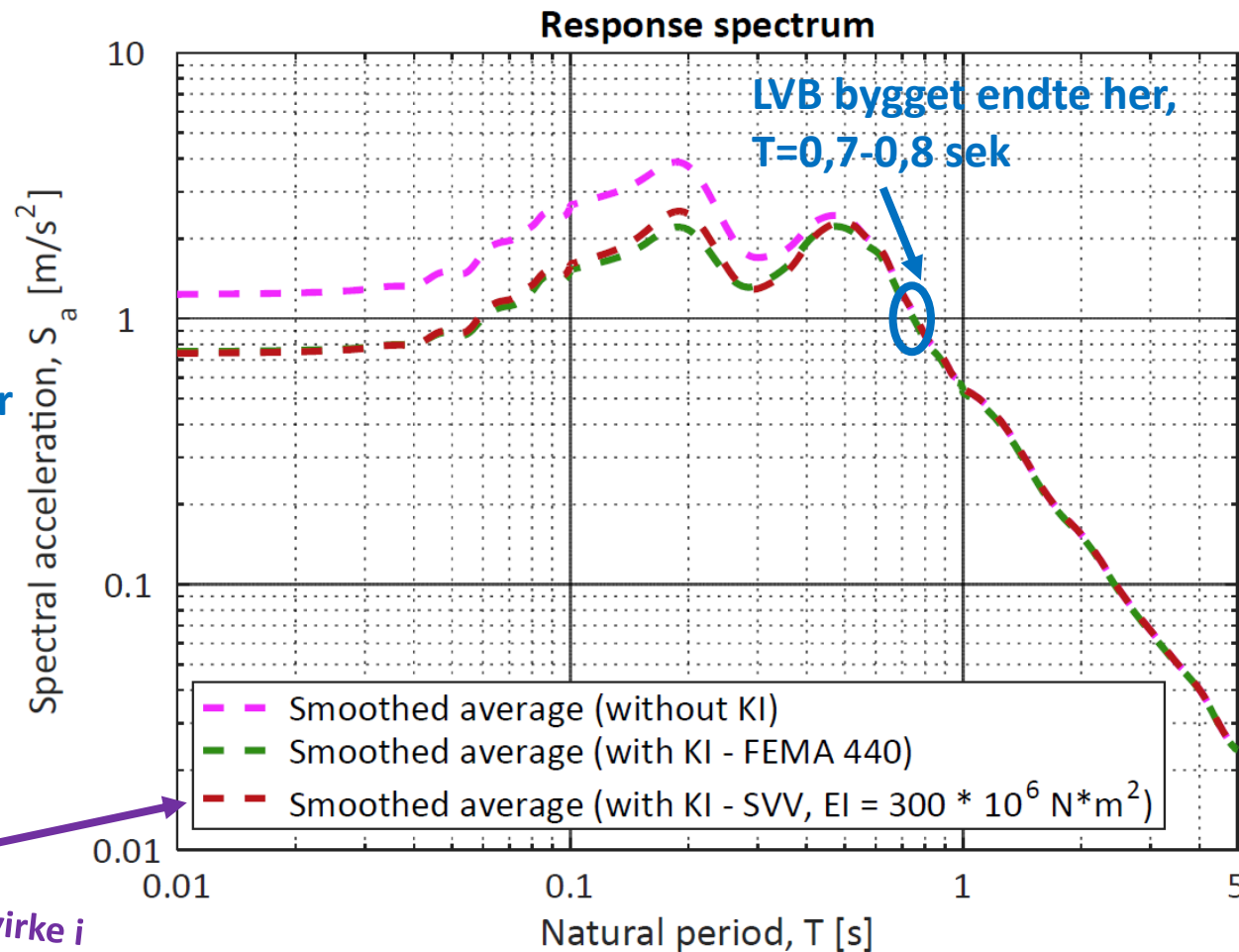
# Prosjekteksempel - Livsvitenskapsbygget

- Vurdering av kinematiske effekter ved anvendelse av hhv. FEMA 440 rapporten [17] (dybdeeffekter) og figur fra SVV rapport 604 [11] (pelefundamenter).
- Da de dominerende svingeperiodene for bygget lå mellom  $T=0,7-0,8$  sek ga metodene ingen betydelig påvirkning.
- Se nærmere beskrivelse og anbefalinger knyttet til kinematiske effekter i SVV rapport 604 [11].



