

Lineær og ikke-lineær analyse av fritt-frembygg-bru utsatt for jordskjelveksitasjon

Eirik Bjørkevoll

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Svein N Remseth, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2014

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsdynamikk	DATO: 10.06.2014	ANTALL SIDER: 153 (20 + 106 + 27)
-------------------------------------	---------------------	--------------------------------------

TITTEL:

Lineær og ikke-lineær analyse av fritt-frembygg-bru utsatt for jordskjelvsitasjon.

Linear and nonlinear analysis of a cantilever concrete bridge excited by earthquake.

UTFØRT AV:

EIRIK BJØRKEVOLL



SAMMENDRAG:

Rapporten har undersøkt seismiske effekter på fritt-frembygg-bruer, både i ferdig tilstand og under byggefasen, der bruoverbygningen støpes ut som utkragere. Disse balanseres rundt hovedsøylene som vil kunne undergå større torsjonsmomenter. Resultatene fra analysene viser at selv om større forskyvninger kan genereres av et jordskjelv når konstruksjonen er i denne tilstanden, vil ikke krefter eller spenninger overgå de som genereres for den ferdige brukonstruksjonen. Elastisk oppførsel kan forventes for utkragerkonstruksjonen selv under ekstreme hendelser. Samtidig vil brukonstruksjonen være i denne tilstanden i et kort tidsintervall, og sannsynligheten for at et større jordskjelv skal inntreffe under tilstanden anses som liten.

For referansereturperioden på 475 år forventes en tilnærmet elastisk oppførsel i brukonstruksjonen. Samsvarende responser ble generert fra responsspekter og tidsserier. Tidsseriene ble skalert og frekvens-justert etter det elastiske responsspekteret i Eurokode 8. Justeringen i frekvensinnhold førte til en betydelig økning i konstruksjonens respons, og bedre samsvar med responsspekteranalysene. Responsspekteranalysen gir tilfredsstillende resultater, og er betydelig enklere og mindre tidkrevende å implementere i analyser. Denne metoden anbefales derfor for bruk i dimensjoneringssituasjoner.

Ved ekstreme jordskjelvsituasjoner forventes ikke-lineær respons i brukonstruksjonen. Ikke-lineære tidsserieanalyser representerer konstruksjonens oppførsel under en slik hendelse mer nøyaktig, og responsen reduseres ved tillatelse av ikke-lineær oppførsel. For jordskjelvsitasjon med returperiode på 10 000 år vil flytning kunne forekomme i konstruksjonen. Oppsprekking av betongen kan forventes, men konstruksjonen vil ikke gå til brudd. Rapporten konkluderer med tilfredsstillende seismisk oppførsel, da brukonstruksjonen unngår kollaps for ekstreme jordskjelvhendelser.

FAGLÆRER: Professor Svein N. Remseth

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Masteroppgave for stud. techn. Eirik Bjørkevoll våren 2014:
**Lineær og ikke-lineær analyse av fritt-frembygg-bru utsatt for
jordskjelveksitasjon**

Linear and nonlinear analysis of a cantilever concrete bridge excited by earthquake

Betongbruer av typen fritt-frambygg kan få betydelige påkjenninger fra jordskjelv-eksitasjon både i ferdig tilstand og i byggetilstand spesielt før de to sidene av brubanen forbindes. Risikoen for betydelig respons fra jordskjelv vil i betydelig grad avhenge av hvilke svingeformer som kan få dynamisk forsterkning. I denne oppgaven skal en se på ulike forhold knyttet til modellering og analyse av en betongbru av type fritt frembygg.

Oppgavens formål er å:

- opparbeide en forståelse for de grunnleggende prinsipper bak den dynamiske modelleringen av typen fritt-frembygg.
- utføre modellering og dynamisk analyse av konstruksjonen og diskutere resultatene, også i forhold til forenklet modellering og mulig beregning etter Eurocode 8.

Besvarelsen av oppgaven bør ha med følgende temaer:

- Gjennomføre et litteraturstudium for denne brutypen utsatt for jordskjelveksitasjon
- Teori for duktil oppførsel av konstruksjoner inkludert dannelse av flyteledd. Spesiell utfordring i forhold til torsjonsmodell for søyle i byggetilstand
- Egenveridianalyser i ferdigtilstand og byggetilstand
- Gjennomfør dynamiske analyser med eksitasjon i form av akselerasjonstidserier på fundamentnivå (fjellgrunn). Sammenlign og diskuter resultatene også så langt mulig med hensyn på usikkerheter i modellene.
- Sammenlign med beregninger etter Eurocode 8
- Diskusjoner og konklusjoner

Oppgaven skal utføres i henhold til retningslinjer for utførelse av hovedoppgave ved Institutt for konstruksjonsteknikk (se Instituttets hjemmeside). Tillempinger til redigering må vurderes i forhold til oppgavens art.

Faglærer: Svein Remseth

Veiledere: Svein Remseth og Amir Kaynia

Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 10. juni 2014

Forord

Denne masteroppgaven ble utført ved *Institutt for Konstruksjonsteknikk* våsemesteret 2014. Oppgaven er på 30 studiepoeng, og avslutter studiet ved Bygg- og Miljøteknikk på Norges Teknisk-naturvitenskapelige Universitet.

Utforsking av dynamisk respons på bruer ved jordskjelvsitasjoner er et kompleks felt som krever en bred forståelse av mekanikk, statistikk og modellering. Dette er områder som gjenspeiler mye av oppbygningen til studiet ved NTNU, og jeg mener jeg har benyttet lærdommen fra tidligere kurs i stor grad. Prosjektoppgaven konsentrerte seg om grunnleggende forståelse av dynamiske jordskjelvinntroduserte laster, noe som gav en nyttig bakgrunnskunnskap for videre arbeid med temaet.

Først vil jeg takke min hovedveileder, Professor Svein N. Remseth, for gode samtaler og veiledning. Han har delt sin kunnskap med inspirasjon og entusiasme. En stor takk rettes også til Øystein Flakk og Stian Roger Aarum fra EDR&Medeso som distribuerer modelleringsprogrammet CSiBridge i Norge. Siden jeg har vært den eneste som har benyttet programmet ved NTNU har deres hjelpsomhet vært uvurderlig. Videre vil jeg takke Statens Vegvesen ved Håvard Johansen som har vist interesse rundt oppgaven min. Tegningsgrunnlaget fra Dolmsundsbrua danner basisen for modelleringen, og har vært et viktig bidrag for oppgaven.

Sist, men ikke minst, vil jeg takke familie og venner. Dere betyr alt.

Trondheim, June 3, 2014

Eirik Bjørkevoll

Sammendrag

Ved innføringen av NS-EN 1998 stilles det større krav til seismiske kontroller på konstruksjoner. Denne rapporten har vurdert fritt-frembygg-bruers dynamiske egenskaper, og undersøkt responsen under jordskjelvsituasjoner. Det ble laget en numerisk modell i elementmetodeprogrammet CSiBridge, der både lineære og ikke-lineære analyser ble gjennomført. Rapporten har fokusert på å sammenligne ulike analysemetoder og kontrollere effekten av disse på den valgte brutypen.

Rapporten har sett på brukonstruksjonen både i ferdig tilstand og under byggefasen, der bruoverbygningen støpes ut som utkrager. Disse balanseres rundt hovedsøylene som vil kunne undergå større torsjonsmomenter. Resultatene fra analysene viser at selv om større forskyvninger kan genereres av jordskjelv i denne fasen, vil *ikke* krefter eller spenninger overgå de som genereres for den ferdige brukonstruksjonen. Elastisk oppførsel kan forventes for utkragerkonstruksjonene selv under ekstreme hendelser. Samtidig vil brukonstruksjonen være i denne tilstanden i et kort tidsintervall, og sannsynligheten for at større jordskjelv skal inntreffe under tilstanden anses som liten. En vurdering bør gjøres om det er hensiktsmessig å analysere konstruksjonen i byggefasen for seismisk respons i dimensjoneringsformål.

For referansereturperioden på 475 år forventes en tilnærmet elastisk oppførsel i brukonstruksjonen. Samsvarende responser ble generert fra *responspekter* og *tidsserier*. Tidsseriene ble skalert og frekvens-justert etter det elastiske responsspekteret i Eurokode 8. Justeringen i frekvensinnhold førte til en betydelig økning i konstruksjonens respons, og bedre samsvar med responspekteranalysene. Responspekteranalysen gir tilfredstillende resultater, og er betydelig enklere og mindre tidkrevende å implementere i analyser. Denne metoden anbefales derfor for bruk i dimensjonerings situasjoner.

Ved ekstreme jordskjelvsituasjoner forventes ikke-lineær respons i brukonstruksjonen. Ikke-lineær tidsserieanalyser representerer konstruksjonens oppførsel under en slik hen-

delse mer nøyaktig, og responsen reduseres ved tillatelse av ikke-lineær oppførsel. For jordskjelvsitasjon med returperiode på 10 000 år vil flytning kunne forekomme i konstruksjonen. Oppsprekking av betongen kan forventes, men konstruksjonen vil ikke gå til brudd. Rapporten konkluderer med tilfredstillende seismisk oppførsel, da brukonstruksjonen unngår kollaps for ekstreme jordskjelvhendelser.

Abstract

By the introduction of NS-EN 1998 stricter requirements for seismic controls of structures were formulated. This report has considered the dynamic behaviour of cantilever concrete bridges, and investigated the response during earthquake excitations. A numerical model was developed in the finite element program CSiBridge, and both linear and nonlinear analyses were performed. The report has focused on comparing different analysis methods and how they influence the behaviour of the bridge.

The report has considered the bridge structure at the final state and during the construction stage, where the superstructure is casted as cantilevers. These cantilevers are balanced by the piers which can undergo large torsional effects. The analysis results demonstrated that even though large displacements can be generated in the cantilevers, the forces and stresses will not exceed the bridge's responses at the final state. Elastic behaviour in the piers is expected during extreme cases. The bridge will be at the cantilever stage for a short time, and the probability for a large earthquake to occur within this time period is small. The usefulness of dimensioning the construction stage for seismic action should be evaluated.

An elastic behaviour is expected for the reference return period of 475 years. Corresponding results are obtained for both the *response spectrum* and *response history* analyses. The time series were scaled and matched with the Eurocode 8 elastic response spectrum. The matching in frequency content led to a significant increase in the structural responses, and better correlations with the response spectrum analyses (RSA) were obtained. RSA is providing satisfying results, and is easier and quicker to implement in a finite element analysis. This method is therefore recommended for dimensioning purposes.

The bridge structure is expected to behave nonlinearly during extreme events. During large earthquakes, nonlinear response history analyses are representing the behaviour of the structure more accurately. The responses decrease when nonlinear behaviour are

allowed in the components. Plasticity will occur for excitation with a return period of 10 000 years. Cracks may occur in the concrete, but the stresses will not exceed the ultimate capacity of the concrete or rebars. Therefore, this report concludes that the seismic behaviour of the bridge structure is satisfying as no collapses are expected for extreme events.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	v
1 Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål	2
1.3 Mål	2
1.4 Oversikt	3
2 Dolmsundsbrua	4
2.1 Generell informasjon	4
2.2 Materialer og tverrsnitt	5
2.3 Fritt-frembygg Bruer (FFB)	8
3 Grunnleggende teori	9
3.1 Seismologi	9
3.2 Grunnleggende dynamikk	14
3.2.1 Egenfrekvenser og svingeformer	16
3.2.2 Damping i systemet	20
3.3 Numeriske beregninger	22
3.3.1 Direkte integrasjon	22
4 Inkludering av jordskjelvlaster	27
4.1 Grunnakselerasjon	27
4.2 Kombinasjon av jordskjelvlaster	28

4.3	Metoder for elastisk jordskjelvanalyse	29
4.3.1	Modal respons	29
4.3.2	Dynamisk analyse ved responspekter	33
4.3.3	Dynamisk analyse ved tidsserier	35
4.3.4	Kombinasjon av modal respons	38
4.4	Samtidighet av laster	40
4.4.1	Trafikkklaster på brubanen	40
4.5	Ikke-lineære seismiske analyser	42
4.5.1	Flyteleddsteori	44
4.5.2	Ikke-lineære tidsserieanalyser	45
4.5.3	Ikke-lineære statistiske analyser (Pushover-analyser)	46
5	Numerisk modell og analysestrategier	49
5.1	Utforming av brua	49
5.1.1	Geometri	50
5.1.2	Opplager og randbetingelser	51
5.1.3	Materialer	52
5.1.4	Elementer	54
5.1.5	Utkrager under byggefasen	55
5.2	Inkludering av laster	56
5.2.1	Statistiske laster	56
5.2.2	Trafikkklaster	56
5.2.3	Jordskjelvlaster	57
5.3	Analyser	65
5.3.1	Modale analyser	65
5.3.2	Responspekteranalyse	65
5.3.3	Lineær tidsserieanalyse	65
5.3.4	Ikke-lineær tidsserieanalyse	66
5.3.5	Ikke-lineær statistisk analyse	67
5.4	Validering	67
5.4.1	Egenperiode av enkeltstående søyle	68
5.4.2	Modell-type og konvergens av egenperiode	68
5.5	Mulige feilkilder	69
6	Resultater	71
6.1	Egenperioder og svingeformer	71

6.1.1	Ferdig brukonstruksjon	71
6.1.2	Utkrager under byggefase	74
6.2	Lineære analyser	75
6.2.1	Forskyvninger	75
6.2.2	Reaksjonskrefter	78
6.2.3	Spenninger i konstruksjonen	80
6.2.4	Metoder for kombinasjon av modal respons	85
6.2.5	Effekt av valgt dempingstype	86
6.2.6	Effekt av frekvens-justering etter Eurokode 8 spekter	86
6.3	Ikke-lineære analyser	87
6.3.1	Ikke-lineær statiske analyser	87
6.3.2	Ikke-lineær tidsserieanalyse ved direkte integrasjon	89
7	Diskusjon	94
7.1	Egenperioder fra modal analyse	94
7.2	Lineær respons	95
7.3	Ikke-lineær respons	99
8	Konklusjon	104
	Referanser	107
A	Sonekart	111
B	Tidsserier	114
C	Svingeformer i modellen	117
D	Dempingsforhold ved Proporsjonal Demping	120
E	Validering	123
E.1	Forspenningskraft	123
E.2	Andre arealmoment av hovedsøyle	124
E.3	Egenperiode av enkeltstående søyle	125
F	Matlab-script	129

Tabeller

2.1	Betongegenskaper	6
2.2	Materialeegenskaper til spennarmering [9]	8
4.1	Lastkombinasjoner med og uten inkludering av vertikal komponent	29
4.2	Laster i modell LM1	42
5.1	Betongegenskaper for C45/55 benyttet i modellen	52
5.2	Egenskaper for spennkabler benyttet i modellen	52
5.3	Laster i modell LM1	56
5.4	Forventede grunnakselerasjoner ved Dolmsundet fra sonekart for gitt returperiode. Alle verdier er gitt i $[m/s^2]$	57
5.5	Elastiske parametre for responsspektrum gitt i Eurokode 8, NA	57
5.6	Elastiske parametre for vertikalt responspektrum gitt i Eurokode 8, NA	58
5.7	PGA-verdier for de kjente jordskjelvdatabaene	59
5.8	Parametre som inngår i justeringen av tidsseriene	59
5.9	Justering (matching) i Seismomatch	60
5.10	Lastkombinasjoner med variasjon i horisontal komponent	64
5.11	Alle lastkombinasjoner for en tidsserie	64
5.12	Verdier for a_0 og a_1 for de to modellene.	66
5.13	Sammenligning av egenperioder for en enkeltstående søyle.	68
5.14	Sammenligning av egenperioder for de ulike modelltypene.	68
6.1	Effektiv modal masse for de 12 første svingemodene	72
6.2	Sammenligning av egenperioder med og uten inkludering av nyttelast.	73
6.3	Maksimalt forskyvninger for gitt returperiode.	76
6.4	Maksimalt forskyvninger for gitt returperiode.	77
6.5	Maksimalt opplagerkrefter for gitt returperiode.	78
6.6	Maksimalt opplagerkrefter for gitt returperiode.	80

6.7	Sammenligning av maksimale forskyvninger for de to metodene for summering av modal respons.	85
6.8	Sammenligning av opplagerkrefter for de to metodene for summering av modal respons.	85
6.9	Effekt av valgt dempingsmodell på reaksjonskreftene.	86
6.10	Maksimale opplagerkrefter for justerte og ikke-justerte tidsserier.	87
6.11	Sammenligning av maksimale reaksjonskrefter.	91
7.1	Estimerte dempingsforhold.	103
7.2	Inelastiske svingeperioder.	103
C.1	Modal Effektiv Masse for de 42 benyttede svingeformene i den ferdige brukonstruksjonen,	118
C.2	Modal Effektiv Masse for de 26 benyttede svingeformene for utkragerkonstruksjonen,	119
D.1	Dempingsforhold for de 42 benyttede svingeformene for den ferdige brukonstruksjonen.	121
D.2	Dempingsforhold for de 26 benyttede svingeformene for utkragerkonstruksjonen.	122
E.1	Oppspenningskraft	124
E.2	Parametre for hovedsøyle	124
E.3	Eigenfrekvenser og -perioder med håndberegning.	127
E.4	Eigenfrekvenser og -perioder med eksakt formel.	127
E.5	Sammenligning av reaksjonskrefter.	128

Figurer

2.1	Kart over området der Dolmsundsbrua er tiltenkt. Rød linje angir den nye strekningen [4].	4
2.2	Lengdeprofil av Dolmsundsbrua [6].	5
2.3	Typisk snittegning av overbygningen [6].	6
2.4	Fundament og søyletverrsnitt for alle akser.	7
3.1	Forplanting av henholdsvis (a) P-bølger og (b) S-bølger [12].	10
3.2	Forplanting av henholdsvis (a) Rayleigh-bølger og (b) Love-bølger [12]. . .	10
3.3	Terminologi for lokalisering og avstander til jordskjelvkilde.	11
3.4	Illustrasjoner av de ulike plategrensene [13].	11
3.5	Historiske jordskjelvddata for Norge [1].	12
3.6	Tidsserie for Whitter-jordskjelvet, California 1987	13
3.7	Dynamisk forsterkningsfaktor som funksjon av frekvens og dempingsforhold [14].	14
3.8	Idealisert system med èn frihetsgrad [14].	15
3.9	Prinsippskisse av et system med èn frihetsgrad utsatt for jordskjelveksitasjon [15].	16
3.10	Dempingsforhold som funksjon av egenfrekvens (Rayleigh damping) [14]. .	22
4.1	Inndeling i veibaner etter NS-EN 1991-2 [30]	40
4.2	Laster for LM1 [30]	42
4.3	A-B-C-D-E kurve for kraft mot forskyvning.	44
4.4	Grafisk fremstilling av overstyrkeforholdet, α_u/α_1	47
4.5	Skisse av P-delta effekter	48
5.1	Lengdesnitt av den modellerte ferdige brukonstruksjonen.	50
5.2	Spennings-tøyningskurve for materialene i modellen.	53
5.3	Spennings-tøyningskurve for materialene i modellen under syklisk last. . . .	53

5.4	Illustrasjoner av ulike elementtyper.	54
5.5	Lengdesnitt av den modellerte utkragerkonstruksjonen.	55
5.6	Eurokode 8's horisontale elastiske responspektre.	58
5.7	Tidsseriene fra Nahanni-jordskjelvet	61
5.8	Tidsseriene fra Whittier-jordskjelvet	61
5.9	Tidsseriene fra Friuli-jordskjelvet	62
5.10	Responspektre fra Nahanni-jordskjelvet.	62
5.11	Responspektre fra Whittier-jordskjelvet.	63
5.12	Responspektre fra Friuli-jordskjelvet.	63
5.13	Illustrasjon av elementoverlapping.	69
6.1	De første 6 svingeformene fra elementmodellen i CSiBridge. Udeformert modell vises som referanseutgangspunkt.	73
6.2	Effekt av nyttelast på egenperioder for de 5 første svingeformene.	74
6.3	De første 6 svingeformene fra elementmodellen for utkrager i CSiBridge. Udeformert modell vises som referanseutgangspunkt.	75
6.4	Sammenligning av maksimale forskyvninger for de skalerte tidsseriene.	77
6.5	Reaksjonskrefter som funksjon av tid ved jordskjelveksitasjon.	79
6.6	Interpolerte spenninger over brubanen fra responspekteranalyse.	81
6.7	Interpolerte spenninger over brubanen fra tidsserieanalyse.	81
6.8	Interpolerte spenninger over utkrageren fra responspekteranalyse.	82
6.9	Interpolerte spenninger over utkrageren fra tidsserieanalyse.	82
6.10	Spenningsplot for ferdig modell ved 475 års jordskjelv. Spenningsnivåene er gitt i $[kN/m^2]$	83
6.11	Spenningsplot for utkragermodell ved 475 års jordskjelv. Spenningsnivåene er gitt i $[kN/m^2]$	83
6.12	Spenninger i søyler.	84
6.13	Pushoverkurver for den ferdige brukonstruksjonen.	88
6.14	Pushoverkurver for utkragerkonstruksjonen.	88
6.15	Ikke-lineær oppførsel av flyteledd i bunn av søyle.	89
6.16	Ikke-lineær oppførsel av individuelt fiber.	90
6.17	Materialkurver plottet sammen med spennings-tøyningskurve under sykklisk last.	90
6.18	Forskyvningene ved lineær og ikke-lineær analyse som funksjon av tid.	92
6.19	Flyteledd i bunn av søyle for utkrageren.	92
6.20	Individuelt fiber under sykklisk last.	93

7.1	Egenperioder og modalt bidrag for ferdig brukonstruksjon.	98
7.2	Egenperioder og modalt bidrag for utkragerkonstruksjon.	99
7.3	Forskyvningene ved lineær og ikke-lineær analyse som funksjon av tid. . . .	102
A.1	Seismiske soner for Sør-Norge. Grunnakselerasjonene er gitt i m/s^2 for re- turperiode på 475 år [1].	112
A.2	Seismiske soner for Sør-Norge. Grunnakselerasjonene er gitt i m/s^2 for re- turperiode på 10 000 år [1].	113
B.1	Originale tidsseriene fra Nahanni-jordskjelvet	114
B.2	Originale tidsseriene fra Whittier-jordskjelvet	115
B.3	Originale tidsseriene fra Friuli-jordskjelvet	115
B.4	Responsspektrum fra det skalerte Nahanni-jordskjelvet.	116
B.5	Responsspektrum fra det skalerte Whittier-jordskjelvet.	116
B.6	Responsspektrum fra det skalerte Friuli-jordskjelvet.	116
E.1	Formfunksjoner for en utkrager-bjelke.	125

Kapittel 1

Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Tradisjonelt har norske bygninger blitt dimensjonert og analysert uten å vurdere den seismiske responsen. Med innføringen av Eurokode 8 ble det stilt krav om at jordskjelvbelastning skal kontrolleres, med få unntak, for alle konstruksjonstyper. Dagens praksis går i stor grad ut på å tilnærme jordskjelvlastene til statiske tilleggslaster som påføres konstruksjonen, uten å undersøke dynamikken i systemet.

Rapporten *Seismic Zonation of Norway* er utarbeidet for å vurdere jordskjelvfaren på fastlands-Norge. Norge befinner seg i et området med lav til moderat seismisitet, der den største jordskjelvfaren finnes langs vestkysten. Rapporten peker på flere årsaker til viktigheten av å ta seismiske vurderinger på alvor [1]:

- Forventet fremtidig seismisitet er større enn tidligere antatt. I østlige deler av Lofoten-bassenget har det, som eksempel, blir målt skjelv på 6,1 og 5,8 i henholdsvis 1929 og 1959 [2], mens det i Oslofjorden målte et skjelv på 5,4 i 1904 [3]. Dette skapte mindre ødeleggelser og nye jordskjelv av denne størrelse kan forekomme flere steder i landet.
- Norske byggevaner har endret seg. Det bygges høyere, slankere og med mer fokus på design og arkitektur. Dette kan gå ut over de dynamiske egenskapene til konstruksjonene.
- Kritiske konstruksjoner (damkonstruksjoner, radioaktive tanker, petroleumskonstruk-

sjoner) kan gi store skader ved kollaps. Det er høy konsentrasjon av disse lokalisert på den norske vestkysten.

Jordskjelvsitasjoner kan generere store responser på fritt-frembygg bruer, noe som er avhengig av hvilke svingformer som blir dynamisk forsterket.

Bruer kan være kritiske for infrastrukturen etter større jordskjelv. Tilførsel av mat, vann, helsehjelp og andre forsyninger er viktig for innbyggerne i et katastrofeområde. Evakuering kan også være kritisk med tanke på større etterskjelv. Disse bruene danner innfartsårer til utsatte områder og bør være operative etter at et jordskjelv har forekommet. Dermed er disse i høy grad viktige for å redde liv og gjenvinne økonomisk trygghet og funksjonalitet i et rammet samfunn. Funksjonen til bruene under katastrofer gjør det derfor særlig viktig å ta hensyn til seismiske krefter under utformingen.

1.2 Formål

Oppgaven skal representere den dynamiske oppførselen til en fritt-frembygg-bru på en tilfredstillende måte med en numerisk elementmodell. Grunnakselerasjoner implementeres og responsen kontrolleres og evalueres med både lineære og ikke-lineære analyser.

Et studie av Dolmsundsbrua er gjennomført i arbeidet, og modelleringa tar utgangspunkt i tegningsgrunnlag mottatt fra Statens Vegvesen. Modelleringen er gjennomført i elementanalyseprogrammet CSiBridge.

Oppgaven tar ikke for seg kapasitetsvurderinger. Dolmsundsbrua er kun benyttet som case studie, og skal *ikke* etterregnes på noen måte.

1.3 Mål

En representativ numerisk modell skal utarbeides i CSiBridge. Lineære og ikke-lineære analyser skal gjennomføres for en ferdig brukonstruksjon, samt en utkragerkonstruksjon under byggetilstand. Responser skal undersøkes og kommenteres. Ulike variasjoner i modell og lastimplementering kontrolleres for å oppnå en mest mulig representasjon av brukonstruksjonene.

1.4 Oversikt

Rapporten er delt inn i åtte kapitler, med ulikt antall delkapitler.

Kapittel 2 gir en kort beskrivelse av Dolmsundsbrua som er benyttet som grunnlag for de dynamiske analysene.

Kapittel 3 består av to deler. Første del ser på seismologien som danner bakgrunnen for hvordan grunnakselerasjoner genereres. Andre del viser den grunnleggende dynamikken som danner basisen for utregningen av jordskjelvlaster. Dette er videreført i **Kapittel 4** som beskriver ulike analyser og hvordan jordskjelvlastene implementeres.

Kapittel 5 beskriver de numeriske modellene for den ferdige brukonstruksjonen og utkrageren, samt input-verdiene som benyttes i analysene.

Kapittel 6 viser resultatene fra de ulike analysene. Disse blir videre diskutert i **Kapittel 7**.

Kapittel 8 gir en oppsummerende konklusjon av arbeidet som er gjennomført, samt anbefalinger for videre studier.

Kapittel 2

Dolmsundsbrua

Informasjonen i dette kapitlet er hentet fra Statens Vegvesens prosjektbeskrivelser og tegninger. Det tas forbehold om at endringer i prosjekteringsgrunnlaget kan forekomme.

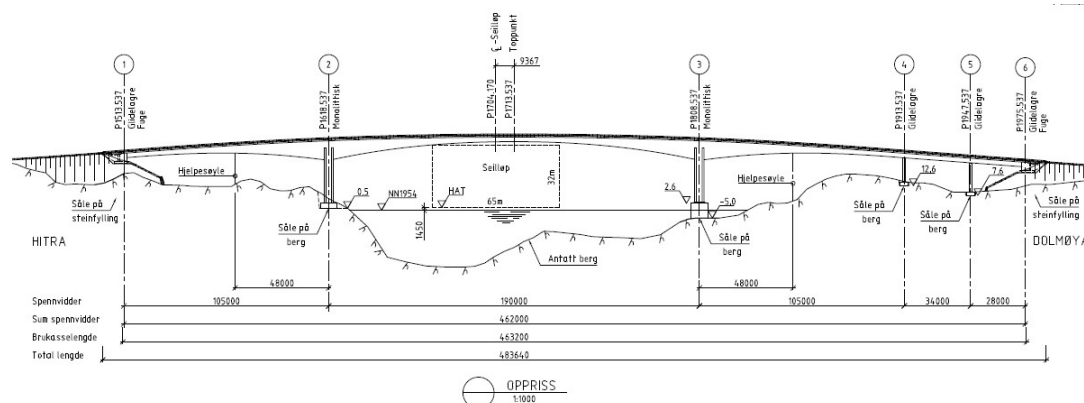
2.1 Generell informasjon

Dolmsundsprosjektet er en del av Fv.714 som danner hovedåren i trafikken mellom Orkdal/Trondheim og Hitra/Frøya. Den skal erstatte den lysregulerte, ett-felts brua som tidligere har dannet passasjen over Dolmsundet. Denne tilfredstiller ikke dagens krav til vegbredde, og en utskiftning må gjennomføres. Kart over området vises i figur 2.1 [4].



Figur 2.1: Kart over området der Dolmsundsbrua er tiltenkt. Rød linje angir den nye strekningen [4].

Dolmsundsbrua skal bygges som en fritt-frembygg-bru. Utkragerne bygges ut fra de to hovedsøylene som kobles sammen i sluttfasen. Av den rundt 484 meter lange brua er hovedspennet satt til 190 meter. Det medfører at utkragerene før kopling vil være på 95 meter fra begge hovedsøylene. Mot land vil det være utkragerer på 105 meter både mot Hitra og mot Dolmøya der det er satt opp søyler, jamfør figur 2.2. Hjelpesøyler er tiltenkt for å støtte brua i byggefasen og redusere momenter og torsjonseffektene fra utkragerne, samt den vertikale utbøyningen. Denne rapporten vil se på de dynamiske effektene uten bruk av disse hjelpesøylene. Søylehodene i akse 2 og 3, siste seksjon mot akse 1, samt viadukten mot Dolmøya vil bli utført på fast stillas. Resten av utbyggingen foregår etter prinsippet for fritt-frembygg (FFB). Den største seksjonslengden for FFB er satt til 4,90 meter [5]. Vegklassen for brua er H2, og årsdøgntrafikken (ÅDT) er 1800.



Figur 2.2: Lengdeprofil av Dolmsundsbrua [6].

2.2 Materialer og tverrsnitt

Brukonstruksjonen bygges i armert betong. Videre følger en beskrivelse av materialene i brukonstruksjonen.

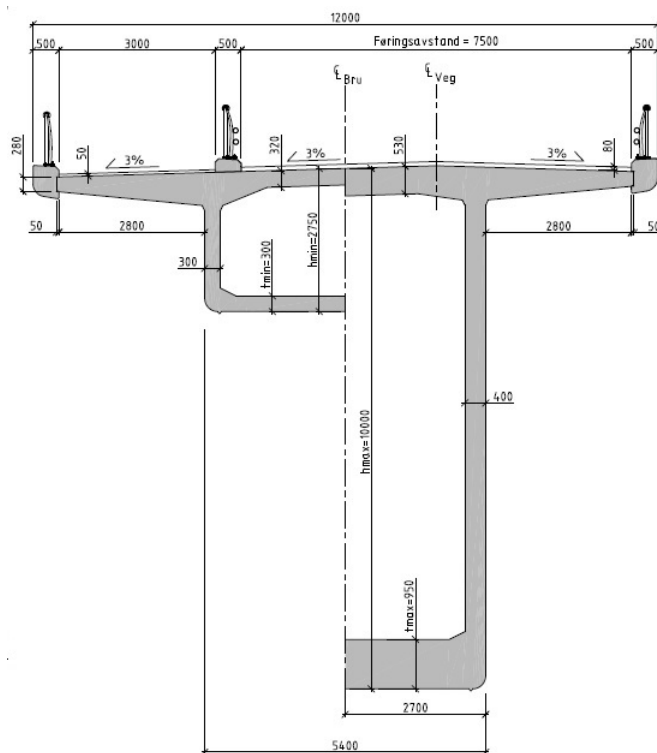
Betong

Betongkvalitet B45 benyttes for alle konstruksjonsdeler. Tabell 2.1 viser materialelegenskaper til betongklassen [7]:

Tabell 2.1: Betongegenskaper

Egenskaper	B45
Karakteristisk trykkfasthet, f_{ck} [MPa]	45
Karakteristisk kubefasthet, $f_{ck,cube}$ [MPa]	55
Midlere trykkfasthet, f_{cm} [MPa]	53
Midlere strekkfasthet, f_{ctm} [MPa]	3,8
Elastisitetsmodul, E_{cm} [GPa]	36

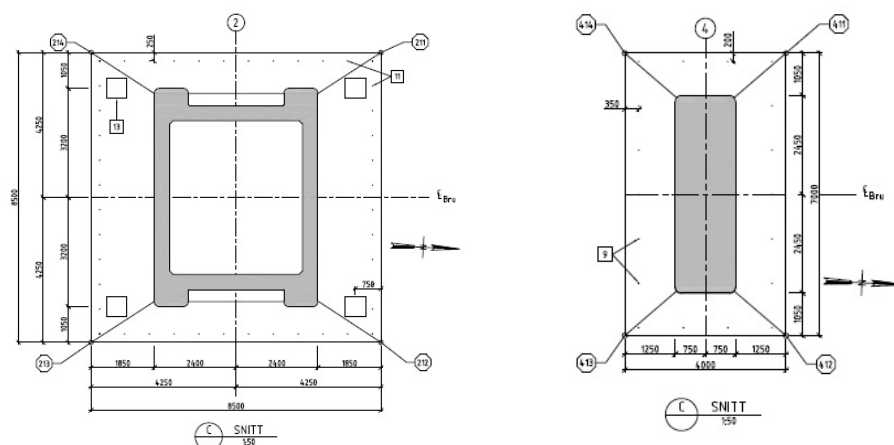
Overbygningen er utført med et rektangulært kassetverrsnitt med varierende høyde som vist i figur 2.3. Flensene stikker ut av kassetverrsnittet og har en samlet bredde på 12 meter med en vertikal helning på 3% for å sørge for tilstrekkelig avrenning. Kassen i seg selv har en total bredde på 5,4 meter og ellers mål som vist i figur 2.3. Tverrsnittshøyden har et minimum på 2,75 meter ved midtpunktet, mens maksimalhøyden er på 10 meter over hovedsøylene. Det kreves større tverrsnitt ved hovedsøylene ettersom det største momentet opptrer her. Den avtagende tverrsnittshøyden reduserer egenvekten til konstruksjonen.



Figur 2.3: Typisk snittegning av overbygningen [6].

Hovedsøylene i akse 2 og 3 har en monolittisk virkemåte med overbygningen, ettersom den støpes ut fra søylene som FFB [6]. En monolittisk samvirke mellom søyler og overbygning kan også gi muligheter for flytning i konstruksjonen [8].

Figur 2.4 viser fundament og søyletverrsnitt i de ulike aksene fra figur 2.2. I akse 2 og 3 er det valgt rektangulære hulprofil, mens massivt profil er valgt i akse 4 og 5.



(a) Søyletverrsnitt akse 2 og 3

(b) Søyletverrsnitt akse 3 og 4

Figur 2.4: Fundament og søyletverrsnitt for alle akser.

Alle søylene er fast innspent på fjell.

Armering

Armeringen er delt opp i *slakkarmering*, der kamstenger i klasse B500NC er benyttet, og *spennarmering* med 15/19 spenntau 0,62". Tegning K370 - K379 i tegningsgrunnlaget fra Statens Vegvesen viser utformingen av spennarmeringen [9]. Denne legges inn etterhvert som nye seksjoner blir støpt. For hver seksjon spennes to eller fire nye spennkabler som strekker seg over ulik antall seksjoner. En "knekk" legges inn slik at kablene overføres til stegene og kraften kan overføres til disse. Det er størst antall kabler i overgurten over hovedsøylene i akse 2 og 3, og antallet avtar mot landkarene. I undergurten er det ingen spennkabler ved hovedsøylene.

Tabell 2.2 viser materialelegenskapene til spennarmeringen:

Tabell 2.2: Materialegenskaper til spennarmering [9]

Egenskaper	Spennetau 0,62"
Antall spennetau i kabel	15/19
Kabelens tverrsnittsareal, A_p [mm^2]	2 250/2 850
Strekkgrense 0,1%, $f_{p0,1k}$ [MPa]	1 640
Karakteristisk strekkfasthet, f_{pk} [MPa]	1 860
Maksimal oppspenningskraft, P_0 [kN]	3 321/4 207
Maksimal forspenningskraft, P_{max} [kN]	3 137/3 973

Kontroll av maksimal oppspenningskraft (jekkraft) før låsing etter NS-EN 1992-1-1 kan finnes i tillegg E.

