

GRAVITASJONSDAMMER UTSATT FOR JORDSKJELV

av

ELIN ANDERSEN

MASTEROPPGAVE

for graden

Master i Anvendt matematikk og mekanikk

(Master of Science)



*Det matematisk- naturvitenskapelige fakultet
Universitetet i Oslo*

Mai 2011

*Faculty of Mathematics and Natural Sciences
University of Oslo*

GRAVITASJONSDAMMER UTSATT FOR JORDSKJELV

av

ELIN ANDERSEN

MASTEROPPGAVE

for graden

Master i Anvendt matematikk og mekanikk

(Master of Science)



*Det matematisk- naturvitenskapelige fakultet
Universitetet i Oslo*

Mai 2011

*Faculty of Mathematics and Natural Sciences
University of Oslo*

Forord

Denne oppgaven er mitt avsluttende arbeid for å oppnå mastergrad i Anvendt matematikk og mekanikk, studieretning faststoffmekanikk, på Universitetet i Oslo, Matematisk institutt. Før jeg begynte på mastergraden arbeidet jeg i et rådgivende ingeniørfirma, og her fikk jeg prøve meg på en elementanalyse av en buedam, en svært spennende oppgave. Jeg synes dynamikk generelt og jordskjelv i spesielt, er svært interessante temaer. Endringer som har gjort regelverket i Norge mer omfattende, har dessuten gjort temaet mer aktuelt i Norge. Etter at jeg fullførte min bachelorgrad i byggdesign, hvor avsluttende oppgave omhandlet vannkraftverk, har jeg hatt spesiell interesse for damkonstruksjoner. Da jeg skulle planlegge masteroppgave, var det derfor naturlig å forsøke å få en bedre forståelse for hvilke effekter som spiller inn i den spesielle kombinasjonen av dammer og jordskjelv. Det har vist seg at det ikke finnes spesielt gode metoder for å enkelt inkludere effekten av oppdemmet vann bak dammer under jordskjelv, og ettersom det generelle elementmetodeprogrammet Abaqus har kommet med en ny funksjonalitet for å inkludere vann i analysene, virket det som en spennende mulighet for å se nærmere på dette fenomenet. Det har imidlertid vist seg i løpet av arbeidet med oppgaven, at både funksjonaliteten i Abaqus og generell teori for effekten av interaksjon mellom dam og reservoar er i overkant omfattende og tidkrevende for en kort masteroppgave.

Jeg ønsker å takke Conrad Lindholm og Emrah Erduran ved NORSAR for hjelp med tidsserier og interessante diskusjoner. I tillegg vil jeg takke SIMULIA Scandinavia for utlån av fullverdig programvare av Abaqus i perioden jeg har arbeidet med oppgaven. Jeg vil spesielt også takke mine veiledere Harald Osnes ved Universitetet i Oslo og Anton Gjørven hos Norconsult AS for all hjelp og faglig støtte under arbeidet med oppgaven.

Abstract

During the past decades, extensive research on topics related to earthquakes and seismic loading has been conducted. This is partly due to the fact that earthquakes occur relatively frequent, and that the consequences of earthquakes can be quite substantial. Many computational methods and programs have been developed in recent years, that makes it possible to analyse the earthquake response of structures to earthquake motions. In Norway, seismic events in a magnitude that involve a risk for structural damage or death rarely occur, but there is historical documentation and research that implies that strong earthquakes have occurred in the past, and that they are likely to occur in the future.

A dam is a structure with quite special vibration properties. Standard designcodes for buildings are not directly transferable to dams. Dams subjected to earthquakes is a more complex problem than buildings, because of the dam-reservoir-interaction. This interaction makes the problem a combined structural and hydrodynamic problem. There are different ways to deal with the interaction, the most common is to increase the mass of the dam according to a formula developed by H. M. Westergaard in 1933. This thesis gives an overview of different theoretical approaches to this issue, and the development that has taken place since the 1960's. It is also made an attempt to discuss the effects of the assumptions made in different theories. In this regard, it is referred to a lot of research done on the Koynadam in India, in the aftermath of the 1962 Koyna earthquake. In this thesis, a specific dam geometry subjected to the 1976 Friuli earthquake in Italy, which had a magnitude around 6, has been analyzed. To fulfill this task, different methods for calculation has been used, both simple calculations by hand and finite element analysis in the frequency- and time domain.

We learn that Westergaard's added mass has to be used carefully in more advanced analysis than simple hand calculations. The added mass increases the system's vibration periods, and this will in some cases lead to smaller response than if the dam was analyzed in its original state.

Sammendrag

I løpet av de siste tiårene har det blitt forsket mye på jordskjelv og seismiske lastvirkninger. Dette skyldes blant annet at jordskjelv opptrer relativt hyppig globalt, og at konsekvensene av jordskjelv kan bli store. Det er derfor utviklet flere beregningsmetoder og dataprogrammer som gjør det mulig å analysere konstruksjoners respons for denne type påvirkning. I Norge oppstår det skjeldent jordskjelv i en størrelsesorden som medfører risiko for skader på konstruksjoner eller dødsfall, men både historiske dokumenter og forskning viser at det tidligere har vært store skjelv, og at det også vil kunne forekomme i fremtiden.

En dam er en konstruksjon som har svært spesielle svingeegenskaper. Vanlige beregningsregler for bygg er dermed ikke direkte overførbare til dammer. Dammer utsatt for jordskjelv er en mer kompleks problemstilling enn jordskjelvpåvirkning på bygg. Dette skyldes at man må ta hensyn til interaksjonen mellom dam og reservoar. På denne måten blir problemet et kombinert konstruksjons- og hydrodynamisk problem. Det finnes flere ulike måter å ta hensyn til denne interaksjonen, den mest brukte er å øke dammens masse etter en fordeling som ble utviklet av H. M. Westergaard i 1933. Oppgaven gir en oversikt over ulike teoretiske tilnærminger til problemet, og forsøker å vise en del av utviklingen som har skjedd fra 1960-tallet. I tillegg blir ulike effekter av de forskjellige antagelsene som ligger bak diskutert. I denne forbindelse refereres det til en grundig undersøkelse av Koynadammen i India som ble gjort etter Koyna-jordskjelvet som skadet dammen i 1962. I oppgaven analyseres en spesifikk damgeometri for påvirkning av Friuli-jordskjelvet i 1976 i Italia, som hadde en styrke på rundt 6. For å utføre denne analysen er det benyttet ulike metoder for å beregne konstruksjoners respons på grunn av jordskjelv, både forenklete håndberegninger, samt elementmetodeanalyser i både frekvensplanet og tidsplanet.

Det viser seg at Westergaards adderte masse må brukes med forsiktighet i mer avanserte analyser enn enkle håndberegninger. Den adderte massen fører til forlengede svingeperioder, som i noen tilfeller medfører mindre respons enn om dammen ble analysert i sin opprinnelige tilstand.

Innhold

1	Innledning	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Spesifisering av oppgaven	2
1.2.1	Teoretisk del	3
1.2.2	Analyse-/modelleringsdel	3
1.3	Organisering av oppgaven	4
2	Grunnleggende dynamikk	5
2.1	Den dynamiske likevektslikningen	5
2.2	System med flere frihetsgrader	7
2.3	Modal analyse	8
2.3.1	Modale likninger	10
2.3.2	Modal respons	11
2.3.3	Total respons	11
3	Responsanalyse	13
3.1	Metode med ekvivalent statisk kraft	13
3.2	Responspektermetoden	14
3.3	Pseudospektre	15
3.3.1	Kombinert D-V-A-spektrum	16

3.3.2	Metode	17
3.4	Elastisk designspekter	17
3.5	Forskjeller mellom responspektre og designspektre	19
3.6	Kombinasjonsregler for modale bidrag	19
3.7	Forenkling av konstruksjoner og jordskjelvrespons	21
3.7.1	Maksimal respons fra responspektre	22
4	Seismologi	24
4.1	Platetektonikk og jordskjelv	24
4.2	Seismologi i Norge	27
4.3	Reservoar-indusert seismisk aktivitet	29
5	Litt om dammer	32
5.1	Ulike damtyper	32
5.1.1	Laster på dammer	34
5.2	Betongdammer	36
5.2.1	Gravitasjonsdammer	37
5.3	Norske regelverk	38
5.3.1	Sikkerhet mot velting	40
5.3.2	Sikkerhet mot glidning	40
6	Analysemetoder for dammer utsatt for jordskjelv	43
6.1	Innledning	43
6.2	Metode med seismisk koeffisient	44
6.3	Vanntrykk etter Westergaard	46
6.3.1	Westergaards likning	46
6.3.2	Von Kármán	50

6.4	Resultater fra undersøkelse av Koynadammen	52
6.5	Effekten av interaksjon mellom dam og vann	55
6.5.1	Analyse for foreløpig design	55
6.5.2	Tilnærmet metode basert på fundamental svingemode	56
7	Elementmetoden og funksjonalitet i Abaqus	61
7.1	Abaqus	61
7.1.1	Implisitt analyse	61
7.1.2	Eksplisitt analyse	62
7.1.3	Stabilitet	63
7.1.4	Implisitt vs. eksplisitt analyse	64
7.2	Euler-Lagrange-formulering	65
7.2.1	Tilstandslikninger i koblede Euler-Lagrangeanalyser	66
7.2.2	Sammenlikning med Lagrangeteknikker	68
8	Presentasjon av jordskjelvdata og analysemodeller	69
8.1	Presentasjon av Friuli-jordskjelvet	69
8.2	Metode med seismisk koeffisient	71
8.3	Presentasjon av elementmodeller	73
8.3.1	Modell 1: Dam - Responsspekter	74
8.3.2	Modell 2: Dam med addert masse - Responsspekter	75
8.3.3	Modell 3: Dam - Tidshistorie	76
8.3.4	Modell 4: Dam med addert masse - Tidshistorie	79
8.3.5	Modell 5: Koblet Euler-Lagrange-analyse	79
9	Presentasjon og diskusjon av resultater	83
9.1	Resultater	83

9.2	Forskyvninger, u_1 og u_3	84
9.2.1	Horisontal forskyvning, u_1	84
9.2.2	Vertikal forskyvning, u_3	87
9.3	Moment, M	89
9.4	Baseskjær, Q	93
9.5	Vertikal reaksjonskraft, $RF3$, i bunnen av dammen	95
10	Oppsummering og konklusjon	97
	Referanser	99

Kapittel 1

Innledning

1.1 Bakgrunn

En dam er et byggverk eller en konstruksjon som demmer opp vann i et magasin eller reservoar, se figur 1.1. I Norge er den største andelen av dammer bygget for kraftproduksjon, men det er også et stort antall dammer som benyttes til vannforsyning. Mange dammer er svært store, og de demmer gjerne opp enorme