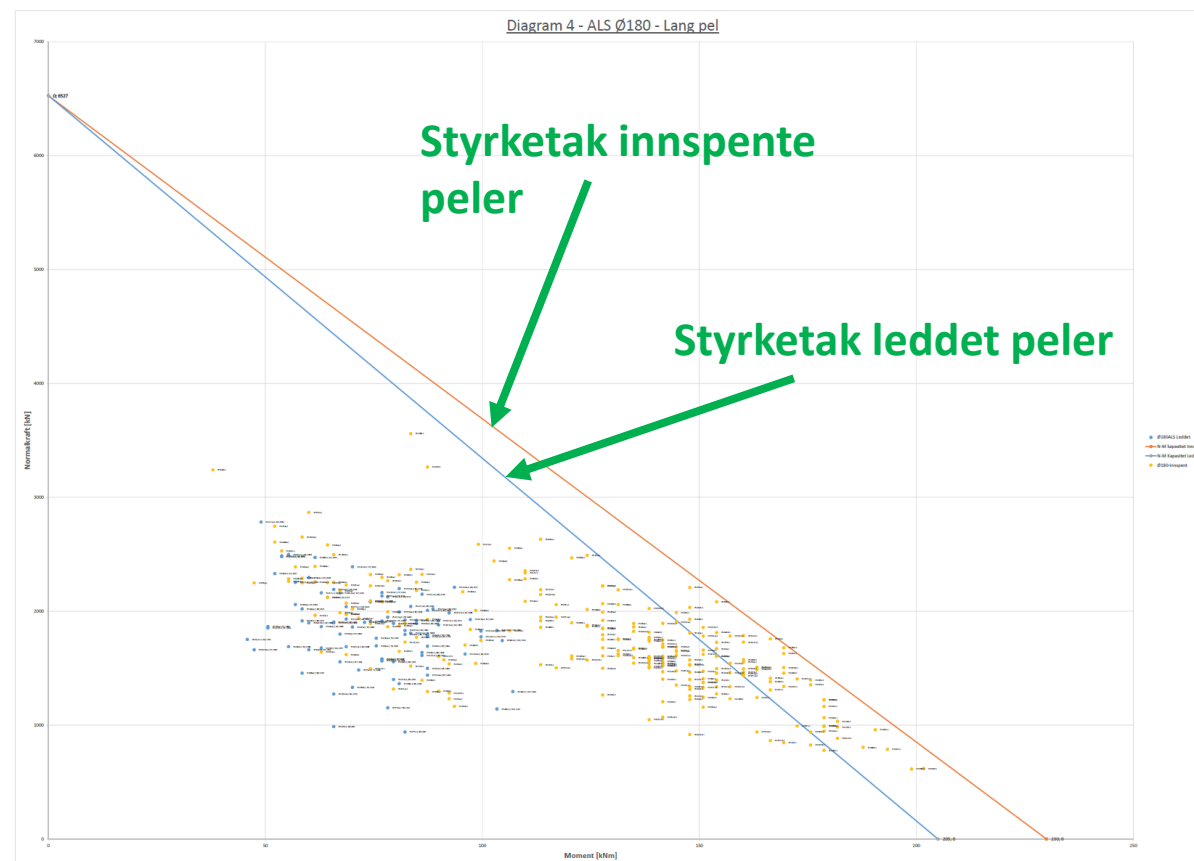
Figur fra [11]