2.3 Fritt-frembygg Bruer (FFB)

Det stilles stadig større krav til effektive byggeprosesser. Fritt-frembygg-bruer (FFB) bygges uten behov for omfattende stillaskonstruksjoner og regnes for å være blant de mest effektive byggemetodene [10]. Arbeidet med å få plass et tilstrekkelig og trygt stillasarbeid ved brubyggelse over en fjord kan være en avansert, tidkrevende og kostbar prosess. FFB-metoden gir store fordeler i byggeprosessen ettersom dette unngås. Særlig for bruer med spennlengde rundt 200-300 meter har denne typen bruer vist seg å være et effektivt og billig alternativ til kabel- og hengebruer [11]. Betong med høyere styrke og lavere egenvekt er under utvikling, noe som medfører at lengre spenn med frie betongbruer kan realiseres i fremtiden.

Utbyggingen fra hovedsøylene skjer symmetrisk. Dette vil si at brua ekspanderer seksjonsvis i begge retninger for å balansere egenvekten på hver side av søylene. Seksjonene kan være elementer som løftes på plass av kraner eller elementer som støpes på plass ved hjelp av FFB-vogner. Vognene skyves frem etterhvert som utbyggingen foregår. Sistnevnte metode er benyttet for Dolmsunsbrua [5]. Utkragerne vil etterhvert bli betydelige og større torsjonsmomenter kan oppstå i søylene. Like før kopling vil konstruksjonen være mest utsatt for torsjonseffekter ved laterale laster. Dette kan være jordskjelv- eller vindlast.

Kapittel 3

Grunnleggende teori

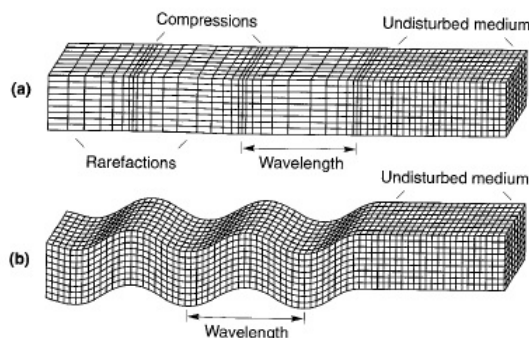
Energi kan utløses i grensesonene mellom de tektoniske platene. Jordskjelvbølgene forplanter seg gjennom jordskorpen, og grunnen settes i bevegelse. Dette kapittelet utleder den grunnleggende seismologien. Samtidig tar det for seg de viktigste prinsippene i dynamikken, og hvordan en tidsavhengig last kan ha innflytelse på et system.

3.1 Seismologi

Jordskjelv blir vanligvis generert i områdene rundt de tektoniske plategrensene. Derfor er det viktig å ha en grunnleggende forståelse av oppbygningen til jorda og sammenhengen mellom platedannelse, platedrift og seismisk spenning [12]. Elastiske spenninger vil bygge seg opp over tid, og et plutselig brudd eller glipp i en forkastning vil frigjøre store mengder energi. Denne utløsningen av energi skaper rystelser som brer seg gjennom jorda i form av seismiske bølger. De seismiske bølgene blir delt inn i to hovedkategorier:

Rombølger

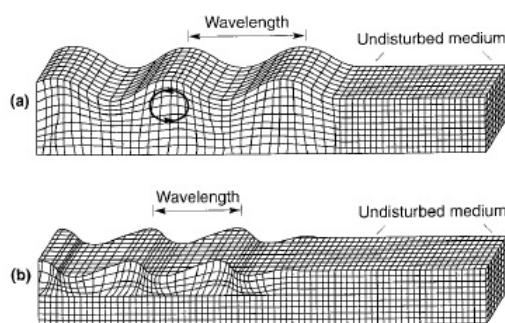
Disse bølgene forplanter seg gjennom jordas indre. De kan videre bli delt inn i P-bølger (primær- eller trykkbølger) og S-bølger (sekundær- eller skjærbølger) etter hvordan de forplanter seg. Dette er vist i figur 3.1. For P-bølger beveger partiklene seg parallelt med utbredelsen av bølgen, mens partiklene for S-bølger beveger seg normalt på utbredelsesretningen.



Figur 3.1: Forplanting av henholdsvis (a) P-bølger og (b) S-bølger [12].

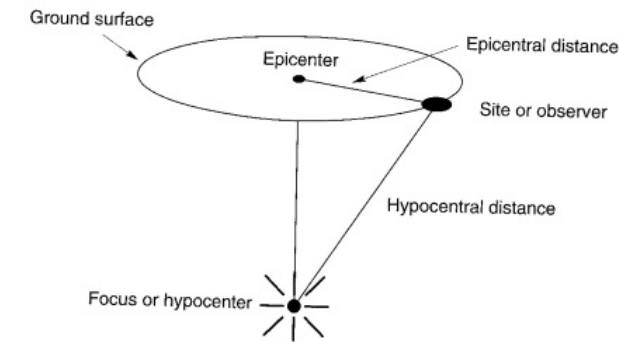
Overflatebølger

Dette er bølger som brer seg i jordas overflate, og er ofte dominerende i områder som ligger lengre unna forkastningen. Overflatebølger deles inn i Rayleigh-bølger og Love-bølger. Rayleigh-bølgene dannes i interaksjonen mellom P-bølger og de vertikale S-bølgene, mens Love-bølgene avhenger av jordtype og de horisontale S-bølgene. Love-bølgene innehar ikke noen vertikal komponent. Forskjellen i forplantning er vist i figur 3.2



Figur 3.2: Forplanting av henholdsvis (a) Rayleigh-bølger og (b) Love-bølger [12].

Lokaliseringen av et jordskjelv blir bestemt ut fra tidsforskjellene de ulike bølgene bruker på å nå frem til målestasjonene. I seismologien kalles forkastningen i jordas indre der jordskjelvet genereres for *fokus* eller *hyposenter*. Punktet på jordoverflaten som er plassert rett over fokus kalles *episenter*. Avstandene fra fokus og episenter til den lokaliseringen på jordoverflaten som er av interesse kalles henholdsvis hyposentrisk og episentrisk distanse. Terminologien er vist i figur 3.3.

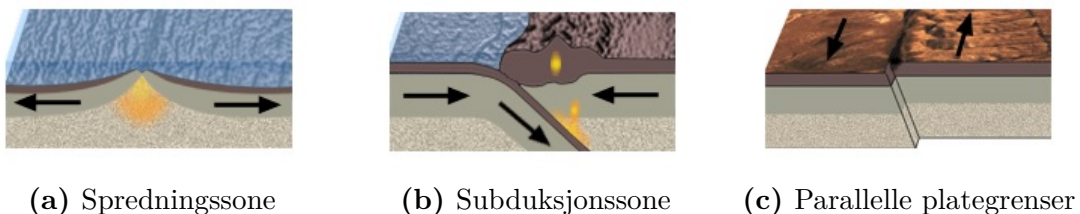


Figur 3.3: Terminologi for lokalisering og avstander til jordskjelvkilde.

Plategrensene som kan generere jordskjelv deles inn i 3 ulike typer [12]:

1. **Divergente grensesoner/Spredningsrygger:** Dette omfatter sonene der to plater glir fra hverandre og en spredningsrift dannes. Ny plater oppstår i spredningssonene og magma presses opp. Hastigheten av oppdriften i magmaen er i høy grad avhenging av den seismiske aktiviteten.
2. **Konvergente grensesoner/Subduksjonssoner:** I disse sonene møtes to grenseplater, der den ene platen presses under den andre og blir konsumert. Høy spenning oppstår i kontakten mellom platene.
3. **Parallele grensesoner/Transforme forkastningssoner:** Transforme forkastninger oppstår der to plater beveger seg parallelt med hverandre uten at ny jord-skorpe dannes.

Figur 3.4 er hentet fra NORSAR sin informasjonsside, og viser prinsippskisser av de ulike grensene. Figuren viser også hvordan platene beveger seg i forhold til hverandre.



(a) Spredningssone

(b) Subduksjonssone

(c) Parallele plategrenser

Figur 3.4: Illustrasjoner av de ulike plategrensene [13].

Størrelsen på et jordskjelv kan vurderes etter ulike begreper [12]:

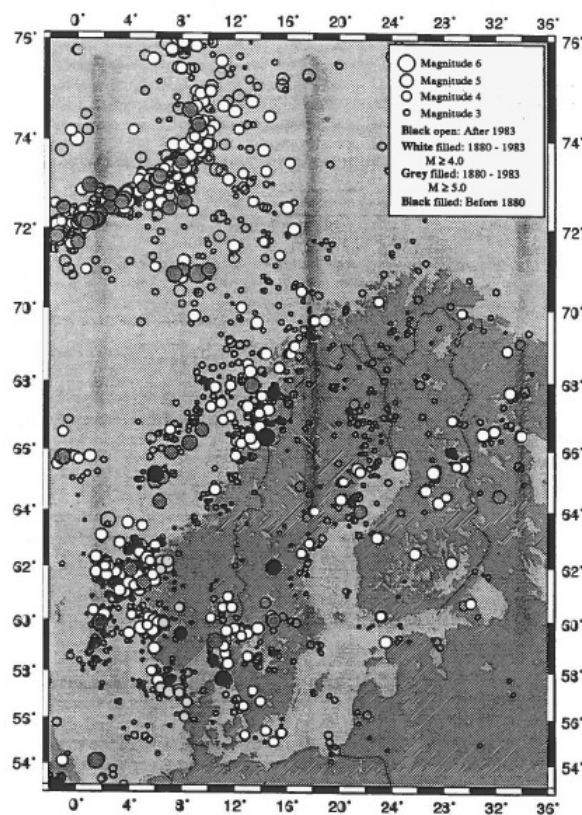
Intensitet

Dette er en kvalitativ beskrivelse av jordskjelvet, og bygger på subjektive skildringer av skader og følte rystelser. Intensiteten varierer fra ulike lokalisasjoner avhengig av blant annet grunnforhold og avstand til episentere. Dette er den eldste metoden å beskrive et jordskjelvs størrelse på, og var den vanligste metoden å bruke før seismiske instrumenter for alvor ble innført. Modified Mercalli Intensity (MMI) er den mest vanlige intensitetsskalen der økende nummerering angir større skader.

Magnitude

Etter at seismiske instrumenter ble utviklet kunne en mer objektiv metode tas i bruk for å angi jordskjelvets størrelse. Magnitude gir en kvantitativ beskrivelse av jordskjelvets størrelse ved kilden. Richters skala er basert på denne metoden.

Figur 3.5 viser historisk jordskjelvaktivitet i Norge inndelt etter størrelse, lokalisering og tidsepoke.



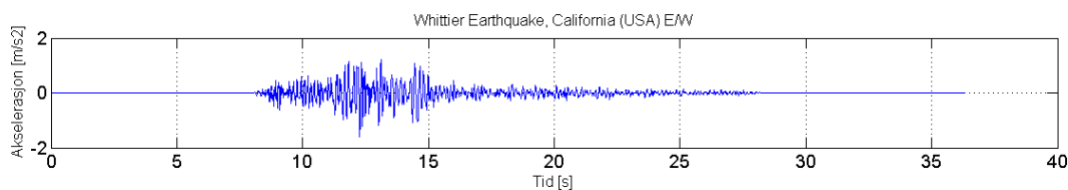
Figur 3.5: Historiske jordskjelvdata for Norge [1].

Den seismiske aktiviteten i Norge og omliggende kontinentalplater går fra lav til moderat. Jordskjelv med magnitudo på 5,0 eller høyere antas å forekomme med 10 års returperiode [1]. Dette medfører at jordskjelvfaren på det norske fastlandet ikke er ubetydelig. Fra figur 3.5 peker det seg ut noen områder med hyppigere og større jordskjelv:

- *Den midtatlantiske ryggen* er en sprenningsrygg, og har vært episenter for en rekke jordskjelv. Den er fortsatt i høy grad seismisk aktiv.
- *Lofoten-bassenget* er regnet for å være et av de mest aktive seismiske områdene nær fastland-Norge. I østlige områder av bassenget ble det målt skjelv på 6.1 og 5.8 i henholdsvis 1929 og 1959 [2].
- For Midt-Norge sin del er det offshore-områdene rundt Vøring Plattform som dominerer den seismiske aktiviteten.
- I Sør-Norge er seismisiteten delt inn i 3 områder:
 1. *Nordvestkysten* og offshore-områder utenfor vestkysten.
 2. *Det Norsk-danske bassenget* sør for landet.
 3. *Oslofjordområdet* og mot Kattegat.

Basert på grunnundersøkelser og historiske data er det utarbeidet oversiktskart over ulike regioner i Norge for forventet grunnakselerasjon ved jordskjelv. Verdiene endrer seg for ulike returperioder. I *Seismic Zonation of Norway* er det gitt konturlinjer for grunnakselerasjon i fjell for returperiode 100 år, 475 år, 1 000 år og 10 000 år. Sonekartene for 475 og 10 000 år er angitt i tillegg A.

De faktiske skjelvene måles med seismografer. Amplitude, varighet og frekvensinnhold er alle karakteristikk som benyttes i beskrivelse av grunnbevegelser, og må tas hensyn til under designfasen av en konstruksjon [12]. Tidsserier nyttes derfor ofte for å beskrive en jordskjelvhendelse. Figur 3.6 viser en tidsserie registrert fra Whittier-jordskjelvet i California 1987.

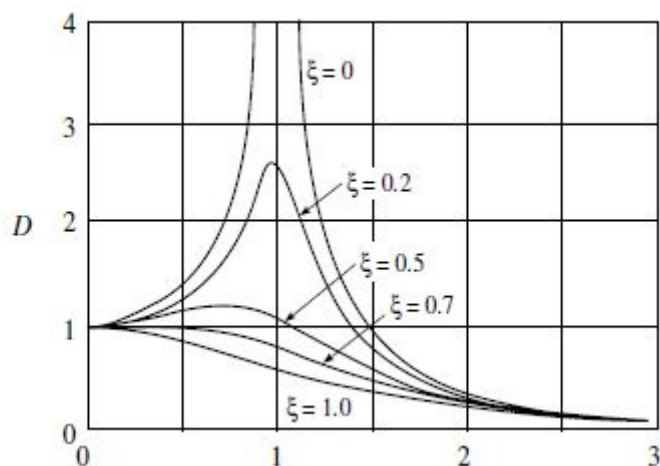


Figur 3.6: Tidsserie for Whittier-jordskjelvet, California 1987

Tidsserier blir registrert i 3 retninger: Nord-sør, øst-vest og vertikalt. Figur 3.6 viser jordskjelvdatabene i øst-vest retning.

3.2 Grunnleggende dynamikk

En dynamisk analyse har som formål å utarbeide en tidshistorie for forskyvningene og spenningene i en konstruksjon som er utsatt for tidsavhengige laster [14]. Responen fra en dynamisk last avhenger i stor grad av den dynamiske forsterkningen de aktuelle svingeformer får. For dynamiske laster med periode som sammenfaller med egenperioden til konstruksjonen, vil den dynamiske forsterkningen gå mot uendelig for et udempet system. Figur 3.7 viser hvordan den dynamiske forsterkningsfaktoren, D , varierer med forholdet mellom konstruksjonens egenfrekvens og lastenes frekvens, samt dempingsforhold:



Figur 3.7: Dynamisk forsterkningsfaktor som funksjon av frekvens og dempingsforhold [14].

Basisen for dynamiske beregninger dannes av bevegelseslikningen:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t). \quad (3.1)$$

der variablene angir:

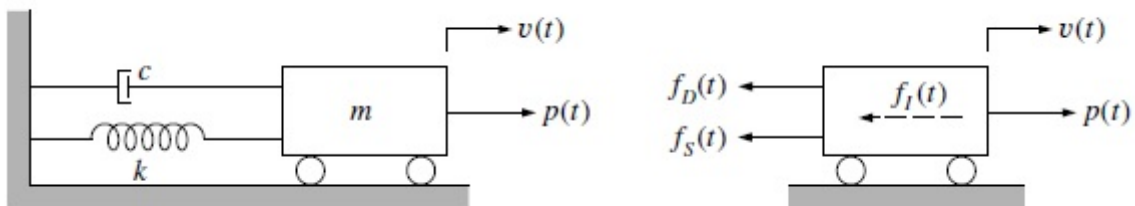
m Konstruksjonens masse

c Dempingskonstanten

k Konstruksjonens stivhet

\ddot{u}, \dot{u}, u Akselerasjon, hastighet og forskyvning

Likningen kan forklares ved å se på kreftene som virker på et idealisert dynamisk system med èn frihetsgrad som vist i figur 3.8.



Figur 3.8: Idealisert system med èn frihetsgrad [14].

Systemet viser en ytre dynamisk last, $p(t)$, samt de motvirkende kreftene i systemet:

- *Treghtetskrefter* som motvirker akselerasjon av systemets masse:

$$f_I(t) = m\ddot{u}. \quad (3.2)$$

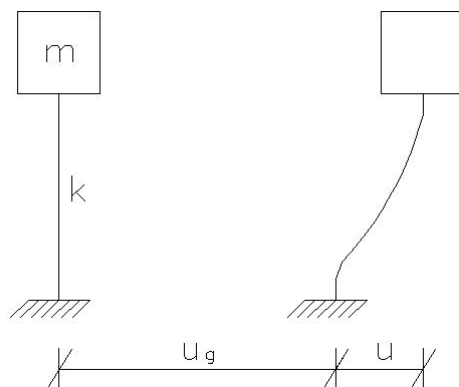
- *Viskøs demping*. Dempingen i konstruksjonen absorberer energi i systemet og motvirker den ytre lasten:

$$f_D(t) = c\dot{u}. \quad (3.3)$$

- *Elastiske krefter* gitt ved konstruksjonens stivhet:

$$f_S(t) = ku. \quad (3.4)$$

I jordskjelv-sammenheng vil den ytre lasten være avhengig av grunnakselerasjonen ved det aktuelle området, se figur 3.9.



Figur 3.9: Prinsippkisse av et system med én frihetsgrad utsatt for jordskjelveksitasjon [15].

Systemets totale forskyvning er gitt av summen av grunnforyskyvningen, u_g , og konstruksjonens relative forskyvning, u :

$$u^t = u_g + u. \quad (3.5)$$

De elastiske motstandskreftene er avhengig av den relative forskyvningen i konstruksjonen, u . Treghtetskraftene i systemet er derimot avhengig av *den totale akselerasjonen* i systemet [14]. Denne er gitt ved likning (3.6).

$$\ddot{u}^t = \ddot{u}_g + \ddot{u}. \quad (3.6)$$

Dette blir introdusert i likning (3.1), og danner den fundamentale likningen for dynamiske jordskjelvberegninger:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g \quad (3.7)$$

Likning (3.7) er basisen for både tidshistorieanalyse og responsspektrumanalyse som er benyttet for beregninger av den seismiske responsen..

3.2.1 Egenfrekvenser og svingeformer

Egenfrekvensene og svingeformene er grunnleggende for dynamiske beregninger. Frekvensinnholdet til de ytre lastene sammenlignes videre med konstruksjonens egenfrekvenser. Dersom disse sammenfaller vil det føre til dynamisk forsterkning. Dette er, som nevnt tidligere, svært ugunstig for konstruksjonen. Delkapitlet ser videre på hvordan egenfre-

kvenser og svingeformene kan beregnes når masse- og stivhetsegenskapene til systemet er kjent.

Systemer med èn frihetsgrad (SDOF-systemer)

Den naturlige egenfrekvensen til et system kan beregnes ut fra den *karakteristiske likningen* som blir gitt av et udempet system med frie vibrasjoner [14]. Bevegelseslikningen blir da redusert til likning (3.8):

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0. \quad (3.8)$$

Fourier transformasjon benyttes og harmonisk respons antas for alle svingeformer:

$$u(t) = U \sin(\omega t + \varphi) \quad (3.9)$$

Likning (3.9) deriveres to ganger:

$$\ddot{u}(t) = -\omega^2 U \sin(\omega t + \varphi) = -\omega^2 u(t) \quad (3.10)$$

Likning (3.9) og likning (3.10) settes inn i den karakteristiske likningen:

$$-m\omega^2 U \sin(\omega t + \varphi) + kU \sin(\omega t + \varphi) = 0 \quad (3.11)$$

Likning (3.11) har en ikke-triviell løsning. Denne er gitt ved:

$$k - \omega^2 m = 0 \quad (3.12)$$

Likning (3.12) løses så for egenfrekvensen til systemet:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.13)$$

Egenperioden til systemet kan raskt beregnes når egenfrekvensene er kjent:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.14)$$

Systemer med flere frihetsgrader

Bevegelseslikningen må skrives som et matrisesystem når flere frihetsgrader inkluderes i beregningene:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{p}(t). \quad (3.15)$$

Likningene i likningssystemet kan være *ukoplet* eller *koplet* avhengig av de valgte frihetsgrader [16]. De ikke-diagonale elementene i \mathbf{m} , \mathbf{c} og \mathbf{k} angir koplingen mellom frihetsgradene. Hvis det ikke er kopling mellom frihetsgradene settes disse elementene til *null*, og hver likning i likningssystemet kan løses som et uavhengig system med èn frihetsgrad.

Likning (3.8) og likning (3.13) er gitt for et system med èn frihetsgrad. For et system med flere frihetsgrader må matrisesystemet løses. Likning (3.16) viser den karakteristiske likningen for et system med flere frihetsgrader

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{k}\mathbf{u}(t) = 0. \quad (3.16)$$

Denne må tilfredstille likning (3.17):

$$|\mathbf{k} - \omega_i^2 \mathbf{m}|_{\varphi_i} = 0 \quad (3.17)$$

Den ikke-trivielle løsningen til systemet finnes ved determinanten av matrisen:

$$\det(\mathbf{k} - \omega_i^2 \mathbf{m}) = 0 \quad (3.18)$$

Hver av egenfrekvensene, ω_i , har en korresponderende egenvektor eller svingeform, φ_i , som må tilfredstille likning (3.17).

Eurokode 8 krever at alle svingeformer som har et betydelig bidrag til konstruksjonens respons skal inkluderes i analysene [17]. Det innebærer at minst et av følgende kriterier må tilfredstilles:

- Summen av inkluderte effektive modale masser skal være minst 90% av konstruksjonens totale masse.
- Alle svingeformer med effektiv modal masse som overskrider 5% av den totale konstruksjonen skal være inkludert i analysen.

De modale bidragsfaktorene (modal participation factors) brukes for å undersøke hvor mye en svingeform bidrar til forskyvning eller rotasjon i en gitt retning [18]. Disse beregnes ved likning (3.19):

$$\Gamma_{Xn} = \frac{\Phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{I}_X}{\Phi_n^T \mathbf{M} \Phi_n} = \frac{\sum_i \varphi_{Xi,n} m_{Xi}}{\sum_i (\varphi_{Xi,n}^2 m_{Xi} + \varphi_{Yi,n}^2 m_{Yi} + \varphi_{Zi,n}^2 m_{Zi})} \quad (3.19)$$

der variablene angir:

Φ_n	Svingeformen (egenvektoren).
$\varphi_{Xi,n}$	Elementet av Φ_n som korresponderer til translasjon-frihetsgrad av node i parallell til den angitte x-retningen.
m_{Xi}	Elementet i massematrisen som korresponderer til $\varphi_{Xi,n}$.
\mathbf{M}	Systemets massematrise
\mathbf{I}_X	Enhetsvektor med verdier 1 for alle translasjonsfrihetsgrader parallell til den angitte x-retningen.

Effektiv modal masse kan beregnes i de 3 translasjonsretningene. Disse er angitt ved M_{Xn} , M_{Yn} og M_{Zn} og beregnes som vist i likning (3.20):

$$M_{Xn} = \frac{(\Phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{I}_X)^2}{\Phi_n^T \mathbf{M} \Phi_n} = \frac{(\sum_i \varphi_{Xi,n} m_{Xi})^2}{\sum_i (\varphi_{Xi,n}^2 m_{Xi} + \varphi_{Yi,n}^2 m_{Yi} + \varphi_{Zi,n}^2 m_{Zi})} \quad (3.20)$$

Hvis alle mulige svingeformer er inkludert i analysen vil den effektive modal massen summere opp til systemets totale masse. I praktiske formål blir, som tidligere nevnt, kun moder med et betydelig modalt bidrag inkludert i analysene.

3.2.2 Demping i systemet

Bestemmelse av dempingseffekten i et system byr ofte på utfordringer. Dempingskreftene til et system er vanligvis små sammenlignet med treghetskrefter og de elastiske fjærkreftene, men kan likevel ha en betydelig effekt på konstruksjonens respons [19]. Det er mange faktorer som bidrar til å absorbere energi i systemet [16]:

- Dimensjoner
- Materialer
- Dempingskvaliteter

Ettersom dempingseffekten i høy grad er avhengig av samspillet mellom deler i konstruksjonen, er det vanskelig å bestemme dempingseffekten ved å se på komponentene isolert. Samtidig vil det være lite økonomisk å teste alle konstruksjoner for seismiske kvaliteter og vurdere denne effekten. Dagens praksis er derfor å utnytte historiske dempingsdata for lignende konstruksjoner, og gjøre vurderinger med grunnlag i disse dataene og betraktninger av konstruksjonens lokalisering.

Dempingsandelen endrer seg også for størrelse og frekvensinnhold til eksitasjonen. Dette kompliserer bestemmelsen ytterligere. Uelastisk demping kan også oppstå ved store krefter og må bestemmes ved ikke-lineære analyser. Friksjon mellom konstruksjonskomponenter og åpning og lukking i betongsprekker er eksempler på dempingseffekter som fører til energiabsorpsjon.

Dempingsforholdet, ξ , angis ofte som andel i forhold til kritisk demping som vist i likning (3.22). Ved kritisk demping angis dempingskonstanten som c_{cr} [19]:

$$c_{cr} = 2m\omega \quad (3.21)$$

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} \quad (3.22)$$

For armerte betongkonstruksjoner som opplever spenninger langt unna flytegrensen ligger dempingsforholdet oftest mellom 3-5%, mens de i det plastiske områder med flere og større sprekker kan ha dempingsforhold i området 7-10% [16].

For lineære systemer med proporsjonalt dempingsforhold forenkles systemer til å se på viskøs demping. Viskøs demping oppstår for lave hastigheter og dempingskreftene er gitt

ved likning (3.23) [19]:

$$f_D = c\dot{u} \quad (3.23)$$

Likning (3.24) og likning (3.25) er de enkleste måtene å angi proporsjonal dempingsmatrise på, nemlig ved å gjøre den proporsjonal med henholdsvis masse- eller stivhetsmatrisen:

$$\mathbf{c} = a_o \mathbf{m} \quad (3.24)$$

$$\mathbf{c} = a_1 \mathbf{k} \quad (3.25)$$

Ofte benyttes *Rayleigh-damping* for å forbedre verdiene i dempingsmatrisen [16]. Rayleigh-damping er en metode som uttrykker den viskøse dempingen proporsjonalt med summen av den masse- og stivhetsproporsjonale dempingen i likning (3.24) og likning (3.25):

$$\mathbf{c} = a_o \mathbf{m} + a_1 \mathbf{k} \quad (3.26)$$

Forholdet mellom frekvens og dempingsforholdet kan uttrykkes ved hjelp av likning (3.27):

$$\xi_n = \frac{a_o}{2\omega_n} + \frac{a_1\omega_n}{2} \quad (3.27)$$

Konstantene a_0 og a_1 bestemmes med likning (3.28) og likning (3.29) der hvor dempingsforholdet er kjent for de to egenfrekvensene, ω_m og ω_n [16]:

$$a_0 = \frac{2\xi\omega_m\omega_n}{\omega_m + \omega_n} \quad (3.28)$$

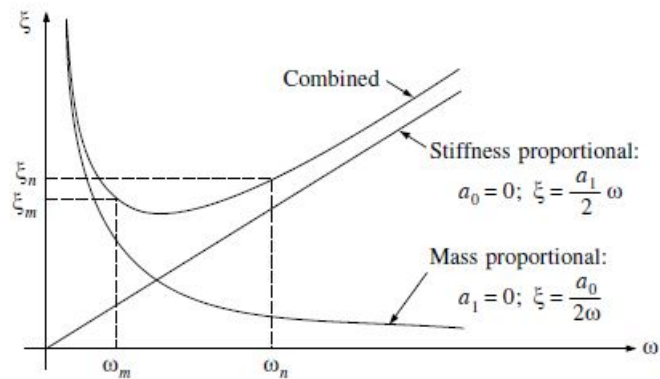
$$a_1 = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \quad (3.29)$$

der:

ξ er det modale dempingsforholdet.

ω_m, ω_n angir to vilkårlig valgte egenfrekvenser med kjente dempingsforhold.

Den kombinerte Rayleigh-dempingen vil for lave frekvensområder være dominert av det masse-proporsjonale bidraget, mens for høyere frekvenser vil stivhets-proporsjonaliteten overta mer og mer. Dette er vist i figur 3.10.



Figur 3.10: Dempingsforhold som funksjon av egenfrekvens (Rayleigh damping) [14].

3.3 Numeriske beregninger

Det er ikke alltid mulig å benytte analytiske beregningsmetoder. I tilfeller der grunnak-selerasjonene varierer vilkårlig i løpet av tidsperioden eller for ikke-lineære systemer må de andreordens differensiallikningene løses numerisk [16]. Det finnes en rekke numeriske løsningsmetoder som kan benyttes for ulike problemer. I dette delkapitlet er noen av metodene for direkte integrasjon utledet ettersom disse blir benyttet i analysene.

3.3.1 Direkte integrasjon

Direkte integrasjon for beregning av responshistorien tar utgangspunkt i en steg-for-steg integrasjon over en tidsperiode. Dette gjøres uten å endre formen på den originale beve-gelseslikningen. Det deles opp i tidsintervaller med lengde Δt der responsen blir evaluert separat for hvert intervall [20]. Forskyvningene og hastighetene ved starttidspunkt, $t = 0$, antas å være kjent. Direkte integrasjon kan utføres med *eksplisitt* og *implisitt* metode.

En *eksplisitt* metode benytter en algoritme på formen:

$$\mathbf{u}_{n+1} = f(\mathbf{u}_n, \dot{\mathbf{u}}_n, \ddot{\mathbf{u}}_n, \mathbf{u}_{n-1}, \dots) \quad (3.30)$$

Høyre side av likningen er kjente data fra et tidligere tidsintervall. En av fordelene med en eksplisitt integrasjonsmetode er at nye data beregnes fra allerede kjent informasjon, og hvert integrasjonssteg er relativt lite komplisert og “billig” å regne ut i form av CPU-tid.

Samtidig krever metoden små tidsintervall for å sikre konvergens, noe som medfører at mange integrasjonssteg bør inkluderes.

For en *implisitt* metode er algoritmen annerledes:

$$\mathbf{u}_{n+1} = f(\dot{\mathbf{u}}_{n+1}, \ddot{\mathbf{u}}_{n+1}, \mathbf{u}_n, \dot{\mathbf{u}}_n, \ddot{\mathbf{u}}_n, \dots) \quad (3.31)$$

Likning (3.31) viser at for en implisitt metode brukes informasjon fra samme tidsintervall for å finne ny informasjon. Dette betyr at hvert steg som oftest er mer kostbart i form av CPU-tid. Vanligvis bruker de implisitte integrasjonsmetodene færre tidsintervall, grunnet ubetinget stabilitet.

For dynamiske jordskjelvanalyser velges oftest *implisitte* metoder. Dette gjøres på bakgrunn av den relativt lange tidsperioden et jordskjelv opererer i, sammenlignet med for eksempel en eksplosjon [20]. Noen av de vanligste implisitte metodene er videre utledet.

Newmarks's metode

Metoden er en implisitt metode der karakteristikene til algoritmen (nøyaktighet, stabilitet, algoritmisk demping) blir kontrollert av de to numeriske faktorene, γ og β :

$$\dot{\mathbf{u}}_{n+1} = \dot{\mathbf{u}}_n + \Delta t [\gamma \ddot{\mathbf{u}}_{n+1} + (1 - \gamma) \ddot{\mathbf{u}}_n] \quad (3.32)$$

$$\mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{u}_n + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_n + \frac{1}{2} \Delta t^2 [2\beta \ddot{\mathbf{u}}_{n+1} + (1 - 2\beta) \ddot{\mathbf{u}}_n] \quad (3.33)$$

Den effektive stivhetsmatrisen, $[K^{eff}]$, er ikke diagonal og uttrykkes ved likning (3.34):

$$\mathbf{K}^{eff} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{C} + \mathbf{K} \quad (3.34)$$

Denne effektive stivhetsmatrisen introduseres i bevegelseslikningen som skrives for tidsin-

tervall $n + 1$ og løses for $\{\mathbf{u}\}_{n+1}$:

$$\begin{aligned} \mathbf{K}^{\text{eff}} \mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{R}^{\text{ext}}_{n+1} + M \left\{ \frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{u}_n + \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\mathbf{u}}_n + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_n \right\} \\ + C \left\{ \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{u}_n + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{\mathbf{u}}_n + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_n \right\} \end{aligned} \quad (3.35)$$

der:

γ For konstant akselerasjon er $\gamma = \frac{1}{2}$. For lineær akselerasjon er $\gamma = \frac{1}{2}$
 β For konstant akselerasjon er $\beta = \frac{1}{4}$. For lineær akselerasjon er $\beta = \frac{1}{6}$

Hilber-Hughes-Taylor α -metode

HHT α - metoden er en generalisert metode av Newmark's metode [20]. Den tar utgangspunkt i de samme differensiallikningene som i likning (3.32) og likning (3.33), men modifiserer bevegelseslikningen:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{n+1} + (1 + \alpha)\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_{n+1} - \alpha\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_n + (1 + \alpha)\mathbf{K}\mathbf{u}_{n+1} - \alpha\mathbf{K}\mathbf{u}_n = \mathbf{R}_\alpha^{\text{ext}} \quad (3.36)$$

der $\mathbf{R}_\alpha^{\text{ext}}$ er den ytre kraften, \mathbf{R}^{ext} ved tiden $(1 + \alpha)t_{n+1} - \alpha t_n = t_{n+1} + \alpha \Delta t$.

Valget av α bør være mellom $-1/3$ og 0 da metoden er ubetinget stabil mellom disse verdiene. Med $\alpha = 0$ vil likning (3.36) reduseres til ligningen i Newmark's metode. Algoritmisk damping introduseres ved en negativ α . Fordelen ved å uttrykke algoritmisk damping ved HHT α - metoden er at andreordens nøyaktighet blir ivaretatt. For Newmark's metode vil introduksjonen av algoritmisk damping føre til reduksjon i nøyaktighet fra andreorden til førsteorden, $O(\Delta t^2)$ til $O(\Delta t)$ [20]. Algoritmisk damping er effektivt for å dempe ut høyfrekvensstøy, og α - metoden er mer effektiv enn Newmark's metode når det gjelder å dissipere høye frekvenser samtidig som lave frekvenser ikke dempes ut.

Newmark's metode for ikke-lineære systemer

Newmark's metode blir ofte benyttet for ikke-lineære tidshistorie analyser med direkte integrasjon. De interne motstandskreftene, R^{int} , har en ikke-lineær sammenheng med forskyvningene [20]:

$$\mathbf{R}_{n+1}^{int} = \mathbf{R}_n^{int} + \left[\frac{\delta \mathbf{R}^{int}}{\delta \mathbf{u}} \right]_n \Delta \mathbf{u} = \mathbf{R}_n^{int} + \mathbf{K}_{Tn} \Delta \mathbf{u} \quad (3.37)$$

der:

- De inkrementelle forskyvningene er definert ved $\Delta \mathbf{u} = \mathbf{u}_{n+1} - \mathbf{u}_n$.
- Den tangentielle stivhetsmatrisen oppdateres for hver iterasjon og er gitt ved \mathbf{K}_{Tn} .