Figur 1.1: Dworshak gravitasjonsdam, Idaho, USA. Figuren er hentet fra [36].

mengder vann. Hvis en slik dam bryter sammen, vil konsekvensene og skadene kunne bli meget alvorlige. Det er derfor viktig at dammene bygges tilstrekkelig solide til å motstå ytre påvirkning, som for eksempel fra flom og jordskjelv. I

Norge har vi ikke opplevd store damkatastrofer med tap av mange menneskeliv de siste par hundre år, men i Europa for øvrig og resten av verden har det vært relativt mange alvorlige damkatastrofer. Det største dambruddet i Europa var bruddet på Malpassetdammen i Frankrike i 1959, da 421 mennesker omkom. Opp gjennom historien har mange dammer brutt sammen, men svært få av disse sammenbruddene er resultat av jordskjelv, og ingen av disse dammene har vært store betongdammer [10]. Likevel har skadene på Koynadammen i India i 1967 og Hsinfengkiang-dammen nær Canton i Kina i 1962, indikert at betongdammer ikke er helt uskadelige i jordskjelvsammenheng. I løpet av siste århundre er det bygget mange betongdammer, og flere vil bygges, i seismiske regioner. Før eller senere vil disse eksponeres for kraftige jordskjelv i tillegg til vanlige lastpåvirkninger. Ettersom millioner av mennesker lever i flomutsatte områder nedstrøms disse dammene, er det nødvendig å rette større oppmerksomhet mot disse konstruksjonenes sikkerhet.

Norge er et område med relativt liten seismisk aktivitet, og jordskjelv av en størrelse som har ødeleggende virkninger på konstruksjoner, opptrer svært sjelden. Likevel har en i lengre tid vært opptatt av å ta hensyn til jordskjelvlaster ved dimensjonering av dammer. I den forbindelse har det vært vanlig å bruke forenklede beregningsmetoder. De siste årene har det imidlertid blitt utviklet nye numeriske beregningsmetoder og -program som gjør det mulig å utføre både koblede analyser og mer nøyaktige jordskjelvsanalyser, og det er økende interesse for å benytte disse metodene.

I denne oppgaven vil vi studere oppførselen til gravitasjonsdammer av betong som utsettes for jordskjelv. Vi er interessert i hvilke effekter rystelser i grunnen/damfundamentet har på dammens respons. Vi vil også studere effekten av at vannet i magasinet settes i bevegelse. Lasteffekter som snittkrefter og -momenter, samt spenninger og forskyvninger i kritiske områder vil bli analysert. Resultater fra tradisjonelle og forenklede analysemetoder vil bli sammenliknet med resultater fra elementmetodeanalyser.

1.2 Spesifisering av oppgaven

Oppgaven går ut på å studere responsen til damkonstruksjoner av betong som utsettes for jordskjelv. Som kjent fører et jordskjelv til at det vil opptre rystelser i grunnen/fundamentet til damkonstruksjonen, og vannmassene i magasinet vil settes i bevegelse. Vi vil studere damkonstruksjonens respons som følge av disse effektene. Mer konkret vil oppgaven bestå av følgende elementer:

1.2.1 Teoretisk del

- (a) Sette seg inn i teori for dynamisk analyse av konstruksjoner utsatt for jordskjelv.
- (b) Sette seg inn i forenklet(e) beregningsmetode(r) for dammer utsatt for jordskjelv (Westergaards metode, og eventuelt «Fenves/Chopra»-metoden hvis tid).
- (c) Sette seg inn i elementmetodeprogrammet Abaqus med fokus på funksjonalitet relevant for jordskjelvberegninger.
- (d) Sette seg inn i hovedprinsippene for Euler-Lagrange-formuleringen som benyttes i Abaqus for koblede konstruksjons-væske-analyser.

1.2.2 Analyse-/modelleringsdel

- (a) Etablere forenklet todimensjonal modell for dam og magasin.
- (b) Etablere tredimensjonal modell for en virkelig dam med magasin (kan for eksempel velge å benytte en modell for Koynadammen).
- (c) Skaffe til veie representative tidsserier av jordskjelvbevegelser (for eksempel fra NORSAR) som kan benyttes i tidsserieanalyser av damkonstruksjonene.
- (d) Utføre responsanalyser ved hjelp av tradisjonell(e)/forenklet(e) metode(r) (se punkt 1 (b)) for dammene modellert i 2 (a) og (eventuelt) 2 (b) utsatt for jordskjelv.
- (e) Utføre koblede responsanalyser ved hjelp av elementmetodeprogrammet Abaqus for dammene modellert i 2 (a) og 2 (b) utsatt for jordskjelv.
- (f) Analysene i 2 (d) og 2 (e) skal i utgangspunktet utføres under antagelse om lineært elastisk dam og inkompressibel væske, men effekter av å betrakte dammen som uendelig stiv og/eller inkludere ikke-lineære materialmodeller for denne, samt å ta hensyn til vannets kompressibilitet, kan inkluderes hvis tid.
- (g) Det skal fortrinnsvis utføres tidsserieanalyser, men også frekvens-/spektermetoder kan benyttes der disse er aktuelle hvis det blir tid til det. Vi er interessert i lasteffekter som snittkrefter og -momenter, samt spenninger og forskyvninger i kritiske områder av dammen, men også trykk-koeffisienter og trykket i væsken kan være av interesse. Utvalgte analyseresultater fra elementmetodeprogrammet skal sammenliknes med resultater fra tradisjonell(e) beregningsmetode(r).

Under arbeidet med oppgaven har det vist seg at koblede Euler-Lagrange-simuleringer er betydelig mer komplisert enn antatt da oppgaven ble formulert.

Kandidaten har brukt mye tid på å sette seg inn i teori for Euler-Lagrange-formuleringer generelt, og hvordan denne typen simuleringer kan utføres i Abaqus spesielt. Kandidat og veiledere har blitt enige om at punktene i oppgavespesifikasjonen som omhandler koblede Euler-Lagrange-simuleringer ikke er hovedfokus i oppgaven, og at studier av kompressibilitet og trykket i væsken, samt tredimensjonale simuleringer bortfaller. «Fenves/Chopra»-metoden er presentert i korte trekk, men ikke benyttet til sammenlikning av resultater.

1.3 Organisering av oppgaven

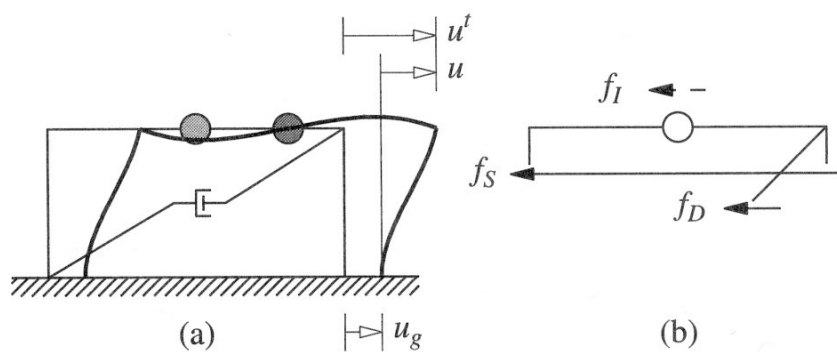
Oppgaven er delt i 10 kapitler. Første kapittel er en innledning til oppgaven, og kapittel 2 gir en kort innføring i grunnleggende dynamikk. I kapittel 3 tas denne teorien et skritt videre, og vi ser på generell teori i forbindelse med jordskjelv. Kapittel 4 tar for seg seismologi som begrep og forklarer bakgrunnen for fenomenet som kalles jordskjelv, både fra vanlig teori og mer spesifikt som et resultat av dambygging. Kapittel 5 handler om dammer, ulike damtyper og lastvirkninger. Her gis det også en innføring det norske regelverket for dimensjonering av dammer. I kapittel 6 beskrives ulike analysemetoder for dammer utsatt for jordskjelv, fra forenklete metoder og til de mer avanserte. Videre i kapitlet gjøres det rede for resultater fra tidligere og mer omfattende analyser av Koynadammen, og teori som omhandler effekten av reservoaret under et jordskjelv, belyses. Kapittel 7 presenterer det generelle elementprogrammet Abaqus, som er benyttet i denne oppgaven, og ulike analyseverktøy som finnes i programmet. I tillegg gis det en redegjørelse for den avanserte funksjonaliteten med koblede Euler-Lagrangeformulering, som er forsøkt benyttet i oppgaven. De ulike analysene som er utført, både håndberegninger og elementmodeller, presenteres i kapittel 8, og resultatene fra analysene presenteres og diskuteres i kapittel 9. Oppgaven avsluttes med at hovedtrekkene i oppgaven sammenfattes til en konklusjon i kapittel 10.

Kapittel 2

Grunnleggende dynamikk

2.1 Den dynamiske likevektslikningen

Når en konstruksjon skal dimensjoneres for jordskjelv, er det konstruksjonens oppførsel på grunn av bevegelse i grunnen som undersøkes. Vi vil nå utlede den dynamiske likevektslikningen for et system med én frihetsgrad utsatt for jordskjelv. Vi tenker oss en idealisert variant av en én-etasjes bygning som illustrert i figur 2.1. Jordskjelv fører som nevnt til at grunnen beveger seg, og disse forskyvningene



Figur 2.1: (a) Idealisert én-etasjes bygning utsatt for jordskjelv, (b) frittlegemediagram. Figuren er hentet fra [11].

beskrives ved funksjonen $u_g(t)$. Massens totale forskyvning er $u^t(t)$ og den relative forskyvningen mellom masse og grunn er $u(t)$. Ved ethvert tidpunkt er disse forskyvningene relatert ved

$$u^t(t) = u(t) + u_g(t). \quad (2.1)$$

Det er bare den relative forskyvningen $u(t)$ som bidrar til konstruksjonens elastiske krefter og dempningskrefter. Likevektslikningen for systemet i figur 2.1 kan utledes ved hjelp av Newtons 2. lov og D'Alamberts prinsipp. Den dynamiske likevektslikningen blir

$$f_I + f_D + f_S = 0. \quad (2.2)$$

Her er f_I treghetskraften som er relatert til massens akselerasjon $\ddot{u}^t(t)$ ved

$$f_I = m\ddot{u}^t(t) = m(\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)). \quad (2.3)$$

Tilsvarende kan dempningskraften og den elastiske kraften uttrykkes ved

$$f_D = c\dot{u}(t) \quad \text{og} \quad f_S = ku(t). \quad (2.4)$$

Dermed blir likevektslikningen for systemet

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t). \quad (2.5)$$

Den relative forskyvningen $u(t)$ som konstruksjonen opplever på grunn av grunnakselerasjonen $\ddot{u}_g(t)$, er den samme som konstruksjonen ville ha opplevd hvis den sto på grunn som er i ro, men ble utsatt for en ytre kraft $-m\ddot{u}_g(t)$. Dermed kan en grunnakselerasjon betraktes som en *effektiv jordskjelvs kraft*

$$p_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t). \quad (2.6)$$

Denne kraften virker i motsatt retning av grunnakselerasjonen, og den er proporsjonal med konstruksjonens masse. Dersom en dividerer likning (2.5) med m , får en bevegelseslikningen på form

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t), \quad (2.7)$$

der

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{og} \quad \zeta = \frac{c}{2m\omega_n}. \quad (2.8)$$

Her er ω_n naturlig vinkelfrekvens for det tilhørende udempede systemet, og ζ er dempningsforholdet til systemet, definert som forholdet mellom systemets dempning c og kritisk dempning $c_{cr} = 2m\omega_n$.