Kinematisk samvirke i pelefundamenter



# Prosjekteksempel - Livsvitenskapsbygget

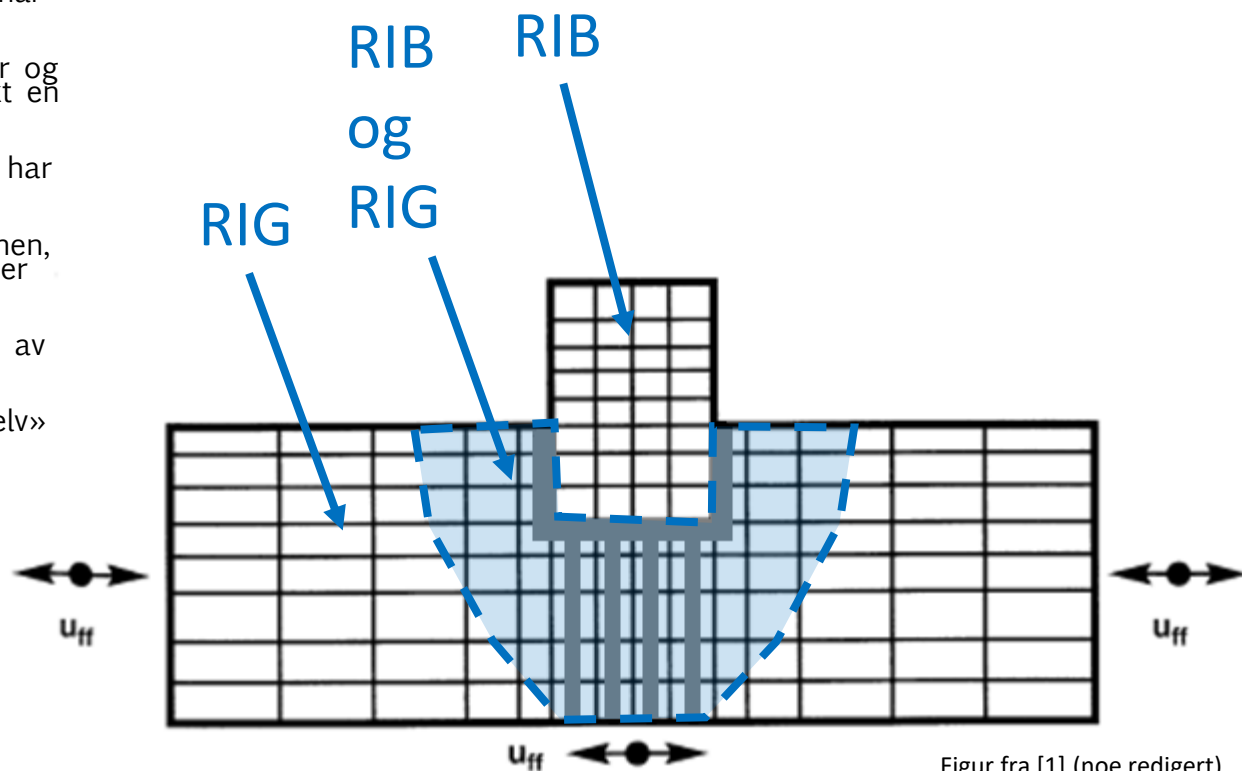
- En av de største utfordringene ifm. jordskjelvanalysen/horisontale krefter:
  - Håndtering av horisontale forskyvninger/krefter på peler.
    - Strekkpeler ble modellert med innspent peletopp og dro på seg høye momenter ifm. horisontale forskyvninger. Disse ble derfor hovedsakelig flyttet vekk fra pelepunkter med store vertikale laster.
    - Innspente peler ble regnet som sammensatt tverrsnitt og det ble tillatt flytning i foringsrøret – var hovedsakelig en RIB sak.
    - Resterende peler ble modellert med leddet peletopp og regnet elastiske.
    - Eksempel på M-N diagram for RIB sin jordskjelv analyse er vist på figuren th.