Den ikke-lineære bevegelseslikningen ved tid, t_{n+1} , blir da gitt ved:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{n+1} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_{n+1} + \mathbf{K}_{Tn}\Delta \mathbf{u} = \mathbf{R}_{n+1}^{ext} - \mathbf{R}_n^{int} \quad (3.38)$$

Akselerasjonen og hastigheten til nodene ved tid t_{n+1} oppdateres og substitueres i likning (3.38):

$$\ddot{\mathbf{u}}_{n+1} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} (\mathbf{u}_{n+1} - \mathbf{u}_n - \Delta t \dot{\mathbf{u}}_n) - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_n \quad (3.39)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{n+1} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} (\mathbf{u}_{n+1} - \mathbf{u}_n) - \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{\mathbf{u}}_n - \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_n \quad (3.40)$$

Likning (3.39) og likning (3.40) settes inn i bevegelseslikningen på inkrementell form:

$$\mathbf{K}_n^{eff} \Delta \mathbf{u} = \Delta \mathbf{R}_{n+1}^{eff} \quad (3.41)$$

der:

- Den effektive tangentstivheten $[\mathbf{K}^{eff}]_n$ er gitt ved:

$$\mathbf{K}_n^{eff} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{C} + \mathbf{K}_{Tn} \quad (3.42)$$

- Den effektive residualkraften (“out of balance force“) tar hensyn til ubalansen i

kreftene ved t_{n+1} og den inkrementelle eksterne lasten. Denne er gitt ved $\Delta \mathbf{R}_{n+1}^{eff}$:

$$\begin{aligned} \Delta R_{n+1}^{eff} &= R_{n+1}^{ext} - \Delta R_n^{int} \\ &+ \mathbf{M} \left[\frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\mathbf{u}}_n + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_n \right] \\ &+ \mathbf{C} \left[\left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{\mathbf{u}}_n + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_n \right] \end{aligned} \quad (3.43)$$

Kapittel 4

Inkludering av jordskjelvlaster

Når rystelser oppstår i jordskorpen tvinges konstruksjonens fundament til bevegelse. Tregetskrefter i konstruksjonen forsøker å motvirke disse bevegelsene, og holde konstruksjonen i samme posisjon. Et resonansavhengig system oppstår mellom jordbevegelsene og konstruksjonen, som medfører at betydelige interne krefter er involvert [21].

Dette kapitlet utleder konsepter for utregning av jordskjelvlaster, og hvordan disse kan implementeres i analysene.

4.1 Grunnakselerasjon

Innsamling av data fra kjente jordskjelv er et viktig redskap for å kunne analysere konstruksjoner utsatt for jordskjelvsitasjon på en effektiv måte. De karakteristiske verdiene for grunnbevegelsene angis ofte ved [12]:

- Amplitude
- Varighet av rystelser
- Frekvensinnhold

Karakterstikkene varierer for de ulike jordskjelvene. Faren for skader øker ved økt dynamisk forsterkning. Dette gjør at det er fordelaktig å vurdere flere dataregistreringer med ulike karakteristiske verdier når analysene skal gjennomføres.

Størrelsen på grunnakselerasjonene angis ofte ved *peak ground acceleration*, PGA, som er den største akselerasjonsverdien målt for det respektive jordskjelvet. Det utarbeides vurderinger for forventede verdier av PGA, slik som vist i tillegg A. Kjente jordskjelvdata blir ofte skalert til å passe med disse forventede grunnakselerasjonene på bygningens aktuelle lokalisering. Disse er basert på en sannsynlighetsanalyse, og er avhengig av *returperioden* til jordskjelvet som konstruksjonen skal dimensjoneres for.

De dimensjonerende grunnakselerasjonene blir beregnet etter likning (4.1) i Eurokode 8 [17]:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} = \gamma_1 \cdot 0,8 \cdot a_{g,40Hz} \quad (4.1)$$

der variablene angir:

γ_1	Seismisk faktor. Denne avhenger av konstruksjonens viktighet og konsekvensene av kollaps. Ved å følge <i>Statens Vegvesen's Håndbok 185</i> havner Dolmsundsbrua i klasse III ettersom <i>den totale lengden</i> av brua overskrider 200 meter og ÅDT er mindre 8000 [22].
a_{gR}	Referansespissverdien for akselerasjonen i berggrunnen.
$a_{g,40Hz}$	Spissverdien for berggrunnens akselerasjon ved frekvens $f = 40Hz$. Denne avhenger av returperioden og finnes i sonekartene i <i>Seismic Zonation for Norway</i> .

De vertikale grunnakselerasjonene skal settes til 60% av de horisontale [17]:

$$a_{vg} = 0,6 \cdot a_g \quad (4.2)$$

4.2 Kombinasjon av jordskjelvlaster

Grunnakselerasjonene måles i 3 ulike retninger vinkelrett på hverandre, og det antas generelt at komponentene har en samtidig virkning på konstruksjonen. Det er to horisontale komponenter (x og y), samt et vertikalt bidrag som analyseres. Dette gir flere lastkombinasjoner ettersom de horisontale komponentene kan sammenfalle med ulike retninger i konstruksjonen. Dette er avhengig av orientering. Eurokode 8 krever i utgangspunktet

at den vertikale komponenten kun inkluderes for større eksitasjoner, der a_{vg} overskrider $0,25g$ ($2,5m/s^2$). Dette gir lastkombinasjoner som vist i tabell 4.1:

Tabell 4.1: Lastkombinasjoner med og uten inkludering av vertikal komponent

Kun horisontale komponenter	Inkludert vertikal komponent
$E_{Edx} + 0,30E_{Edy}$	$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + 0,30E_{Edz}$
$0,30E_{Edx} + E_{Edy}$	$0,30E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30E_{Edz}$
	$0,30E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + E_{Edz}$

der:

E_{Edx} er den seismiske lasten som følge av eksitasjonen i den valgte horisontale x-retningen.

E_{Edy} er den seismiske lasten som følge av eksitasjonen i den valgte horisontale y-retningen.

E_{Edz} er den vertikale komponenten til jordskjelveksitasjonen.

Det blir også oppgitt at det ikke er krav om å inkludere den vertikale komponenten ved ikke-lineære statiske analyser.

4.3 Metoder for elastisk jordskjelvanalyse

De vanligste metodene for å analysere konstruksjoner dynamisk under jordskjelveksitasjon er *tidsserieanalyser* og *responspekteranalyser*. Begge metodene tar utgangspunkt i den grunnleggende teorien som ble gjort rede for i avsnitt 3.2.

4.3.1 Modal respons

For praktiske formål blir modale metoder benyttet i stor grad. Dette er enkle metoder for å se på hvordan en konstruksjon oppfører seg under ulike grunnbevegelser og -karakteristikker [16]. Metodene tar utgangspunkt i maksimal modal respons for hver svingeform. Denne estimeres på grunnlag av undersøkelser og historiske hendelser, og kan gis som forskyvning, hastighet eller akselerasjon. Hver av svingeformene kan betraktes

som et uavhengig system med én frihetsgrad (SDOF). Forskyvningene for n-te svingeform er gitt ved likning (4.3) [14]:

$$u_n(t) = \varphi_n \cdot Y_n \quad (4.3)$$

der variablene angir:

φ_n Egenvektor for n-te svingeform.

Y_n Modal amplitude.

Den totale forskyvningsvektoren uttrykkes ved å summere alle de modale vektorene:

$$u(t) = \varphi_1 Y_1 + \varphi_2 Y_2 + \dots + \varphi_N Y_N = \sum_{n=1}^N \varphi_n \cdot Y_n \quad (4.4)$$

Likning (4.3) introduseres i bevegelseslikningen som multiplisert med φ_n^T gir den modale, dynamiske bevegelseslikningen:

$$M_n \ddot{u}_n + C_n \dot{u}_n + K_n u_n = P_n(t) \quad (4.5)$$

der:

$$M_n = \varphi_n^T \mathbf{m} \varphi_n$$

$$C_n = \varphi_n^T \mathbf{c} \varphi_n$$

$$K_n = \varphi_n^T \mathbf{k} \varphi_n$$

$$P_n(t) = \varphi_n^T \mathbf{p}(t)$$

Forholdet mellom masse- og stivhetsmatrisen blir innført som vist i likning (4.6):

$$K_n = \omega_n^2 M_n \quad (4.6)$$

Det antas en ortogonal dempingsmatrise som medfører at alle elementer som ikke er plassert på diagonalen er null. Den modale dempingen kan uttrykkes ved likning (4.7):

$$C_n = 2\xi_n \omega_n M_n \quad (4.7)$$

Utrykkene i likning (4.6) og likning (4.7) innføres i den modale, dynamiske bevegelseslikningen og multipliseres med M_n^{-1} :

$$\ddot{u}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{u}_n + \omega_n^2u_n = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (4.8)$$

Superposisjonsprinsippet brukes for å beregne den totale responsen der alle svingemoder er inkludert:

$$\ddot{\mathbf{u}}(t) = \varphi_1\ddot{u}_1(t) + \varphi_2\ddot{u}_2(t) + \dots + \varphi_n\ddot{u}_n(t) \quad (4.9)$$

En stor fordel ved anvendelse av denne metoden er at forskyvningene i hvert uavhengig SDOF system kun er avhengig av egenperioden og dempingsforholdet i systemet. Andregradslikningene kan løses ved numeriske beregninger som utledet i avsnitt 3.3 eller ved *Duhamel-integralet* [14]. Integralet er gitt ved:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_n} \int_0^t -m\ddot{u}_g \sin[\omega_n(t - \tau)]e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \quad (4.10)$$

der variablene angir:

ω_n	Egenfrekvensen for mode n.
τ	Et vilkårlig tidspunkt innenfor intervallet for den dynamiske lasten.
$m\ddot{u}_g$	Den ytre effektive seismiske lasten, $p_{eff}(\tau)$, ved tid τ .

Ettersom den totale responsen beregnes ved *superposisjonsprinsippet* begrenses bruken til *lineære* analyser. De elastiske kreftene i frihetsgrad i (*nodal forces*) er proporsjonal med forskyvningen og stivhetskoeffisienten i den respektive noden. Likning (4.11) viser beregningen av de totale *nodal forces* gitt ved modale forskyvninger:

$$f_{si} = k_{i1}u_1 + k_{i2}u_2 + \dots + k_{iN}u_N \quad (4.11)$$

Likning (4.5) kan skrives om for bedre å tilpasses for jordskjelvproblem [23]:

$$M_n\ddot{u}_n + C_n\dot{u}_n + K_nu_n = -MT\ddot{u}_g(t) \quad (4.12)$$

med $M_n\ddot{u}_n + C_n\dot{u}_n + K_nu_n$ som i likning (4.5):

$MT\ddot{u}_g(t)$	Den effektive jordskjelvlasten.
M	Massematrisen for det diskretiserte systemet.
\ddot{u}_g	Grunnakselerasjonen. Denne er en 3 x 1 matrise og inneholder komponenter i alle de 3 retningene.
T	Innflytelsesmatrise som representerer forskyvning som et resultat fra en statisk pålasting av en enhets grunnforskyvning. Dette er en N x 3 matrise, der N er det totale antall frihetsgrader. For eksitasjon i samme retning som akselerasjonskomponenten vil verdien av leddene i matrisen settes til 1.

Innfører sammenhengen $u_n(t) = \varphi_n Y_n$, og multipliserer likning (4.12) med φ_n^T . Dermed får vi et sett med N ukoblede systemer der hvert system har en frihetsgrad:

$$M_n \ddot{Y}_n + C_n \dot{Y}_n + K_n Y_n = -L_n \ddot{u}_g(t), \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (4.13)$$

der L_n erstatter $\varphi_n^T M T$.

Dividerer likning (4.13) med M_n , og innfører de modale sammenhengene fra likning (4.6) og likning (4.7):

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = \frac{-L_n}{M_n} \ddot{u}_g(t) = -\gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (4.14)$$

Den modale amplituden for et jordskjelv med akselerasjons-responsspekter, S_a , er gitt ved:

$$Y_{n,max} = \gamma_n \frac{1}{\omega_n} S_{an} \quad (4.15)$$

der S_{an} er akselerasjonsverdien fra responsspekteret for mode n ved perioden $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$.

Kreftene i mode n kan uttrykkes ved:

$$(F_s)_i = K u_n = K \varphi_n Y_n = \omega_n^2 M \varphi_n Y_n \quad (4.16)$$

De *maksimale* kreftene har en direkte sammenheng med akselerasjonen fra responsspekteret:

$$(F_s)_{i,max} = \omega_n^2 M \varphi_n Y_{n,max} = \gamma_n S_{an} M \varphi_n \quad (4.17)$$

Kreftene fordeler seg i konstruksjonen etter svingeformen. Den totale modale kraften for mode n , *base shear*, kan beregnes ved:

$$T^T(F_s)_i = \frac{L_n^2}{M_n} S_{an} = M_n^{eff} S_{an} \quad (4.18)$$

der T , L_n og S_{an} er som nevnt tidligere. Parameteren $\frac{L_n^2}{M_n}$ kalles den effektive modale massen, og angir fordelingen av den modale massen i systemet.

4.3.2 Dynamisk analyse ved responspekter

Responspekteranalyser er dynamiske, statistiske, lineære analyser som ser på responsbidraget fra hver svingemode [24]. Hovedtanken er å finne den forventede *maksimalresponsen* fra bevegelsesligningen i stedet for å vurdere hele tidshistorien. Metoden kombinerer disse modale responsbidragene, og gir forventet maksimal seismisk respons for den gitte konstruksjonen.

Responspekteret gir en grafisk fremstilling av den maksimale responsen til et system med en frihetsgrad utsatt for jordskjelveksitasjon. Den er gitt som funksjon av egenfrekvensen til systemet for en gitt tidshistorie og dempingsforhold. Responsen kan være gitt ved forskyvning, hastighet eller akselerasjon. Analysene ved responspekter kan være et verktøy i valg av bæresystem. Dette er fordi den relaterer bæresystemet til den dynamiske oppførselen. Ofte gir konstruksjoner med lang egenperiode (fleksible systemer) større forskyvninger enn konstruksjoner med kortere egenperiode (stivere systemer). De stivere systemene kan derimot gi høyere akselerasjon.

Pseudo spectral hastigheten, $S_V(\xi, \omega)$, er definert ved likning (4.19) [14]:

$$S_{pv}(\xi, \omega) = \left[\int_0^t \ddot{u}_g \sin[\omega(t - \tau)] e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \right]_{max} \quad (4.19)$$

der *max* refererer til absoluttverdien til den maksimale hastigheten for hele tidsserien. Forskyvningene (*pseudo spectral forskyvingene*) kan beregnes enkelt når hastigheten er kjent:

$$S_{pd}(\xi, \omega) = \frac{1}{\omega} S_{pv}(\xi, \omega) \quad (4.20)$$

Akselerasjonsspekteret gis ved *pseudo spectral akselerasjon*, $S_{pa}(\xi, \omega)$, som også er kun avhenging av hastigheten og frekvensen:

$$S_{pa}(\xi, \omega) = \omega S_{pv}(\xi, \omega) \quad (4.21)$$

Eurokode 8, og andre kodebaserte verktøy, har utarbeidet elastisk designspektre for å analysere seismiske effekter med utgangspunkt i likning (4.19) til likning (4.21). Disse er gitt ved 5% dempingsforhold. Kodebaserte spekter bygger på en glatt representasjon av typiske responsspekter i området.

Dimensjonerende elastisk spektrum i Eurokode 8

Eurokode 8 gir et elastisk spektrum for bruk i analyser. Det dimensjonerende spektret, $S_d(T)$, for de horisontale komponentene av den seismiske påvirkningen defineres av likning (4.22) til likning (4.25):

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (4.22)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (4.23)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (4.24)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4.25)$$

der variablene angir:

$S_d(T)$	Det dimensjonerende responspektret.
T	Egenperioden til systemet.
a_g	Dimensjonerende grunnakselerasjoner som beregnes etter likning (4.1).
T_B	Nedre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon.

T_C	Øvre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon.
T_D	Verdien som definerer starten på spektrets området med konstant forskyvning.
S	Forsterkningsfaktor. Den avhenger av grunnforhold og settes til 1 for grunntype A.
η	Modifikasjonsfaktor. Det dimensjonerende spekteret antar 5% demping i systemet. For andre dempingsforhold justeres spekteret med modifikasjonsfaktoren gitt ved:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (4.26)$$

der ξ er det viskøse dempingsforholdet gitt i prosent. Modifikasjonsfaktoren gir en referanseverdi, $\eta = 1$, for 5% demping.

Det vertikale dimensjonerende responsspektret benytter grunnakselerasjon i vertikal retning, a_{vg} , i stedet for den horisontale grunnakselerasjonen, a_g . Ligningene for utregningene av vertikalt spekter har små avvik sammenlignet med likning (4.22) til likning (4.25).

4.3.3 Dynamisk analyse ved tidsserier

En tidsserieanalyse tar utgangspunkt i akselerasjonsverdier til et jordskjelv gjennom den relevante tidsperioden. Akselerografer registrerer tre komponenter av rystelsene i grunnen [16]. Mangel på akselerografer og dårlig vedlikehold på eksisterende gjør at registreringer av grunnrystelser på flere utsatte områder går tapt. Dette skjer som et resultat av begrensede tilgjengelige ressurser.

Ofte brukes tidligere registrerte tidsserier til jordskjelvanalyser av andre konstruksjoner. Det er ikke mulig å anslå alle parametre for et fremtidig jordskjelv. Hvert jordskjelv har sine karakteristikk. Viktige parametre kan være [18]:

Kilde	Størrelse, bruddmekanisme, retning og fokusets dybde.
Bane	Distanse og vinkel.
Lokalisasjon	Overflategeologi, topografi og konstruksjoner.

Formålet med jordskjelvanalysene er å representere faren og sannsynligheten for jordskjelvlaster på en mest mulig tilfredstillende måte. Det er viktig å vurdere om disse tidsseriene skal skaleres til forventende grunnakselerasjoner på konstruksjonens lokalisering. I lav-seismiske områder vil en nedskalering av grunnakselerasjonene være et naturlig steg. Samtidig vil oppførselen til konstruksjonene under store jordskjelv falle bort i analysene. Ekstreme hendelser kan forekomme, og det kan være viktig å ta hensyn til denne muligheten.

I denne rapporten blir tidsseriene skalerte etter forventede maksimale grunnakselerasjoner (PGA). Det er også mulig å forbedre tidsserien ytterligere ved å tilpasse frekvensinnholdet til responspekteret i Eurokode 8. På den måten kan tidsseriene representere andre lokaliseringer og grunnforhold enn det som er tilfelle i det opprinnelige. Ofte kreves det at flere ulike tidsserier analyseres. Dette er fordi Eurokode 8 setter krav til representative seismiske karakteristikker ved kilden og grunnforhold ved den aktuelle lokaliseringen [17]. Frekvensinnholdet kan variere i stor grad fra jordskjelv til jordskjelv, og en må forsikre seg om at et bredt spekter blir analysert. Dette kan føre til at metoden krever betydelige ressurser [25].

Frekvens-justering av tidsserier etter Eurokode 8's designspekter

Ikke-stasjonær spektral justering benyttes for tilpassing av tidsseriene i frekvensinnhold. Det legges til justeringsfunksjoner ("wavelets") til tidsseriene for tilpassing i tidsdomene. Fordelen med å benytte denne metoden er at det genereres akselereogram som baseres på grunnakselerasjoner, og samsvarer med designspekteret definert i Eurokode 8 [26]. Metodologien i metoden er som følger:

1. Beregning av responsen for et elastisk SDOF ¹ system utsatt for akselerasjonstidsserier. Dette gjøres for alle perioder og dempingsverdier som skal justeres etter målspekteret (Eurokode 8-spekteret).
2. Sammenligning av maksimalresponsen for hvert SDOF system med amplituden til målspekteret, og anslå størrelsen på avvikene.
3. Legg til justeringsfunksjoner til tidsseriene med amplituder og faser som gjør at maksimalresponsene til det elastiske systemet samsvarer med amplitudeverdiene. (Èn wavelet-funksjon brukes for å tilpasse responsen til et SDOF system).

¹SDOF angir et system med èn frihetsgrad

En viktig antagelse er at tidssteget maksimalverdien opptrer i ikke endres under justeringen.

Definerer først variabler for utledningen av hvordan tilpassingen foregår [27].:

$a(t)$	Referansetidshistorien.
Q_i	Målspekteret (som justeres etter) for frekvens ω_i og dempingsforhold β_i . Designspekteret i Eurokode 8 benyttes.
R_i	Absoluttverdien av den maksimale responsen.
P_i	Polariteten av maksimalresponsen.
t_i	Tidssteget der maksimalresponsen opptrer.

Avviket mellom det beregnede spekteret fra tidshistorien og målspekteret er gitt ved:

$$\delta R_i = (Q_i - R_i)P_i \quad (4.27)$$

der δR_i inkluderer polariteten i responsen. En justeringstidshistorie $\delta a(t)$ defineres slik at responsen for hvert tidssteg, t_i , samsvarer med δR_i for alle steg i .

$$\delta a(t) = \sum_{j=1}^N b_j f_j(t) \quad (4.28)$$

der $f_j(t)$ er justeringsfunksjoner, b_j er koeffisienter som må bestemmes og N er antall spekterpunkt (hvert punkt har en gitt frekvens og demping) som skal justeres. Akselerasjonsresponsen av $\delta a(t)$ ved tid t_i er gitt ved:

$$\delta R_i = \sum_{j=1}^N b_j \int_0^{\infty} f_j(\tau) h_i(t_i - \tau) d\tau \quad (4.29)$$

der $h_i(t)$ er impuls-akselerasjonsresponsen for oscillatoren ved frekvens, ω_i , og demping, β_i . Denne er gitt ved:

$$h_i(t) = \frac{-\omega_i}{\sqrt{1 - \beta_i^2}} e^{-\omega_i \beta_i t} \left[(2\beta_i^2 - 1) \sin(\omega_i t) - 2\beta_i \sqrt{1 - \beta_i^2} \cos(\omega_i' t) \right] \quad (4.30)$$

der $\omega_i' = \omega_i \sqrt{1 - \beta_i^2}$.

Definerer videre c_{ij} som responsen ved tid, t_i , for i 'te frekvens og demping. Denne kommer som et resultat av bevegelsen, $f_i(t)$:

$$c_{ij} = \int_0^{t_i} f_j(\tau) h_i(t_i - \tau) d\tau \quad (4.31)$$

(øverste grenseverdi er satt til t_i siden $h_i(t) = 0$ for $t < 0$)

Med de spektrale avvikene, δR_i , og responskoeffisientene, c_{ij} , kan likning (4.29) løses ut for b_j . Med matrisenotasjon blir løsningen:

$$\mathbf{b} = \mathbf{C}^{-1} \cdot \delta \mathbf{R} \quad (4.32)$$

Justeringstidshistorien, $\delta a(t)$, gitt i likning (4.28) kan videre beregnes når b_j er kjent. Justeringstidshistorien for første iterasjon er gitt ved:

$$a_1(t) = a_0(t) + \gamma \delta a(t) \quad (4.33)$$

der γ er en parameter mellom 0 og 1 brukt for å dempe justeringen. Iterasjonsprosessen (algoritmen) fortsetter til en tilfredstillende tilpassing (samsvar med justeringsspekter) er oppnådd.

Valg av justeringsfunksjoner, $f_j(t)$, er viktig for den ikke-stasjonære justeringen. Dette utledes ikke i detalj i denne rapporten, og det henvises til teorien fra "Non-stationary Spectral Matching" av N.A.Abrahamson (1992) [27].

4.3.4 Kombinasjon av modal respons

Direkte summering av de maksimale modale verdiene vil ikke gi en nøyaktig representasjon av total respons. Dette er fordi maksimalverdiene ikke oppstår på samme tid. Mens den ene moden er på sitt maksimumspunkt kan en annen mode være langt unna sitt. Derfor vil direkte bruk av *superposisjonsprinsippet* overestimere responsen i stor grad. Det finnes flere metoder å kombinere modal respons på. De to mest benyttede er utledet videre [14]:

- *Square root of the sum of the squares (SRSS).*
- *Complete Quadratic Combination (CQC)*

SRSS er enkel å ta i bruk, men begrenses til svingeformer med egenperioder som ligger lengre unna hverandre.

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^n (E_{E,i})^2} \quad (4.34)$$

med variablene:

E_E Den totale seismiske responsen. Dette kan være forskyvning, krefter eller spenninger.

$E_{E,i}$ Den seismiske responsen for svingeform i .

SRSS-metoden antar at maksimalverdiene for hver mode er statistisk uavhengig.

CQC er en mer generell metode som gir mer nøyaktige resultater dersom de modale egenfrekvensene ligger tett. Kryss-modale ledd inkluderes i *CQC*-metoden:

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n E_{E,i} \rho_{ij} E_{E,j}} \quad (4.35)$$

der variablene angir:

$E_E, E_{E,i}$ Som i *SRSS*-metoden.

ρ_{ij} Kryss-modale koeffisienter. Disse er en funksjon av varighet og frekvens av den seismiske lasten, samt modal egenfrekvens og demping i konstruksjonen. Likning (4.35) viser at alle moder skal kryss-korreleres. Størrelsen av den kryss-modale koeffisienten mellom to ulike vibrasjonsmoder er gitt ved [16]:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\beta_{ij} \xi_i + \xi_j) \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \beta_{ij}^2} \quad (4.36)$$

med $\beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$ som gir en sammenheng mellom egenfrekvensene til de to modene. For egenfrekvenser i områder langt unna hverandre vil koeffisienten ρ_{ij} forsvinne og *CQC*-metoden reduseres til *SRSS*.

Det er viktig å understreke at den modale kombinasjonen må skje direkte for den ønskende responsen [28]. Dette betyr at for eksempel veltemomentet om fundament må beregnes for hver svingeform før kombinasjon. Unøyaktigheter vil oppstå dersom maksimumkrefter

først finnes ved modalkombinasjon, og deretter multipliseres direkte med momentarm.

4.4 Samtidighet av laster

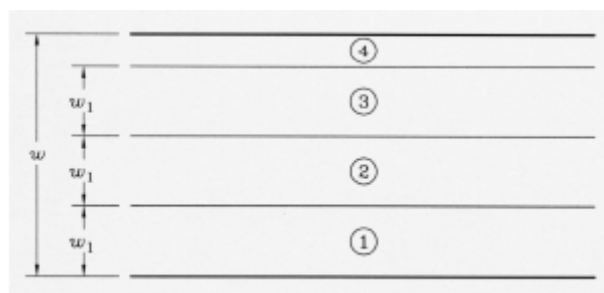
Rapporten følger NS-EN 1998-2 for bestemmelser av samtidighet av laster på bru [29]. Avsnitt 5.5 spesifiserer at jordsjælvlaster *ikke* skal kombineres med andre naturlaster (vind-, snø-, bølgelast etc). De skal heller ikke kombineres med effekter fra pålagte deformasjoner som er forårsaket av kryp, temperatur og setninger. Dermed skal jordsjælvlastene kombineres med følgende:

- *Egenvekt* av betong og stål som benyttes i brukonstruksjonen.
- *Permanente nyttelaster* .
- *Trafikklaster*.

For de lineære analysene ser rapporten på effekten av jordsjælvlastene isolert. Likevel vil trafikklaster og nyttelaster ha innvirkning på konstruksjonens egenperiode, og jordsjælvlastene vil endre seg dersom disse inkluderes i analysene.

4.4.1 Trafikklaster på brubanen

Trafikklaster på brubanen blir beregnet etter NS-EN 1991-2 [30]. Bredden på brubanen deles inn i teoretiske kjørebener som vist i figur 4.1:



Figur 4.1: Inndeling i veibaner etter NS-EN 1991-2 [30]

For Dolmsundsbrua er føringsavtstanden, w , lik 7,5 meter som vist i figur 2.3. Etter tabell 4.1 i NS-EN 1991-2 deles vegbanen inn etter følgende:

n_1	Antall nominelle kjørebaneer: $n_1 = 2$.
w_1	Bredde av nominelle kjørebaneer: $w_1 = 3m$
w	Resterende bredde: $w = 1,5m$

Det er ikke krav om inkludering av gangbane.

Det defineres 4 ulike lastmodeller (LM1 - LM4) for å representere de vertikale trafikklassene på kjørebaneene:

LM1	Lastmodell med konsentrert og jevnt fordelt last. Modellen blir brukt for generell og lokal verifisering, og dekker de fleste effektene av lastene fra biler og lastebiler.
LM2	Enkel last fra aksel som dekker dynamiske effekter på korte konstruksjonsdeler. LM2 inkluderes ikke i denne rapporten, da effekten av trafikklassen ikke vurderes lokalt.
LM3	Aksellaster for representasjon av spesialkjøretøy. Dette er et spesialtilfelle, og lastkombinasjonen er ikke vurdert i kombinasjon med jordskjelvlaster.
LM4	Last for å representere en folkemengde. Spesielt relevant for bruer nærmere større byer, og er derfor ikke vurdert i denne rapporten.

NS-EN 1998-2 definerer kravene for kombinasjon av seismisk last og trafikklast [29]:

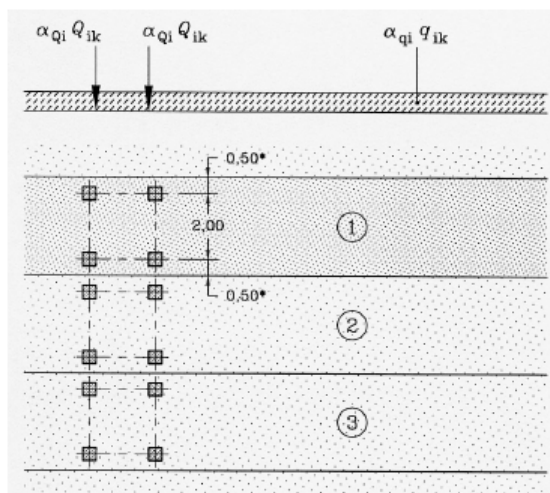
$$\psi_{2,1} Q_{k,1} \tag{4.37}$$

der variablene angir:

$\psi_{2,1}$	Kombinasjonafaktor. Settes til 0,2 for veibruer. Dette gjelder for svært trafikkerte bruer og for den jevnt fordelte lasten (UDL) i lastmodell LM1. For Dolmsundsbrua trenger derfor kun UDL-delen av LM1 og inkluderes.
$Q_{k,1}$	Karakteristisk trafikklast.

Lastmodell 1 (LM1)

Lastmodell 1 består av to konsentrerte aksellaster (TS) og en jevnt fordelt last (UDL) som vist i figur 4.2. Det skal kun inkluderes et sett med aksellaster for hver kjørebane. Akselavstander er satt til 1,2 meter. Størrelsen på lastene varierer for de ulike nominelle kjørebane.



Figur 4.2: Laster for LM1 [30]

Aksellastene, Q_{ik} , og de jevnt fordelte lastene, q_{ik} , blir hentet fra Tabell 4.2 i NS-EN 1991-2. De tilhørende korreksjonsfaktorene finnes i det nasjonale tillegget (NA 4.3.2) [30]. En oppsummering av verdiene vises i tabell 4.2:

Tabell 4.2: Laster i modell LM1

	$Q_{ik} [kN]$	$q_{ik} [kN/m^2]$	α_Q	α_q	$\alpha_Q \cdot Q_{ik} [kN]$	$\alpha_q \cdot q_{ik} [kN/m^2]$
Kjørebane 1	300	9	1,0	0,6	300	5,4
Kjørebane 2	200	2,5	1,0	1,0	200	2,5
Resterende bredde	0	2,5	-	1,0	-	2,5

4.5 Ikke-lineære seismiske analyser

Ved kraftige grunnrystelser kan konstruksjoner deformere seg i det plastiske området. Denne ikke-lineære responsen kan være viktig å ta hensyn til under seismisk design. Kon-

struksjonene må kunne gjennomgå store deformasjoner uten å kollapse, noe som stiller store krav til ingeniørens forståelse av konstruksjonens oppførsel under store laster. I det plastiske området kan konstruksjoner absorbere mye energi. Kreftene holdes konstante under de plastiske deformasjonene, og en duktil konstruksjon vil kunne tåle store deformasjoner uten å kollapse [16].

Tredimensjonale ikke-lineære dynamiske analyser blir ofte ikke prioritert i designvurderinger. Dette er på grunn av høye kostnader og tidsbruk, samt problematiske analyser for ingeniørene. Informasjon om material oppførsel før og under flytning er viktig for analysen. Samtidig vil ikke et glatt designspekter kunne representere tidshistorien på en tilfredstillende måte. Det medfører større utfordringer i å representere jordskjelveysitasjonen i analysen. Problemer oppstår også i defineringen av ikke-lineær oppførsel til de ulike delene inkludert i modellen. Dette gjelder spesielt for armert betong. Krav om tredimensjonale analyser kreves i særskilte sammenhenger, for eksempel i tilfeller der signifikante torsjonseffekter kan oppstå [28].

Generelt vil flyting (inelastisk oppførsel) bare kunne forventes på endene av komponentene, der plastiske flyteledd dannes. Kontroll av lokaliseringen av flyteledd er viktig for å bevare duktil oppførsel under syklisk last [21]. En gunstig mekanisme kan dannes ved god seismisk design. I områder med flyteledd bør utformingen av armering være nøye gjennomtenkt slik at sprøtt brudd unngås. På denne måten kan store deformasjoner tåles i det inelastiske området.

Bevegelseslikningen for et inelastisk system er gitt ved likning (4.38) [31]:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \text{sign}\dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{m}\ddot{u}_g(t) \quad (4.38)$$

Denne avviker fra den elastiske bevegelseslikningen ved at forholdet mellom de laterale kreftene, \mathbf{f}_s , og de korresponderende laterale forskyvningene, \mathbf{u} , ikke er lineært, men avhenger også av deformasjonshistorien til systemet:

$$\mathbf{f}_s = \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \text{sign}\dot{\mathbf{u}}) \quad (4.39)$$

Det ikke-lineære forholdet mellom kraft og forskyvning avhenger av om deformasjonene er økende eller minkende i tidsintervallet.

Den elastiske bevegelseslikningen antar viskøs demping som medfører at dempingskraften

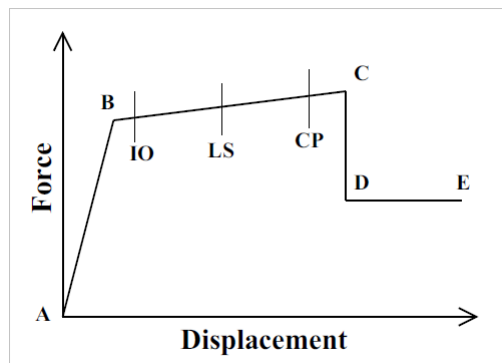
er lineært avhengig av hastigheten. Dette gjelder i hovedsak for legemer som beveger seg i væsker ved lav hastighet. For høyere hastigheter vil motstandskraften ofte være proporsjonal til hastigheten i andre potens, og systemet er ikke lenger lineært [19]. Dempingskraften vil være gitt ved:

$$f_D = c \operatorname{sign} \dot{u} \dot{u}^2 \quad (4.40)$$

Det kreves mye dataressurser for å gjennomføre de ikke-lineære analysene. De koplede differensiallikningene kan ikke gjøres om til ukoplede modale likninger slik som for lineære systemer [31]. Det medfører at den klassiske modale analysen ikke fungerer for de inelastiske systemene, og responsen må finnes ved en numerisk løsning av likning (4.38).

4.5.1 Flyteleddsteori

Flyteledd representerer konsentrert oppførsel til én eller flere frihetsgrader etter flytning [24]. Egenskapene til flyteleddene er angitt med parametre låst til den plastiske oppførselen til frihetsgradene. For kraftsfrihetsgradene (aksial- og skjærkraft) må kraft-forskyvningskurven defineres i det plastiske området, mens moment-rotasjonskurven benyttes for bøy- og torsjonsmomenter. For hvert flyteledd kan det spesifiseres plastiske karakteristikk i alle av de seks frihetsgradene. Koplede egenskaper kan defineres mellom aksialkrefter og bøyemomenter i begge retninger. Dette gjøres gjennom en interaksjons-overflate. Alle frihetsgrader som ikke er tilegnet flyteledd vil kun gjennomgå elastisk oppførsel. Det defineres en kraft-forskyvningskurve (moment-rotasjonskurve) for hver frihetsgrad. Denne kurven gir flytegrensen og de plastiske deformasjonene etter flytning. Figur 4.3 viser en slik kurve for forholdet mellom kraft og forskyvning. Lignende sammenheng gir også for forholdet mellom moment og rotasjon.



Figur 4.3: A-B-C-D-E kurve for kraft mot forskyvning.

Formen til kurven i figur 4.3 er benyttet for å representere “pushover“-kurven. Andre kurveformer kan også defineres. Kurvekarakteristikkene er som følger:

- A* Den initielle verdien der både kraften og forskyvningen er null (origo).
- B* Representerer flytning. Kun plastiske deformasjoner blir generert fra flyteleddet etter punkt B.
- C* Representerer den ultimate kapasiteten for “pushover“-analysen.
- D* Residual kraften til “pushover“-analysen
- E* Total kollaps. Etter dette punktet går lasten til null uten at forskyvningene øker.