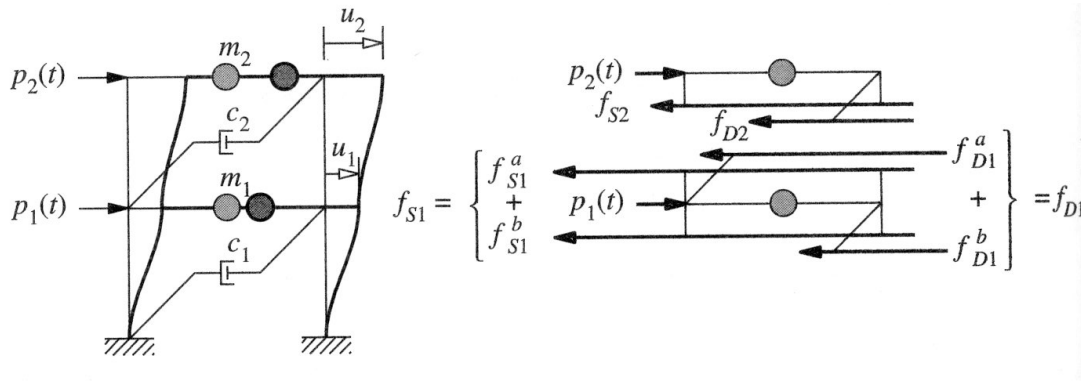
For et system med én frihetsgrad utsatt for en gitt grunnakselerasjon er problemet fullstendig definert dersom masse, stivhet og dempning er gitt. Forskyvningen $u(t)$ for en gitt grunnakselerasjon avhenger kun av systemets naturlige vinkelfrekvens ω_n (eller naturlig svingeperiode T_n), samt dempningsforholdet ζ . To ulike systemer med samme verdier for T_n og ζ vil dermed ha den samme responsen $u(t)$ selv om det ene systemet er stivere eller har mer masse enn det andre.

Under et jordskjelv varierer grunnakselerasjonen på en så irregulær måte at det ikke er mulig å finne en analytisk løsning av likningen. Numeriske metoder

er derfor nødvendig for å bestemme konstruksjonens respons. *Respons* er i denne sammenheng systemets deformasjon, eller forskyvning av systemets masse i forhold til grunnen. Konstruksjonens indre krefter; skjærkrefter, bøyemomenter, spenninger og så videre er lineært avhengig av denne forskyvningen.

2.2 System med flere frihetsgrader

For å illustrere et system med flere frihetsgrader tar vi for oss et enkelt tilfelle, en idealisert to-etasjes bygning utsatt for ytre laster $p_1(t)$ og $p_2(t)$ som varierer med tiden, se figur 2.2. Massen er egentlig fordelt utover konstruksjonen, men blir



Figur 2.2: (a) Idealisert to-etasjes bygning, (b) frittlegemediagram. Figuren er hentet fra [11]

idealisert som konsentrert i hver etasje. Dette er ofte en god approksimasjon for bygg med flere etasjer ettersom størstedelen av massen er plassert der. Vi antar en lineær viskøs demper som tar opp energi i hver etasje. Dersom energidissipasjonen er assosiert med forskyvningen i hver etasje, kan de viskøse demperne visualiseres som vist. Denne rammen har to frihetsgrader; de horisontale forskyvningene u_1 og u_2 i de to etasjene. For hver masse gir Newtons 2. lov

$$p_j - f_{Sj} - f_{Dj} = m_j \ddot{u}_j \quad \text{eller} \quad m_j \ddot{u}_j + f_{Dj} + f_{Sj} = p_j(t). \quad (2.9)$$

Dette gir to likninger som kan skrives på matriseform

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{bmatrix}. \quad (2.10)$$

Vi kan sette inn for f_{Dj} og f_{Sj} slik at likningen blir

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{bmatrix}. \quad (2.11)$$

Dette er et koblet system som i utgangspunktet må løses simultant. Hvis de ytre lastene som bygget i figur 2.2 er utsatt for, er jordskjelvlaster, kan p_1 og p_2 i likning (2.11) erstattes med henholdsvis $-m_1\ddot{u}_g$ og $-m_2\ddot{u}_g$. Analysen vi nå har utført, kan generaliseres til bygg med et vilkårlig antall etasjer og frihetsgrader. For et system med n frihetsgrader må vi løse et system av n koblede differensiallikninger.

I jordskjelvanalyse har vi som nevnt svært irregulære laster, og det medfører at vi må benytte numeriske metoder for å løse systemet. Når det i tillegg er mange frihetsgrader, og likningene er koblede, blir problemene svært regnetunge og vanskelige å løse. I mange tilfeller kan det derfor være hensiktsmessig å benytte en metode som gjør at systemet blir dekket. Denne metoden kalles *modal analyse* og vil bli gjennomgått i kapittel 2.3.

2.3 Modal analyse

Vi ønsker å finne responsen til en konstruksjon med flere frihetsgrader som utsettes for den samme grunnakselerasjonen $\ddot{u}_g(t)$ i alle opplagerpunkter. Dynamisk likevektslikning for et slikt system blir

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{p}_{eff}(t), \quad (2.12)$$

hvor

$$\mathbf{p}_{eff}(t) = -\mathbf{m}\mathbf{u}\ddot{u}_g(t). \quad (2.13)$$

Massematrisen \mathbf{m} og stivhetsmatrisen \mathbf{k} kan normalt bestemmes fra forskjellige standardmetoder som er presentert i Chopra [11] og Cook [39]. Innflytelsesvektoren \mathbf{u} består av komponenter som tar hensyn til retningen på de ulike frihetsgradenes forskyvninger i forhold til grunnens bevegelse.

Før vi går videre med å studere responsen til systemet, vil vi ta for oss fri svingning av et tilsvarende udempet system. Likning (2.12) forenkles da til

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{0}. \quad (2.14)$$

Vi antar at systemet har N frihetsgrader og studerer harmoniske svingninger. Dette leder fram til et sett av N egensvingeformer

$$\boldsymbol{\phi}_r, \quad r = 1, 2, \dots, N \quad (2.15)$$

med tilhørende naturlige vinkelfrekvenser

$$\omega_r, \quad r = 1, 2, \dots, N. \quad (2.16)$$

Det kan vises, se [11], at egensvingeformene er ortogonale med hensyn på massematrisen og stivhetsmatrisen, og at de er lineært uavhengige.

Vi uttrykker nå forskyvningene $\mathbf{u}(t)$ for systemet i (2.12) ved superposisjon av eigsvingeformene eller modale bidrag ved

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{r=1}^N \boldsymbol{\phi}_r q_r(t), \quad (2.17)$$

der $q_r(t)$ er skalare tidsavhengige funksjoner som kalles modale koordinater.

Ved å bruke likning (2.17) kan de koblede likningene (2.12) skrives som

$$\sum_{r=1}^N \mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \mathbf{c}\boldsymbol{\phi}_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \mathbf{k}\boldsymbol{\phi}_r q_r(t) = \mathbf{p}_{eff}(t). \quad (2.18)$$

Videre premultipliseres hvert ledd i denne likningen med $\boldsymbol{\phi}_n^T$ og vi får

$$\sum_{r=1}^N \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{c}\boldsymbol{\phi}_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{k}\boldsymbol{\phi}_r q_r(t) = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{p}_{eff}(t). \quad (2.19)$$

I denne likningen forsvinner alle leddene for treghetsbidragene og de elastiske kreftene unntatt for $r = n$. Dette skyldes ortogonalitetsegenskapene til eigsvingeformene. Likning (2.19) kan nå skrives som

$$(\boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n) \ddot{q}_n(t) + \sum_{r=1}^N (\boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{c}\boldsymbol{\phi}_r) \dot{q}_r(t) + (\boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{k}\boldsymbol{\phi}_n) q_n(t) = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{p}_{eff}(t) \quad (2.20)$$

eller

$$M_n \ddot{q}_n(t) + \sum_{r=1}^N C_{nr} \dot{q}_r(t) + K_n q_n(t) = P_{eff,n}(t), \quad (2.21)$$

hvor

$$M_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n \quad C_{nr} = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{c}\boldsymbol{\phi}_r \quad K_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{k}\boldsymbol{\phi}_n \quad \text{og} \quad P_{eff,n} = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{p}_{eff}. \quad (2.22)$$

Denne likningen kan skrives som

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{P}_{eff}, \quad (2.23)$$

hvor \mathbf{M} er en diagonal matrise med de generaliserte massene M_n på diagonalen, \mathbf{K} er en diagonalmatrise av de generaliserte stivhetene K_n , og \mathbf{P}_{eff} er en kolonnevektor som inneholder de generaliserte modale kreftene $P_{eff,n}$. Dempningsmatrisen \mathbf{C} er generelt ikke diagonal, men hvis vi antar et klassisk dempet system, blir også denne diagonal. Likningssystemet blir da ukoblet. Hvis vi dividerer likning (2.23) med M_n , får vi for komponent n

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \frac{P_{eff,n}(t)}{M_n}. \quad (2.24)$$

I jordskjelvanalyse er det ikke vanlig å anta klassisk dempning, men å bestemme realistiske dempningsforhold for de forskjellige modene. BØR DET STÅ NOE MER OM DEMPNING HER?