# Avrundning

- Viktig med et godt samarbeid mellom RIG og RIB
  - Fordel med et innledende møte – bli enig om forutsetninger, veien videre, samt hvem som gjør hva.
  - Kan være en god idé å sette seg sammen med RIB i en tidlig fase og se på jordskjelv modellen sammen for å få en forståelse av kritiske elementer/områder å fokusere på videre – bruke tid på det som er viktig.
  - Få en forståelse for hvordan RIB modellerer og anvender våre input.
- Nyttig tidlig å få en forståelse av usikkerheter i modellen, hvilke parametere som har mye å si og hvilke som har mindre å si.
- Er ofte et godt utgangspunkt å starte med nødvendig antall peler, peledimensjoner og fundamentdimensjoner fra analyse for bruddgrensetilstanden – da får man en raskt en idé om jordskjelv analysen er kritisk ift. opptak i grunn.
- Dersom det er stor usikkerhet ved beregnede fjærstivhetene og variasjon av disse har mye å si bør det angis en øvre og nedre grense for RIB sin analyse.
- For RIB er det typisk konservativt med stive fjærer ift. interne krefter i konstruksjonen, men for stive konstruksjoner på myke grunnforhold eller dersom store bevegelser er kritiske (eksempelvis ifm. 2. ordens effekter) kan myke fjærer være kritisk.
- For RIG kan kapasitet av peler ofte være kritiske, her avhenger kreftene på pelene av fordeling av stivhet mellom peler og kjellervegger/heissjakter etc.
- Anbefalt lesning: SVV rapport 604 [11] og RIF veileder «Dimensjonering for jordskjelv» [18] – disse gir en godt overblikk over regelverk, beregningsmetoder mv.

Er erfaringsmessig litt ulik praksis i bransjen mht. arbeidsgang og oppdeling av arbeidsoppgavene mellom RIB og RIG



# Referanser

- [1] Steven Lawrence Kramer. “Geotechnical Earthquake Engineering”, datert 1996.
- [2] John P. Wolf. “Dynamic Soil-Structure Interaction”, datert 1985.
- [3] George Mylonakis & George Gezetas. “Sesimic Soil-Structure interaction: Beneficial or detrimental?”, datert 2000.
- [4] FEMA. “A Practical Guide to Soil-Structure Interaction”, datert 2020.
- [5] Amir M. Kaynia. “Effect of kinematic interaction on seismic response of offshore wind turbines on monopiles”, datert 2020.
- [6] L. Sakellariadis et. al. “Fukae bridge collapse (Kobe 1995) revisited: New insights”, datert 2020.
- [7] <https://www.japantimes.co.jp/news/2020/01/16/national/25-years-after-kobe-quake/>
- [8] George Gazetas et. al. “The Collapse of the Hanshin Expressway (Fukae) Bridge, Kobe 1995: Soil-Foundation-Structure Interaction, Reconstruction, Seismic Isolation”, datert 2006.
- [9] NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Eurokode 8 del 5.
- [10] NEHRP. “Soil-Structure Interaction for Building Structures», datert 2012.
- [11] Statens vegvesen. Rapport nr. 604 “Jordskjelvdesign i Statens vegvesen”, datert 2017.
- [12] George Mylonakis et. al. “Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations”, datert 2006.
- [13] Duncan & Chang. “Nonlinear analysis of stress and strains in soils”, datert 1970.
- [14] George Mylonakis & D. Roubas. “Dynamic stiffness and damping of piles in inhomogeneous soil media”, datert 2001.
- [15] Ratio + KVANT arkitekter, <https://dok.statsbygg.no/wp-content/uploads/2020/08/livsvitenskapsbygget.jpg>
- [16] Bilde fra live kamera ved Livsvitenskapsbygget, tatt 19.10.2022.
- [17] FEMA & NEHRP. FEMA rapport 440 “Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures”, utgitt 2005.
- [18] RIF Veileder «Dimensjonering for jordskjelv», datert 2018.