Det er også muligheter å legge inn ekstra verdier for andre punkt angitt på kurven. IO, LS, og CP kun benyttet for rapportering av analyseresultatene og for designformål. Forklaringene av forkortelsene er angitt nedenfor:

- IO* “Immediate occupancy“
- LS* “Life safety“
- CP* “Collapse prevention“

I det elastiske området (mellom punkt A og B) forekommer det kun lineære deformasjoner direkte i bjelke-søyle-elementene, og ikke i flyteleddet. Etter flytning (punkt B) kommer plastiske deformasjoner i flyteleddet som et tillegg til de plastiske deformasjonene.

Ulike flyteledd er valgt for ikke-lineær statisk (pushover) analyser og ikke-lineær tidsserieanalyser. Dette er nærmere forklart i avsnitt 5.3.4 og avsnitt 5.3.5.

4.5.2 Ikke-lineære tidsserieanalyser

De ikke-lineære systemene kan løses numerisk ved direkte integrasjon av differensiallikningene. Formler fra avsnitt 3.3 brukes for å løse likningssystemene.

Alle typer ikke-lineariteter kan inkluderes i programvaren ved bruk av direkte integrasjon. Effekten av full demping som kopler svingformer kan også vurderes. Det er viktig å vurdere størrelsen på tidsstegene. Direkte integrasjonsmetoder er sensitive for store tidssteg, og en bør sørge for konvergens i resultatene.

Det kan vurderes ulike geometriske ikke-lineariteter:

- Ingen.
- $P - \Delta$ effekter som utledet videre i avsnitt 4.5.3.
- Effekter av store forskyvninger.

Direkte integrasjon bruker en komplett dempingsmatrise som godtar kopling mellom svingeformer. Dempingen kan settes som proporsjonal og velges for hele konstruksjonen. Den er da beregnet som en lineær kombinasjon av stivhetsmatrisen og massematrisen.

4.5.3 Ikke-lineære statiske analyser (Pushover-analyser)

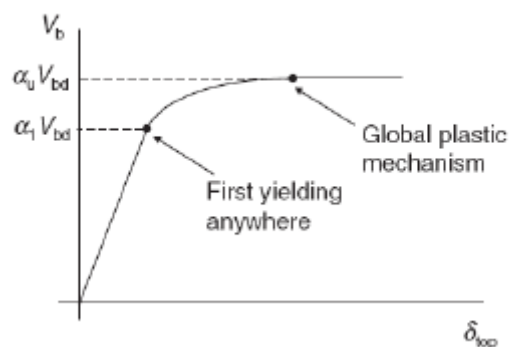
En pushover-analyse er en kvasistatisk analyse. Konstruksjonen blir utsatt for monotone laterale laster, og forskyvningene blir kontrollert kontinuerlig. Gravitasjonslastene holdes konstante. De laterale lastene øker til konstruksjonen når kollaps, og en registrering av elastisk og inelastisk oppførsel gjennomføres. De laterale lastene representerer skjærkreftene ved fundamentene som blir generert av grunnakselerasjonene fra jordskjelvet. Skjærkreftene kan fordeles langs bygningens høyde etter for eksempel svingeformer eller massefordeling. På den måten blir treghetskreftene generert av jordskjelvet simulert i konstruksjonen. De økende kreftene gjør at forventende plastiske mekanismer (flyteledd) kan undersøkes, og angis som funksjon av størrelsen på de laterale kreftene generert av jordskjelvet [18]. Eurokode 8 (punkt 4.3.3.4.2) stedfester at pushover-analysene kan brukes til følgende (direkte avskrift fra NS-EN 1998):

- Påvise eller revidere verdiene av overstyrkeforholdet α_u/α_1 . Parametrene defineres i punkt 5.2.2.2(4):

α_1 Verdien som den horisontale seismiske dimensjonerende påvirkningen multipliseres med for å nå bøyekapasiteten for første gang i en konstruksjonsdel i konstruksjonen, mens alle andre dimensjonerende påvirkninger forblir konstante.

α_u Verdien som den horisontale seismiske dimensjonerende påvirkningen multipliseres med for å danne plastiske ledd i tilstrekkelig mange tverrsnitt til at samlet konstruksjonsmessig ustabilitet utvikles, mens alle andre dimensjonerende påvirkninger forblir konstante.

Dette er illustrert i figur 4.4:



Figur 4.4: Grafisk fremstilling av overstyrkeforholdet, α_u/α_1

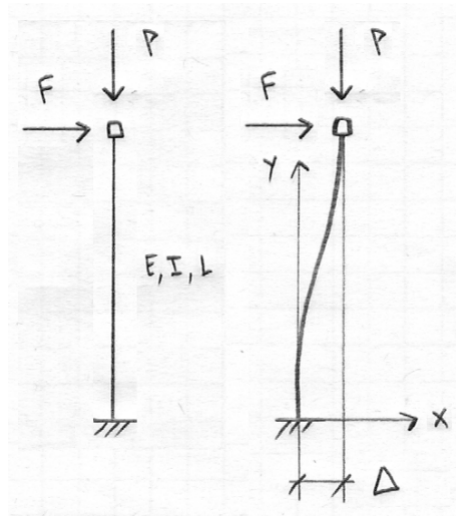
Som figur 4.4 viser kan α_u og α_1 finnes ved å gjennomføre en pushover-analyse med base shear, V_b , som funksjon av forskyvningene.

- Estimering av forventede plastiske mekanismer og fordeling av skader.
- Vurdere egenskapene til eksisterende eller utbedrede bygninger til formålet med NS-EN 1998-3.
- Som et alternativ til dimensjonering som er basert på lineær-elastisk analyse der konstruksjonsfaktoren q brukes.

Metoden inkluderer ikke vertikale komponenter.

P- Δ effekter

P- Δ effekter blir referert til for andreordens effekter av gravitasjonslastene som virker på et lateralt deformert system [16]. Når konstruksjonen forskyver seg i horisontal retning vil lastene kunne få en andreordens effekt i tillegg til vanlige kraftvirkninger. Ved større forskyvninger vil de andre-ordens effektene øke.



Figur 4.5: Skisse av P-delta effekter. I det inelastiske området kan stivheten i konstruksjonen reduseres betraktelig noe som vil føre til betydelige responsendringer.

Fra figur 4.5 er det tydelig at de vertikale gravitasjonslastene virker med en eksentrisitet, og et tilleggsmoment på $M = P \cdot \Delta$ kan forventes.

Kapittel 5

Numerisk modell og analysestrategier

Dolmsundsbrua er modellert på bakgrunn av tegningsgrunnlaget fra Statens Vegvesen. FFB-bruer under eksponering av jordskjelveksitasjon er analysert både etter lineær og ikke-lineær modell. Kapittelet beskriver alle antagelser og valg utført under modelleringen.

Både responsspekteranalyser og tidsserieanalyser er benyttet for de dynamiske beregningene. Sammenligninger med forenklet håndberegning er også utført for å verifisere resultatene.

Elementmetodeprogrammet CSiBridge er valgt for utførelsen av de dynamiske analysene. Dette er et program som er spesiallaget for å utføre analyser og beregninger på ulike brutyper, der spesielle geometrier og randbetingelser tas hensyn til. På den måten vil det være lettere å oppnå nøyaktige dimensjoner og oppførsel av Dolmsundsbrua.

5.1 Utforming av brua

Referanselinjer velges for å ivareta den globale geometrien som er angitt i tegningsgrunnlaget. Aksestytemet er valgt slik at x-aksen følger lengderetningen til brua, y-aksen angir tverretningen og z-aksen den vertikale retningen. Den totale lengden av brua er satt til 483,64 meter der avstanden mellom landkarene er 463,20 meter, som vist i figur 2.2. Figur 5.1 viser en oversikt over modellen som er benyttet for den ferdige brukonstruksjonen.



Figur 5.1: Lengdesnitt av den modellerte ferdige brukonstruksjonen.

5.1.1 Geometri

Modellen er utarbeidet med mål om å samsvare med den faktiske geometrien som ble utledet i kapittel 2. Dette gjelder både den ytre, globale geometrien, og dimensjoner på alle tverrsnitt.

Overbygning

Tverrsnittet til overbygningen defineres som et kassetverrsnitt. De avtagende dimensjonene på tverrsnittet er modellert etter figur 2.3, med antagelse om å følge en parabelform. Geometrien er gitt som følgende:

Høyden i kassetverrsnittet er modellert med minimumsverdi på 2,75 meter i midtsnitt, ved landkar og over søylene i akse 4 og 5. Høyden øker til 10 meter over hovedsøylene.

Toppflensen har en minimumstykkelse på 320 millimeter og øker til 530 millimeter over hovedsøylene.

Bunnflensen har en minimumstykkelse på 300 millimeter og øker til 950 millimeter over hovedsøylene.

Stegene har en minimumstykkelse på 300 millimeter og øker til 400 millimeter over hovedsøylene.

Brubanen er modellert uten helning i tverretning, da dette ikke vil ha vesentlige innvirkninger på den dynamiske responsen.

Søylar

Søylene er modellert med utgangspunkt i figur 2.4. Hovedsøylene er modellert med et bokstverrsnitt, mens søylene i akse 4 og 5 har et rektangulært tverrsnitt som er koblet til bunn

av kassetversnittet. Kamstål, B500NC, er benyttet som armering i søylene. Armeringstengene er plassert med 145 mm avstand, og har en diameter på 32 mm. Slakkarmeringen har minimal innvirkning på de lineære analysene, men inkluderes for sammenligning med de ikke-lineære analysene. Pushoveranalysen krever at søylene har noe armering for å kunne gjennomføres.

Søylene med samme tverrsnitt har for enkelhetsskyld blitt tildelt samme lengde. Disse er gitt ved:

Hovedsøyler: 32 meter

Søyler i akse 4 og 5: 20 meter

Landkar

Landkarene kan modelleres både som bjelke-/søyleelementer og kun som randbetingelsene. I denne rapporten er det valgt å modellere med randbetingelser som gitt i tegningsgrunnlaget fra Statens Vegvesen. Landkarene dimensjoneres ikke.

5.1.2 Opplager og randbetingelser

CSiBridge gir muligheten til å modellere alle frihetsgrader som fri, innspent eller delvis innspent med fjærkonstant.

Hovedsøylene har en monolittisk sammenheng med overbygningen. Disse elementene er derfor modellert integrerte. Overbygningen er låst for forskyvning relativt til støttene i alle retninger. For søylene i akse 4 og 5 er randbetingelsene modellert som glidelager, der overbygningen er fri for forskyvning i bruas lengderetning.

Alle søyler er forankret i fast fjell. Dette er modellert med fast innspenning i bunn av søylene. Ved andre grunnforhold må enten jorda modelleres med faste elementer eller ved fjærer som representerer randbetingelsene innført av den gitte jordtypen. En mykere jord vil gi store utslag på responsen til konstruksjonen, og fast fjell vil normalt være fordelaktig for konstruksjonen [15].

Landkarene blir modellert som glidelager for å ta vare på de gitte opplagerbetingelsene definert i tegningsgrunnlaget.

5.1.3 Materialer

Dolmsundsbrua benytter betongklasse B45 med de karakteristikkene som er utledet i kapittel 2. Betongegenskapene til betongklassen benyttet i den numeriske modellen samsvarer med denne betongklassen:

Tabell 5.1: Betongegenskaper for C45/55 benyttet i modellen

Egenskaper	C45/55
Massetetthet [kg/m^3]	2548,5
Trykkfasthet [MPa]	45
Elastisitetsmodul [GPa]	36

Spennkablene kan modelleres som elementer eller kun som laster. I denne rapporten er det valgt å modellere med elementer for å ivareta stivhetsbidraget fra kablene på en bedre måte. For analysene er modelleringen forenklet med å legge inn en spennkabel i hver av stegene, som spenner hele veien mellom landkarene. Det er antatt at spennkablene følger en parabelform med forventet momentdiagram. Hovedsøylene vil ha et moment med strekk i overkant, og spennkablene er lagt i øvre del av overbygningen. Det antas at 40 spennkabler (20 i hvert steg) med 19 spenntau i hver kabel er spent mellom landkarene, og armeringsarealet er skalert opp for å representere dette. Forspenningskraften av de modellerte spennkablene korresponderer med tegningsgrunnlaget fra Statens Vegvesen:

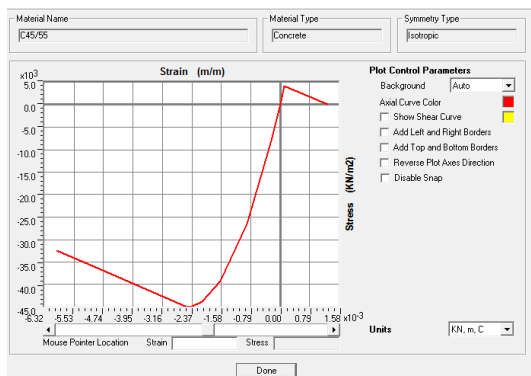
Tabell 5.2: Egenskaper for spennkabler benyttet i modellen

Egenskaper	Spenntau 0.62"
Armeringsareal pr kabel [mm^2]	2 850
Antall spennkabler pr steg	20
Armeringsareal pr steg [mm^2]	57 000
Forspenningskraft etter lås [kN]	3 973

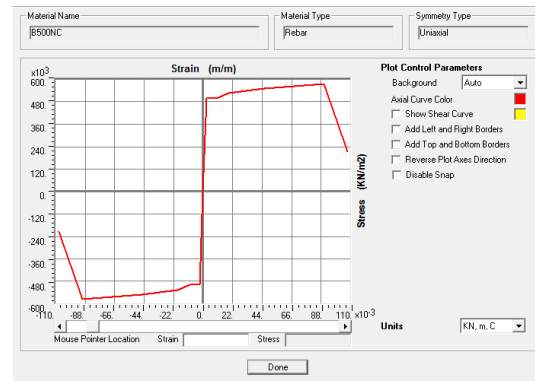
Tegningsgrunnlaget angir B500NC for slakkarmeringen i søylene. B500NC har karakteristisk fasthet, f_{yk} , på 500 MPa, og elastisitetmodulen er $2 \cdot 10^5$ MPa.

De ikke-lineære egenskapene vil ha betydning for konstruksjonen under større jordskjelvlaster. Konstruksjonen vil kunne absorbere energi under de sykliske lastene, og påkjennin-

gene kan reduseres. Figur 5.2 viser spennings-tøyningskurve for betongmaterialet, C45/55, og kamstålet, B500NC, som er benyttet.



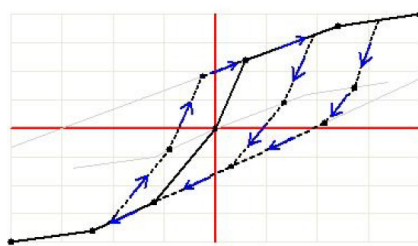
(a) Betong, C45/55



(b) Armeringsstål, B500NC

Figur 5.2: Spennings-tøyningskurve for materialene i modellen.

Det er benyttet de forhåndsdefinerte valgene i CSiBridge for hysteresemodeller. Det medfører at Takeda hysteresemodell blir benyttet for betongmaterialet, mens kinematisk hysteresese er tildelt kamstålet. *Kinematisk* hysteresese er vanligvis benyttet for metaller. Under denne hysteresese-typen forsvinner en betydelig del av energien, og passer dermed for duktile materialer. *Takeda-modellen* ligner på den kinematiske, men har en avtagende hysteresese-sløyfe. Den passer dermed bedre for betong-materialer og andre sprø materialer. Mindre energi forsvinner for denne hystereformen [24]. Figur 5.3 viser de to hysteresemodellene:



(a) Kinematisk hysteresese



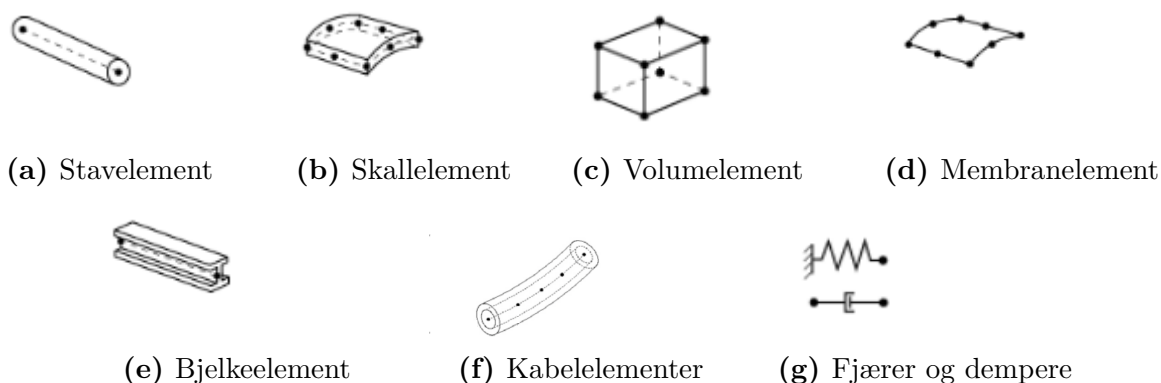
(b) Takeda hysteresese

Figur 5.3: Spennings-tøyningskurve for materialene i modellen under syklisk last.

De to modellene har samsvarende parametre, men ulik oppførsel. Takeda-modellen har en tydeligere avtagende stigningstal etter kryssing av den horisontale x-aksen, og mindre energi forsvinner.

5.1.4 Elementer

Det finnes mange muligheter i valg av elementer. Figur 5.4 viser de elementfamiliene som programmet tilbyr i utformingen av konstruksjonenes komponenter [24].



Figur 5.4: Illustrasjoner av ulike elementtyper.

Det finnes også variasjoner innad i en elementfamilie. Beskrivelse av elementer kan være gitt ved:

- Antall noder
- Antall frihetsgrader
- Integrasjon
- Formulering

I den numeriske modellen er søylene definert som bjelkeelementer, og de ønskede materialegenskapene generes automatisk når tversnittet er definert. Det er valgt å dele hver søyle inn i 10 bjelkeelementer.

CSiBridge gir muligheter til å velge ulike metoder å definere overbygningen på i analysene. Disse har ulike fordeler og ulemper:

Spine Model

Benytter en to-dimensjonal bjelkemodell som fordeler massen i noder langs bjelkemodellen. Dette kan føre til unøyaktig massefordeling i brukonstruksjonen. Det vil ikke være mulig å se på lokale deformasjoner da den regnes som en bjelke. Metoden har den raskeste analysetiden.

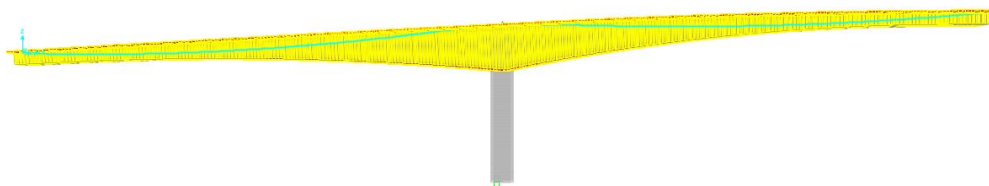
- Area Model** Skallmodell. Kan gi overlappende elementer ved få elementfrihetsgrader (f.eks kun i hjørner), noe som kan medføre overestimert egenvekt og dermed høyere egenperioder. Dette er videre diskutert i avsnitt 5.4.2. Tynnskallelementer med 4 noder (èn i hvert hjørne) er valgt som “default“ i analyseprogrammet.
- Solid Model** Benytter volumelementer med 8 noder, og vil ha en lang analysetid.

Det er valgt å benytte skallelementer i overbygningen. Denne har vesentlig kortere analysetid enn volummodellen, samtidig som utforskning av lokale deformasjoner og spenninger muliggjøres. Nøyaktigheten regnes som tilfredstillende for dimensjoneringsformål. For de ikke-lineære tidsserie-analysene ved direkte integrasjon er den todimensjonale bjelkmodellen (Spine) benyttet. Denne reduserer analysetiden betraktelig.

Elementnettet må også tas hensyn til i optimalisering av modellen. Et tilstrekkelig fininddelt elementnett er vesentlig for å oppnå korrekt respons i modellen. Grove elementnett kan føre til feil i beskrivelse av egenperioder og svingemoder. Spesielt gjelder dette ved høyere frekvenser. Kravene til finhet i elementmodell avhenger også av metoden som er valgt. Modellen er analysert med gradvis finere elementinndeling for å sørge for konvergens i resultatene.

5.1.5 Utkrager under byggefasen

Utkrageren er modellert med spenn på henholdsvis 95 meter og 105 meter, som beskriver konstruksjonens tilstand like før kopling. Modelleringen ellers er gjennomført på samme måte som for den ferdige brukonstruksjonen. Dette medfører integrerte elementer mellom hovedsøyle og overbygning. Randbetingelsene er, også her, satt til fast innspent for å ivareta den monolittiske sammenhengen mellom konstruksjonsdelene.



Figur 5.5: Lengdesnitt av den modellerte utkragerkonstruksjonen.

5.2 Inkludering av laster

5.2.1 Statiske laster

De statiske lastene er benyttet direkte i analysene uten bruk av lastfaktorer. For analysene av Dolmsunsbrua deles de statiske lastene opp i permanente nyttelaster og konstruksjonens egenlast.

Egenlast Gravitasjonskrefter fra brukonstruksjonens komponenter. Kreftene genereres direkte i CSiBridge når materialegenskaper og komponentenes geometri er kjent.

Belegning Areallaster basert på belegningstykkelse velges utfra *Statens Vegvesen Håndbok 185*. For Dolmsunsbrua, med spennvidde 190 meter og ÅDT 1800, settes lastene til $2,0 \text{ kN/m}^2$ for vegbanen og $1,5 \text{ kN/m}^2$ for fortau og gangbane. Dette representerer en belegningstykkelse på henholdsvis 80 mm og 60 mm. Lasten fra belegningen legges til egenlasten til konstruksjonen.

Siden det er en minimal del av hovedsøylene som vil være under vann er det i hovedsak kun fundamentene som blir utsatt for vanntrykk. Denne lasten er derfor ekskludert i modellanalysene. Det samme gjelder for laster innført av temperaturvariasjoner grunnet jordskjelvenes korte varighet.

5.2.2 Trafikklaster

Som tidligere nevnt, inkluderes UDL-delen i siste kolonne av tabell 4.2 i jordskjelvanalysene. Med kombinasjonsfaktor 0,2 blir de kombinerte trafikklastene som angitt i tabell 5.3:

Tabell 5.3: Laster i modell LM1

	$\alpha_q q_{ik} [\text{kN/m}^2]$	$\phi_{2,1} \alpha_q q_{ik} [\text{kN/m}^2]$
Kjørebane 1	5,4	1,08
Kjørebane 2	2,5	0,50
Resterende bredde	2,5	0,50

Trafikklastene inkluderes kun for den ferdige brukonstruksjonen.

5.2.3 Jordskjelvlaster

Dolmsundsbrua er lokalisert i et lav-seismisk område, der forventede grunnakselerasjoner er angitt i tabell 5.4. Grunnakselerasjonene har en forventet returperiode på henholdsvis 475 år og 10 000 år, og er hentet fra sonkartene i rapporten *Seismic Zonation of Norway* [1]. Returperiode på 475 år er satt som referansereturperiode i Eurokode 8, og 10 000 års jordskjelv tas med for å vurdere ekstremtilfeller. Dolmsundsbrua antas å ha seismisk klasse III som medfører at den seismiske faktoren er, $\gamma_1 = 1,4$.

Tabell 5.4: Forventede grunnakselerasjoner ved Dolmsundet fra sonkart for gitt returperiode. Alle verdier er gitt i $[m/s^2]$.

	475 år	10 000 år
$a_{g,40Hz}$	0,400	1,800
a_g	0,448	2,016
a_{vg}	0,269	1,210

Variablene i tabell 5.4 ble utledet i avsnitt 4.1. Grunnakselerasjonene inngår i de dynamiske analysene både ved tidsserier og responsspekter.

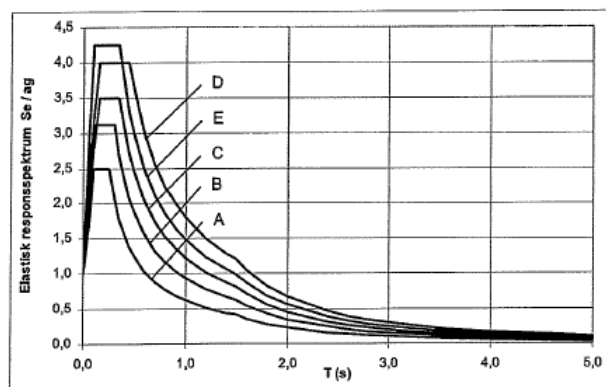
Jordskjelvlaster ved direkte bruk av responsspekter

Responsspekter kan implementeres direkte i CSiBridge med verdiene fra Tabell N.A.3.3 i Eurokode 8 [17]. Denne tabellen angir parametrene som skal benyttes for det elastiske responsspekteret:

Tabell 5.5: Elastiske parametre for responsspektrum gitt i Eurokode 8, NA

Grunntype	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,0	0,10	0,25	1,5

Figur 5.6 viser de horisontale elastiske responspektrene fra det norske tillegget av Eurokode 8. Verdiene fra tabell 5.5 gir spekter A som representerer fast fjell.



Figur 5.6: Eurokode 8's horisontale elastiske responspektre.

De vertikale parametrene gis i tabell 5.6:

Tabell 5.6: Elastiske parametre for vertikalt responspektrum gitt i Eurokode 8, NA

Grunntype	a_{vg}/a_g	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	0,6	0,05	0,20	1,2

Jordskjelvlaster som tidsserier

Jordskjelvlastene kan beregnes direkte ved innføring av tidsseriene med grunnakselerasjoner som tidligere nevnt. I analysene for Dolmsundsbrua er jordskjelvdata fra tre tidligere jordskjelvekistasjoner benyttet:

1. *Nahanni-jordskjelvet* i Northwestern Terrotorium, Canada, desember 1985.
2. *Whittier-jordskjelvet* i Imperial Valley, California, oktober 1987.
3. *Friuli-jordskjelvet* i nord-øst Italia, september 1976.

Disse er anbefalte tidsserier for å representere den seismiske aktiviteten i Norge. Avstander, magnituder og akselerasjonsmaksimaler korresponderer til et jordskjelv med lav sannsynlighet for overskridelse. Det er tillat å gjøre variasjoner i disse paramterene, samt i spektruminnhold og varighet [1].

PGA-verdiene til de benyttede tidsseriene er vist i tabell 5.7.

Tabell 5.7: PGA-verdier for de kjente jordskjelvdataene

Reg.nr	Jordskjelv	Dato	Magnitudo	Komponent	PGA [m/s^2]
1a				360	1,56
1b	Nahanni	23.12.1985	6,9	270	1,27
1c				UP	1,21
2a				90	1,61
2b	Whittier	01.10.1987	5,7	UP	1,01
2c				0	1,29
3a				N/S	1,22
3b	Friuli	11.09.1976	5,2	E/W	1,51
3c				Vertikal	0,59

Disse jordskjelvdataene gir nøyaktige målinger av grunnakselerasjonene over tidsintervallet.

Tidsseriene skaleres etter PGA-verdiene gitt i tabell 5.4, og frekvensinnholdet justeres etter designspekterene i Eurokode 8. Programvaren SeismoMatch benyttes for justeringene. Dette programmet benytter teorien utledet i avsnitt 4.3.3. Tidsseriene som skal justeres hentes inn i programmet sammen med det horisontale og vertikale designspekteret. Justeringen utføres med følgende parametre:

Tabell 5.8: Parametre som inngår i justeringen av tidsseriene

Parameter	Value
Skaleringsfaktor	1,00
Toleranse	0,30
Minimum periode	0,15
Maksimum periode	2,00
Spektral demping	5%

der parametrene angir:

Skaleringsfaktor De originale tidsseriene og Eurokode 8-spekteret er begge gitt i m/s^2 , og skaleringsfaktoren settes til 1.

Toleranse Angir hvor mye avvik mellom tidsseriene og justeringsspektret (Eurokode 8-spektrene) som skal godtas. Kontrollerer konvergensprosessen med maksimal avvik som konvergenskriterium.

Perioder Maksimum og minimum periode angir periodeområdet hvor justeringen skal foregå. For lave og høye perioder viser det seg at unøyaktigheten i tilpassingen øker.

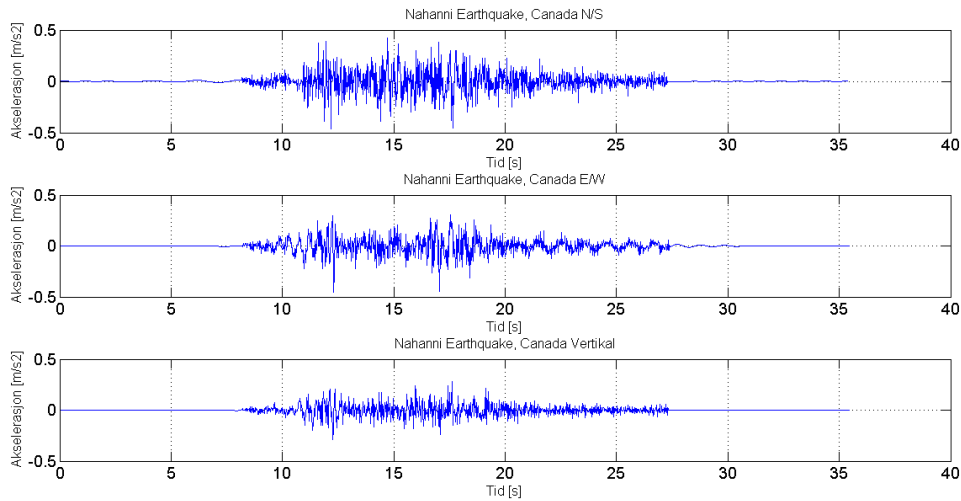
En annen viktig parameter er antall iterasjoner som gjennomføres for å få tilfredstillende samsvar mellom responspektrene til tidsseriene og spekteret i Eurokode 8. Hvis det kreves et veldig stort antall iterasjoner kan karakteristikene til den originale tidsserien gå tapt under justeringen, og hensikten med å benytte tidsserien forsvinner. Det kan også være aktuelt å benytte en tilpasset tidsserie som ikke har konverget under justeringen, med andre ord er avviket større enn toleransen. Dette kan være i tilfeller der ekstremepunkter til tidsseriene gjør at justeringen krever mange iterasjoner. Gjennomsnittlig avvik kan være lav, og seriene kan gi en god representasjon av de ønskede forhold. Tabell 5.9 viser avvikene fra de justerte tidsseriene i Seismomatch:

Tabell 5.9: Justering (matching) i Seismomatch

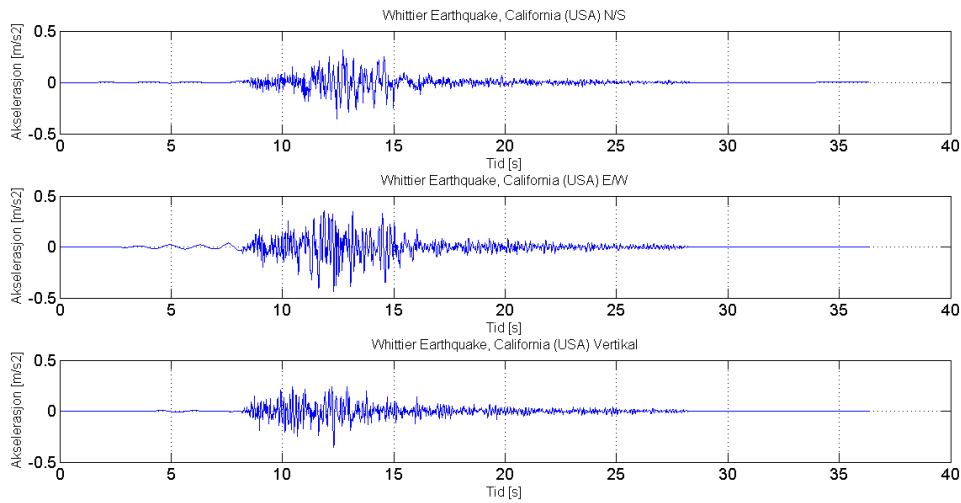
Tidsserie	Matching	Gj.snittlig avvik	Maks avvik	Iterasjoner
Nahanni N/S	Konvergent	4,6%	28,1%	13
Nahanni E/W	Ikke-konvergent	6,8%	31,4%	30
Nahanni Vert.	Konvergent	6,5%	28,6%	11
Whittier N/S	Konvergent	8,3%	24,8%	10
Whittier E/W	Ikke-konvergent	6,0%	43,7%	30
Whittier Vert.	Konvergent	5,8%	27,5%	12
Friuli N/S	Konvergent	7,9%	24,9%	9
Friuli E/W	Konvergent	7,2%	28,7%	13
Friuli Vert.	Konvergent	3,9%	25,2%	12

Som tabell 5.9 viser er det ikke oppnådd konvergens for to av tidsseriene, nemlig øst/vestkomponenten av Whittier- og Nahanni-jordskjelvet. Begge disse tidsseriene har lav gjennomsnittlig avvik, og justeringene regnes som tilfredstillende.

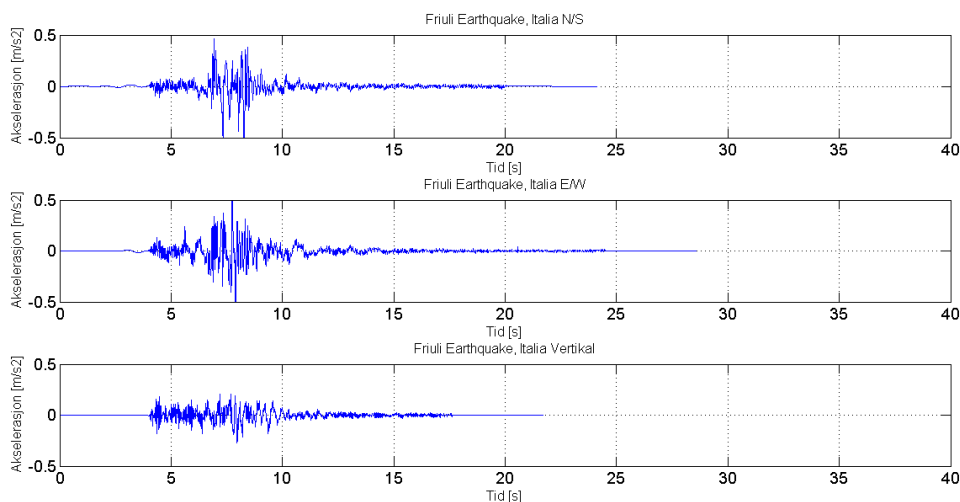
De respektive skalerte og justerte tidsseriene er gitt i figur 5.7 til figur 5.9. De originale tidsseriene kan finnes i tillegg B.



Figur 5.7: Tidsseriene fra Nahanni-jordskjelvet



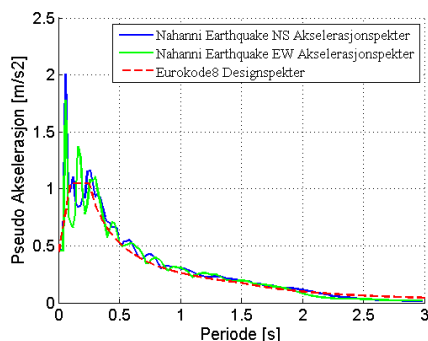
Figur 5.8: Tidsseriene fra Whittier-jordskjelvet



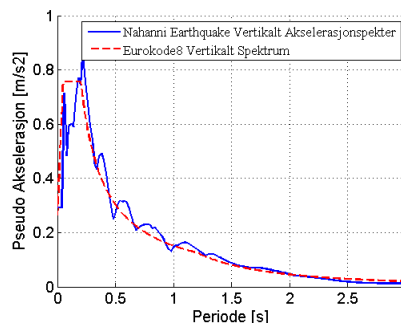
Figur 5.9: Tidsseriene fra Friuli-jordskjelvet

Det er utarbeidet responspektre fra tidsseriene. Disse er sammenlignet med Eurokode 8's design spekter, som benyttes i responspekteranalysene. Newmark's lineære metode er benyttet for å definere tidsseriens responspektre. Det er antatt lineær akselerasjon over tidsstegene, som medfører at $\gamma = 1/2$ og $\beta = 1/6$. MATLAB-koden som genererer responspektrene kan finnes i tillegg F.

Responspektrene for de benyttede tidsseriene er gitt i figur 5.10 til figur 5.12. Disse tidsseriene har grunnakselerasjon på $0,448m/s^2$, som tilsvarer forventede grunnakselerasjon for jordskjelveksitasjon med returperiode på 475 år, jmfør tabell 5.4.