Den romlige fordelingen av de effektive jordskjelvskreftene $\mathbf{p}_{eff}(t)$ er definert som $\mathbf{s} = \mathbf{m}\boldsymbol{\iota}$. Denne fordelingen av krefter kan utvides til en sum av de modale fordelingene av treghetskrefter \mathbf{s}_n

$$\mathbf{m}\boldsymbol{\iota} = \sum_{n=1}^N \mathbf{s}_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n, \quad (2.25)$$

der

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}, \quad L_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{m}\boldsymbol{\iota}, \quad M_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n. \quad (2.26)$$

Uttrykket for koeffisienten Γ_n kan utledes ved å premultiplisere begge sider av likning (2.25) med $\boldsymbol{\phi}_r^T$ og bruke modenes ortogonalitetsegenskaper. Bidraget til $\mathbf{m}\boldsymbol{\iota}$ fra mode n er

$$\mathbf{s}_n = \Gamma_n \mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n, \quad (2.27)$$

og dette er uavhengig av hvordan modene er normalisert.

2.3.1 Modale likninger

Likning (2.24) kan skrives ut som

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t). \quad (2.28)$$

Løsningen $q_n(t)$ finnes ved å sammenlikne likning (2.28) med bevegelseslikningen for et system med én frihetsgrad med svingeegenskaper - naturlig vinkelfrekvens ω_n og dempningsforhold ζ_n - tilsvarende som for mode n av systemet med N frihetsgrader. Bevegelseslikningen for et system med én frihetsgrad utsatt for grunnakselerasjon $\ddot{u}_g(t)$, hvor vi erstatter forskyvningen u med D_n for å understreke koblingen mot mode n , er

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t). \quad (2.29)$$

Sammenlikning av likning (2.28) og (2.29) gir sammenhengen mellom q_n og D_n :

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (2.30)$$

Dermed er løsningen for $q_n(t)$ tilgjengelig når likning (2.29) er løst for D_n , ved for eksempel å benytte numeriske tidsstegsmetoder for systemer med én frihetsgrad. Den modale ekspansjonen av innflytelsesvektoren er:

$$\boldsymbol{\iota} = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \boldsymbol{\phi}_n \quad (2.31)$$

2.3.2 Modal respons

Bidraget fra mode n til nodeforskyvningene $\mathbf{u}(t)$ er

$$\mathbf{u}_n(t) = \boldsymbol{\phi}_n q_n(t) = \Gamma_n \boldsymbol{\phi}_n D_n(t) \quad (2.32)$$

Den vanligste metoden for å bestemme krefter som oppstår i konstruksjoner utsatt for jordskjelv, er å bruke ekvivalente statiske krefter. Denne metoden muliggjør sammenlikning av dynamiske analyseprosedyrer med jordskjelvkreftene spesifisert i standarder. Den ekvivalente statiske kraften assosiert med moden er $\mathbf{f}_n(t) = \mathbf{k}\mathbf{u}_n(t)$, hvor $\mathbf{u}_n(t)$ er gitt ved likning (2.32). Dette kan også uttrykkes ved pseudoakselerasjonen, $A_n(t)$, ved

$$\mathbf{f}_n(t) = \mathbf{s}_n A_n(t), \quad (2.33)$$

der

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t). \quad (2.34)$$

De ekvivalente statiske kreftene \mathbf{f}_n er produktet av to størrelser: (1) Bidraget \mathbf{s}_n fra mode n til den romlige fordelingen $\mathbf{m}\boldsymbol{\mu}$ av \mathbf{p}_{eff} , og (2) Pseudoakselerasjonsresponsen for den n te moden for et enfrihetsgradsystem utsatt for $\ddot{u}_g(t)$. Bidraget $r_n(t)$ fra mode n til en generell responsstørrelse $r(t)$ bestemmes ved statistisk analyse av konstruksjonen utsatt for ytre krefter $\mathbf{f}_n(t)$. Dersom r_n^{st} er den modale statiske responsen (statisk verdi av r på grunn av ytre krefter (masse) \mathbf{s}_n), så er

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t). \quad (2.35)$$

Avhengig av hvordan moden er normalisert kan r_n^{st} være positiv eller negativ. Statistiske forskyvninger på grunn av kreftene \mathbf{s}_n oppfyller $\mathbf{k}\mathbf{u}_n^{st} = \mathbf{s}_n$. Setter en inn for likning (2.27) får en

$$\mathbf{u}_n^{st} = \mathbf{k}^{-1}(\Gamma_n \mathbf{m} \boldsymbol{\phi}_n) = \frac{\Gamma_n}{\omega_n^2} \boldsymbol{\phi}_n \quad (2.36)$$

Videre setter vi inn likning fra (2.35) og får

$$\mathbf{u}_n(t) = \frac{\Gamma_n}{\omega_n^2} \boldsymbol{\phi}_n A_n(t) = \Gamma_n \boldsymbol{\phi}_n D_n \quad (2.37)$$

2.3.3 Total respons

Dersom en legger sammen responsbidragene fra alle modene, får en konstruksjonens totale respons på grunn av grunnbevegelsen. Dermed blir nodeforskyvningene

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{u}_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \boldsymbol{\phi}_n D_n(t). \quad (2.38)$$

Generelt for enhver responsstørrelse gjelder

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t). \quad (2.39)$$

Responsbidragene fra noen av de høyere modene kan under visse forutsetninger bestemmes fra statistisk analyse istedet for dynamisk analyse. For systemer med én frihetsgrad som har svært kort naturlig svingeperiode, er pseudoakselerasjonen $A(t) \simeq -\ddot{u}_g(t)$. Dersom de naturlige svingeperiodene fra svingemodene $N_d + 1$ til N er tilstrekkelig korte til at dette er oppfylt, kan en uttrykke responsen ved

$$r(t) = \sum_{n=1}^{N_d} r_n^{st} A_n(t) - \ddot{u}_g(t) \left(r^{st} - \sum_{n=1}^{N_d} r_n^{st} \right), \quad (2.40)$$

hvor r^{st} er statistisk verdi av r på grunn av ytre krefter \mathbf{s} , og ettersom $\mathbf{s} = \sum \mathbf{s}_n$ får vi

$$r^{st} = \sum_{n=1}^N r_n^{st} \quad (2.41)$$

Denne løsningen består av to deler: Den første delen er dynamisk respons fra de første N_d modene, og den andre delen er responsen for de høyere modene bestemt ved statistisk analyse.

Kapittel 3

Responsanalyse

3.1 Metode med ekvivalent statisk kraft

I kapittel 2 etablerte vi dynamiske likevektslikninger for systemer utsatt for jordskjelvlaster. Siden forskyvningsforløpet til grunnen ved jordskjelv som regel er svært irregulært, må likevektslikningene som nevnt løses ved numeriske metoder. Vi antar nå at vi har beregnet konstruksjonens forskyvning som funksjon av tiden ved hjelp av en slik metode.

Vi vil nå se på responsen til konstruksjoner med én frihetsgrad utsatt for jordskjelv. Grunnbevegelsen varierer med tiden under et jordskjelv, og det er derfor naturlig å snakke om en *respons* historie. Ettersom *respons* tidligere er definert til å omfatte både forskyvning, krefter, momenter, spenninger og så videre, er det også variasjonen av disse størrelsene over tid som kalles systemets respons historie.

For å finne opptredende krefter og spenninger i en konstruksjon må først respons historien for deformasjon bestemmes ved dynamisk analyse av systemet. Dermed kan de interne kreftene bestemmes ved forskjellige metoder: (1) statisk analyse ved hjelp av elementstivhetsrelasjoner i ethvert tidspunkt, eller (2) ekvivalente statiske krefter. Ved hvert tidspunkt t er f_S den statiske (langsomt pålastet) ytre kraft som gir tilsvarende deformasjon som u i den dynamiske analysen. Dermed er

$$f_S(t) = ku(t), \quad (3.1)$$

hvor k er horisontal stivhet i konstruksjonen.

Den vanligste metoden i jordskjelvdimensjonering er metoden med *ekvivalent statisk kraft* f_s (se figur 3.1 på neste side) ettersom den kan relateres til jordskjelvlaster spesifisert i regelverk, f.eks. NS-EN 1998-1 [40]. Dersom man

uttrykker k med m kan man skrive

$$f_S(t) = m\omega_n^2 u(t) = mA(t), \quad (3.2)$$

der

$$A(t) = \omega_n^2 u(t). \quad (3.3)$$

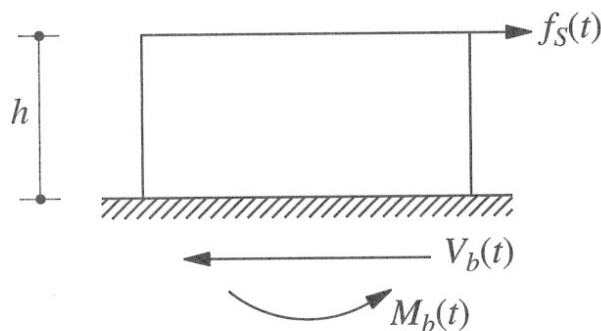
Den ekvivalente statiske kraften er her m multiplisert med $A(t)$, *pseudoakselerasjonen*, ikke m multiplisert med den totale akselerasjonen $\ddot{u}(t)$.

3.2 Responsspektermetoden

I 1932 ble konseptet for responspektermetoden introdusert av Biot og Housner i USA [11]. I dag er dette en viktig og svært mye anvendt metode innen jordskjelvdimensjonering over hele verden. Responspekteret er en praktisk metode for å sammenstille maksimalverdiene for responsen til alle mulige lineære enfrihetsgradsystemer utsatt for en enkelt komponent av en grunnbevegelse.

Et responspekter er et plot av maksimalverdien til en responsstørrelse som en funksjon av den naturlige svingeperioden T_n (eventuelt relaterte størrelser som naturlig vinkelfrekvens ω_n eller naturlig frekvens f_n) til systemet. Ingeniører foretrekker vanligvis T_n , da det er en intuitiv framstilling. Ethvert responspekter er laget for en bestemt verdi av dempningen.

Ulike responspektre kan defineres avhengig av hvilken responsstørrelse som



Figur 3.1: Ekvivalent statisk kraft. Figuren er hentet fra [11]

plottes, for eksempel

$$u_0(T_n, \zeta) \equiv \max_t |u(t, T_n, \zeta)| \quad (3.4)$$

$$\dot{u}_0(T_n, \zeta) \equiv \max_t |\dot{u}(t, T_n, \zeta)| \quad (3.5)$$

$$\ddot{u}_0(T_n, \zeta) \equiv \max_t |\ddot{u}(t, T_n, \zeta)|. \quad (3.6)$$

Responspekteret for deformasjonen er et plot av u_0 mot T_n for en bestemt verdi av ζ , og tilsvarende er *responspekteret for relativ hastighet* et plot av \dot{u}_0 og *responspekteret for relativ akselerasjon* et plot av \ddot{u}_0 .

Et responspekter bør dekke en stor variasjon av naturlige svingeperioder og dempningsverdier, slik at det inneholder verdier som kan brukes for alle mulige konstruksjoner. For eksempel har bruer med store spenn og høye bygninger spesielt lange svingeperioder. I tillegg bør et spekter inkludere mange verdier av dempningen, fra $\zeta = 0$ til 20%. Responspektermetoden har vist seg å være nyttig i den grad at spektreregning ut for tilnærmet alle grunnbevegelser av størrelser som er av dimensjoneringsinteresse, og de publiseres straks etter at de er registrert. Det er etter hvert registrert og regnet ut tilstrekkelig mange responspektre til at en kan ha en god ide om hva slags bevegelse som er sannsynlig ved framtidige jordskjelv. Dette gir også en god ide om hvordan responspektre blir påvirket av avstanden til jordskjelvets senter, lokale grunnforhold og regional geologi.

3.3 Pseudospektre

Vi ønsker å ta for oss tre ulike responspektre; deformasjons-, pseudohastighets- og pseudoakselerasjonsspekter. Fra tidligere vet vi at det kun er nødvendig å finne forskyvningen $u(t)$ for å kunne bestemme indre krefter. Det er dermed tilstrekkelig å beregne maksimal deformasjon $D \equiv u_0$. Likevel ser vi på de to sistnevnte responspektrene fordi de er nyttige for å studere ulike egenskaper ved responspektre, konstruere designspektreregning, samt for å relatere resultater fra dynamisk analyse til regelverk.

Fra deformasjonshistorien kan man finne maksimal deformasjon for et system, $D \equiv u_0$. Vanligvis opptrer denne maksimumsverdien under selve jordskjelvet, men i tilfeller med lange svingeperioder og lett dempning kan maksimal deformasjon inntreffe i perioden med fri svingning når grunnen er i ro.

Et deformasjonsresponspekter finnes ved å variere den naturlige perioden T_n , og finne verdien av D for hver verdi av T_n . For å finne et fullstendig responspekter må en også variere dempningsforholdet ζ .

For et system med en frihetsgrad og naturlig vinkelfrekvens ω_n innfører vi en størrelse V relatert til systemets maksimale deformasjon på grunn av et jordskjelv ved

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D. \quad (3.7)$$

V har benevnning hastighet og kalles pseudohastighet. Maksimalverdien av tøyingsenergien E_{S0} i systemet ved et jordskjelv er relatert til V gjennom

$$E_{S0} = \frac{mV^2}{2}. \quad (3.8)$$

Responsspekteret for pseudohastighet er et plot av V som funksjon av den naturlige svingeperioden T_n (eller naturlig svingefrekvens f_n). Det vanlige er også her å bruke T_n . Responsspekteret framkommer på samme måte som deformasjonsspekteret; ved å variere T_n og ζ .

På samme måte som for hastighet, innfører vi en størrelse A for et system med én frihetsgrad og naturlig frekvens ω_n ved

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D. \quad (3.9)$$

Størrelsen A har benevnning akselerasjon, og den kalles pseudoakselerasjon. *Responsspekteret for pseudoakselerasjon* er et plot av A som funksjon av T_n (eller f_n).

3.3.1 Kombinert D-V-A-spektrum

De tre spektrene er tre ulike måter å presentere den samme informasjonen om konstruksjonens respons på grunn av en gitt grunnakselerasjon på. Dersom man kjenner et av spektrene, kan de to andre oppnås ved å bruke likning (3.7) og likning (3.9). Det kan likevel være hensiktsmessig å se på alle tre da hvert og et av dem gir verdifull informasjon om systemets oppførsel. Deformasjonsspekteret representerer systemets maksimale deformasjon, pseudohastighetsspekteret er direkte relatert til tøyingsenergien som er lagret i systemet, mens pseudoakselerasjonsspekteret er direkte relatert til maksimal verdi av den ekvivalente statiske kraften f_S og dens avledede størrelser. I tillegg vil formen på spekteret lettere kunne tilnærmes ved hjelp av alle de tre spektrale størrelsene, enn ved en av dem alene. Denne type plot ble utviklet første gang av Veletsos og Newmark i 1960 [11]. Grunnen til at denne kombinerte presentasjonen er mulig, er at de tre størrelsene er relatert gjennom likning (3.7) og (3.9), her gjentatt i omskrevet form

$$\frac{A}{\omega_n} = \frac{T_n}{2\pi} = V = \frac{2\pi}{T_n} D = \omega_n D. \quad (3.10)$$

3.3.2 Metode

Responsspekteret for en gitt grunnakselerasjon kan utvikles etter følgende metode:

1. Definer numeriske verdier for grunnakselerasjonen $\ddot{u}_g(t)$; typisk tidsstegsstørrelse er 0.01 eller 0.02 sek.
2. Velg naturlig svingeperiode T_n og dempningsforhold ζ for et system med én frihetsgrad.
3. Regn ut deformasjonsresponsen $u(t)$ for dette systemet på grunn av $\ddot{u}_g(t)$ ved hjelp av en numerisk metode
4. Bestem u_0 , maksimal verdi av $u(t)$.
5. Spektralordinatene er $D = u_0$, $V = (2\pi/T_n)D$ og $A = (2\pi/T_n)^2 D$.
6. Repeter steg 2 til 5 for en variasjon av T_n - og ζ -verdier som dekker alle mulige systemer av ingeniørmessig interesse.
7. Presenter resultatene fra steg 2 til 6 grafisk ved tre separate spektre eller et kombinert spekter.

Når et responspekter er tilgjengelig, kan en lett finne maksimal verdi for deformasjon eller interne krefter ettersom den regnemessig krevende dynamiske analysen allerede er utført. Alle interessante størrelser kan uttrykkes ved D , V og A , for eksempel maksimal deformasjon

$$u_o = D = \frac{T_n}{2\pi} V = \left(\frac{T_n}{2\pi}\right)^2 A, \quad (3.11)$$

og maksimal ekvivalent statisk kraft f_{So}

$$f_{So} = kD = mA. \quad (3.12)$$

3.4 Elastisk designspekter

Når en prosjekterer en konstruksjon, ønsker en å dimensjonere den slik at den tåler framtidige hendelser. Et responspekter fra et tidligere registrert jordskjelv er ikke tilstrekkelig for å kunne sikre at en konstruksjon vil tåle mulige framtidige jordskjelv. For dette formålet trenger en et designspekter som imøtekommer spesifikke krav. Et responspekter basert på et tidligere jordskjelv er taggete siden

grunnakselerasjonen varierer sterkt, men to ulike jordskjelv i samme område vil ikke gi det samme utslaget eller den samme formen på taggene. Det er heller ikke mulig å forutse hvordan taggene vil bli på et responspekter for kommende jordskjelv. Et designspekter må derfor bestå av glatte kurver eller en rekke rette kurver, med en kurve for hvert nivå av demping.

Viktige faktorer en må ta hensyn til ved konstruksjon av et designspekter, inkluderer styrke på jordskjelvet, avstand til skjelvets senter, geologien mellom senter og området en lager designspekteret for, samt grunnforholdene på stedet. I områder hvor det ikke er mange registrerte jordskjelvsdata, må designet baseres på andre metoder, som vi ikke vil gå inn på i denne oppgaven.

Designspekteret er basert på statistisk analyse av responspektre for et antall I ulike grunnbevegelser, hvor grunnbevegelse nummer i kalles $\ddot{u}_g^i(t)$, og hvor \ddot{u}_{go}^i , \dot{u}_{go}^i og u_{go}^i er maksimalverdiene av henholdsvis deformasjon, hastighet og akselerasjon. Hver grunnbevegelse i er skalert opp eller ned slik at alle for eksempel har den samme maksimale grunnakselerasjon \ddot{u}_{go} . Responspektrene for de I normaliserte grunnakselerasjonene er beregnet etter metoden beskrevet i avsnitt 3.3.2. For hver verdi av T_n er det like mange spekterverdier som antallet registrerte grunnbevegelser I , D^i , V^i og A^i ($i = 1, 2, \dots, I$); deformasjon, pseudohastighet og pseudoakselerasjon. Ut fra de normaliserte grunnbevegelsene beregner man gjennomsnittsverdiene, og statistisk analyse av disse data gir sannsynlighetsfordelingene for hver spektralordinat (A, V, D), dens gjennomsnittsverdi og standardavvik for hver periode T_n . Ved å sammenfatte alle gjennomsnittsverdiene får en det som kalles et *gjennomsnittresponspekter*. Tilsvarende vil alle verdiene av gjennomsnitt-pluss-et-standardavvik gi et *gjennomsnitt-pluss-et-standardavvik-responspekter*. Ettersom det er gjennomsnittsverdier som danner grunnlaget for utviklingen av disse responspektrene, vil de være mye glattere enn hvert enkelt responspekter.

Forskere har utviklet prosedyrer for å komme fram til slike designspektre fra grunnbevegelsesparametre. Noen vanlige grenseverdier for den naturlige svingerperioden er $T_a = 1/33$ s, $T_b = 1/8$ s, $T_c = 10$ s og $T_f = 33$ s. I tillegg opererer en med forstørrelsesfaktorer som er utviklet i en analyse av et utvalg grunnbevegelser registrert på fast grunn, se tabell 3.4.

For et system med en frihetsgrad som dimensjoneres for å forbli elastisk, gir det elastiske designspektret grunnlag for å beregne den dimensjonerende kraften og deformasjonen. Designspektre er mye brukt til dimensjonering, i det det skaleres for å tilsvare maksimal grunnakselerasjon på stedet.

Tabell 3.1: Forstørrelsesfaktorer for elastisk designspekter. Tabellen er hentet fra [11].

Forstørrelsesfaktorer - Elastisk designspekter						
Dempning %	Gjennomsnitt (50% persentil)			Et sigma (84.1 persentil)		
	α_A	α_V	α_D	α_A	α_V	α_D
1	3.21	2.31	1.82	4.38	3.38	2.73
2	2.74	2.03	1.63	3.66	2.92	2.42
5	2.12	1.65	1.39	2.71	2.30	2.01
10	1.64	1.37	1.20	1.99	1.84	1.69
20	1.17	1.08	1.01	1.26	1.37	1.38

3.5 Forskjeller mellom responsspektre og designspektre

Det finnes to utpregede forskjeller på responsspektre og designspektre.