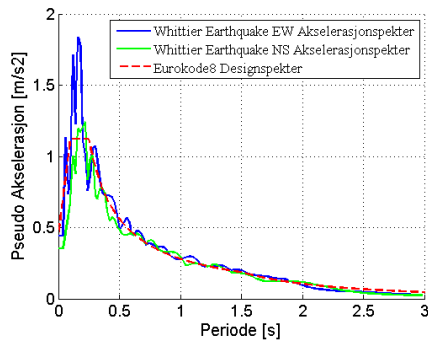


(a) Horisontale akselerasjoner

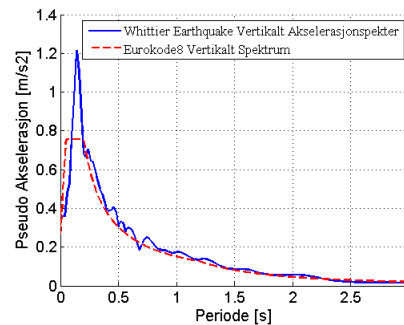


(b) Vertikale akselerasjoner

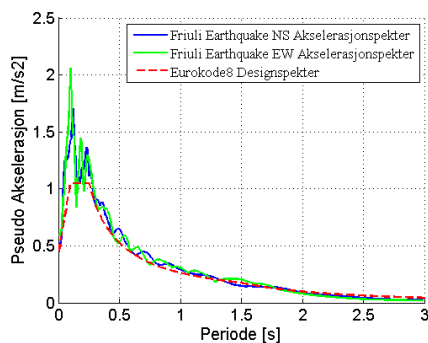
Figur 5.10: Responspektre fra Nahanni-jordskjelvet.



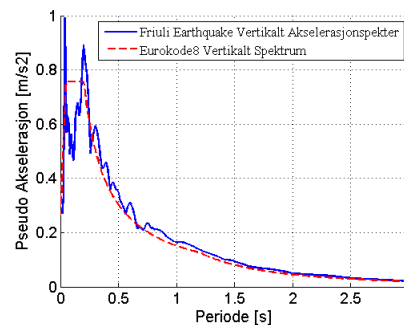
(a) Horisontale akselerasjoner



(b) Vertikale akselerasjoner

Figur 5.11: Responsspektre fra Whittier-jordskjelvet.

(a) Horisontale akselerasjoner



(b) Vertikale akselerasjoner

Figur 5.12: Responsspektre fra Friuli-jordskjelvet.

Figur 5.10 til figur 5.12 viser at tidsseriene samsvarer med responspektret i Eurokode 8. Dermed kan de regnes som representative for grunnakselerasjonene på fastlands-Norge. Størst avvik mellom responspektrene til tidsseriene og Eurokode 8 finnes for lave perioder. Justeringen av tidsseriene er gjort med mål om lignende frekvensinnhold for perioder mellom 0,15-2 sekunder. Hvis lavere perioder også skulle inkluderes ville det ført til en betydelig økning i antall iterasjoner. Dette medfører igjen et større avvik mellom de justerte og de originale tidsseriene, noe som ikke er ønskelig. Brukonstruksjonens egenperioder som er av størst betydning viser seg å ligge i området mellom 0,15-1,6 sekunder, og de lavere periodene vil få mindre å si for konstruksjonens respons, jamfør tabell C.1. Samtidig vil svingeformene med høye frekvenser i større grad dempes ut, ettersom proporsjonal damping velges for tidsserieanalysene.

Figur B.4 til figur B.6 i tillegg B viser responspektrene for tidsserier som ikke er tilpasset Eurokode 8-spekteret, men kun skalerte etter forventede grunnakselerasjoner (PGA).

Det er betydelige forskjeller i frekvensinnhold sammenlignet med responspektrene for de justerte tidsseriene.

Grunnakselerasjonene varierer i de ulike retningene. Det antas at tidsseriene implementeres langs lengde- og breddeaksen til brukonstruksjonen. Derfor utføres to analyser for hver tidsserie, der de horisontale grunnakselerasjonene implementeres langs begge bruaksene:

Tabell 5.10: Lastkombinasjoner med variasjon i horisontal komponent

Lastkomb.	Komp. i x-retningen til konstruksjonen	Komp. i y-retningen til konstruksjonen	Komp. i vertikal retning
I	N/S	E/W	Vertikal
II	E/W	N/S	Vertikal

Kombinasjon av lastene i de ulike retningene legges inn med lastfaktorer i henhold til utledningen i avsnitt 4.2. Dette øker antall mulige lastkombinasjoner ytterligere. Alle lastkombinasjoner for en tidsserie er gitt i tabell 5.11. Det vertikale bidraget inkluderes også.

Tabell 5.11: Alle lastkombinasjoner for en tidsserie

Lastkomb.	Komp. i x-retn.	Faktor	Komp. i y-retn.	Faktor	Komp. i vert. retn.	Faktor
1	N/S	1,0	E/W	0,3	Vertikal	0,3
2	N/S	0,3	E/W	1,0	Vertikal	0,3
3	N/S	0,3	E/W	0,3	Vertikal	1,0
4	E/W	1,0	N/S	0,3	Vertikal	0,3
5	E/W	0,3	N/S	1,0	Vertikal	0,3
6	E/W	0,3	N/S	0,3	Vertikal	1,0

5.3 Analyser

5.3.1 Modale analyser

Modale analyser gjennomføres for å finne brukonstruksjonens egenfrekvenser/-perioder. Dette baserer seg på teorien for frie, harmoniske svingninger utledet i avsnitt 3.2.1. I massekilden for den ferdige brukonstruksjonen inkluderes også bidraget fra trafikk, veg- og gangbane. Disse vil bidra til en økning i masse uten å ha innvirkning på konstruksjonens stivhet. Undersøkelser er gjort på effekten av nyttelastene på konstruksjonens egenperioder.

5.3.2 Responsspekteranalyse

Responsspekteranalysene implementerer jordskjelvlastene som beskrevet i avsnitt 5.2.3. Det er antatt 5% demping i systemene i henhold til Eurokode 8. Kombineringen av modal respons er utført med CQC-metoden som utgangspunkt. Det er kontrollert effekten av valget av kombinasjonsmetode. Konstruksjonsfaktoren, q , er satt til 1 for å beregne lineært, uten energiabsorbering.

5.3.3 Lineær tidsserieanalyse

Lineære tidsserieanalyser er gjennomført for alle lastkombinasjoner av de skalerte og frekvens-justerte jordskjelvene, slik som beskrevet i kapittel avsnitt 5.2.3.

Det benyttes modal analyse som inkluderer de modale sammenhengene i likning (4.6) og likning (4.7). Proporsjonal demping er benyttet som standard dempingsmodell, slik som utledet i avsnitt 3.2.2. Det antas 5% demping for to av egenperiodene. Videre beregnes a_0 og a_1 ved likning (3.28) og likning (3.29). Når disse verdiene er kjent kan dempingsforhold for høyere svingformer beregnes ved å løse likningene for ξ . Dempingsforholdet for alle svingformer finnes i tabell D.1 og tabell D.2.

Verdiene av den masseproporsjonale komponenten, a_0 , og den stivhetsproporsjonale komponenten, a_1 , er angitt i tabell 5.12:

Tabell 5.12: Verdier for a_0 og a_1 for de to modellene.

Modell	a_0	a_1
Ferdig brukonstruksjon	0,20	0,013
Utkrager under byggefase	0,11	0,0083

5.3.4 Ikke-lineær tidsserieanalyse

For de ikke-lineære tidsserieanalysene velges fiber-flyteledd. Det velges P-M2-M3 flyteledd for å se på oppførselen i koplingen mellom aksiale krefter og bi-aksielle bøyemomenter. Tverrsnittet til hovedsøylene diskretiseres i 10x10 aksialfibre, som gir muligheter for utvidelse i lengderetningen langs den definerte lengden til flyteleddet. Hvert fiber tildeles en spennings-tøyningsssammenheng basert på egenskapene til betong og armering. Ved å multiplisere med lengden av flyteleddet kan den aksiale kraft-forskyvning og den bi-aksiale moment-rotasjonskurven defineres. Fiberleddmodellen har noen fordeler sammenlignet med flyteleddene som benyttes i avsnitt 5.3.5 [24]:

- Interaksjonen for hvert fiber blir medregnet automatisk.
- Det tas hensyn til endringer i moment-rotasjonskurven og plastiske aksialtøyninger automatisk.
- Hysteresseffekter blir medregnet for sykliske laster. Dette innebærer at ikke-lineære effekter fra tidsseriene kan regnes nøyaktig.

Ulempen med fibermodellen er at den koster mye mer i form av CPU-tid.

Lastkombinasjon 2 for Whittier-jordskjelvet benyttes som lastkombinasjon for de ikke-lineære tidsseriene. Grunnet den høye tidsbruken er det kun én lastkombinasjon som inkluderes i de ikke-lineære analysene. Det er valgt å simulere et jordskjelv med 10 000 års returperiode ($a_g = 2,106m/s^2$), da effektene av å benytte ikke-lineære analyser øker med økte grunnakselerasjoner.

Analysene benytter direkte integrasjon. HHT α -metoden velges i CSiBridge, der α settes til null. Da reduseres ligningen til Newmark's metode, der fremgangsmåte og teori er angitt i avsnitt 3.3.

Det er valgt å starte den ikke-lineære tidsserieanalysen fra konstruksjonens tilstand etter egenlasten er påført. Dette gjøres for å øke konvergenstakstigheten. Dermed gis resultatene som en lastkombinasjon av tidsserien benyttet og konstruksjonens egenlast. Resultatene er sammenlignet med samme lastkombinasjon i lineær tilstand, der også direkte integrasjon er benyttet. For disse analysene er valgt å benytte bjelkeelementer for å redusere tidsbruken. Resultatene fra den lineære tidsserieanalysene med bjelke-søyle elementer er kontrollert opp mot skallmodellen. Disse viser samsvarende resultater, og finnes i tillegg E.

5.3.5 Ikke-lineær statisk analyse

CSiBridge gir mulighet til å inkludere automatisk kalkulerte flyteledd i henhold til tabeller i FEMA-356 [24]. Dette gjøres basert på egenskaper til material, tverrsnitt og elementlengde. For betongsøyler er tabell 6-8 i FEMA-356 benyttet. Teorien som benyttes er utledet i avsnitt 4.5.1. P-M2-M3 flyteledd velges. Disse baserer seg på interaksjonen mellom aksialkrefter og bi-aksielle bøyemomenter der flyteleddet er definert.

Flyteledd antas i topp og bunn av hovedsøylene, der forventende plastiske mekanismer kan forekomme. Det velges en forskyvningskontroll for en frihetsgrad i toppen av hovedsøylen. Pålastingen skjer gradvis og jevnt, og oppførselen til frihetsgraden måles underveis i analysen.

Egenlasten til konstruksjonen settes som en ikke-lineær last, og pushover-analysen starter fra konstruksjonens tilstand når egenlast-analysen er gjennomført.

5.4 Validering

Dette kapittelet tar for seg enkle valideringer av den numeriske modellen. CSiBridge er et program som automatisk angir parametre når tverrsnitt og materialer er valgt. En kontroll av disse kan være viktig for å sikre korrekt respons. Håndberegninger som er benyttet er utledet i tillegg E.

5.4.1 Egenperiode av enkeltstående søyle

En kontroll av egenperioden til en enkeltstående søyle er gjort med utgangspunkt i geometrien til hovedsøylen til brua. Beregningene er gjort om *svak akse*. Håndberegningene tar utgangspunkt i en utkrager med to frihetsgrader i planet, nemlig forskyvning og rotasjon i endepunktet. Vibrasjonsteori for kontinuerlige systemer angir de eksakte verdiene [20]. De beregnende verdier er, som ventet, mer nøyaktig for første svingeform. Konsistent massematrise gir en øvre grenseverdi i masseberegningen.

Tabell 5.13: Sammenligning av egenperioder for en enkeltstående søyle.

Egenperiode for svingeform	Numerisk modell			Håndberegning	
	10 elementer	30 elementer	100 elementer	Rayleigh prinsipp	Eksakt formel
1	0,254	0,253	0,253	0,267	0,269
2	0,049	0,048	0,048	0,027	0,043

Tabell 5.13 viser konvergens i egenperiodene for den enkeltstående søylen. 10 elementer gir omtrent samme resultater som 30 og 100 elementer, og er tilstrekkelig for systemet. Egenperioden for første svingeform viser en forskjell på 5-6% mellom håndberegningene og den numeriske modellen, avhengig av antall bjelkeelementer som er benyttet i modellen. Variasjonene øker for andre svingeform. Perioden for denne svingeformen er svært lav. Ved bruk av eksakt formel fra vibrasjonsteori er egenperioden ca 11% lavere enn for den numeriske modellen.

Noen av feilkildene som kan oppstå ved bruk av numerisk modell for å representere et fysisk system er forklart i avsnitt 5.5.

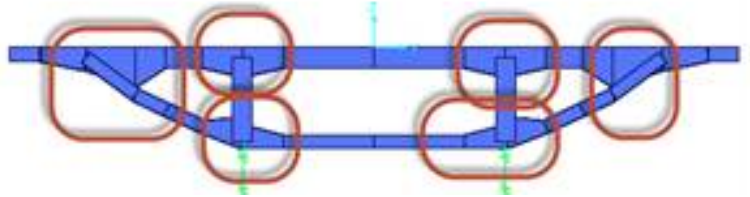
5.4.2 Modell-type og konvergens av egenperiode

Tabell 5.14 viser en sammenligning egenperiodene for de ulike modelltypene:

Tabell 5.14: Sammenligning av egenperioder for de ulike modelltypene.

Lastmodell	$T_1[s]$	$T_2[s]$	$T_3[s]$	$T_4[s]$	$T_5[s]$
Spine Model	1,838	1,390	1,293	1,149	0,940
Area Model	1,771	1,407	1,278	1,098	0,943
Solid Model	1,578	1,319	1,225	0,948	0,854

Det oppstår noen forskjeller i egenperiodene mellom modelltypene. Skallmodellen gir, som ventet, høyere egenperiode enn modellen med volumelementer. Dette kan tyde på at noen av elementene overlapper hverandre, og massen er overestimert. Skallelementene har rette sidekanter, og overlapping kan oppstå dersom elementene har tykke sidekanter i overbygningen. Elementene koples sammen i senterlinjene.



Figur 5.13: Illustrasjon av elementoverlapping.

Volumelementene har skrå kanter, og unngår dette problemet.

Bjelkemodellen viser også en høyere egenperiode, som kan komme av forenklingen av massefordeling kun i noder langs bjelkeelementene.

Skallmodellen er valgt da den viser lokale deformasjoner, samtidig som analysetiden er betydelig mindre enn for volummodellen. Det er kontrollert at et tilstrekkelig fint mesh er benyttet. Dette gjøres ved å øke antall elementer og kontrollere konvergens.

5.5 Mulige feilkilder

Det vil alltid oppstå mulige feilkilder når et fysisk system skal beskrives gjennom en numerisk modell. I *Concepts and Applications of Finite Element Analysis* er det beskrevet noen av disse feilkildene [20]:

Modellering

En matematisk modell er en idealisering og avhenger i stor grad av valgene brukeren gjør. Forenklinger blir gjort i defineringen av geometri, lastkombinasjoner, randbetingelser osv. Nøyaktigheten begrenses ofte av disse forenklingene.

Diskretisering

Det kontinuerlige fysiske problemet blir diskretisert i til et matematisk problem med et bestemt antall elementer. Interpolering blir gjennomført innad i hvert element. Ved å repre-

sentere et kontinuerlig felt med et stykkevis kontinuerlig felt definert av et bestemt antall frihetsgrader, vil forskjeller oppstå.

Numeriske feil

Når en datamaskin gjør talloperasjonen kan numeriske feil oppstå i form av avrunding. Disse feilene er vanligvis små.

Disse mulige feilkildene gjør det viktig å sjekke resultatene, og kontrollere at konvergens oppnås for finere elementinndeling. I hvor stor grad disse feilkildene har hatt innflytelse på den numeriske brumodellen er vanskelig å vurdere. Feil har blitt forsøkt rettet opp etterhvert som de har blitt oppdaget. Det er likevel sannsynlig at noen av feilkildene har hatt innvirkning på representasjonen av det fysiske problemet.

Interaksjon mellom komponenter

Overgangen mellom bruoverbygningen og hovedsøylene er modellert med betingelser der kreftene overføres gjennom et eller noen få punkter. Dette gjør at høye spenningskonsentrasjoner oppstår i disse punktene. Innvirkningen av dette på resten av systemet er kontrollert, og viser seg å være minimal.

Laster

De tre tidsseriene som er benyttet i analysene er valgt på bakgrunn av anbefalingene om god representasjon av forventede norske grunnakselerasjoner. Det er likevel vanskelig å forutsi hvordan utbredelsen av jordskjelvbølgene vil være i det bestemte området. Ved å benytte tre ulike tidsserier, sammen med et konservativt responspekter, øker likevel sannsynligheten for god representasjon av de seismiske lastene konstruksjonen kan forvente.

Det er gjort antagelse om at jordskjelvbølgene inntreffer alle konstruksjonsdeler på samme tid. Brukonstruksjonen er over 400 meter lang, og det vil være en tidsforskjell på når jordskjelvbølgene treffer de ulike fundamentene og landkarene. Dette kan føre til faseendringer i bølgeutbredelsen. CSiBridge kan ikke undersøkes dette, og det er dermed ikke vurdert i denne rapporten.

Kapittel 6

Resultater

I dette kapitlet presenteres relevante resultater fra de dynamiske analysene. Modale analyser gir konstruksjonenes egenperioder og svingeformer, og danner basisen for den dynamiske responsen. Forskyvninger, reaksjonskrefter og spenninger er verdifull informasjon som presenteres videre i rapporten.

Kapitlet viser også sammenligninger mellom lineære og ikke-lineære resultater.

6.1 Egenperioder og svingeformer

Avsnittet viser egenperiodene og svingeformene til de to modellene. Svingeformene gir et bilde på hvordan utbøyningene til brukonstruksjonen vil være under jordskjelvsitasjonen. Rotasjoner og translasjoner i alle tre retninger er mulige scenarier.

6.1.1 Ferdig brukonstruksjon

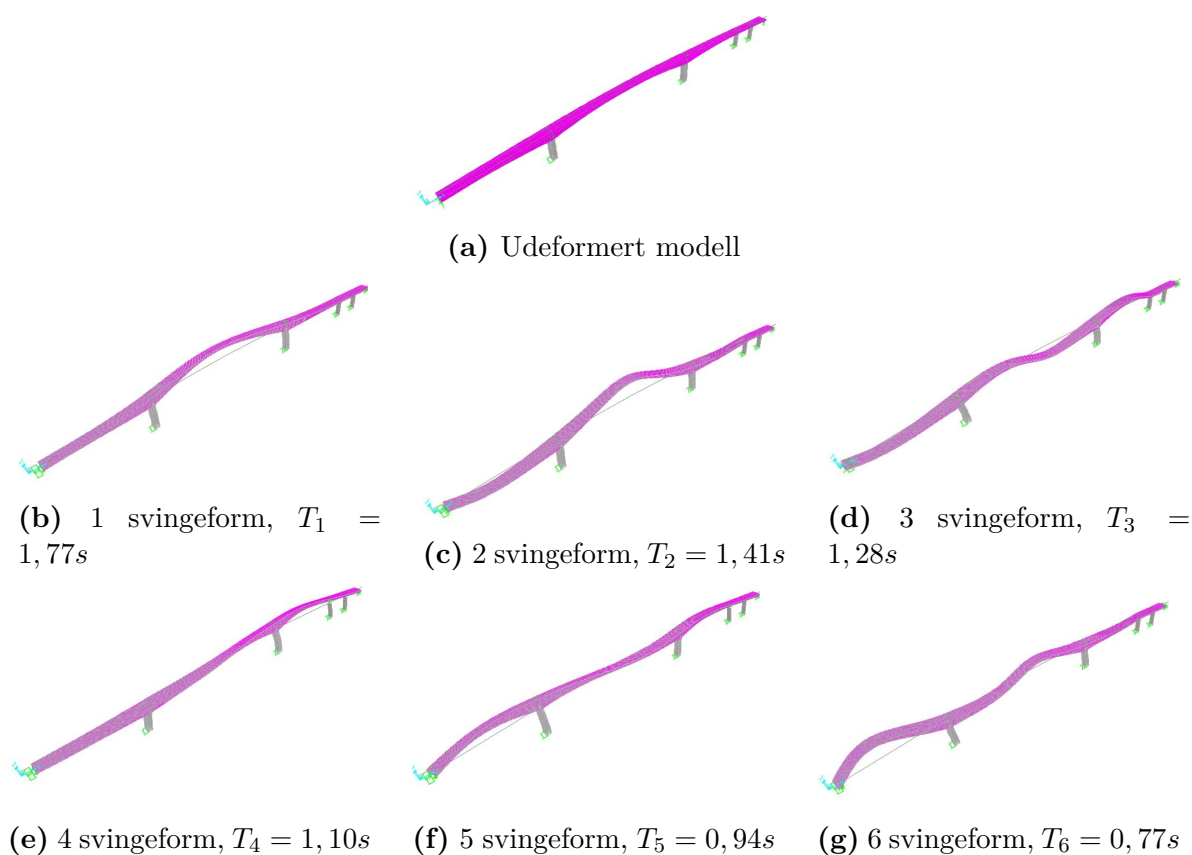
Tabell 6.1 viser egenperiodene og den akkumulerte effektive modale massen for de 12 første svingeformene til brukonstruksjonen. Verdiene for egenperiodene varierer smått fra egenperiodene til den benyttede modellen i analysene. Dette er fordi spennkablene ikke kan inkluderes for å få verdier for effektive modale massen i CSiBridge. Det antas at verdiene for den effektive modale massen samsvarer med den endelige modellen som inkluderer spennkabler.

Tabell 6.1: Effektiv modal masse for de 12 første svingemodene

Mode	Svingeform	Periode [s]	Effektiv Modal Masse		
			Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	Translasjon i y-retning, rotasjon i x- og z-retning	1,78	3,10E-09	0,48	1,99E-06
2	Translasjon i x- og z-retning	1,41	0,046	0,48	0,063
3	Translasjon i x-retning, rotasjon i y-retning	1,28	0,59	0,48	0,077
4	Rotasjon i z-retning, translasjon i y-retning	1,10	0,59	0,52	0,077
5	Translasjon i y-retning, rotasjon i z-retning	0,95	0,59	0,83	0,077
6	Translasjon i x- og z-retning, rotasjon i y-retning	0,78	0,88	0,83	0,13
7	Translasjon i x- og z-retning	0,68	0,93	0,83	0,38
8	Rotasjon i z-retning	0,66	0,93	0,83	0,38
9	Rotasjon i y-retning	0,52	0,93	0,83	0,39
10	Translasjon i y-retning, rotasjon i z-retning	0,46	0,93	0,85	0,39
11	Små forskyvninger i x-retning	0,45	0,94	0,85	0,39
12	Små forskyvninger i x-retning	0,45	0,96	0,85	0,39

Den akkumulerte effektive modale massen vil være 1,0 hvis alle svingeformer er inkludert i analysen. Da høyere svingeformer vil gi svært liten egenperiode, og små bidrag til den effektive massen, vil det ikke være hensiktsmessig å ta med alle svingeformer i analysene. I den benyttede analysemodellen er det brukt totalt 42 svingeformer for å sørge for inkludering av alle svingeformer som kan være signifikante for responsen i de tre translasjonsretningene. Det er ingen av de høyere svingeformene som bidrar med mer enn 5% effektiv modal masse i en retning, og kravene i NS-EN 1998 er ivaretatt. Samtidig gir høyere svingeformer små egenperioder som ikke vil generere store akselerasjoner. Periodene og den akkumulerte effektive modale massen for alle de 42 benyttede svingeformene kan finnes i tillegg C.

De seks første svingeformene er vist i figur 6.1, sammen med den udeformerte modellen som referanseutgangspunkt. Modellen inkluderer spennkablene, og har noe ulike egenperioder enn i tabell 6.1. Alle svingeformer er globale:



Figur 6.1: De første 6 svingeformene fra elementmodellen i CSiBridge. Udeformert modell vises som referanseutgangspunkt.

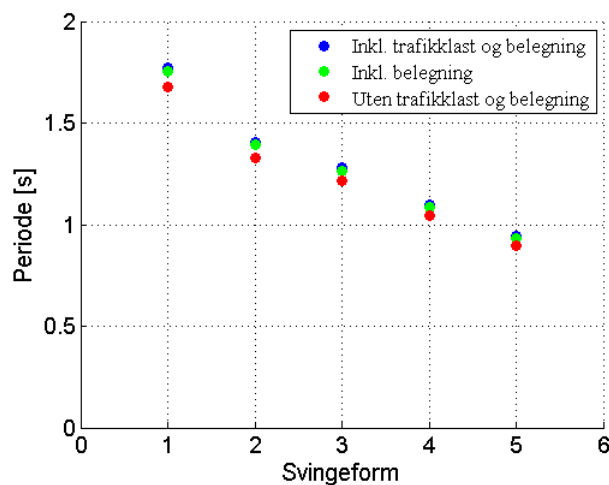
Effekter av nyttelast

Nyttelast som medregnes for konstruksjonen er belegning og trafikklast. Tabell 6.2 viser egenperiodene dersom ingen nyttelast er inkludert, og effekten av belegning og trafikklast:

Tabell 6.2: Sammenligning av egenperioder med og uten inkludering av nyttelast.

Nyttelast	$T_1[s]$	$T_2[s]$	$T_3[s]$	$T_4[s]$	$T_5[s]$
Ingen	1,68	1,33	1,22	1,05	0,90
Inkl. belegning	1,75	1,39	1,27	1,09	0,93
Inkl trafikklast	1,77	1,41	1,28	1,10	0,94

Figur 6.2 viser en grafisk fremstilling av forskjellene i egenperioder:



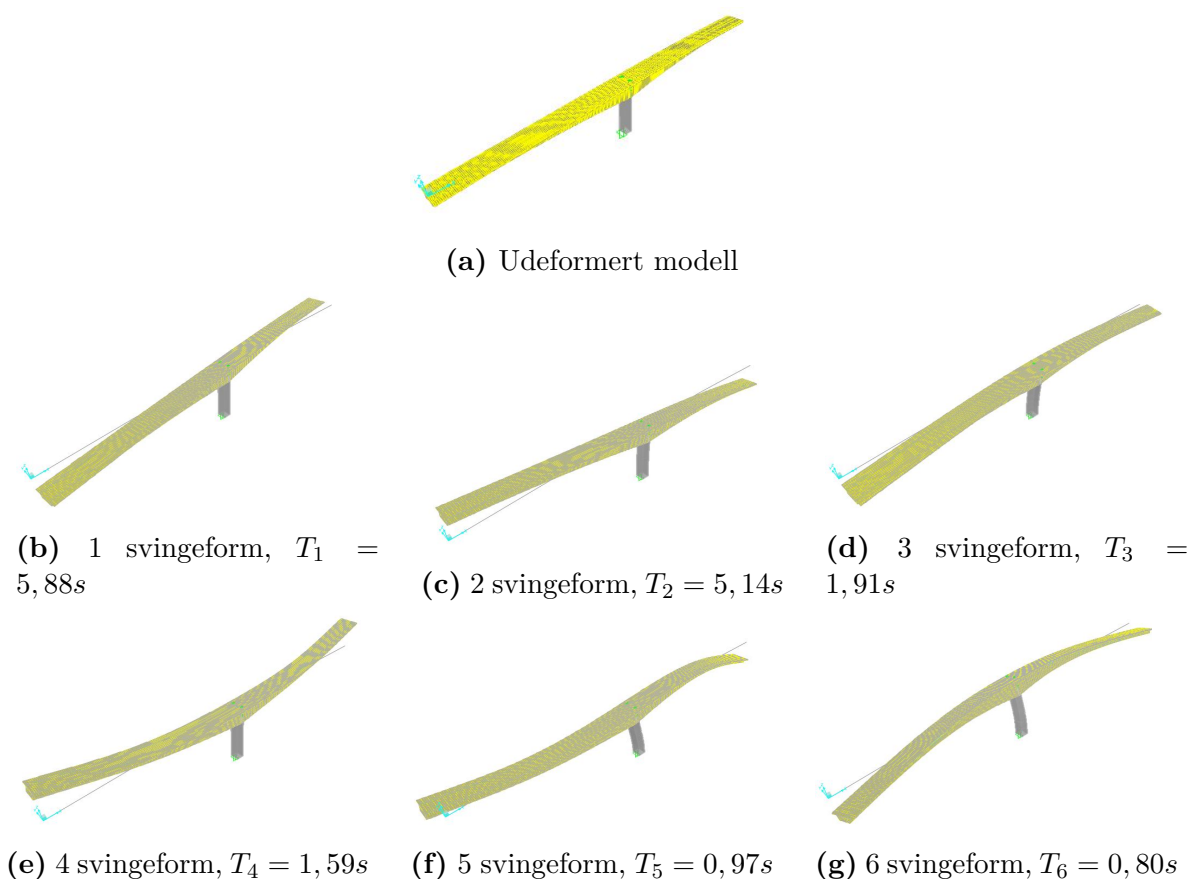
Figur 6.2: Effekt av nyttelast på egenperioder for de 5 første svingeformene.

Ved å inkludere belegningen økes egenperioden for de fem første svingeformene i størrelsesorden 3,9-4,5%. Trafikklasten øker egenperiodene med ytterligere 1,0%. Dette gir en total økning i egenperioder fra nyttelastene på rundt 5%. For ikke-lineær respons forventes forskjellene å være større med og uten effekten av nyttelastene i massekilden. Det tas hensyn til permanente deformasjoner og stivheten i systemet blir redusert.

Analyser med inkludering av belegning og trafikklast er benyttet ellers for den ferdige brukonstruksjonen- Dette gjøres for å få en best mulig representasjon av ventet respons.

6.1.2 Utkrager under byggefase

Det inkluderes 26 svingeformer for utkragerkonstruksjonen av samme argument som for den ferdige modellen. Alle svingeformer med den effektive modale massen er vist i tillegg C. De første 6 svingeformer for den utkragermodellen er vist i figur 6.3.



Figur 6.3: De første 6 svingeformene fra elementmodellen for utkrager i CSiBridge. Udeformert modell vises som referanseutgangspunkt.

6.2 Lineære analyser

Det er gjennomført lineære analyser ved bruk av responspekter og frekvens-justerte tids-serier. Modelleringsvariasjoner er utført for å undersøke effekten av disse. Dette er beskrevet videre i delkapitlene. Analysene er gjennomført for forventet jordskjelveysitasjon med returperiode på henholdsvis 475 og 10 000 år.

6.2.1 Forskyvninger

Modellen består av et *stort* antall frihetsgrader. Det har ingen hensikt i å beskrive forskyvningene i alle disse punktene. Rapporten tar derfor utgangspunkt i de mest utsatte frihetsgradene. For utkragerbjelken er disse frihetsgradene lokalisert på enden av utkra-

gerarmene, mens de for den ferdige brukonstruksjonen er plassert nærmere midtspennet. Disse utsatte frihetsgradene er benyttet konsekvent for alle analyser. Dette gjør at analysemetodene kan sammenlignes direkte.

Ferdig brukonstruksjon

Tabell 6.3 viser de maksimale forskyvningene ved responspekter- og tidsserieanalysene.

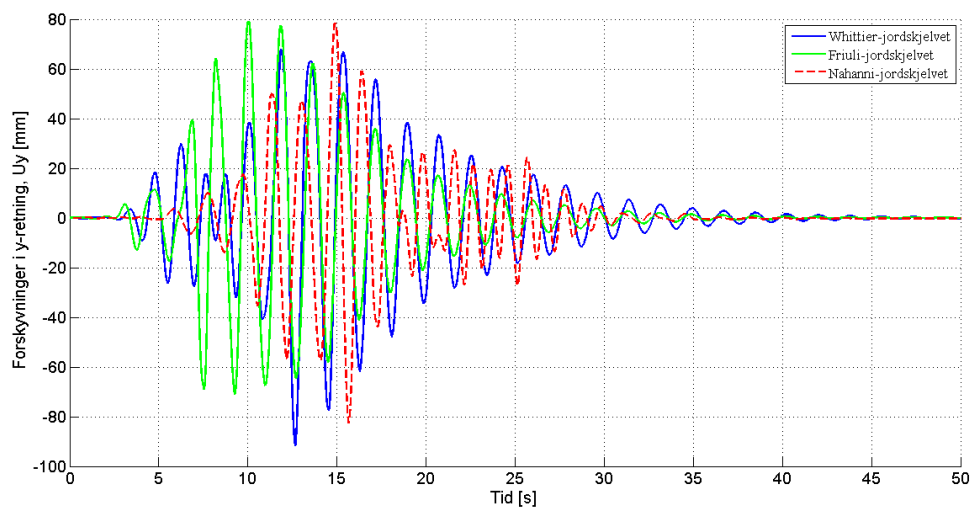
Tabell 6.3: Maksimale forskyvninger for gitt returperiode.

Retning	EC8 Responsspekter		Tidsserier	
	475 år	10 000 år	475 år	10 000 år
U_x [mm]	6,8	30,6	7,8	33,3
U_y [mm]	21,6	97,1	21,4	91,8
U_z [mm]	10,2	45,9	12,2	52,3

Forskyvningene er størst i tverretning av brukonstruksjonen, med over 20 millimeter ved grunnakselerasjoner representativt for et 475 års jordskjelv. For et 10 000 års jordskjelv overskrider de maksimale forskyvningene 90 millimeter. Vertikalforskyvningene og maksimal forskyvningene i bruas lengderetning er henholdsvis halvparten og 1/3 av tverrforskyvningene. Responsen fra responspekter- og tidsserieanalysene samsvarer i stor grad.

Figur 6.4 viser en sammenligning av maksimale forskyvningene i tverretning av brukonstruksjonen for de skalerte tidsseriene. Med utgangspunkt i tabell 4.1 gir lastkombinasjon 2 de største forskyvningene for Nahanni- og Whittier-jordskjelvet, mens lastkombinasjon 5 er kritisk for Friuli-jordskjelvet. Det er tatt utgangspunkt i de angitte kritiske lastkombinasjonene. Forskyvningene er vist som funksjon av tida for jordskjelveysitasjon med 10 000 års returperiode.

De største forskyvningene genereres mellom 8-17 sekunder av jordskjelveysitasjonen. Whittier-jordskjelvet har den største maksimalverdien med 91,8 millimeter. Når tidsseriene justeres i frekvensinnhold er det relativt små forskjeller i respons mellom de ulike tidsseriene.



Figur 6.4: Sammenligning av maksimale forskyvninger for de skalerte tidsseriene.

Utkrager under byggefase

Tabell 6.4 viser forskyvningene for de valgte grunnakselerasjonene og analysemetodene. For tidsseriene genereres de største forskyvningene for samme lastkombinasjoner som for den ferdige brukonstruksjonen.

Tabell 6.4: Maksimale forskyvninger for gitt returperiode.

Retning	EC8 Responsspekter		Tidsserier	
	475 år	10 000 år	475 år	10 000 år
U_x [mm]	8,3	37,3	7,9	34,1
U_y [mm]	24,9	112,1	24,8	106,5
U_z [mm]	35,0	157,4	14,6	66,8

De horisontale forskyvningene samsvarer for de to analysemetodene. Responsspektermetoden gir smått høyere forskyvninger i x- og y-retningen. Forskyvningene i tverretningen er høyest med rundt 25 millimeter for et 475 års jordskjelv og 110 millimeter for et 10 000 års jordskjelv.

De vertikale forskyvningene gir betydelig større avvik mellom analysemetodene, der responspektermetode genererer høyest forskyvninger vertikalt med 35 og 157 millimeter.

Tidsserieanalysene gir vertikale forskyvninger som er under halvparten av forskyvningene fra responsspekteranalysene. Samsvarende resultater med tidsserieanalysene oppstår for to av lastkombinasjonene i responsspekteranalysene. Disse lastkombinasjonene har grunnakselerasjoner med lastfaktorer 1 for henholdsvis horisontal y-akse og vertikal z-akse. Disse kombineres videre med lastfaktor 0,3 i de to andre retningene som vist i tabell 4.1. Forskjellene oppstår der grunnakselerasjonene i lengdeaksen har lastfaktor 1. Mye tyder derfor på at denne lastkombinasjonen overestimerer forskyvningen i z-retning.

Dersom forskyvningene fra jordskjelvanalysene kombineres med egenlastanalyse oppnås samsvarende forskyvninger mellom alle responsspekteranalysene og tidsserieanalysene også i vertikal retning. Egenlastanalysene dominerer de vertikale utbøyningene og reduserer feilmarginen mellom analysemetodene.