- Det taggete responspekteret viser maksimal respons for alle mulige systemer med én frihetsgrad, og er derfor en beskrivelse av én bestemt grunnbevegelse. Det glatte designspekteret derimot, er en spesifikasjon av nivået på dimensjonerende seismiske laster, eller deformasjoner, som en funksjon av naturlig svingeperiode og dempningsforhold.
- For noen områder er et designspekter en kombinasjon av to forskjellige designspektre. Dersom det i et område er mulighet for forskjellige typer jordskjelv, for eksempel jordskjelv i forskjellig avstand og av forskjellig styrke, vil det totale designspekteret bestå av et spekter for hver type jordskjelv, og hvor det er designspekteret med størst verdi for en bestemt svingeperiode som blir dimensjonerende.

3.6 Kombinasjonsregler for modale bidrag

Maksimal modal respons fra hver mode, $r_{no}(n = 1, 2, \dots, N)$ må kombineres for å bestemme maksimal verdi $r_o \equiv \max_t |r(t)|$ av den totale responsen. Det er generelt ikke mulig å bestemme en eksakt verdi av r_o fra r_{no} ettersom de modale responsene $r_n(t)$ for hver mode har sine maksimale verdier ved ulike tidspunkt, og den maksimale verdien for den kombinerte responsen $r(t)$ inntreffer generelt ved et annet tidspunkt. Ettersom det ikke finnes noen informasjon om når den maksimale verdien oppstår, må en innføre tilnærminger for å kombinere de maksimale modale verdiene. Dersom en antar at alle modene har maksimal verdi ved samme tidspunkt,

og fortegn ignoreres, får en en øvre grense for verdien av total respons. Denne regelen for kombinasjon, som kalles *absolutt sum*, kan uttrykkes ved

$$r_o \leq \sum_{n=1}^N |r_{no}|. \quad (3.13)$$

Denne øvre grensen er vanligvis for konservativ, og vi trenger derfor å introdusere andre regler for kombinasjon av moder.

Regelen for kombinasjon av moder som kalles „*square-root-of-sum-of-squares*”(SRSS), ser slik ut

$$r_o \simeq \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2}. \quad (3.14)$$

Den maksimale responsen i hver mode er kvadrert, de kvadrerte modale maksimalverdiene blir summert, og roten av denne summen gir et estimat for den maksimale verdien av total respons. Denne regelen gir gode resultater for konstruksjoner med stor avstand mellom egensvingefrekvensene.

Mange systemer har imidlertid egensvingefrekvenser som ligger nært opptil hverandre. For disse systemene gir ikke SRSS tilfredsstillende resultater. En regel som kalles „*complete quadratic combination*”(CQC), er brukbar for et større utvalg av konstruksjoner ettersom den tar hensyn til relativt like egensvingefrekvenser. I følge denne regelen er

$$r_o \simeq \left(\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2}. \quad (3.15)$$

Hvert av de N^2 leddene på høyre side i denne likningen er produktet av maksimal respons i mode i og n , og korrelasjonsfaktoren ρ_{in} for disse to modene. Korrelasjonsfaktoren ρ_{in} varierer mellom 0 og 1, og i tilfellet $i = n$ blir $\rho_{in} = 1$. Metoder for å bestemme ρ_{in} er beskrevet i [27]. Likning (3.15) kan nå skrives som

$$r_o \simeq \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1, \substack{n=1 \\ i \neq n}}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2}. \quad (3.16)$$

Her kan en tydelig se at det første leddet tilsvarer likning (3.14), hvor hvert ledd har positivt fortegn. Den doble summen inkluderer alle kryssleddene ($i \neq n$), der hvert ledd kan være positivt eller negativt. Kombinasjonsreglene er basert på teori for stokastiske prosesser og svingninger [26], som ikke er tema i denne oppgaven. Ved å benytte denne teorien gjøres det ulike antagelser, og det kan være interessant å se på følgene av disse antagelsene. Dette inkluderer blant annet at kombinasjonsreglene for moder vil være mest nøyaktig for jordskjelvbevegelser som

inneholder et bredt spekter av frekvenser med lange faser med rysteler, gjerne flere ganger lengre enn konstruksjonens fundamentale svingeperioder. I tillegg er det en fordel om systemet ikke er for lett dempet. Særlig vil disse reglene gi mindre nøyaktige resultater dersom systemet opplever kort impulsbevegelse, eller repeterte sykluser med tilnærmet harmonisk bevegelse.

Ettersom SRSS- og CQC-reglene for kombinasjon av moder er basert på stokastisk teori, skal r_o tolkes som gjennomsnittet av de maksimale verdiene for respons på grunn av et utvalg jordskjelvbevegelser. Dermed er reglene beregnet for bruk når bevegelsen er karakterisert ved et glatt respons- eller designspekter, basert på responsspektre for mange jordskjelv. Det glatte spekteret kan være gjennomsnittet av individuelle spektrere, eller et mer konservativt spekter, som gjennomsnitt-pluss-et-standardavvik-spekter. Når CQC- eller SRSS-regelen brukes sammen med for eksempel et gjennomsnittsspekter, gir den et estimat av maksimale verdier for responsen til individuelle grunnbevegelser.

Estimatet for maksimal respons er ofte ikke-konservativt. Størrelsen på feilen avhenger av svingeegenskapene - perioder og moder - for konstruksjonen, og formen på spekteret. Forskere har observert feil opp mot 25 % [11], spesielt i øvre etasjer på bygg. Feilen kan bli større eller mindre dersom kombinasjonsreglene brukes for å estimere maksimal respons på bakgrunn av én grunnbevegelse karakterisert av et taggete responsspekter.

3.7 Forenkling av konstruksjoner og jordskjelvrespons

Utviklingen av analysemetoder for jordskjelv, sammen med utviklingen av moderne datamaskiner, gjør det mulig å finne lineær-elastisk respons av matematiske modeller for konstruksjoner utsatt for foreskrevne grunnakselerasjoner. Nøyaktigheten av disse analysene avhenger av hvor korrekt den matematiske representasjonen av konstruksjonen er. Resultater fra tvungne svingetester av Millikan Library, og jordskjelvene i Lytle Creek og San Fernando [11], viser at en økning i grunnbevegelsen fører til en forlenging av de naturlige svingeperiodene, samt at dempningsforholdet øker. Forlengelsen av svingeperiodene indikerer et tap av stivhet som sannsynligvis skyldes oppsprekking av tverrsnittene og annen degradering av ikke-konstruksjonsmessige elementer. For å kunne reprodusere denne endringen av stivhets- og dempningsegenskaper ved økt deformasjon, samt konstruksjonens oppførsel ved ulike størrelser av deformasjonsamplituden, trenger man en ikke-lineær beskrivelse av konstruksjonen.

Dersom konstruksjonen ikke ødelegges i særlig grad, kan en oppnå tilfredsstillende

resultater for responsen under jordskjelvet ved en ekvivalent lineær-elastisk modell med viskøs dempning. Dersom de beregnede svingeperiodene, modene og den estimerte dempningen kan representere konstruksjonens egenskaper under jordskjelvet, vil den modale analyseprosedyren gi nøyaktig “lineær” respons.

Den normale situasjonen er imidlertid at de naturlige svingeperiodene og modene beregnes ut fra en idealisering av konstruksjonen. Det er kvaliteten på denne idealiseringen som bestemmer nøyaktigheten av responsen. Derfor er det bare de delene av konstruksjonen som bidrar til masse og stivhet ved bevegelsen som forventes under jordskjelvet, som skal tas med i idealiseringen av konstruksjonen. Stivhetsegenskapene må bestemmes ved realistiske antagelser. Tilsvarende må dempningsnivået baseres på tilgjengelige data fra liknende konstruksjoner utsatt for tidligere jordskjelv.

3.7.1 Maksimal respons fra responsspekter

For systemer med flere frihetsgrader har vi nå tatt for oss analyse av responshistorie, hvor en konstruksjons respons $\mathbf{r}(t)$ finnes som funksjon av tiden, men dimensjonering av konstruksjoner er vanligvis basert på maksimale verdier av krefter og deformasjoner på grunn av jordskjelvbevegelsen. Bruk av responsspektermetoden kan også, med visse forbehold, være mulig for systemer med flere frihetsgrader. Maksimal respons for et system med flere frihetsgrader kan finnes, men som vi var inne på da vi diskuterte kombinasjonsmetodene i kapittel 3.6, er ikke resultatet eksakt. Generelt vil resultatet avvike fra det en oppnår ved hjelp av tidsserieanalyse. Resultatet er likevel nøyaktig nok for dimensjonering av konstruksjoner. Vi vil her ta for oss responsspekteranalyse for systemer med flere frihetsgrader utsatt for én komponent av grunnbevegelse. Analysen gjelder imidlertid ikke for systemer med ulik bevegelse i opplagrene.

Den maksimale verdien r_{no} i bidraget fra mode n av responsen kan finnes fra et responspekter eller designspekter. Dette er innlysende ettersom den maksimale verdien av $A_n(t)$ er tilgjengelig fra spekteret for pseudoakselerasjonen, som ordinaten $A(T_n, \zeta_n)$ (heretter A_n). Dermed får vi

$$r_{no} = r_n^{st} A_n, \quad (3.17)$$

der r_{no} har samme fortegn som den modale responsen r_n^{st} fra statisk analyse, siden A_n er definert positiv. Selv om r_{no} kan være positiv eller negativ, kalles den *maksimal modal respons* fordi den samsvarer med maksimal verdi av $A_n(t)$. Alle responsstørrelser assosiert med en bestemt mode, n , har maksimal verdi ved samme tidspunkt som $A_n(t)$.

Responsspektermetoden er en dynamisk analysemetode av konstruksjoner utsatt

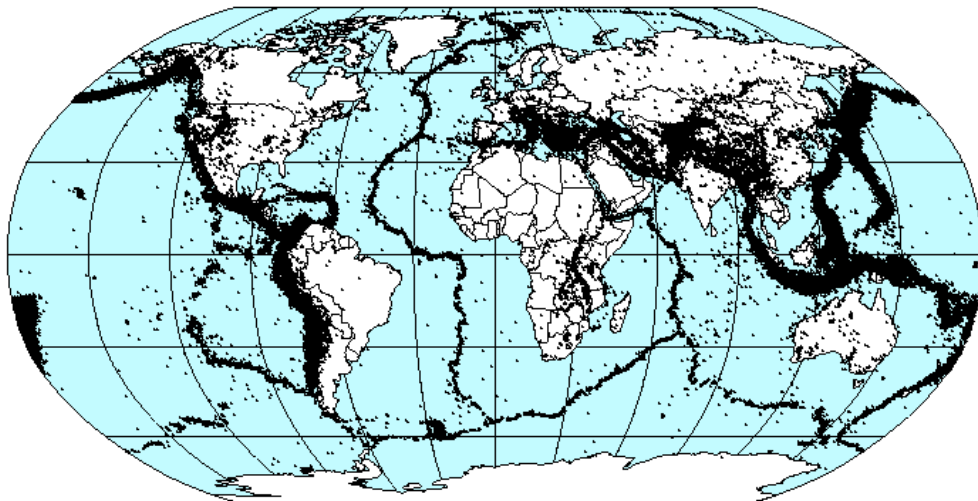
for jordskjelvbevegelse som blir redusert til en serie med statiske analyser. For hver mode man tar for seg, finner man den modale responsen r_n^{st} ved statistisk analyse av konstruksjonen utsatt for kreftene i vektoren \mathbf{s}_n . Deretter multipliseres r_n^{st} med spektralordinalten A_n for å oppnå maksimal modal respons r_{no} . Dermed unngår en med responspektermetoden å utføre dynamisk analyse for enfrihetsgradssystemer. Responspektermetoden regnes likevel som en dynamisk metode fordi den benytter konstruksjonens svingeegenskaper - naturlige vinkelfrekvenser, tilhørende svingemoder, og modale dempningsforhold, samt de dynamiske egenskapene til grunnbevegelsen gjennom responspekteret. En trenger altså ikke utføre responshistorieanalyser; de ble allerede utført idet respons- eller designspektre ble bestemt.