De største forskyvningene oppstår ved endene av utkragerarmene.

6.2.2 Reaksjonskrefter

Reaksjonskreftene ved fundamentene er analysert og beskriver de totale kreftene i alle opplegg. Tabell 6.5 og tabell 6.6 viser resultatene fra analysene.

Ferdig brukonstruksjon

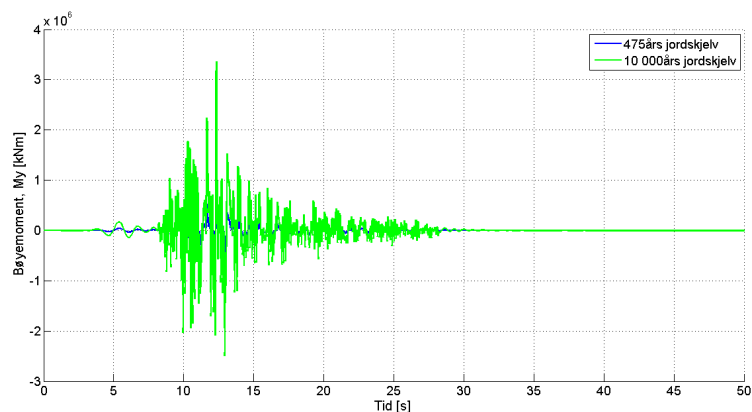
Verdiene i tabell 6.5 tar utgangspunkt i responsspekter- og tidsserieanalysene for grunnakselerasjoner på 475 og 10 000 år.

Tabell 6.5: Maksimale opplagerkrefter for gitt returperiode.

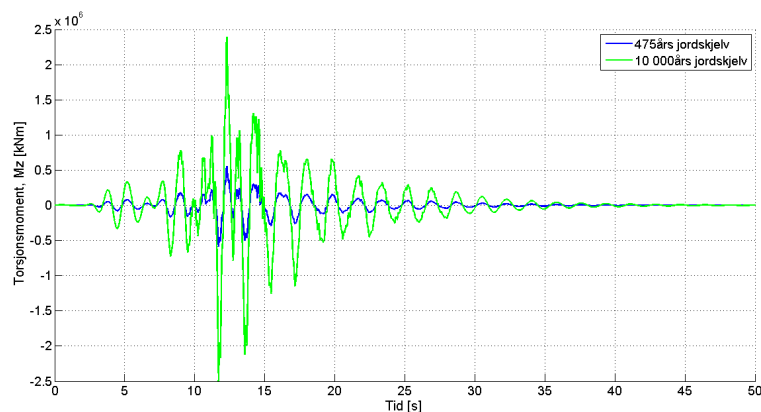
Reaksjonskraft	EC8 Responsspekter		Tidsserier	
	475 år	10 000 år	475 år	10 000 år
F_x [kN]	2 946	13 256	3 143	13 480
F_y [kN]	2 276	10 241	2 423	10 395
F_z [kN]	2 845	12 800	2 844	12 198
M_x [kNm]	10 861	48 873	11 989	51 424
M_y [kNm]	781 784	3 518 028	784 535	3 365 100
M_z [kNm]	519 567	2 338 051	581 255	2 493 208

Tabell 6.5 viser lignende verdier på opplagerkreftene i de ulike retningene. For returperiode 475 år er opplagerkreftene 2 000-3 000 kN for både responsspekter- og tidsserieanalysene, mens de er 10 000-13 500 kN for returperiode 10 000 år. Torsjonsmomentet, M_z , ligger i overkant av 500 000 kNm for grunnakselerasjoner med 475 år returperiode, mens det overskrider 2 000 000 kNm for et 10 000 års jordskjelv. Bøyemomentet om y-aksen er betydelig større enn om x-aksen.

Figur 6.5 viser en sammenligning av hvordan bøyemomentene og torsjonsmomentet til et henholdsvis 475 års og et 10 000 års jordskjelv varierer med tiden. Det er benyttet lastkombinasjonene som gir de største responsene. Det medfører at lastkombinasjon 3 i tabell 4.1 fra Whittier-jordskjelvet benyttes for bøyemomentet, mens lastkombinasjon 2 benyttes for torsjonsmomentet.



(a) Maksimalt bøyemoment.



(b) Maksimalt torsjonsmoment.

Figur 6.5: Reaksjonskrefter som funksjon av tid ved jordskjelveksitasjon.

Kurvene følger samme form, der resultatene fra et 10 000 års jordskjelv ligger betydelig høyere enn for et 475 års jordskjelv.

Utkrager under byggefase

Verdiene i tabell 6.6 tar utgangspunkt i responspekter- og tidsserieanalysene for grunnakselerasjoner på 475 og 10 000 år.

Tabell 6.6: Maksimale opplagerkrefter for gitt returperiode.

Reaksjonskraft	EC8 Responsspekter		Tidsserier	
	475 år	10 000 år	475 år	10 000 år
F_x [kN]	1 657	7 457	2 151	9 225
F_y [kN]	969	4 362	1 029	4 414
F_z [kN]	1 143	5 145	1 082	4 641
M_x [kNm]	5 148	23 168	5 398	23 154
M_y [kNm]	120 323	541 454	114 432	490 842
M_z [kNm]	101 689	457 601	107 928	462 947

De totale reaksjonskreftene er generelt lavere for utkragerkonstruksjonen, sammenlignet med den ferdige brukonstruksjonen. Reaksjonskreftene i de ulike retningene varierer mellom 1 000 og 2 000 kN for et 475 års jordskjelv, mens de ligger mellom 4 000 og 9 000 kN for et 10 000 års skjelv. For utkrageren er torsjonsmomentet omtrent 85% av bøyemomentet om konstruksjonens y-akse. De ligger i overkant av 100 000 kNm og rundt 500 000 kNm for grunnakselerasjoner med henholdsvis 475 og 10 000 års returperiode. For den ferdige brukonstruksjonen utgjør torsjonsmomentet omtrent 67% av bøyemomentet.

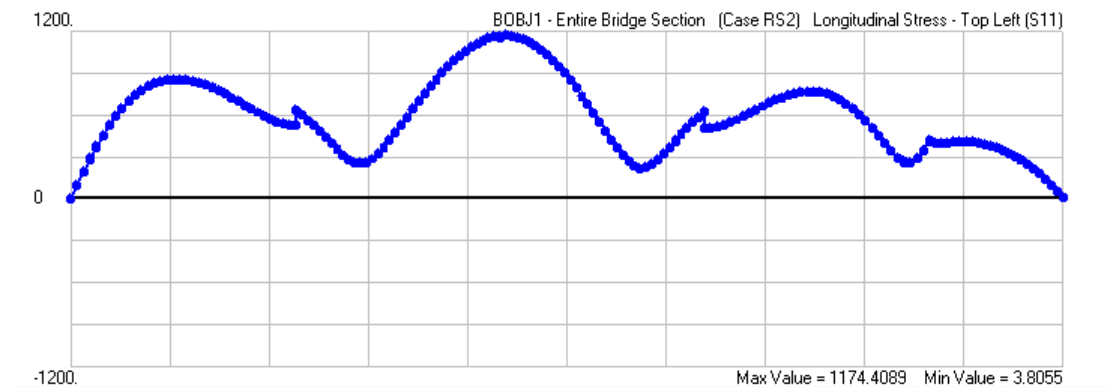
6.2.3 Spenninger i konstruksjonen

Global spenningsfordeling

Spenningene i overbygningen og søylene er analysert for begge modelltypene. Spenningsfordelingen er vist i figur 6.6 til figur 6.9. Disse spenningsene er interpolerte over et snitt av brubanen, der spenninger fra skall- og bjelkeelementer inkluderes. Interpoleringen skjer

ved å betrakte et snitt over brubredden, og derifra summere krefter/spenninger som interpoleres til punkter i elementene. Dette gir en forståelse av den globale oppførselen til brukonstruksjonene.

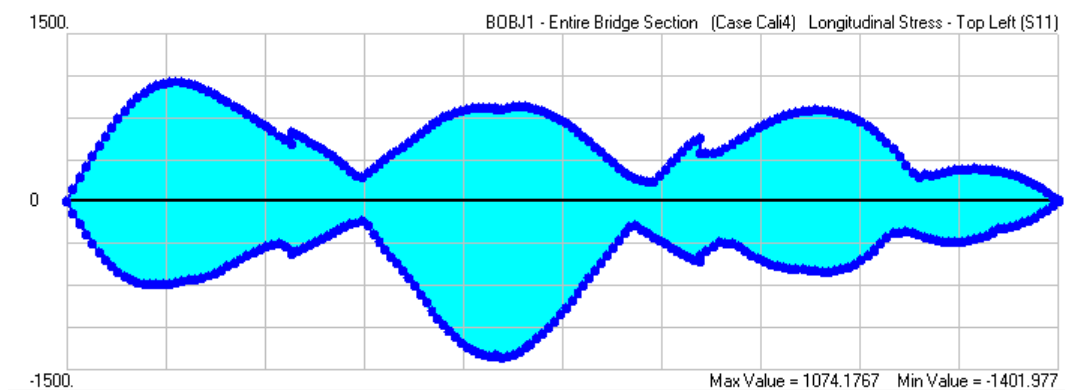
Figur 6.6 viser den langsgående spenningsfordelingen for et 475 års jordskjelv for den ferdige brukonstruksjonen. Det er tatt utgangspunkt i lastkombinasjonen som genererer de høyeste spenningene for responspektermetoden.



Figur 6.6: Interpolerte spenninger over brubanen fra responspekteranalyse.

Spenningene er høyest i midtsnittet der også tverrsnittet er minst. Ved landkarene er spenningene null. Samme spenningsfordeling vil også genereres fra en jordskjelveksitasjon med returperiode på 10 000 år, men spenningsverdiene vil her være høyere.

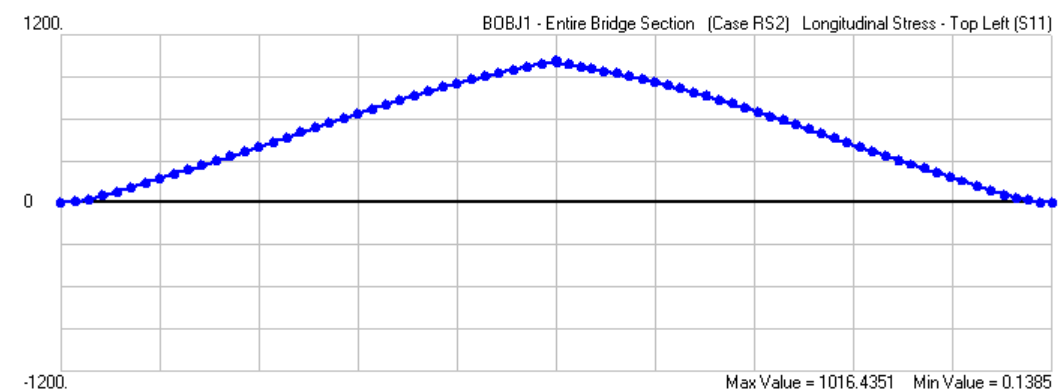
Ved tidsserieanalysene vil oscilleringen gi både positive og negative spenningsverdier, avhengig av hvilket tidssteg som blir betraktet. Figur 6.7 viser spenningsrommet som genereres fra Whittier-jordskjelvet. Alle spenninger ved alle tidssteg ligger innenfor dette området. Det er tatt utgangspunkt i et jordskjelv med 475 års returperiode.



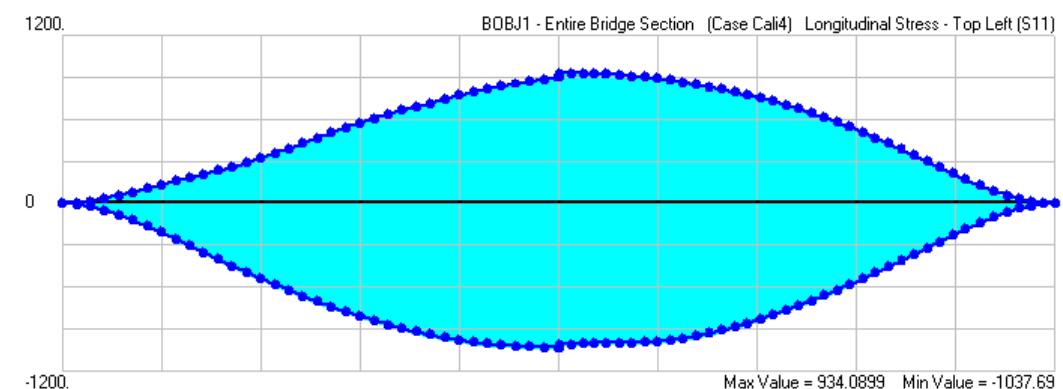
Figur 6.7: Interpolerte spenninger over brubanen fra tidsserieanalyse.

Spenningsfordelingen fra tidsseriene følger samme form som for responspekteranalysene. De høyeste spenningsene oppstår i midtsnittet, og varierer mot landkarene der spenningsverdiene er null.

Figur 6.8 og figur 6.9 viser spenningsfordelingene til de samme lastsituasjonene for utkragerkonstruksjonen.



Figur 6.8: Interpolerte spenninger over utkrageren fra responspekteranalyse.



Figur 6.9: Interpolerte spenninger over utkrageren fra tidsserieanalyse.

Spenningsene øker jevnt fra ytterkanten av utkragerarmene til søylen, der maksimalspenningene oppstår.

Ferdig modell

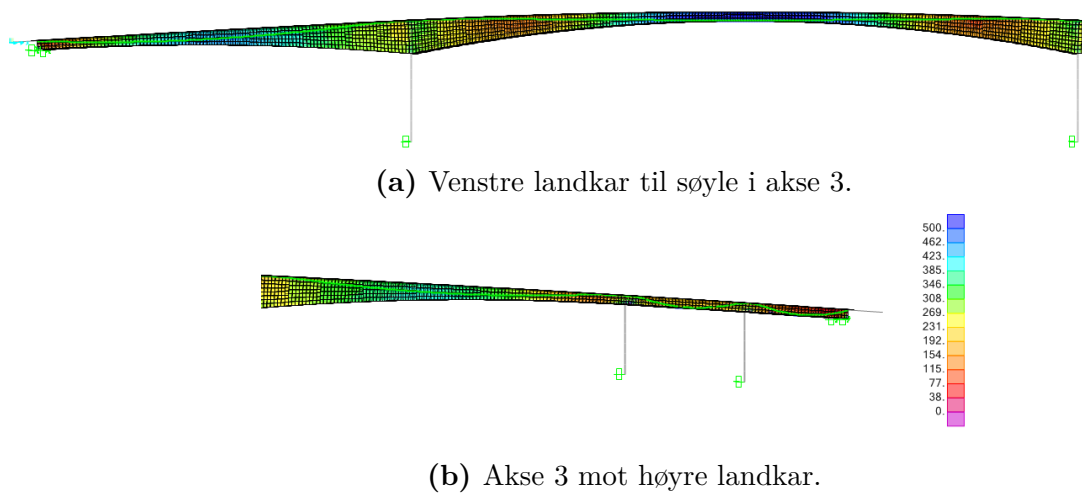
For responspekteranalysene er maksimalverdiene 1,17 MPa og 5,28 MPa for jordskjelveksitasjon med returperiode på henholdsvis 475 og 10 000 år. Ved tidsserieanalysen er spenningsene 1,40 MPa og 6,01 MPa. De maksimale spenningsene i modellen er lokalisert i midtsnittet.

Utkrager

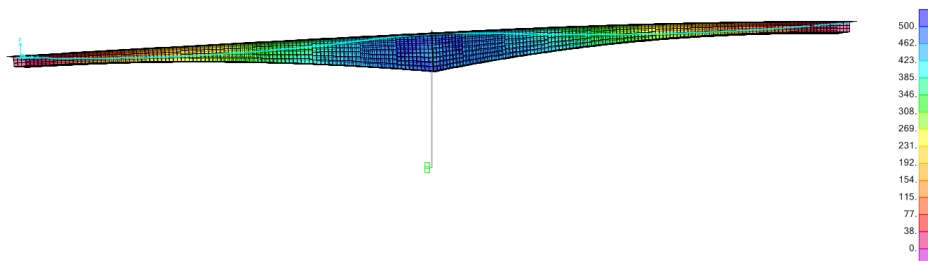
For utkrageren er de maksimale spenningene 1,02 MPa og 4,57 MPa for 475 og 10 000 års jordskjelv ved responspekter-analysene. Ved tidsserieanalysene er spenningene 1,04 MPa og 4,45 MPa. De maksimale spenningene er lokalisert over hovedsøylen.

Lokale spenninger i skallelementene

De lokale spenningene i hvert skallelement er også vurdert. Spenningskonsentrasjoner oppstår i kopleingene mellom søylene og bruoverbygningen, og kan gi unaturlig høye spenninger i disse områdene. Spenningsplottene i figur 6.10 og figur 6.11 viser hvordan spenningene varierer over brukonstruksjonen.



Figur 6.10: Spenningsplot for ferdig modell ved 475 års jordskjelv. Spenningsnivåene er gitt i $[kN/m^2]$.

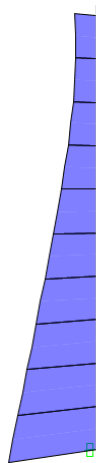


Figur 6.11: Spenningsplot for utkragermodell ved 475 års jordskjelv. Spenningsnivåene er gitt i $[kN/m^2]$

Den blå konturfargen angir spenningsnivåer som overskrider $0,50 \text{ MPa}$ (500 kN/m^2) for et 475 års jordskjelv. Spenningsplottene viser at konsentrasjoner forekommer i noen få elementer rundt søylene, særlig rundt søylen i akse 4 for den ferdige brumodellen. Samtidig viser den samsvarende resultater som de integrerte spenningsplottene. Generelt oppstår de høyeste spenningene for den ferdige modellen rundt midtsnitt og mellom søyle i akse 2 og venstre landkar. For utkragerne er de over hovedsøylen.

Søylespenninger

De maksimale normalspenningene for den ferdige brukonstruksjonen forekommer i hovedsøylen i akse 2. Spenningene beregnes fra de opptredende kreftene, og fordelingen av spenningene i denne søylen er vist i figur 6.12:



Figur 6.12: Spenninger i søyler.

Normalspenningene øker mot fundamentet for alle søylene i brumodellene. De maksimale søylespenningene er som følger:

Ferdig modell	For responspekteranalysene er maksimalverdiene $2,38 \text{ MPa}$ og $10,72 \text{ MPa}$ for jordskjelvsitasjon med returperiode på henholdsvis 475 og 10 000 år. Ved tidsserieanalyser er spenningene $3,17 \text{ MPa}$ og $13,61 \text{ MPa}$.
Utkrager	For utkrageren er de maksimale søylespenningene $2,63 \text{ MPa}$ og $11,41 \text{ MPa}$ for 475 og 10 000 års jordskjelv ved responspekter-

analysene. Ved tidsserieanalysene er søylespenningene 3,12 MPa og 13,37 MPa.

6.2.4 Metoder for kombinasjon av modal respons

De to vanligste metodene for kombinerings av modal respons er, som nevnt, *Square Root of Sum Squared (SRSS)* og *Complete Quadratic Quadrature (CQC)*. Disse ble utledet i avsnitt 4.3.4. Responsspekteranalysene for et forventet jordskjelv med returperiode 475 år er gjennomført med begge kombinasjonsmetoder.

Tabell 6.7: Sammenligning av maksimale forskyvninger for de to metodene for summering av modal respons.

Forskyvning	Ferdig brukonstruksjon			Utkrager under byggefase		
	SRSS	CQC	Avvik	SRSS	CQC	Avvik
U_x [mm]	6,5	6,8	4,6%	8,28	8,29	0,22%
U_y [mm]	21,7	21,6	0,4%	24,97	24,91	0,20%
U_z [mm]	10,0	10,2	1,5%	35,04	34,98	0,16%

Tabell 6.8: Sammenligning av opplagerkrefter for de to metodene for summering av modal respons.

Reaksjonskraft	Ferdig brukonstruksjon			Utkrager under byggefase		
	SRSS	CQC	Avvik	SRSS	CQC	Avvik
F_x [kN]	2 763	2 946	6,6%	1 643	1 657	0,8%
F_y [kN]	2 160	2 275	5,3%	964	969	0,6%
F_z [kN]	2 182	2 845	30,4%	1 034	1 143	8,6%
M_x [kNm]	9 666	10 861	12,4%	5 031	5 148	2,3%
M_y [kNm]	648 227	781 784	20,6%	108 721	120 323	6,8%
M_z [kNm]	472 577	519 567	9,9%	101 089	101 689	0,6%

For forskyvningene ligger avviket for kalkulert respons mellom de to kombinasjonsmetodene på opptil 5% for den ferdige brukonstruksjonen, og mellom 0-0,25% for utkragerkonstruksjonen. Reaksjonskreftene gir høyere avvik. For den ferdige brumodellen er de området 5-30%, mens de ligger mellom 0-9% for utkragermodellen.

6.2.5 Effekt av valgt dempingstype

Det finnes ulike metoder å definere dempingen på for tidsserieanalysene. I denne rapporten er det sett på proporsjonal Rayleigh-demping og konstant demping (5%). Delkapittelet viser hvordan responsen varierer mellom dempingsmodellene.

Tabell 6.9 viser forskjellene i de totale reaksjonskreftene for dempingsmodellene.

Tabell 6.9: Effekt av valgt dempingsmodell på reaksjonskreftene.

Reaksjonskraft	Ferdig brukonstruksjon			Utkrager under byggefase		
	Rayleigh	Konstant	Avvik	Rayleigh	Konstant	Avvik
F_x [kN]	3 143	3 278	4,3%	2 151	1 811	15,7%
F_y [kN]	2 423	2 504	3,3%	1 029	876	14,9%
F_z [kN]	2 844	4 504	58,4%	1 082	1 403	33,3%
M_x [kNm]	11 989	13 731	14,5%	5 398	5 991	11,0%
M_y [kNm]	784 535	1 220 923	55,6%	114 432	146 328	27,9%
M_z [kNm]	581 255	614 877	5,8%	107 928	91 891	14,9%

Konstant demping på 5% gir generelt høyere respons for den ferdige brukonstruksjonen, mens det varierer for utkrageren. Særlig vertikale opplagerkraften, F_z , og bøyemoment om y-aksen, M_y , gir store avvik mellom dempingsmodellene. Konstant demping gir betydelig høyere verdier for disse responsene.

6.2.6 Effekt av frekvens-justering etter Eurokode 8 spekter

Frekvensinnholdet til tidsseriene er justert for å gi bedre samsvar med responspekteret i Eurokode 8. Det er også gjennomført analyser med tidsseriene som ikke er tilpasset dette responspekteret, men kun skalert etter PGA. Modelltypene er kontrollert for grunnakselerasjoner med returperiode på 475 år. Tabell 6.10 viser en sammenligning av resultatene:

Tabell 6.10: Maksimale opplagerkrefter for justerte og ikke-justerte tidsserier.

Reaksjonskraft	Ferdig brukonstruksjon			Utkrager under byggefase		
	Justert	Kun skalert	Avvik	Justert	Kun skalert	Avvik
F_x [kN]	3 143	1 757	44%	2 151	921	57%
F_y [kN]	2 423	837	65%	1 029	375	62%
F_z [kN]	2 844	1 817	36%	1 082	770	44%
M_x [kNm]	11 989	5 807	52%	5 398	2 385	58%
M_y [kNm]	784 535	456 709	42%	114 432	80 979	13%
M_z [kNm]	581 255	187 523	68%	107 928	39 333	62%

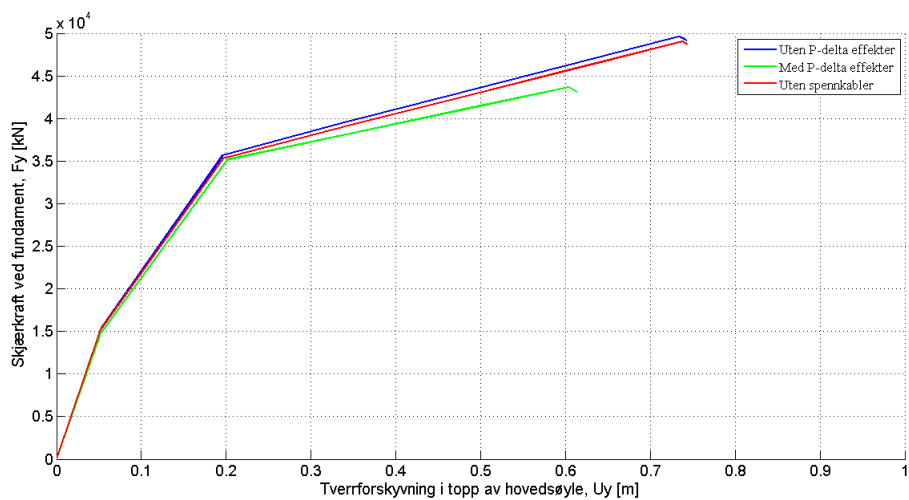
Avvikene mellom tidsserieanalysene er betydelige. Reaksjonskreftene ved de to modellene reduseres med opptil 70% dersom justeringen i frekvensinnhold ikke gjennomføres. Forskjellene er minst for de vertikale reaksjonskreftene, samt bøyemomentet om y-aksen.

6.3 Ikke-lineære analyser

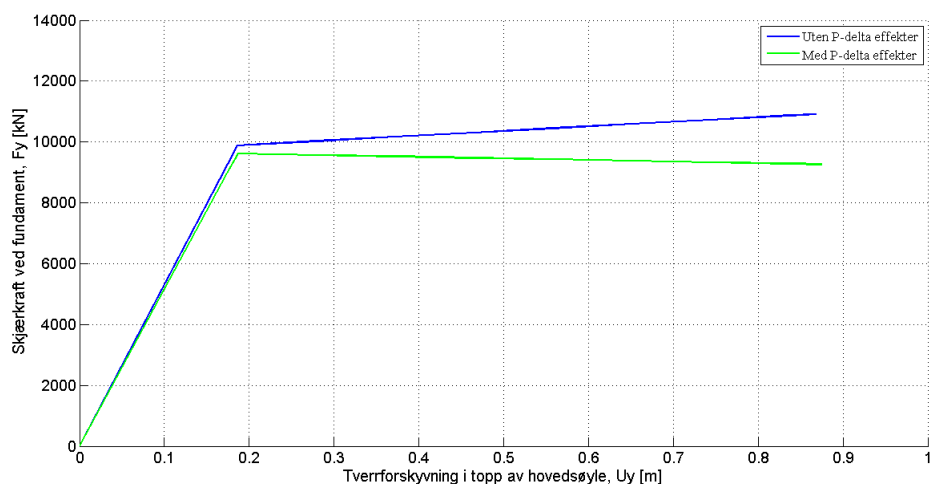
De ikke-lineære analysene er gjennomført slik som beskrevet i avsnitt 5.3.4 og avsnitt 5.3.5. De er videre sammenlignet med de elastiske resultatene.

6.3.1 Ikke-lineær statiske analyser

Ikke-lineære statiske analyser er gjennomført for begge modellene. Forskyvningene til toppen av hovedsøylen er kontrollert i tverretning, og plottet mot skjærkraften ved fundament, F_y . Dette gir pushoverkurvene i figur 6.13 og figur 6.14 for henholdsvis den ferdige brukonstruksjonen og utkrageren under byggefase:



Figur 6.13: Pushoverkurver for den ferdige brukonstruksjonen.



Figur 6.14: Pushoverkurver for utkragerkonstruksjonen.

For den ferdige brukonstruksjonen dannes første flyteledd ved rundt 60 millimeters forskyvning i toppen av hovedsøylen. Da er skjærkraften ved fundamentet rundt 15 000 kN. Et tydeligere flytepunkt dannes ved 200 millimeters forskyvning og 35 000 kN skjærkraft.

Utkrageren flyter når tverrforskyvningen er i underkant av 200 millimeter i toppen av hovedsøylen. Da er de totale opplagerkreftene i tverretningen 10 000 kN.

Kapasiteten til den ferdige brukonstruksjonen reduseres med ca 1,2% dersom spennkablene ikke inkluderes i analysene. Ved inkludering av andre-ordens P- Δ effekter reduseres

kapasiteten med 11,9%, og kapasitetspunktet nås for en lavere forskyvning. Dersom P- Δ effekter inkluderes er kapasitetspunktet ved ca 600 millimeter forskyvning i topp av søylen, mot 720 millimeter uten disse effektene.

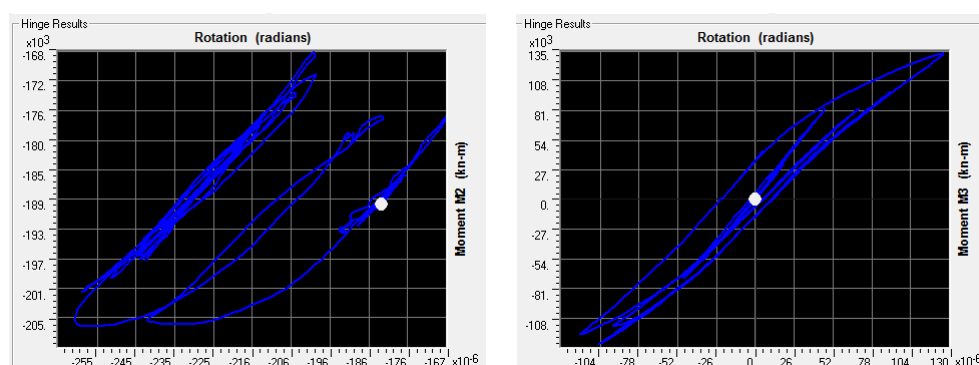
For utkrageren viser pushoverkurven et negativ stigningstall etter flytning dersom P- Δ effektene inkluderes. Kapasiteten reduseres med ca 15% når andre-ordens effekter tillegges.

6.3.2 Ikke-lineær tidsserieanalyse ved direkte integrasjon

Sammenligninger er gjennomført mellom lineære og ikke-lineære analyser for jordskjelvestitasjon med 10 000 års returperiode. Ved 475 års jordskjelv vil ikke grunnakselerasjonene være store nok til at flytning oppstår i hovedsøylene, og oppførselen er tilnærmet elastisk. Begge analysene er gjennomført ved direkte integrasjon for å kunne sammenligne responsene på en bedre måte. Det er valgt bjelkeelementer for overbygningen for å korte ned analysetiden. De ikke-lineære analysene konvergerer raskere ved å starte fra konstruksjonens tilstand etter at en ikke-lineær egenlastanalyse er gjennomført. Resultatene fra dette kapitlet viser derfor jordskjelvlastene i kombinasjon med egenlastene, og kan ikke direkte sammenlignes med de lineære resultatene i avsnitt 6.2.

Ferdig brukonstruksjon

Figur 6.15 viser hvordan flyteledet i bunn av hovedsøylen i akse 2 oppfører seg under et 10 000 års jordskjelv. Figurene viser momentene som funksjon av rotasjon:

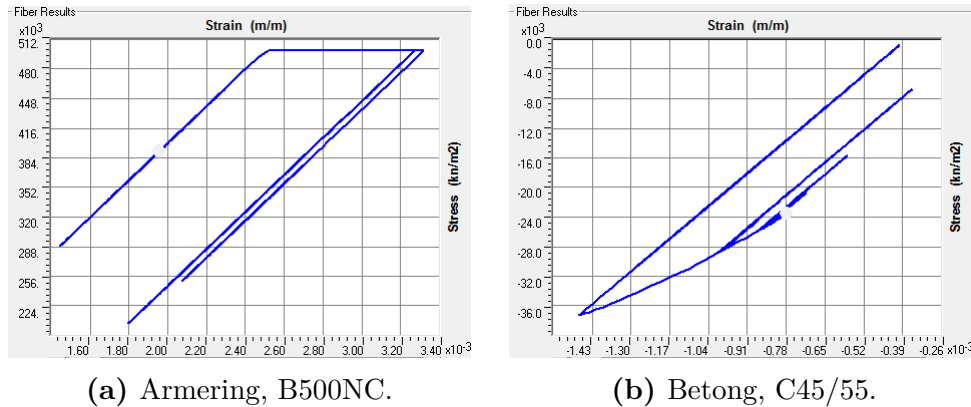


(a) M2 som funksjon av rotasjon.

(b) M3 som funksjon av rotasjon.

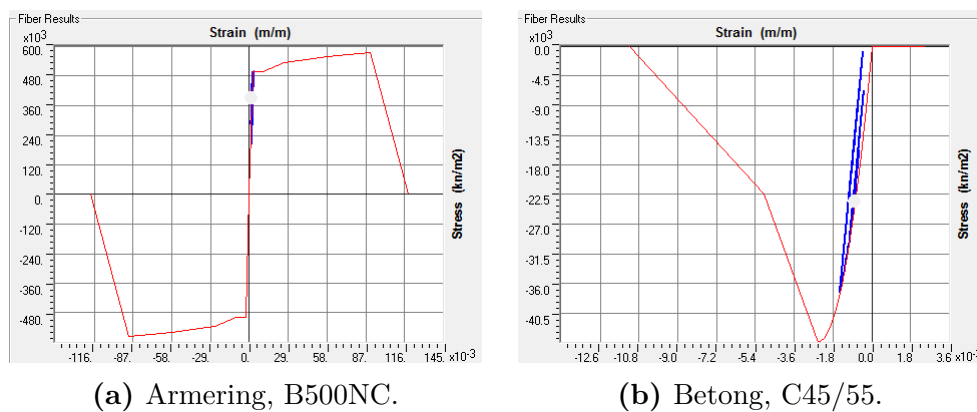
Figur 6.15: Ikke-lineær oppførsel av flyteledd i bunn av søyle.

Figur 6.15 viser ikke-lineær oppførsel i flyteleddet. Dette vises også tydelig ved betraktning av et individuelt fiber. Som tidligere nevnt, er flyteleddet bygd opp av fibre som tar vare på interaksjonen mellom aksialkrefter og biaksielle momenter. Ikke-lineariteter kan foregå i alle fibre. Figur 6.16 tar utgangspunkt i fibre med størst spenninger, og viser ikke-linearitetene lokalt.



Figur 6.16: Ikke-lineær oppførsel av individuelt fiber.

Betydelige plastiske deformasjoner foregår i både armeringen (strekk) og betongen (trykk). De plastiske deformasjonene er plottet sammen med de respektive materialkurvene:



Figur 6.17: Materialkurver plottet sammen med spennings-tøyningskurve under syklisk last.

De største trykkspenningene i betongen er i overkant av 36 MPa, og plastiske deformasjoner ventes under den sykliske lasten. Maksimale strekkspenninger i armeringen er rundt 510 MPa. Spenningene når ikke bruddspenningene i hverken betong eller armering.

Reduksjon i totale krefter

Tabell 6.11 viser de totale reaksjonskreftene til den ferdige brukonstruksjonen ved lineær og ikke-lineær analyse. De ikke-lineære analysene er gjennomført både med og uten inkludering av P- Δ effekter. Kolonnen med reduksjon angir hvor mye kreftene reduseres med ved ikke-lineær analyse *uten* inkludering av P- Δ effekter.

Tabell 6.11: Sammenligning av maksimale reaksjonskrefter.

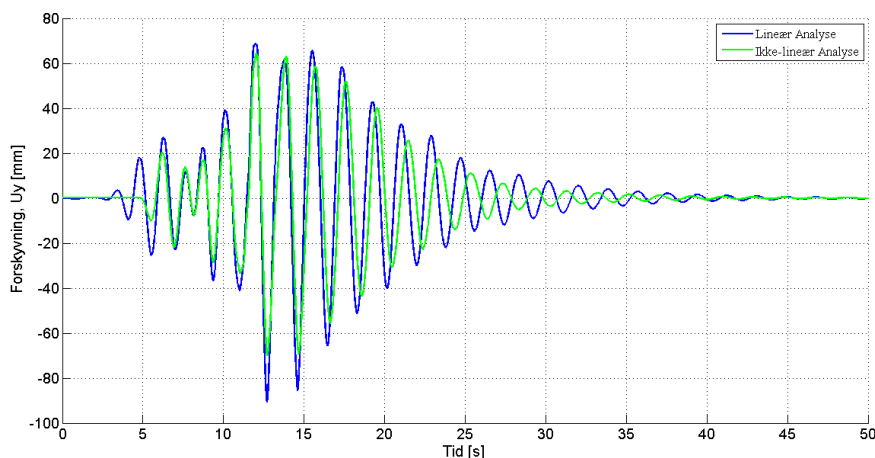
Reaksjonskraft	Lineær	Ikke-Lineær		Reduksjon
		Uten P- Δ	Med P- Δ	
F_x [kN]	3 352	2 947	3 005	17,1%
F_y [kN]	9 975	8 985	9 053	9,9%
F_z [kN]	154 207	142 706	142 712	7,5%
M_x [kNm]	77 177	74 640	72 020	3,3%
M_y [kNm]	37 132 316	34 500 541	34 494 981	7,1%
M_z [kNm]	2 506 866	2 532 964	2 548 514	-1,0%

Tabell 6.11 viser at de totale kreftene i alle opplager blir redusert med opptil 17% ved å tillate ikke-lineær oppførsel. Inkludering av P- Δ effekter gir små utslag (0-3,5%) på de ikke-lineære analysene.