Kapittel 4

Seismologi

4.1 Platetektonikk og jordskjelv

Seismologi er læren om jordskjelv og om elastiske bølgers bevegelse i jorden [43]. Med jordskjelv menes et plutselig brudd i jordskorpen som er av en slik natur at det sendes ut bølger i form av rystelser.



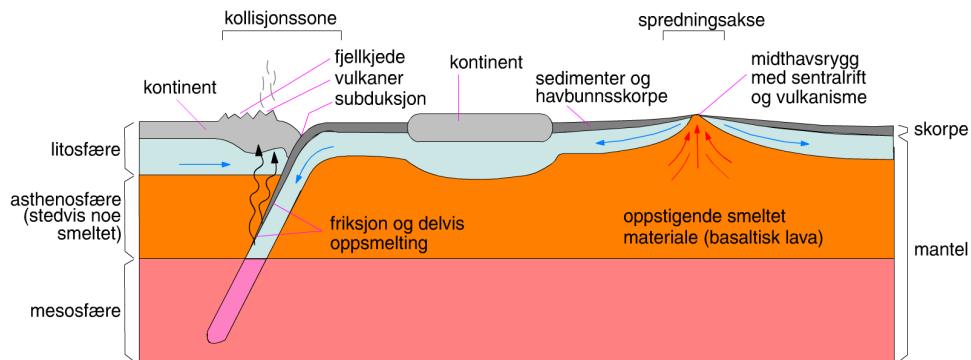
Figur 4.1: Oversikt over episentre for registrerte jordskjelv med styrke større enn 3.5 i perioden 1963-1998. Figuren er hentet fra [1].

Når jorden rister er det en følge av forskyvninger i jordskorpen, enten langs kjente forkastninger som sees på overflaten, for eksempel San Andreas-forkastningen i California, eller langs dypere, ukjente forkastninger og sprekkesystemer [29].

Jordskorpen, med tykkelse som varierer fra 5-70 km, tynnest under havdypene og tykkest under fjellkjedene, utgjør en svært liten del av Jordas radius på 6 371 km [44]. Innenfor jordskorpen strekker mantelen seg ned til mantel/kjerne-grensen i ca. 2 900 km dyp [41]. I tillegg til tredelingen i skorpe, mantel og kjerne har man påvist at fra ca. 100 km og ned til ca. 250 km dyp er mantelen noe «bløtere» fordi temperaturen befinner seg nær bergartenes smeltepunkt. Dette bløte laget kalles astenosfæren. Over astenosfæren ligger den øverste del av mantelen og skorpen, som sammen utgjør et relativt stivt skall, den såkalte litosfæren. Denne er delt i det som kalles tektoniske plater, som kan gli på den underliggende astenosfæren. Det finnes flere teorier om hvorfor jordskorpen er i bevegelse [27], men den mest anerkjente er at det skyldes bevegelser i disse tektoniske platene som skyldes strømminger i den varme, underliggende astenosfæren. Ettersom fjell ikke er helt stivt, men kan oppføre seg elastisk innen visse grenser, vil trykket kunne øke når platene beveger seg. På denne måten bygges det over tid opp store spenninger i sprekker eller *forkastninger* i jordskorpen. Når spenningene blir større enn fjellets kapasitet, vil fjellet på hver side av forkastningen bevege seg til en ny posisjon hvor spenningene er utløst. Denne bevegelsen er det som kalles et jordskjelv. Et jordskjelv er opphav til seismiske bølger som forplanter seg utover i jordskorpen. Det punktet på en forkastning hvor bruddet initieres kalles jordskjelvets *fokus* eller *hyposenter*, mens punktet på jordoverflaten som ligger rett over hyposenteret, kalles jordskjelvets *episenter*.

Fra figur 4.1 på forrige side, som viser jordskjelv med styrke over 3.5 i perioden 1963-1998, kan man ane omrisset av jordoverflatens tektoniske plater. De mest aktive seismiske sonene på jorden er knyttet til plategrensene. Det finnes tre ulike typer soner eller forkastningstyper, se figur 4.2 på neste side for illustrasjon. I *spredningssoner*, som nesten overalt følger en undersjøisk fjellrygg som løper langs midten av de store verdenshav, dannes det stadig ny havbunn samtidig som gammel havbunn trenges utover til begge sider. På grunn av platebevegelser sprekker ryggen opp i en sentral rift eller revne [42]. Magma som dannes på dypet under litosfæren, trenger opp i den sentrale riften som lava og størkner. Et eksempel på dette er den midt-atlantiske rygg, som fører til at Europa og Amerika langsomt fjerner seg fra hverandre. Mens ny jordskorpe dannes i spredningssonene, vil gamle skorpebergarter presses sammen eller forsvinne med samme fart der plater kolliderer. Tyngre havbergarter vil presses ned og inn under lettere kontinentalplater. Et slikt nedpressingsområde kalles en *subduksjonssone* og finnes rundt hele Stillehavet, for eksempel i Sør-Amerika der Nazca-platen glir inn under kontinentet og «løfter» Andesfjellene. I Himalaya kolliderer det indiske kontinent i sør med det sibirske massiv i nord, og det foregår ikke lengre noen nedpressing siden det nå er to kontinenter som kolliderer. De største jordskjelvene opptrer alltid langs kollisjonssonene, og de finner sted ned til 700 m dybde, en indikasjon på hvor dypt platene blir presset. *Transformforkastninger*, hvor plater glir langsmed hverandre, er en siste type forkastninger. Her vil det være

seismisk aktivitet fordi spenninger gradvis bygger seg opp og plutselig frigjøres. De fleste av disse forkastningene finnes i havdypene, spesielt som brudd på tvers av midthavsryggene, men de finnes også i kontinentalskorpen. Et eksempel er San Andreas-forkastningen i California. Det er også registrert flere jordskjelv i



Figur 4.2: Snitt gjennom Jordens øverste lag som viser oppbygningen av platene omkring en spredningsakse og en kollisjonssone. Figuren er hentet fra [42].

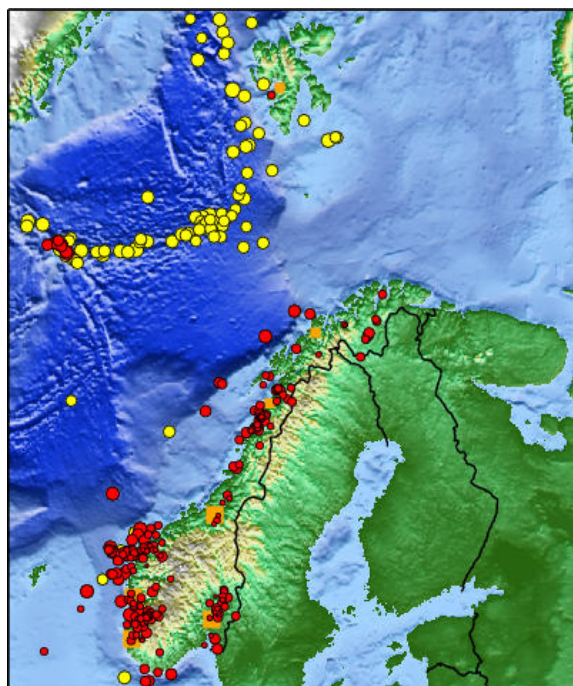
områder langt unna plategrensene, såkalte intra-plate-skjelv. I slike områder viser landskapet klare spor etter store, langsomme deformasjonsprosesser. Når platene utsettes for påvirkninger i utkanten, kan det føre til jordskjelv i slike gamle deformasjonssoner, spesielt i rift-soner. Under rift-prosessen er området varmt når det deformeres, men kjøles ned i etterkant og blir til store innsynkningssoner, såkalte graben-strukturer. I Norge er det to kjente geologiske «sår»-soner. Den ene er Viking-graben i den nordlige Nordsjøen, og den andre går opp gjennom hele Oslo-fjorden til og med Mjøsa, kalt Oslo-graben. Intra-plate-jordskjelv forekommer oftest langs disse gamle deformasjonssonene, og 64 % av all intra-plate seismisk aktivitet er knyttet til avbrutte rift-soner [29].

Tilsynelatende aseismiske områder kan aktiveres uten forvarsel for så å gå tilbake til lav seismisk aktivitet. Et eksempel fra nyere tid er Bhuj-skjelvet i India som tok 20 000 liv i 2001 [29]. I desember 1811 og januar 1812 var det i New Madrid, USA, tre skjelv med styrke på 7.1, 7.4 og 7.2 rett etter hverandre. Dette var skjelv med enormt skadepotensiale, og de er typiske eksempler på intra-plate-skjelv. Her har spenninger bygget seg opp over lang tid for plutselig å utløses i uventet store jordskjelv.