En viss form for omlagring av krefter kan forventes ved ikke-lineære analyser.

Forskyvninger

Sammenligninger mellom forskyvningene fra lineær og ikke-lineær analyse er også gjennomført. Det er tatt utgangspunkt i tverrforskyvningene nær midtsnittet av konstruksjonen, som gir de største verdiene. Figur 6.18 viser hvordan disse forskyvningene varierer over analysetiden ved lineær og ikke-lineær analyse.

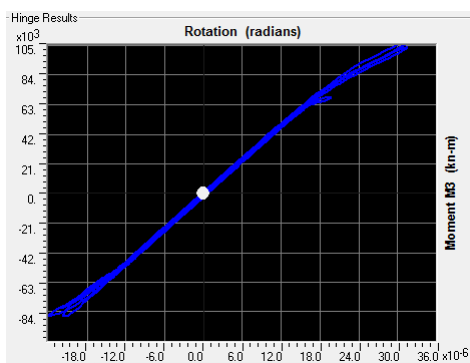


Figur 6.18: Forskyvningene ved lineær og ikke-lineær analyse som funksjon av tid.

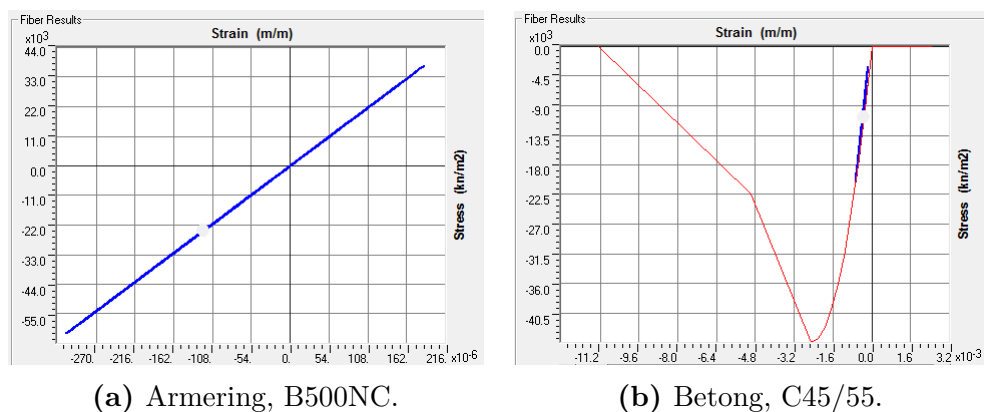
Forskyvningene fra de to analysene følger samme kurve under jordskjelveksitasjonen. De ikke-lineære analysene gir lavere bølgetopper. Ved den lineære analysen er maksimalforskyvningen 91 millimeter, mens den er 77 millimeter dersom ikke-lineær oppførsel tillates. Etter at eksitasjonen er ferdig (utfasing) genererer de ikke-lineære analysene amplitudener med høyere perioder enn de lineære analysene. Disse amplitudene kan også antyde dempingen til systemet. Dette er videre diskutert i avsnitt 7.3.

Utkrager under byggefase

Ikke-lineære analyser er gjennomført for utkrageren under jordskjelveksitasjon med 10 000 års returperiode. Figur 6.19 og figur 6.20 viser henholdsvis flyteleddet og de individuelle fibrene under den sykliske lasten:



Figur 6.19: Flyteledd i bunn av søyle for utkrageren.



Figur 6.20: Individuelt fiber under syklisk last.

Figurene viser at det fremdeles forventes en elastisk oppførsel under en ekstrem hendelse. Den maksimale spenningen i betongfibrene er rundt 19 MPa, og totaldeformasjonene er dominert av elastiske deformasjoner. Strekkspenningene ligger langt unna flytespenningen til kamstålet.

Ikke-lineær oppførsel av utkrageren er ikke vurdert videre i rapporten.

Kapittel 7

Diskusjon

Dette kapitlet har som formål å diskutere videre resultatene som ble lagt frem i forrige kapittel. Dette gjelder de dynamiske egenskapene, og sammenligninger fra de ulike analysene. Disse er delt opp i modale, lineære og ikke-lineære analyser.

7.1 Egenperioder fra modal analyse

Egenperiodene danner basisen for de dynamiske beregningene. Den dynamiske forsterkingen avhenger av relasjonen mellom konstruksjonens egenperioder og perioden til de tidsavhengige lastene. Utkragerkonstruksjonen har betydelig høyere egenperiode enn den ferdige brukonstruksjonen. Utkragerne balanserer rundt hovedsøylene og endepunktene er frie. Dette gjør at brua er mer fleksibel i denne fasen. Egenperiodene er direkte relatert til konstruksjonens masse og stivhet, og et mer fleksibelt system vil da naturlig ha høyere egenperioder.

Nyttelastene bidrar til økninger i konstruksjonens masse. Massen har igjen en direkte sammenheng med egenfrekvensen til konstruksjonen som vist i likning (3.13). Egenfrekvensene minker med økt masse, og periodene vil dermed øke. Belegningen bidrar med $2,0kN/m^2$ over hele vegbanen og $1,5kN/m^2$ for gangbanen. Denne har derfor større innflytelse på konstruksjonens egenperiode enn trafikklasteren, som bidrar med $0,50 - 1,08kN/m^2$ avhengig av lokalisering i vegbanen.

7.2 Lineær respons

De forventede grunnakselerasjonene med returperiode 10 000 år er 4,5 ganger størrelsen av grunnakselerasjonene med returperiode 475 år. Responsen fra jordskjelveksitasjonene har en lineær sammenheng med grunnakselerasjonene. Det medfører at spenninger, reaksjonskrefter og forskyvninger ved 10 000 års jordskjelv også er i størrelsesorden 4,5 ganger responsene fra et 475 års jordskjelv. Lastkombinasjon 2 og 5 fra tabell 5.11 genererer de største forskyvningene i tverretning av bruaksen. Dette vil være naturlig da disse lastkombinasjonene har størst lastfaktor i bruas y-akse. Sammenhengen gjelder også for forskyvningene i brukonstruksjonens lengderetning.

Friuli-jordskjelvet gir maksimale forskyvninger etter rundt 10 sekunder av jordskjelveksitasjonen, Whittier rundt 12-13 sekunder og Nahanni-jordskjelvet ved mellom 15 og 16 sekunder. Tidsseriene for de ulike jordskjelvene er angitt i figur 5.7 til figur 5.9, og viser samme trend. For Friuli-jordskjelvet genereres hovedandelen av grunnakselerasjonene ved lavere tidsintervall enn for Whittier- og særlig Nahanni-jordskjelvet. Responsen til konstruksjonen har en viss treghet i forhold til grunnakselerasjonene. Grunnakselerasjonene tvinger fundamentene i bevegelse og øvre deler av konstruksjonen forsøker å holde seg i utgangsposisjonen grunnet massetregghet [21]. Vibrasjoner oppstår i konstruksjonen og interne krefter og forskyvninger genereres.

Spenningsplottene i figur 6.10 viser at de største spenningene i overbygningen forekommer i midtsnittet. De største kreftene og momentene fra jordskjelveksitasjonene opptrer rundt hovedsøylene, men tverrsnittet her er betydelig større enn mot midten av hovedspennet. De maksimale lokale spenningene opptrer i koplingene mellom overbygning og søyler. Modelleringen er gjennomført slik at kreftene overføres i noen få punkter, og unaturlig høye spenningskonsentrasjoner vil kunne oppstå i disse områdene.

Sammenligning av respons for de ulike modellene

Utkragermodellen er et mer fleksibelt system, og større forskyvninger vil genereres under jordskjelveksitasjon. Egenperiodene til den ferdige brukonstruksjonen sammenfaller bedre med periodene til jordskjelvlastene. Energien fra jordskjelveksitasjonene er høyest rundt 0,15-0,3 som vist i responsspektrene i figur 5.10 til figur 5.12, og avtar jevnt for høyere egenperioder. Selv om utkrageren er mer fleksibel, og balanserer rundt en søyle, vil spen-

ningene i systemet *ikke* være høyere enn for den ferdige brumodellen. Reaksjonskreftene angir de totale kreftene i opplagerreaksjonene. Den ferdige brukonstruksjonen har flere opplagre, og de totale reaksjonskreftene vil være større.

Justering av tidsseriene

Justeringen av tidsseriene i frekvensinnhold fører til en betydelig økning i respons. Frekvensinnholdet til de opprinnelige tidsseriene ligger et stykke unna det elastiske responspekteret i Eurokode 8. Responsspektrene til de ikke-justerte tidsseriene er vist i figur B.4 til figur B.6. De forventede grunnakselerasjonene for egenperioder fra 0,2 sekunder og høyere ligger langt lavere enn responspekteret i Eurokode 8. Det er da naturlig at også responsen vil være lavere for disse tidsseriene. Generelt gir Whittier- og Nahanni-jordskjelvene størst respons for tidsseriene som ikke justeres, ettersom Friuli-jordskjelvet har betydelig kortere varighet. De fleste og mest signifikante svingeformene til modellene har egenperioder høyere enn 0,2 sekunder. Den vertikale komponenten har noen signifikante svingeformer med lavere egenperioder som vist i tabell C.1 og tabell C.2. Dette kan være en årsak til at de vertikale opplagerkreftene ved ujusterte tidsserier ligger tettere opptil kreftene fra de frekvensjusterte tidsseriene, sammenlignet med de horisontale kreftene.

Metode for kombinerings av modal respons

Tabell 6.7 og tabell 6.8 viser at SRSS som ventet genererer høyere respons. Forskjellene mellom modal kombinerings ved CQC- og SRSS-metoden er betydelig større for den ferdige brukonstruksjonen, sammenlignet med utkrageren. Den ferdige konstruksjonen har svingeformer med tettere egenperioder og dermed en sterke korrelasjon. CQC-metoden tar, i motsetning til SRSS-metoden, hensyn til denne korrelasjonen.

For reaksjonskreftene viser tabell 6.8 at de vertikale kreftene, F_z , gir størst avvik. Når høyere svingeformer er mest signifikante så er avvikene større [16]. Som tabell C.1 og tabell C.2 viser, stemmer dette med at høyere svingeformer er mest signifikante for vertikale responser. Samtidig ligger svingeformene tettere for høye frekvenser, noe som gir en sterkere korrelasjon.

Det er verdt å nevne at NS-EN 1998-2 krever at metoder som tar vare på korrelasjon mellom svingeformer benyttes dersom egenperiodene til svingeformene tilfredstiller lik-

ning (7.1):

$$\frac{T_j}{T_i} > \frac{0,1}{0,1 + \xi} \quad (7.1)$$

For den ferdige modellen tilfredstilles ligningen for *alle* svingeformene inkludert i modellen, mens utkragermodellen har to steder hvor ligningen ikke tilfredstilles. Dette gjelder for svingeformene 2 og 3, samt 4 og 5 der korrelasjonen ikke er like sterk. Disse er signifikante svingeformer der høy effektiv modal masse inngår.

Kombinering ved hjelp av CQC-metoden er litt dyrere i form av CPU-tid. Forskjellene i tidsbruken er små i forhold til de totale analysetidene.

Inkludering av vertikal respons

Reaksjonskreftene til utkragermodellen ble kontrollert med og uten bidrag fra vertikal komponent. De totale vertikale opplagerkreftene og bøyemomentet om z-aksen ble betraktelig mindre dersom den vertikale akselerasjonskomponenten ikke ble inkludert. De horisontale reaksjonskreftene, torsjonsmomentet og bøyemomentet om x-aksen var tilnærmet uendret med og uten bidrag fra vertikale komponenter. Det samme var også spenningsfordelingen i konstruksjonen.

Egenlasten dominerer i stor grad de vertikale reaksjonskreftene og bøyemomentet om y-aksen. De ikke-lineære analysene inkluderer egenlasten og viser en betydelig større respons i de nevnte reaksjonskreftene. Dette kan tyde på at jordskjelveksitasjonen har relativ lav innflytelse på disse når egenlasten inkluderes.

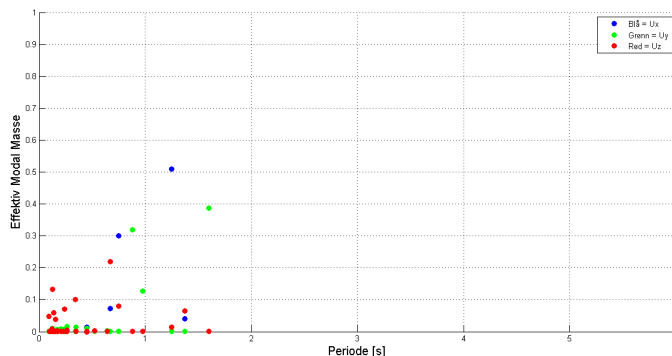
På bakgrunn av dette bør det gjøres en vurdering rundt nødvendigheten av den vertikale komponenten av grunnakselerasjonene i de seismiske analysene. NS-EN 1998 nevner at det *bør* tas hensyn til denne komponenten dersom den vertikale grunnakselerasjonen, a_{vg} , er høyere enn $2,5m/s^2$. De vertikale grunnakselerasjonene benyttet i analysene er lavere enn denne verdien, og det regnes som konservativt å inkludere disse i analysene.

Demping

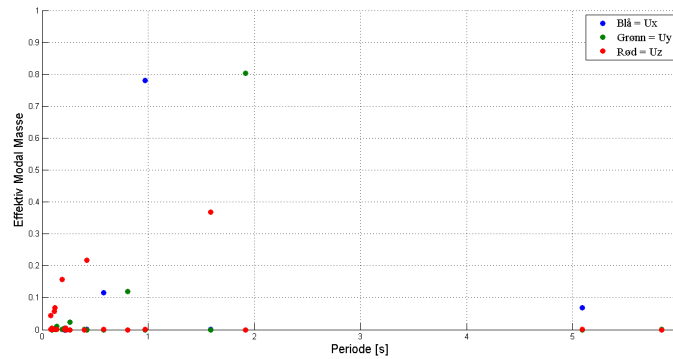
Undersøkelser viser at responser i høy grad avhenger av systemets demping. Modelleringen av korrekt demping byr på utfordringer. Ved utkrageren måtte høyere svingeformer settes til konstante. Årsaken til dette var at dempingsverdiene økte raskt dersom lavere svingeformer ble benyttet. Dette gav en unaturlig stor forskjell i respons mellom tidsserie- og responsspekteranalysene. Frekvensinnholdet til tidsseriene er betydelig høyere enn for responsspekteret ved lave perioder, slik som vist i figur 5.10 til figur 5.12. Rayleigh-dempingen er fordelaktig da den demper ut disse forskjellene i større grad.

Tabell D.2 og tabell D.1 viser dempingsforholdet til alle svingeformene i de to modellene. Valget av hvilke egenperioder som skulle settes konstante ble basert på tilstrekkelig utdemping av høye svingeformer, samt samsvarende resultater med responspekteranalysen. Sammenlignet med konstant demping på 5% er responsen fra den ferdige modellen mindre ved Rayleigh-dempingen. Dette kan skyldes at dempingsforholdene er høyere. For utkrageren varierer dette mer avhengig av hvilke svingeformer som bidrar til respons i de ulike retningene. Dette er avhengig av dynamisk forsterkning og hvor mye effektiv modal masse som inngår i svingeformen.

Avvikene mellom dempingsmodellene er særlig store for vertikale forskyvninger og reaksjonskrefter. Årsaken til det kan være at høyere svingeformer bidrar til respons i vertikal retning, og at disse i større grad dempes ut ved Rayleigh-modellen. Figur 7.1 og figur 7.2 viser egenperiodene fra modellene, og hvordan disse bidrar med effektiv modal masse i de 3 translasjonsretningene:



Figur 7.1: Egenperioder og modalt bidrag for ferdig brukonstruksjon.



Figur 7.2: Egenperioder og modalt bidrag for utkragerkonstruksjon.

De røde prikkene representerer bidraget fra svingformene i vertikal retning. Høyere svingformer er mer betydningsfulle i denne retningen, noe som også støttes i tabell C.1 og tabell C.2. Det er da også disse svingformene som gir størst forskjell i dempingsforhold mellom Rayleigh-demping og konstant demping.

7.3 Ikke-lineær respons

Ikke-lineær oppførsel er vurdert ved konstruksjonenes tilstand etter at egenlast er påført. Jordskjelveksitasjonen med 10 000 års returperiode er benyttet for å oppnå flytning i konstruksjonen.

Modellering av ikke-lineariteter

Ikke-lineariteter byr på utfordringer i modelleringen. Forståelse av plastisk materialoppførsel og hvor plastisiteten oppstår er vesentlig for å kunne oppnå en korrekt representasjon av det fysiske problemet. Flyteledd kan modelleres i feil konstruksjonsdel, eller komponentene kan vise seg å være sterkere enn først antatt. Da kan plastiske deformasjoner oppstå i andre deler av konstruksjonen enn der flyteledd er definert. Dette kan føre til ukorrekte valg i designfasen. Samtidig vil en korrekt modell kunne gi verdifull informasjon.

Det er, som tidligere nevnt, valgt å modellere med flyteledd i søyleelementene der interaksjon mellom bi-aksielle bøyemoment og aksialkrefter tas hensyn til. Disse kan defineres

i alle bjelke- og søyleelementer i modellen. Flyteledd kan også defineres i skallelementene ved å benytte “layered shells“. Med dette menes at skallelementene deles opp lagvis og tilegnes egenskaper etter material, orientering og oppførsel. Dette er mer relevant for skjærvegger i større bygg.

Pushoverkurver

Spennkablene har minimal effekt på pushoverkurvene som genereres fra den jevnt påførte lasten i topp av hovedsøylene. I det elastiske området har $P - \Delta$ effektene ingen reell betydning. Etterhvert som forskyvningene øker inn i det plastiske området øker også betydningen av $P - \Delta$ effektene. Dette er fordi andre-ordens effekter øker med økt lasteksentrisitet.

Kurvene viser fastning etter flytning. Dette medfører at større laster må tilføres for å generere økte forskyvninger. For utkragerkonstruksjonen overgår de andre-ordens effektene fastningen og kurven får et negativt stigningstall etter flytning. Det er flere knekk på kurven for den ferdige brukonstruksjonen. Denne har to hovedsøyer, og det kan dannes flere flyteledd. Dette medfører større duktilitet for konstruksjonstypen. Utkrageren viser kun en tydelig flytegrense der bunn av hovedsøylen går inn i det plastiske området.

I pushoveranalysene benyttes representasjon av seismiske laster med en komponent (2D). Et spørsmål om relevansen for en slik analyse oppstår dersom torsjonsmomenter eller effekter av høye svingeformer er betydelige for responsen. Da vil problemet være av romlig form (3D) og den monotone pålastingen i planet vil ikke kunne gi en tilfredstillende representasjon [18].

Ikke-lineære tidsserieanalyser

Ikke-lineære tidsserieanalyser gir høy nøyaktighet for brukonstruksjoners respons ved høye grunnakselerasjoner, der plastisk oppførsel kan forventes. Maksimalresponsen fra en lineær responspekteranalyse gir et estimat basert på statistiske gjennomsnittsverdier fra benyttet modal kombinasjonsmetode [18]. I en ikke-lineær tidsserieanalyse vil maksimalresponsen være mer nøyaktig innenfor de kriteriene som er satt for analysen. Analysen er en tidkrevende prosess. Direkte integrasjon benytter iterative løsninger som styres av konvergenzkriteriene, og krever at stivhetsmatrisen må oppdateres ved hvert steg. Det

må alltid gjøres en vurdering om hvor strengt disse konvergenzkriteriene må settes for å oppnå tilfredstillende nøyaktighet. Brumodellen er en relativt stor modell med mange frihetsgrader, og gjennomføringen av en ikke-lineær tidsserieanalyse har vært tidkrevende.

For 475 års jordskjelv viste konstruksjonsoppførselen seg å være tilnærmet elastisk. Dette er referansereturperioden i dimensjoneringsgrunnlag etter NS-EN 1998. Ved økte grunnakselerasjoner vil flytning kunne oppstå. Et 10 000 års jordskjelv er en ekstrem hendelse, og plastiske deformasjoner forekommer. Flytning av kamstål og oppsprekking av betong kan forventes. Hverken spenningene i betongen eller armeringen når bruddspenningen til materialene og kollaps forventes *ikke* selv under ekstreme hendelser.

Det vil ikke være økonomisk forsvarlig eller bærekraftig å stille krav om å unngå skader på konstruksjonen under ekstreme hendelser. Formålet med NS-EN 1998 er å beskytte menneskeliv, samt å sørge for at kritiske konstruksjoner er operative etter en ekstrem hendelse ved å begrense skadeomfanget [17]. Den understreker at vilkårligheten av jordskjelv og ressursmangel gjør at alle disse kravene ikke kan tilfredstilles i alle sammenhenger.

Figur 6.17 viser at spenningene ikke når bruddkapasiteten for et 10 000 års jordskjelv. Samtidig er det verdt å nevne at kamstålet har større muligheter for å generere plastiske deformasjoner før det går til brudd, sammenlignet med betongen. Derfor er det ønskelig at flytning forekommer tidligere i stålet enn i betongen, samt at det oppstår større plastiske deformasjoner i stålet.

For utkragerkonstruksjonen genereres ikke store nok spenninger til at flytning oppstår i hverken topp eller bunn av søylen. Som tidligere nevnt, ligger perioden til lastene lengre unna utkragerkonstruksjonens egenperiode, og den dynamiske forsterkningen er mindre sammenlignet med den ferdige brukonstruksjonen.

En reduksjon i respons forventes når ikke-linearitet tillates. Når konstruksjonen når flytekapasiteten vil omlagring av krefter og energiabsorpsjon ved hysteresis føre til redusering i krefter og spenninger.

P- Δ effekter er inkludert for egenlasten og jordskjelvlasten, men resultatene viser at denne har liten innvirkning på responsen til brukonstruksjonen. Andre-ordens effekter er små sammenlignet med første-ordens belastning. Innflytelsen av P- Δ effektene øker ved økte grunnakselerasjoner, og kan være gjeldene for større jordskjelv.

Estimering av et systems damping

Den ikke-lineære analysen gir respons med høyere perioder enn de lineære ved utfasing av jordskjelvsitasjonen. Årsaken kan være forskjell i systemets damping. Dempingsforholdet til konstruksjonen kan tilnærmes ved likning (7.2) ved å benytte seg av to maksimalverdier (bølgetopper) etter at jordskjelvsitasjonen er over [32]:

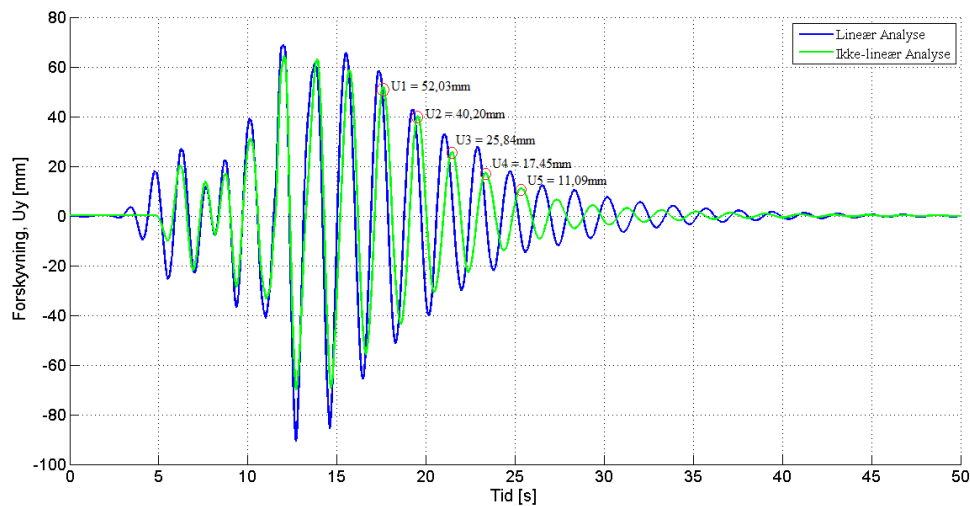
$$\xi = \frac{\Delta_N}{2\pi N} \quad (7.2)$$

der N angir antallet dempede perioder som er benyttet, og Δ_N kan uttrykkes ved:

$$\Delta_N = \ln \frac{u_1}{u_2} \quad (7.3)$$

med u_1 og u_2 som de to maksimalforskyvningene.

Det er tatt utgangspunkt i figur 6.18, og forskyvningene ved 17,6s av jordskjelvsitasjonen er satt som u_1 . De 4 etterfølgende bølgetoppene er benyttet som u_2 -verdier og dempingsforholdet er beregnet. Bølgetoppene er vist i figur 7.3:



Figur 7.3: Forskyvningene ved lineær og ikke-lineær analyse som funksjon av tid.

Bølgetoppen som er satt som utgangspunkt har forskyvning, $u_1 = 52,03mm$. Dette gir følgende dempingsverdier:

Tabell 7.1: Estimerte dempingsforhold.

u_2 [mm]	N	ΔN	ξ [%]
40,20	1	0,258	4,1
25,84	2	0,700	5,6
17,45	3	1,092	5,8
11,09	4	1,546	6,1

Tabell 7.1 viser at dempingsforholdet ligger mellom 4-6% avhenging av hvilke maksimalverdier som er undersøkt. Dette samsvarer bra med dempingsverdi 5% som er valgt for elastisk responspekter i Eurokode 8. Det er vanlig at høyere grunnakselerasjoner fører til en økning i systemets demping [16].

Figur 7.3 kan også benyttes for å estimere de inelastiske egenperiodene til systemet. Dette gjøres ved å evaluere tiden mellom bølgetoppene. Egenperiodene for brukonstruksjonen er gitt som tidsavstand mellom bølgetoppene, ΔT , i tabell 7.2:

Tabell 7.2: Inelastiske svingeperioder.

Tid	ΔT
17,59	
	1,95
19,54	
	1,92
21,46	
	1,87
23,33	
	1,97
25,30	

De inelastiske egenperiodene ligger rundt 1,9 sekunder, og er *høyere* sammenlignet med de elastiske. Dette kommer av reduksjonen i systemets stivhet, og dermed et mer fleksibelt system.

Kapittel 8

Konklusjon

Rapporten viser at jordskjelveksitasjoner kan generere betydelige forskyvninger og krefter i brukonstruksjonen. For vanlige dimensjoneringsforhold, ved grunnakselerasjoner med returperiode på 475 år, vil spenningene i konstruksjonen være et stykke unna flytespenningene til materialene. Ved å betrakte ekstrem hendelse (10 000 års jordskjelv) øker forskyvningene og spenningene betraktelig. De lokale spenningene overgår flytespenningene, og ikke-lineær oppførsel oppstår. Det vil ikke være bærekraftig å dimensjonere for å unngå en slik oppførsel under ekstreme tilfeller. Dagens praksis konsentrerer seg rundt forebygging av kollaps. Viktigheten av brukonstruksjonene bør tas hensyn til i dimensjoneringen og designet av brukonstruksjonen. Som nevnt i introduksjonskapittelet kan kollaps av bruer medføre mangel på evakueringsmuligheter og tilgang på forsyninger for et jordskjelvrammet område. Tilstrekkelig duktilitet og styrke bør tildeles brukonstruksjonen slik at tilfredstillende oppførsel kan forventes under større jordskjelv.

For de lineære analysene viser rapporten samsvar i resultater mellom responspekteranalyser og tidsserieanalyser når tidsseriene skaleres og justeres i frekvensinnhold. Dersom justeringen av tidsseriene ikke gjennomføres vil responspekteranalyser gi betydelig høyere respons. Responspekteranalysene gir dermed konservative resultater og er samtidig betydelig enklere og mindre tidkrevende å håndtere. Dette gjør at denne analysemetoden anbefales for bruk i næringslivet som dimensjoneringsgrunnlag. Grunnet betydelig korrelasjon mellom egenperioder anbefales bruk av CQC-metoden for modal kombinasjon. Dersom tidsserieanalyser benyttes som analysemetode, kan det være fordelaktig å bruke Rayleigh-demping, da den demper ut høyfrekvent støy.

Et av delmålene i rapporten har vært å utforske jordskjelveffekter under byggefasen. Det er vurdert verste scenario med de største utkragerne rett før sammenbygging. Denne tilstanden vil konstruksjonen ha i et kort tidsintervall. Grunnakselerasjonene som vurderes har også lav sannsynlighet for å inntreffe, og sannsynligheten for at disse skal inntreffe i verste utkragertilfelle er svært liten. Det vil derfor være konservativt å regne på denne tilstanden. Rapporten viser også at utkragermodellen ikke genererer høyere responser sammenlignet med ferdig tilstand. Oppførselen forventes elastisk selv under ekstreme hendelser, og det bør vurderes om det er nødvendig å gjennomføre dynamiske jordskjelvanalyser på konstruksjonen under byggefasen.

Ved strenge krav om nøyaktighet i representasjonen av brukonstruksjoners respons under *store* seismiske laster anbefales bruk av ikke-lineære tidsserieanalyser. Rapporten har undersøkt ikke-lineariteter ved jordskjelveysitasjon med returperiode 10 000 år. For et 475 års jordskjelv viste det seg å være små forskjeller mellom lineære og ikke-lineære responser, og konstruksjonen regnes som tilnærmet elastisk under denne lastpåkjenningen. Ved økning av grunnakselerasjoner vil det kunne forventes flytning i konstruksjonen. Selv for et 10 000 års jordskjelv vil brukonstruksjonen fremdeles ikke gå til brudd, men plastiske deformasjoner vil oppstå. Et 10 000 års jordskjelv er en ekstrem hendelse, og den seismiske oppførselen regnes som tilfredstillende da brua unngår kollaps. Resultatene i rapporten viser minimale økninger i respons dersom P- Δ effekter inkluderes i analysene.

Anbefaling for videre arbeid

Rapporten har sett på flere aspekter rundt jordskjelvfarer på fritt-frembygg-bruer. Dette gjelder både lineær og ikke-lineær respons. Det er tatt utgangspunkt i global oppførsel av brukonstruksjonen under de seismiske forhold som kan forventes ved bruas lokalisering. Rapporten begrenser seg til disse forhold, og kommer med forslag for videre forskning rundt temaet:

- Testing av skalert brukonstruksjon ved hjelp av apparater for jordskjelvsimulering. Dette vil gi god innsikt i bruas egenskaper under seismiske laster, og svake punkt kan oppdages. En slik test vil være kostbar.
- Kontroll av forbindelser for tilfredstillende seismiske egenskaper, som kan gi en vurdering av styrkeforhold og duktilitet i knutepunkt.
- Utføre målinger av svingninger i brukonstruksjonen for å kontrollere nøyaktighetene i modellerte egenperioder og svingformer.
- Vurdering og etterkontroll av systemets demping. Demping er et kompleks system, og enkle vurderinger er gjort i denne rapporten.
- Vurdere effekter av andre grunnforhold. Rapporten ser på et tilfelle der alle søyler og landkar er innspent i fast fjell.

Bibliografi

- [1] H Bungum mfl. “Development of a seismic zonation for Norway, Report for Norwegian Council for Building Standardization (on behalf of a consortium of industrial partners)”. I: *NORSAR and Norwegian Geotechnical Institute, Oslo* (1998).
- [2] Unni Byrkjeland, Hilmar Bungum og Olav Eldholm. “Seismotectonics of the Norwegian continental margin”. I: *Journal of Geophysical Research* 105.B3 (2000), s. 6221–6236.
- [3] Sergio Molina og Conrad Lindholm. “A logic tree extension of the capacity spectrum method developed to estimate seismic risk in Oslo, Norway”. I: *Journal of Earthquake Engineering* 9.6 (2005), s. 877–897.
- [4] Multiconsult. *Reguleringsplan fv. 714 Barman - Stråmyra*. Statens Vegvesen Vegdirektoratet, 2009.
- [5] Statens Vegvesen. “Tegning K101 Utbygningsmetode overbygning.” I: *DB03 - Tilbudstegninger* (2013).
- [6] Statens Vegvesen. “Tegning K100 Oversikt.” I: *DB03 - Tilbudstegninger* (2013).
- [7] Standard Norge. “Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger”. I: *NS-EN* (2008).
- [8] G Sauvageot og Segmental Concrete Bridges. “Bridge Engineering Handbook. Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan Boca Raton: CRC Press, 2000”. I: (2000).
- [9] Statens Vegvesen. “Tegning K370 - 379 Spennarmering.” I: *DB03 - Tilbudstegninger* (2013).
- [10] H-G Kwak og J-K Son. “Determination of design moments in bridges constructed by balanced cantilever method”. I: *Engineering structures* 24.5 (2002), s. 639–648.

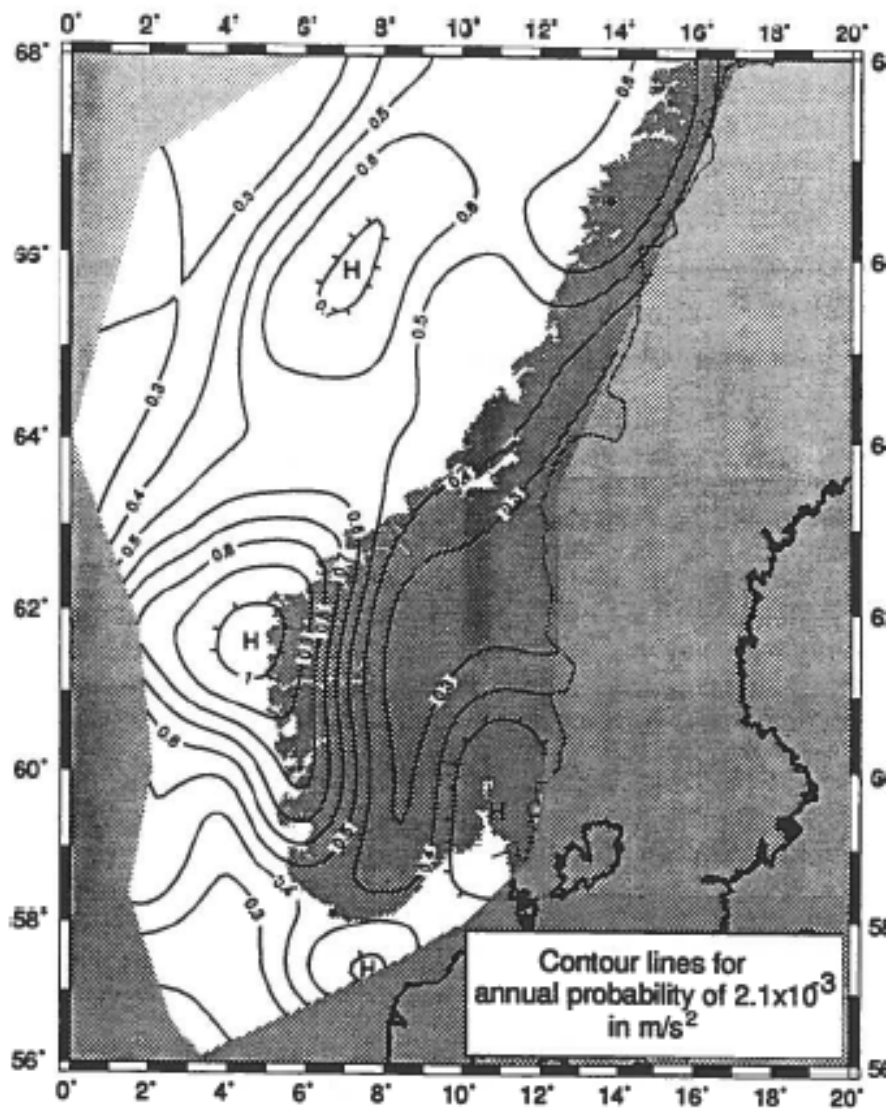
- [11] Peter F Takács. “Deformations in concrete cantilever bridges: observations and theoretical modelling”. Ph.d.-avh. Norwegian University of Science og Technology, 2002.
- [12] Steven L Kramer. *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education India, 1996.
- [13] NORSAR. *jordskjelv.no*. Jan. 2014. URL: <http://www.jordskjelv.no>.
- [14] Ray W Clough og Joseph Penzien. *Dynamics of structures*. 2003.
- [15] Eirik Bjørkevoll. “Jordskjelvdessign etter Eurokode 8 for typiske norske bygninger.” I: *Prosjektoppgave TKT4511, Beregningsmekanikk, fordypningsprosjekt* (2013).
- [16] Anil K Chopra. *Dynamics of structures*. Prentice Hall/Pearson Education, 2012.
- [17] Standard Norge. “Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger”. I: *NS-EN 1* (2008).
- [18] Michael N Fardis mfl. *Designers’ Guide to EN 1998-1 and 1998-5. Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistant Structures*. Thomas Telford Limited, 2009.
- [19] Jagmohan L Humar. *Dynamics of structures*. CRC Press, 2012.
- [20] Robert D Cook mfl. *Concepts and applications of finite element analysis*. Wiley.com, 2007.
- [21] Hugo Bachmann. *Seismic Conceptual Design of Buildings: Basic Principles for Engineers, Architects, Building Owners, and Authorities*. [orders:] BBL, Vertrieb Publikationen, 2003.
- [22] Bruseksjonen Teknologidepartementet. *Håndbok 185 Bruprosjektering*. Statens Vegvesen Vegdirektoratet, 2009.
- [23] Amir Kaynia. “Forelesningsnotater: TKT4108 Dynamikk VK”. I: *The Norwegian University of Science and Technology. Department of Structural Engineering* (2013).
- [24] SAP CSI. “CSI Analysis Reference Manual”. I: *Berkeley (CA, USA): Computers and Structures INC* (2014).
- [25] Edward L Wilson. *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures*. CSI Computers og Structures, Berkeley, 2012.

- [26] Abrahamson N.A. Bommer J.J. Markatis A. McCoy E. Mendis R Hancock J. Watson-Lamprey J. “An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets”. I: *Journal of Earthquake Engineering* 10 pp. 67-89 (2006).
- [27] Abrahamson N.A. “Non-stationary spectral matching”. I: *Seismological Research Letters* 63, No.1 p.30 (1992).
- [28] Althol Carr. “Seminar on Earthquake Engineering”. I: (??).
- [29] Standard Norge. “Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer”. I: *NS-EN 1* (2005).
- [30] Standard Norge. “Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer”. I: *NS-EN 1* (2003).
- [31] Anil K Chopra og Rakesh K Goel. “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings”. I: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 31.3 (2002), s. 561–582.
- [32] Eduardo Kausel. *Advanced Structural Dynamics*. MIT Copytech, 2009.
- [33] Statens Vegvesen. “Tegning K221 Fundament akse 2.” I: *DB03 - Tilbudstegninger* (2013).
- [34] Statens Vegvesen. “Tegning K241 Fundament og søyle akse 4.” I: *DB03 - Tilbudstegninger* (2013).

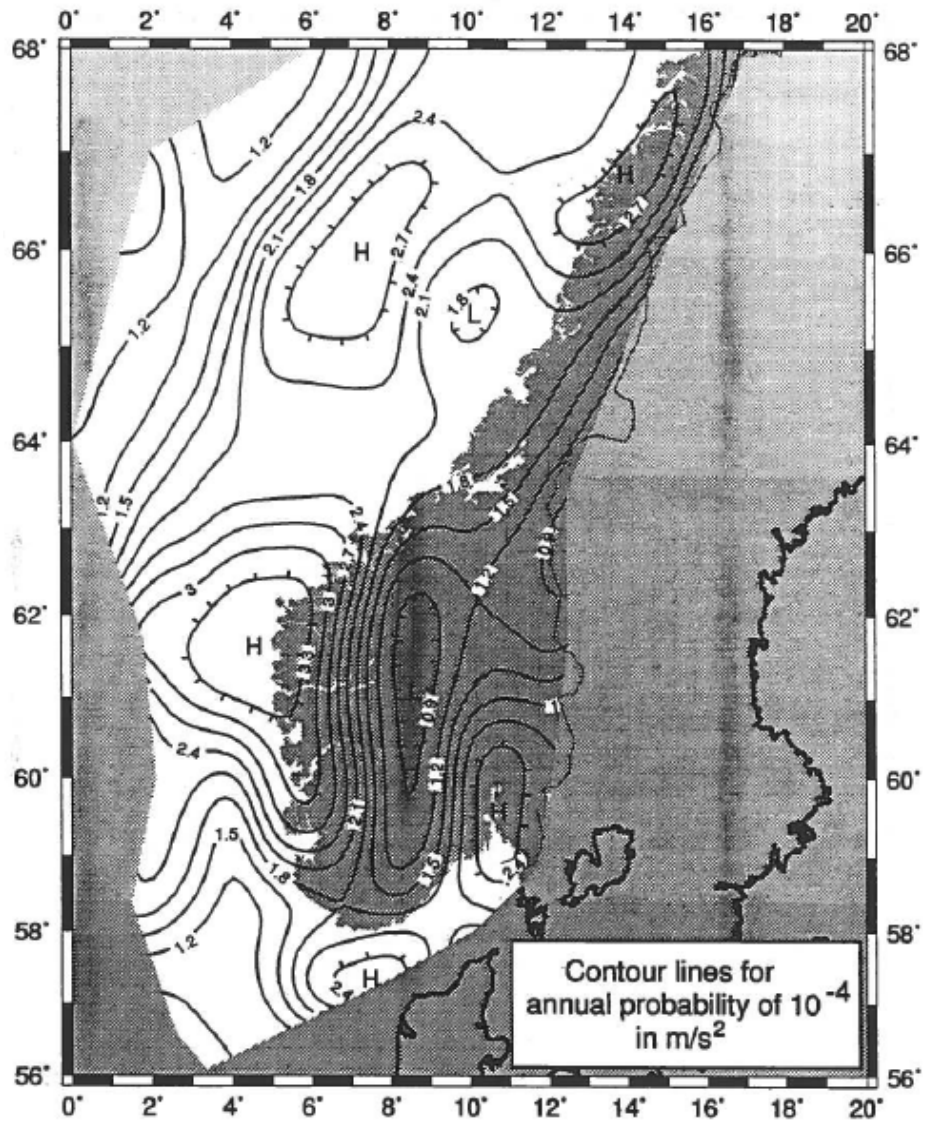
Tillegg A

Sonekart

Sonekartene for grunnakselerasjoner med henholdsvis 475 og 10 000 års returperiode er vist i figur A.1 og figur A.1. Disse er de benyttede grunnakselerasjonene i analysene.



Figur A.1: Seismiske soner for Sør-Norge. Grunnakselerasjonene er gitt i m/s^2 for returperiode på 475 år [1].

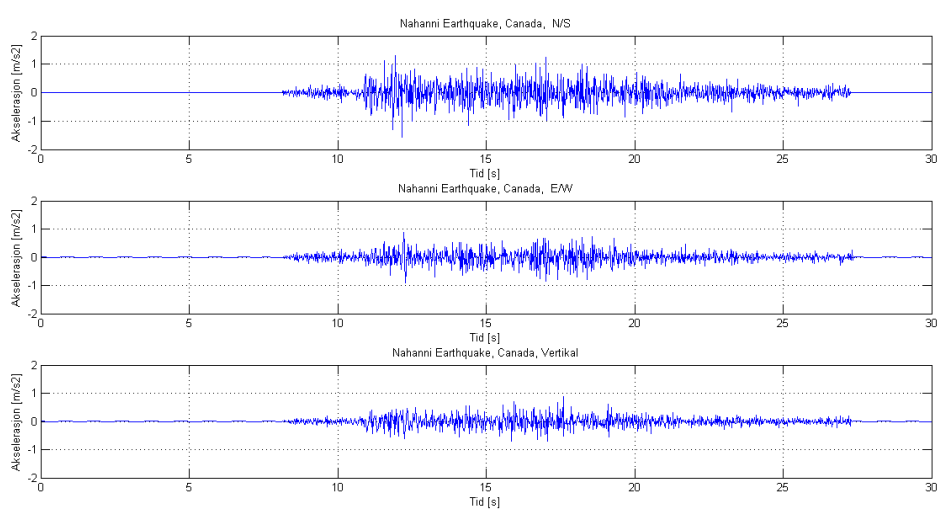


Figur A.2: Seismiske soner for Sør-Norge. Grunnakselerasjonene er gitt i m/s^2 for returperiode på 10 000 år [1].

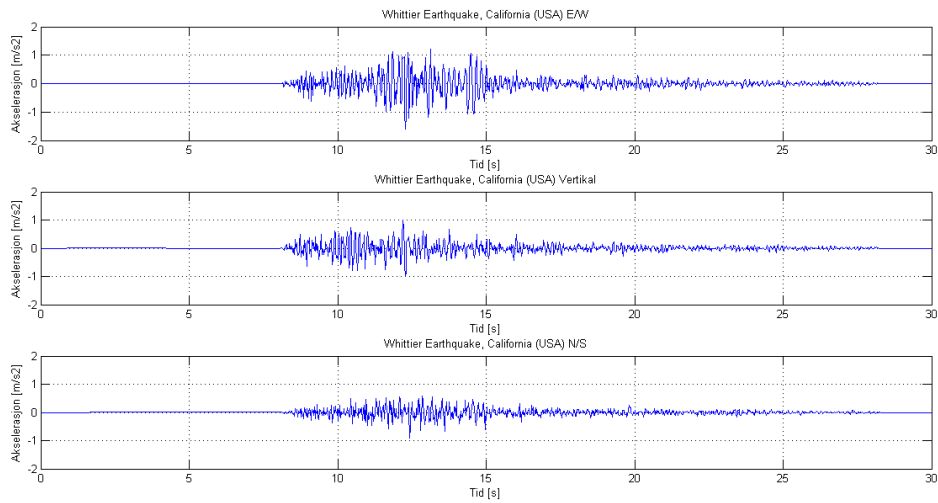
Tillegg B

Tidsserier

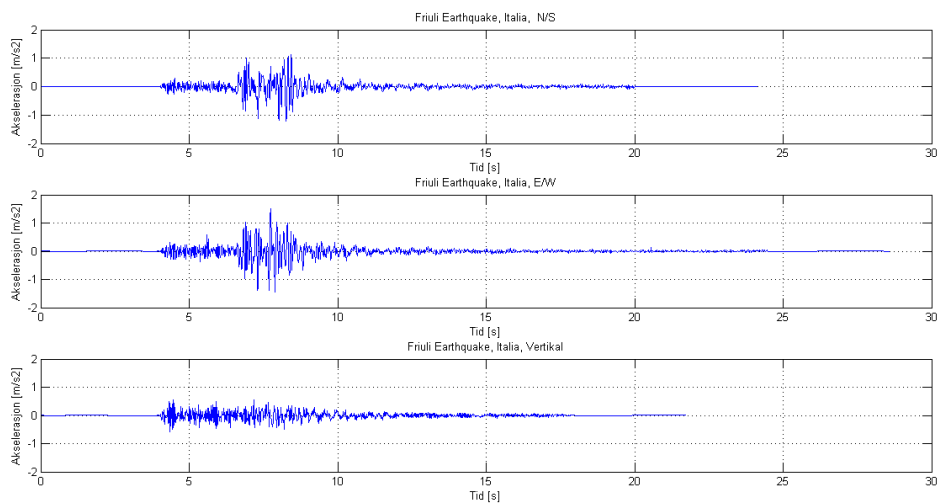
De originale tidsseriene som skaleres og justeres er vist i figur B.1 til figur B.3.



Figur B.1: Originale tidsseriene fra Nahanni-jordskjelvet

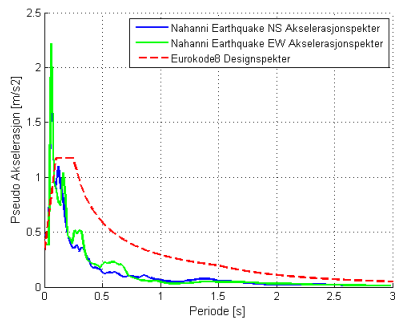


Figur B.2: Originale tidsseriene fra Whittier-jordskjelvet

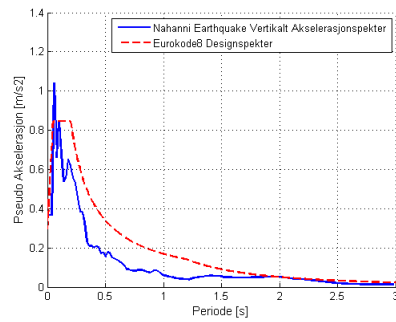


Figur B.3: Originale tidsseriene fra Friuli-jordskjelvet

Ved kun å skalere tidsseriene (ikke tilpasse til Eurokode 8) vil frekvensinnholdet være ulik hva som er forventet i området. Figur B.4 til figur B.6 viser sammenligning av responspektrene fra tidsseriene når de kun er skalerte etter forventede grunnakselerasjoner:

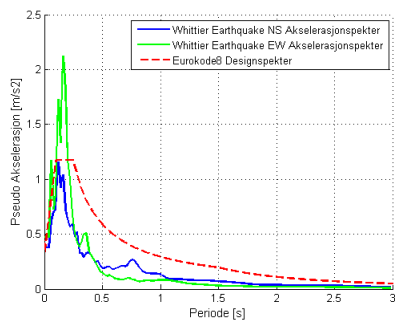


(a) Horisontale akselasjoner

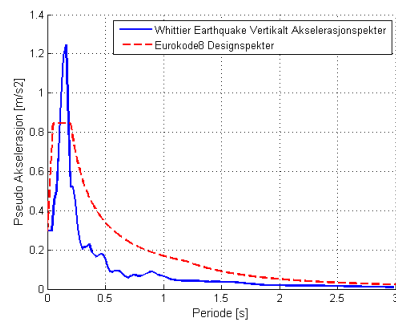


(b) Vertikale akselasjoner

Figur B.4: Responsspektrum fra det skalerte Nahanni-jordskjelvet.

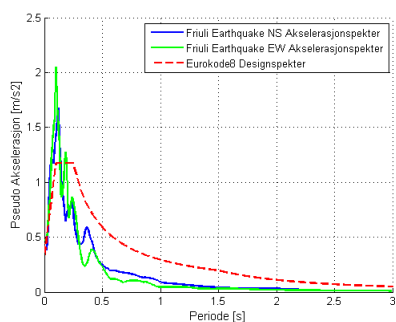


(a) Horisontale akselasjoner

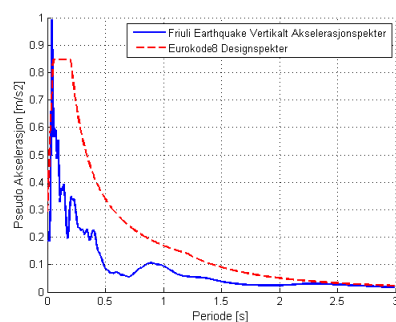


(b) Vertikale akselasjoner

Figur B.5: Responsspektrum fra det skalerte Whittier-jordskjelvet.



(a) Horisontale akselasjoner



(b) Vertikale akselasjoner

Figur B.6: Responsspektrum fra det skalerte Friuli-jordskjelvet.

Tillegg C

Svingeformer i modellen

Tabell C.1 og tabell C.2 viser alle svingeformene som er inkluderte i modellene for henholdsvis den ferdige brukonstruksjon og utkragerkonstruksjonen under byggefase. Som nevnt tidligere, er det noe avvik i verdiene for egenperioden ettersom spennkablene ikke er inkludert i analysen.

Tabell C.1: Modal Effektiv Masse for de 42 benyttede svingeformene i den ferdige brukonstruksjonen,

Mode	Period [s]	Effektiv Modal Masse		
		Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,776481	3,104E-09	0,48049	1,988E-06
2	1,40887	0,04562	0,48049	0,06293
3	1,282745	0,58689	0,48049	0,07651
4	1,096894	0,58689	0,5162	0,07651
5	0,950663	0,58689	0,83361	0,07651
6	0,775174	0,88477	0,83361	0,13345
7	0,680941	0,92585	0,83361	0,38289
8	0,655022	0,92585	0,83391	0,38289
9	0,524429	0,92818	0,83391	0,38568
10	0,457811	0,92818	0,85224	0,38568
11	0,448984	0,94055	0,85224	0,38568
12	0,448984	0,95543	0,85224	0,38568
13	0,349966	0,95543	0,86307	0,38576
14	0,345928	0,95546	0,86309	0,48828
15	0,267227	0,95546	0,87901	0,48828
16	0,264381	0,95743	0,87901	0,49248
17	0,25239	0,9583	0,87901	0,49257
18	0,242061	0,95832	0,87906	0,56595
19	0,238326	0,95832	0,89082	0,5662
20	0,212142	0,95832	0,8976	0,5662
21	0,209096	0,95864	0,8976	0,56691
22	0,19018	0,95864	0,89859	0,56691
23	0,176055	0,95864	0,8989	0,56692
24	0,174316	0,95865	0,8991	0,57022
25	0,17319	0,95865	0,90894	0,57026
26	0,154788	0,95866	0,90894	0,61332
27	0,149534	0,95866	0,90933	0,61333
28	0,14295	0,95866	0,91342	0,61334
29	0,138257	0,95875	0,91342	0,67262
30	0,135611	0,95882	0,91343	0,67271
31	0,129461	0,95882	0,91343	0,80471
32	0,128441	0,95882	0,92225	0,80484
33	0,122728	0,95899	0,92226	0,81091
34	0,122499	0,95903	0,92231	0,81386
35	0,118789	0,95914	0,92231	0,81386
36	0,115259	0,95914	0,92249	0,8139
37	0,114261	0,95914	0,92275	0,81412
38	0,1068	0,95914	0,92551	0,81412
39	0,104352	0,95914	0,92558	0,81412
40	0,099195	0,95914	0,92564	0,81414
41	0,097165	0,95914	0,92564	0,85862
42	0,096841	0,95914	0,92579	0,85895

Tabell C.2: Modal Effektiv Masse for de 26 benyttede svingformene for utkragerkonstruksjonen,

Mode	Period [s]	Effektiv Modal Masse		
		Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	5,839697	1,945E-20	0,00005267	0
2	5,093419	0,06791	0,00005267	0,00008909
3	1,915245	0,06791	0,80292	0,00008909
4	1,590539	0,068	0,80292	0,36913
5	0,969177	0,84783	0,80292	0,36924
6	0,806776	0,84783	0,92224	0,36924
7	0,583262	0,96275	0,92224	0,37108
8	0,419304	0,96279	0,92224	0,58895
9	0,397609	0,96279	0,92239	0,58895
10	0,261168	0,96279	0,94659	0,58895
11	0,229522	0,96279	0,9467	0,58895
12	0,221901	0,96498	0,9467	0,59404
13	0,213354	0,96498	0,95181	0,59404
14	0,189585	0,96501	0,95181	0,75075
15	0,139546	0,96501	0,96196	0,75075
16	0,138572	0,96501	0,96243	0,75075
17	0,120596	0,96516	0,96243	0,81979
18	0,115577	0,96535	0,96243	0,87694
19	0,110513	0,96535	0,96247	0,87694
20	0,104526	0,96535	0,96484	0,87694
21	0,094546	0,96535	0,96484	0,88073
22	0,090089	0,96535	0,96485	0,88073
23	0,089211	0,96535	0,96524	0,88073
24	0,085903	0,96535	0,96525	0,88073
25	0,084811	0,96535	0,96546	0,88073
26	0,084115	0,96535	0,96546	0,92569

Tillegg D

Dempingsforhold ved Proporsjonal Demping

Tabell D.1 og tabell D.2 viser dempingsforholdet til alle svingeformene som er benyttet i analysene.

Tabell D.1: Dempingsforhold for de 42 benyttede svingformene for den ferdige brukonstruksjonen.

Svingform	Periode [s]	Dempingsforhold
1	1.770975	0.05
2	1.406875	0.05
3	1.278295	0.05078
4	1.097894	0.05298
5	0.942506	0.056422
6	0.773653	0.062843
7	0.675975	0.068628
8	0.64537	0.070897
9	0.516166	0.084069
10	0.452599	0.093736
11	0.448984	0.094376
12	0.448984	0.094376
13	0.344505	0.119212
14	0.343061	0.119668
15	0.263389	0.15298
16	0.262635	0.153395
17	0.248352	0.161754
18	0.240898	0.166521
19	0.239075	0.167734
20	0.209066	0.190798
21	0.206446	0.193136
22	0.190771	0.208492
23	0.17527	0.226421
24	0.172118	0.230469
25	0.170096	0.233143
26	0.153399	0.257966
27	0.148814	0.265768
28	0.14197	0.27836
29	0.138386	0.285454
30	0.134277	0.294058
31	0.128245	0.307696
32	0.127664	0.309078
33	0.122431	0.322119
34	0.119752	0.329241
35	0.117417	0.335714
36	0.114849	0.343139
37	0.114046	0.345529
38	0.106673	0.369171
39	0.103594	0.380047
40	0.098919	0.397857
41	0.096722	0.406826
42	0.096448	0.407971

Tabell D.2: Dempingsforhold for de 26 benyttede svingformene for utkragerkonstruksjonen.

Svingform	Periode [s]	Dempingsforhold
1	5.88	0.056
2	5.14	0.050
3	1.91	0.030
4	1.59	0.030
5	0.97	0.035
6	0.80	0.040
7	0.58	0.050
8	0.42	0.066
9	0.39	0.071
10	0.26	0.102
11	0.23	0.115
12	0.22	0.120
13	0.21	0.127
14	0.19	0.140
15	0.14	0.188
16	0.14	0.193
17	0.12	0.218
18	0.12	0.227
19	0.11	0.237
20	0.10	0.253
21	0.093	0.282
22	0.090	0.291
23	0.089	0.294
24	0.085	0.307
25	0.085	0.309
26	0.084	0.312

Tillegg E

Validering

Tillegget viser håndberegninger som støtter valideringen av den numeriske modellen.

E.1 Forspenningskraft

Ligning 5.41 i NS-EN 1992-1-1 angir beregningen av den maksimale oppspenningskraften:
..

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad (\text{E.1})$$

der:

$$\sigma_{p,max} = \min \begin{cases} k_1 \cdot f_{pk} \\ k_2 \cdot f_{p0,1k} \end{cases}$$

Verdiene for f_{pk} og $f_{p0,1k}$ finnes i tabell 2.2, og k_1 og k_2 er hentet fra NA 5.10.2.1(1):

$$\sigma_{p,max} = \min \begin{cases} 0,8 \cdot 1860 = 1488 MPa \\ 0,9 \cdot 1640 = 1476 \end{cases}$$

Minimumsverdien for $\sigma_{p,max}$ settes inn i likning (E.1), og den maksimale forspenningskraften før låsing blir:

Tabell E.1: Oppspenningskraft

Kabelareal	Maksimal oppspenningskraft
2 250	3 321
2 850	4 207

Verdiene beregnet etter NS-EN 1992-1-1 samsvarer med de oppgitte verdiene i tegningsgrunnlaget til Dolmsundsbrua.

E.2 Andre arealmoment av hovedsøyle

Hovedsøylene er av hulprofil med dimensjoner som angitt i figur 2.4. CSiBridge gir følgende parametre:

Tabell E.2: Parametre for hovedsøyle

Parametre	Hovedsøyle
Tversnittsareal, $A [m^2]$	8,37
Søylelengde, $L [m]$	32,00
Andre arealmoment om sterk akse, $I_3 [m^4]$	33,37
Andre arealmoment om svak akse, $I_2 [m^4]$	27,52
Egenvekt C45/55, $\rho [kg/m^3]$	2548,50

Kontrollberegningene av andre arealmoment er utført ved Steiner's teorem:

$$I_{\text{parallellakse}} = I_{cm} + bhd^2 \quad (\text{E.2})$$

der parametrene angir:

I_{cm} Andre arealmoment om komponentens massesenter

bhd^2 Steiner-tillegget. Angitt av arealet til komponenten, samt avstanden til det samlede tverrsnittets massesenter i andre potens.

Dette gir følgende utregninger med alle 4 vegger inkludert:

$$\sum_{i=1}^4 (I_{cm,n} + b_n h_n d_n^2) \quad (\text{E.3})$$

Verdien av arealmomentet blir:

- Sterk akse

$$I_3 = 2 \left(\frac{1}{12} \cdot 0,45 \cdot 4,5^3 + \frac{1}{12} \cdot 4,8 \cdot 0,45^3 + 4,8 \cdot 0,45 \cdot 2,475^2 \right) = 33,37m^4 \quad (\text{E.4})$$

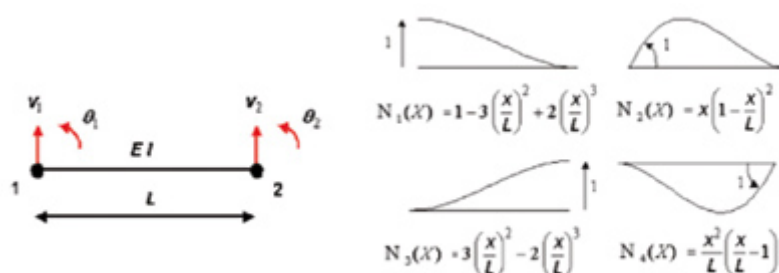
- Svak akse

$$I_2 = 2 \left(\frac{1}{12} \cdot 4,8^3 \cdot 0,45 + \frac{1}{12} \cdot 0,45^3 \cdot 5,5 + 5,5 \cdot 0,45 \cdot 2,175^2 \right) = 27,52m^4 \quad (\text{E.5})$$

E.3 Egenperiode av enkeltstående søyle

Kontroll av uarmert enkeltstående betongsøyle er gjennomført for verifisering av antall bjelke/søyle-elementer for hovedsøylene. Parametrene som er benyttet er hentet fra tabell E.2.

Det er antatt svingeformer som følger formfunksjonene til en utkrager-bjelke som vist i figur E.1:



Figur E.1: Formfunksjoner for en utkrager-bjelke.

Hovedsøylene er fast innspent i bunn, og egenperioden til konstruksjonen er beregnet med

to frihetsgrader. Svingeformene er gitt ved:

$$\varphi_1 = N_3(x) = 3 \left(\frac{x}{L} \right)^2 - 2 \left(\frac{x}{L} \right)^3 \quad (\text{E.6})$$

$$\varphi_2 = N_4(x) = \frac{x^2}{L} \left(\frac{x}{L} - 1 \right) \quad (\text{E.7})$$

Den dobbeldervierte av svingeformene benyttes i defineringen av stivhetsmatrisen.

$$\ddot{\varphi}_1 = B_3(x) = \frac{6}{L^2} - \frac{12x}{L^3} \quad (\text{E.8})$$

$$\ddot{\varphi}_2 = B_4(x) = -\frac{2}{L} + \frac{6x}{L^2} \quad (\text{E.9})$$

der $B_i = \frac{d^2}{dx^2}(N_i)$.

Stivhetsmatrisen finnes ved å løse likning (E.10).

$$\mathbf{K} = \int_0^L \mathbf{B}^T EI \mathbf{B} dx = \int_0^L EI \begin{bmatrix} \ddot{\varphi}_1^2 & \ddot{\varphi}_1 \ddot{\varphi}_2 \\ \ddot{\varphi}_2 \ddot{\varphi}_1 & \ddot{\varphi}_2^2 \end{bmatrix} dx = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & -6L \\ -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (\text{E.10})$$

Tilsvarende gjøres for massematrisen:

$$\mathbf{M} = \int_0^L \mathbf{N}^T \rho A \mathbf{N} dx = \int_0^L \rho A \begin{bmatrix} \varphi_1^2 & \varphi_1 \varphi_2 \\ \varphi_2 \varphi_1 & \varphi_2^2 \end{bmatrix} dx = \frac{m}{420} \begin{bmatrix} 156 & -22L \\ -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (\text{E.11})$$

der $m = \rho AL$.

Eigenfrekvensene regnes ut fra likning (3.18)

$$\det(\mathbf{K} - \omega_i^2 \mathbf{M}) = 0 \quad (\text{E.12})$$

Med stivhetsmatrise og massematrise som angitt i henholdsvis likning (E.10) og likning (E.11), samt parametre for hovedsøylen gitt i tabell E.2, får vi egenperiodene for systemet:

Tabell E.3: Egenfrekvenser og -perioder med håndberegning.

	Sv.form	Egenfrekvens, ω_i [rad/s]	Egenperiode, T_i [s]
Svak akse, EI_2	1	23,514	0,267
	2	231,70	0,027
Sterk akse, EI_3	1	25,892	0,243
	2	255,13	0,025

De eksakte verdiene for egenfrekvensene til første og andre svingeform for en utkrager er gitt ved [20]:

$$\omega_{1,0} = 3,516\sqrt{\frac{EI}{\rho AL^4}} \quad (\text{E.13})$$

$$\omega_{2,0} = 22,03\sqrt{\frac{EI}{\rho AL^4}} \quad (\text{E.14})$$

Parametrene for hovedsøylen settes inn og egenperiodene beregnes:

Tabell E.4: Egenfrekvenser og -perioder med eksakt formel.

	Sv.form	Egenfrekvens, ω_i [rad/s]	Egenperiode, T_i [s]
Svak akse, EI_4	1	23,401	0,269
	2	146,48	0,043
Sterk akse, EI_3	1	25,768	0,244
	2	161,30	0,039

Ved å sammenligne resultatene fra tabell E.3 og tabell E.4 ser vi at løsningen av likning (3.18) gir en verdi som er litt høyere enn eksakt verdi. Dette er grunnet bruk av Rayleigh-prinsippet i utregningene av egenfrekvensene. Egenfrekvensene til første svingeform gir tilfredstillende nøyaktighet, mens andre svingeform gir større avvik.

Reaksjonskrefter med bjelke-søyle elementer

For de ikke-lineære analysene er det benyttet en to-dimensjonal bjelke-søyle modell. Tabell E.5 sammenligner de totale reaksjonskreftene i systemet med bjelkeelementer og skall-elementer i overbygningen.

Tabell E.5: Sammenligning av reaksjonskrefter.

Respons	Area Model	Spine Model	Avvik
F_x [kN]	3 206	3 383	6%
F_y [kN]	2 390	2 199	8%
F_z [kN]	2 830	2 608	8%
M_x [kNm]	11 767	12 622	7%
M_y [kNm]	776 724	703 744	9%
M_z [kNm]	575 558	527 455	8%

Tillegg F

Matlab-script

Tillegget viser MATLAB-skriptet som benyttes for beregning av responspektre til tids-seriene.

```
1 %% Elastisk Responsspektrum
2 % Skriptet beregner og plotter responspektrum til de skalerte og ...
   tilpassede tidseriene
3 % sammen med tilsvarende Eurokode 8 spektrum for Grunntype A
4 % Benyttet i masteroppgave for Eirik
5 %%
6 clc
7 clear all
8 close all
9
10 fida = fopen('2aRS.txt')
11 A = fscanf(fida, '%f');
12 m = length(A);
13 inc = 0.02;
14 t = [0:inc:(inc*(m-1))];
15
16
17
18
19 %% Newmarks linear method (gamma=1/2, beta=1/6)
20
21 gamma=0.5; beta=1/6;
22 zet=0.05; % dempningsgrad
```

```

23 Tend=3; % periodegrense
24
25 dt=t(2)-t(1);
26
27 u=zeros(size(A));
28 v=u;
29 ac=u;
30 T(1,1)=0;
31
32 for j=1:round(Tend/dt)
33     omega(j,1)=2*pi*(1/T(j,1));
34     m=1;
35     k=(omega(j))^2*m;
36     c=2*zet*omega(j)*m;
37     keff=k+(gamma/(beta*dt))*c+(1/(beta*dt^2))*m;
38     a=(1/(beta*dt))*m+(gamma/beta)*c;
39     b=(1/(2*beta))*m+dt*((gamma/(2*beta))-1)*c;
40 for i=1:length(u)-1
41     dR=(A(i+1)-A(i))+a*v(i,1)+b*ac(i,1);
42     du=dR/keff;
43     dv=(gamma/beta)*du/dt-(gamma/beta)*v(i,1)+(1-(gamma/(2*beta)))*dt*ac(i,1);
44     dac=(1/beta)*(du/dt*v(i,1))/(dt)^2-(1/(2*beta))*ac(i,1);
45     u(i+1,1)=u(i,1)+du;
46     v(i+1,1)=v(i,1)+dv;
47     ac(i+1,1)=ac(i,1)+dac;
48 end
49 %
50 Sd(j,1)=max(abs(u));
51 %Sv(j,1)=max(abs(v));
52 %Sa(j,1)=max(abs(ac));
53 %PSv(j,1)=Sd(j)*omega(j);
54 PSa(j,1)=Sd(j,1)*(omega(j))^2;
55 T(j+1,1)=T(j)+dt;
56 end
57 A(end)=[];
58 T(end)=[];
59 Sd(2,1)=0; PSv(1:2,1)=0; PSa(1:3,1)=max(abs(A));
60
61
62 fidb = fopen('2cRS.txt');
63 B = fscanf(fidb, '%f');
64 m = length(B);

```



```

65 inc = 0.02;
66 t = [0:inc:(inc*(m 1) )];
67
68
69
70 %% Newmarks linear method (gamma=1/2, beta=1/6)
71
72 gamma=0.5; beta=1/6;
73 zet=0.05;
74 Tend=3;
75
76 dt=t(2) - t(1);
77
78 u=zeros(size(B));
79 v=u;
80 ac=u;
81 T(1,1)=0;
82
83 for j=1:round(Tend/dt)
84     omega(j,1)=2*pi*(1/T(j,1));
85     m=1;
86     k=(omega(j,1))^2*m;
87     c=2*zet*omega(j,1)*m;
88     keff=k+(gamma/(beta*dt))*c+(1/(beta*dt^2))*m;
89     a=(1/(beta*dt))*m+(gamma/beta)*c;
90     b=(1/(2*beta))*m+dt*((gamma/(2*beta))-1)*c;
91     for ib=1:length(u)
92         dR= (B(ib+1) - B(ib))+a*v(ib,1)+b*ac(ib,1);
93         du=dR/keff;
94         dv=(gamma/beta)*du/dt - (gamma/beta)*v(ib,1) + (1 - (gamma/(2*beta)))*dt*ac(ib,1);
95         dac=(1/beta)*(du - dt*v(ib,1))/(dt)^2 - (1/(2*beta))*ac(ib,1);
96         u(ib+1,1)=u(ib,1)+du;
97         v(ib+1,1)=v(ib,1)+dv;
98         ac(ib+1,1)=ac(ib,1)+dac;
99     end
100     %
101     Sd(j,1)=max(abs(u));
102     %Sv(j,1)=max(abs(v));
103     %Sa(j,1)=max(abs(ac));
104     %PSv(j,1)=Sd(j)*omega(j);
105     PSab(j,1)=Sd(j,1)*(omega(j,1))^2;
106     T(j+1,1)=T(j,1)+dt;

```

```

107 end
108 B(end)=[];
109 T(end)=[];
110 Sd(2,1)=0; PSv(1:2,1)=0; PSab(1:3,1)=max(abs(B));
111
112 %% Eurokode 8 Nasjonalt tillegg
113 %
114 q=1;
115 S=1.0; %Grunntype A
116 a_g=0.448; %Viktighetsklasse III
117 T_B=0.10;
118 T_C=0.25;
119 T_D=1.5;
120 Tend = 3;
121 etta = 1;
122 %
123 N=500; % Antall Inkremitter
124 Te=linspace(0,Tend,N);
125 Sd=zeros(length(Te),1);
126 for i=1:N
127     if Te(i)≤T_B;
128         Sd(i)=a_g*S*(1+Te(i)/T_B*(etta*2.5 1));
129     end
130     if T_B<Te(i) && Te(i)≤T_C
131         Sd(i)=a_g*S*etta*2.5;
132     end
133     if T_C<Te(i) && Te(i)≤T_D;
134         Sd(i)=a_g*S*etta*2.5*(T_C/Te(i));
135     end
136     if Te(i)>T_D;
137         Sd(i)=a_g*S*etta*2.5*(T_C*T_D/(Te(i))^2);
138     end
139 end
140 %
141 %% Plot
142 %
143
144 figure('Name','Pseudo akselerasjonsspektrum for skalerte ...
        tidsserier','NumberTitle','off')
145 hold on
146 plot(T,PSa,'LineWidth',2.)
147 plot(T,PSab,'g','LineWidth',2.)

```

```
148 plot(Te,Sd,'r ','LineWidth',2.)
149 grid on
150 hleg1 = legend('Whittier Earthquake EW Akselerasjonspekter','Whittier ...
    Earthquake NS Akselerasjonspekter','Eurokode8 Designspekter');
151 set(hleg1,'Location','NorthEast')
152 set(hleg1,'Interpreter','none')
153 xlabel('Periode [s]','FontSize',11);
154 ylabel('Pseudo Akselerasjon [m/s2]','FontSize',11);
```