Et jordskjelv frigir enorme mengder energi, og dette måles på forskjellige måter. Kombinasjonen av størrelsen på bruddflaten, lengden på bevegelsen og fjellets stivhet er et mål på jordskjelvetts styrke og kalles *seismisk moment*. En vanligere måte å angi styrken på er med et enkelt tall som beregnes fra målinger, jordskjelvetts *magnitude*. Magnitudeskalaen er logaritmisk [30], og hvert trinn på skalaen tilsvarer

en økning i energi med en faktor på ca. 31. Det vil si at et jordskjelv med styrke seks frigir omtrent 31 ganger så mye energi som et jordskjelv med styrke fem, og 1000 ganger mer enn et skjelv med styrke fire. Den mest kjente typen magnitudeskala er Richter-magnitudo, eller Richter-tall. Denne skalaen ble utviklet i California i 1935 av seismologen Charles Richter for å måle styrken på jordskjelv. Richters skala egner seg ikke til å angi styrke på jordskjelv som opptrer mer enn 1000 km fra målestasjonen, eller med styrke over 7.5 [30], for da er ikke forutsetningene for metoden gyldige lenger. Den metoden som vanligvis benyttes i dag, er momentmagnitudo. Denne målemetoden ble utviklet i 1979 av vitenskapsmennene Thomas C. Hanks og Hiroo Kanamori [24], og den erstattet Richters skala. Selv om disse metodene gir ulike tall for magnituden, er de likevel i samme størrelsesorden, og jeg kommer ikke til å gå inn på hvilken metode som er benyttet i referanser til tidligere jordskjelv.

4.2 Seismologi i Norge



Figur 4.3: Jordskjelv i Norge 1979-2010. Jordskjelv med rødt symbol er merket av mennesker, mens gult symbol indikerer styrke over 4. Figuren er hentet fra [28].

Norge er det området i Nord-Europa som har størst antall registrerte seismiske hendelser. Figur 4.3 viser registrerte jordskjelv i Norge i perioden 1979-2010,

og det er tydelig at Vestlandet og Oslo-regionen er mest utsatt. På tross av dette regnes Norge som et område med liten seismisk aktivitet, og det er sjelden jordskjelv har ødeleggende virkning på konstruksjoner. Den 23. oktober 1904 var det syd for Oslo et jordskjelv med styrke 5.4 på Richters skala. Skjelvet oppsto i riftregionen som kalles Oslo-graben [28]. I denne forbindelse ble det ikke registrert noen personskader, men en del skader på bygninger ble konstatert. Som det er beskrevet fra Id kirke (nær senteret):

«Presten stod netop for alteret og messede, da det første stød merkedes som et rystende bulder med underjordiske dybe drøn. Straks derefter saaes den metertykke altergavl at synke, og en aabning paa 4-5 tommer blev synlig oppe ved taggesimsen. Derpaa løftedes atter muren, pressedes opp mot loftet, og sten og kalk føg indover alteret og gulvet, samtidig med at langvæggene svaiede sterkt; hele alterpartiet gyngedes og syntes at synke i grus. Menighed og prest styrtede til udgangen og merkelig nok, ingen kom synderlig tilskade, men kirken er i den grad ramponert, at den ikke mere lader seg restaurere.»[29].

Rystelsene fra jordskjelvet var størst innenfor trekanten Moss-Fredrikstad-Tønsberg, men med kraftige rystelser også i Oslo, som på den tiden var det tetttest befolkede området i Norge. Derfor kalles det ofte Oslo-skjelvet. Jordskjelvet ble følt i et område på 800 000 km², fra Namsos i nord til Polen i syd [29]. Dette jordskjelvet er beregnet å ha hatt et dyp på 28 km, altså i nedre del av jordskorpen, noe som forklarer hvorfor det ble følt over et uvanlig stort område.

Dersom vi går lengre tilbake i tid, kan vi finne spor etter langt større jordskjelv i Norge. På Finnmarksvidda finner vi en 80 km lang skrent som er opptil 7 meter høy. Dette kalles Stuorragurraforkastningen, og er et resultat av et jordskjelv i tiden etter siste istid. Dette jordskjelvet er beregnet til å ha hatt en styrke på rundt 7.

Både før og etter 1904 har det vært jordskjelv i Oslo-graben. 29. november 2000 ble det målt jordskjelv med styrke 3.8 ved Strømstad. I følge NORSAR (Jordskjelvstasjonen på Kjeller) [29] finnes det geologiske argumenter som taler for at det er grunn til å forvente store fremtidige jordskjelv i regionen rundt Oslo-graben, men når de kommer vites ikke. Det som er sikkert er at befolkningstettheten og infrastrukturen i Oslo og i regionen rundt Oslofjorden er betydelig mer sårbar i dag enn tilfellet var i 1904.

I mars 2010 ble det innført nytt regelverk for prosjektering av konstruksjoner mot seismiske påvirkninger, NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 - Eurocode 8 [40]. Vi kommer tilbake til norske regelverk for dammer og jordskjelv i kapittel 5

4.3 Reservoar-indusert seismisk aktivitet

Jordskjelv har i nyere tid vist seg å kunne initieres av dambygging, såkalt reservoar-indusert seismisk aktivitet (RIS). Det er påvist mer enn 100 tilfeller hvor forskere mener det er grunn til å tro at jordskjelv er utløst av reservoarer, og figur 4.4 viser at dette er et globalt fenomen. Det mest alvorlige tilfellet så langt kan være Sichuan-jordskjelvet i mai 2008, som hadde en styrke på 7.9, og tok livet av rundt 80 000 mennesker. Dette jordskjelvet har vært knyttet til byggingen av Zipingpu-dammen i Kina.



Figur 4.4: Kjente eller mistenkte steder utsatt for RIS. Figuren er hentet fra [38].

De mest aksepterte forklaringene på hvordan dammer kan resultere i jordskjelv relateres til to forhold: At reservoaret bidrar til økt vekt, og at det gir ekstra vanntrykk i sprekker i grunnen under og nær reservoaret. I det første tilfellet fører den ekstra vekten til større spenninger i en forkastning, noe som kan føre til at den revner. I det andre tilfellet kan det økte trykket fra vannet i fjellet fungere som «smøring» for forkastninger som allerede er utsatt for tektoniske tøyninger, men som har vært hindret fra å utløses på grunn av friksjon mellom fjelloverflatene [38].

På 60- og 70-tallet var interessen for dette fenomenet stor, og etter en lengre periode med liten interesse ble den igjen vekket til live da jordskjelvet i 2008 ble koblet til byggingen av Zipingpu-dammen. Selv om det er utført mye forskning på dette feltet, har man ikke kommet opp med en modell som fullstendig forklarer at jordskjelv opptrer i områder med ulike geologiske karakteristikker, eller som kan forutse når og hvor RIS vil opptre.

Seismologer er i følge [38] likevel enige om noen faktorer:

- Reservoarets dybde er den viktigste faktoren for RIS.
- Vannets volum bidrar også til å utløse jordskjelv. Andre faktorer er lokal geologi og regionens historiske seismiske spenningsmønster.
- Reservoarer kan øke frekvensen for jordskjelv i områder som tidligere har hatt lav seismisk aktivitet.
- Reservoarer kan påvirke den seismiske aktiviteten i områder i 10-15 km radius fra damstedet.
- Effekten av RIS kan være akutt (etterfølge oppfyllingen av reservoaret) eller forsinket (oppstå i ettertid). Små tilfeller kan oppstå i oppfyllingsperioden.



Figur 4.5: Kariba-dammen i Zimbabwe/Zambia utløste en rekke jordskjelv i 1963 da den fyltes. Tjue av disse hadde en styrke på over 5, og det største var på 6.2. Bildet er hentet fra [2].

I mange tilfeller, som for eksempel Koyna i India (1967) og Xinfengjiang-dammen i Kina (1962), har RIS-studier påvist en sterk sammenheng mellom årsak og virkning [38]. I 1963 ble det bygget en 128 m høy dam i Zambezi-elven mellom Zimbabwe og Zambia, se figur 4.5. Reservoaret er lokalisert i et seismisk aktivt område, og det var på den tiden verdens største reservoar. Da det ble fylt opp, førte det til stor seismisk aktivitet i området, og det utløste 20 skjelv som hadde styrke større enn 5, og et som hadde styrke på 6.2. Selv om de fleste forskere er enige om at reservoarer i seg selv ikke produserer tilstrekkelig seismisk energi til å utløse et

jordskjelv, så er store deler av kloden i utgangspunktet nær brudd [38]. På tross av motstand hos ingeniører har Den internasjonale komiteen for store dammer (The International Commission on Large Dams) anbefalt at RIS bør vurderes i tilfeller der dybden av et reservoar er større enn 100 m [38]. Et område trenger ikke å ha en historie med seismisk aktivitet for at det er fare for RIS. Et eksempel på dette er Killari-reservoaret i India som kan ha utløst et jordskjelv med styrke på 6.1, som utslettet 20 landsbyer og drepte 10 000 mennesker. I regioner hvor det ikke tidligere er registrert seismisk aktivitet, er man ikke forberedt på jordskjelv og det vil sannsynligvis heller ikke finnes retningslinjer for håndtering av slike naturkatastrofer. Dermed vil det kunne medføre ekstra store skadevirkninger hvis et jordskjelv først inntreffer. Både under jordskjelvene ved Koyna og Xinfengjiang sto dammen i fare for å ødelegges, og selv om dammene i seg selv ikke ble ødelagt, så var ikke området rundt omkring forberedt på jordskjelv. I tillegg har jordskjelvene i Killari og Sichuan tatt livet av titusener av mennesker, selv om dammen også der fremdeles sto etter jordskjelvet. Clarence Allen, en seismolog fra California Institute of Technology, foreslo i 1982 at alle nye dammer med høyde 80-100 m og større, burde dimensjoneres med antagelsen om at et jordskjelv med styrke 6.5 kunne opptre i nærheten [3]. Arun Bapat, en indisk seismolog, hevder derimot at RIS kun er spekulasjoner som brukes for det det er verdt av anti-dam-entusiaster [5]. Han påstår også at det ikke finnes belegg for å hevde at Koyna var et RIS-tilfelle.

Det planlegges og bygges i dag mange høye dammer i områder hvor det kan være signifikant risiko for RIS. I Himalaya planlegges det for eksempel flere hundre nye dammer i områder med høy seismisk risiko, og det bygges kontinuerlig nye dammer i området rundt Zinpingpu-dammen i den syd-vestlige delen av Kina. I planleggingsfasen bør det tas hensyn til risikoen for RIS, inkludert å undersøke RIS-historien i områder med liknende geologi som den forelåtte damplasseringen. I tillegg til at man bør hensyn til faren for reservoar-induserte jordskjelv i forbindelse med prosjekteringen av selve dammen, bør også faren for ødeleggelse av bygninger og infrastruktur etc. i omkringliggende områder vurderes.

Kapittel 5

Litt om dammer

5.1 Ulike damtyper

Det finnes mange ulike damtyper, og i dette kapitlet vil vi grovt beskrive deres egenskaper og hvordan disse har innflytelse på valg av damtype på forskjellige steder. Dammer kan deles inn i kategorier etter utforming, prinsipp for kraftoverføring og etter hvilke materialer som benyttes. De vanligste damtypene, se figur 5.1 på neste side for illustrasjon, er som følger:

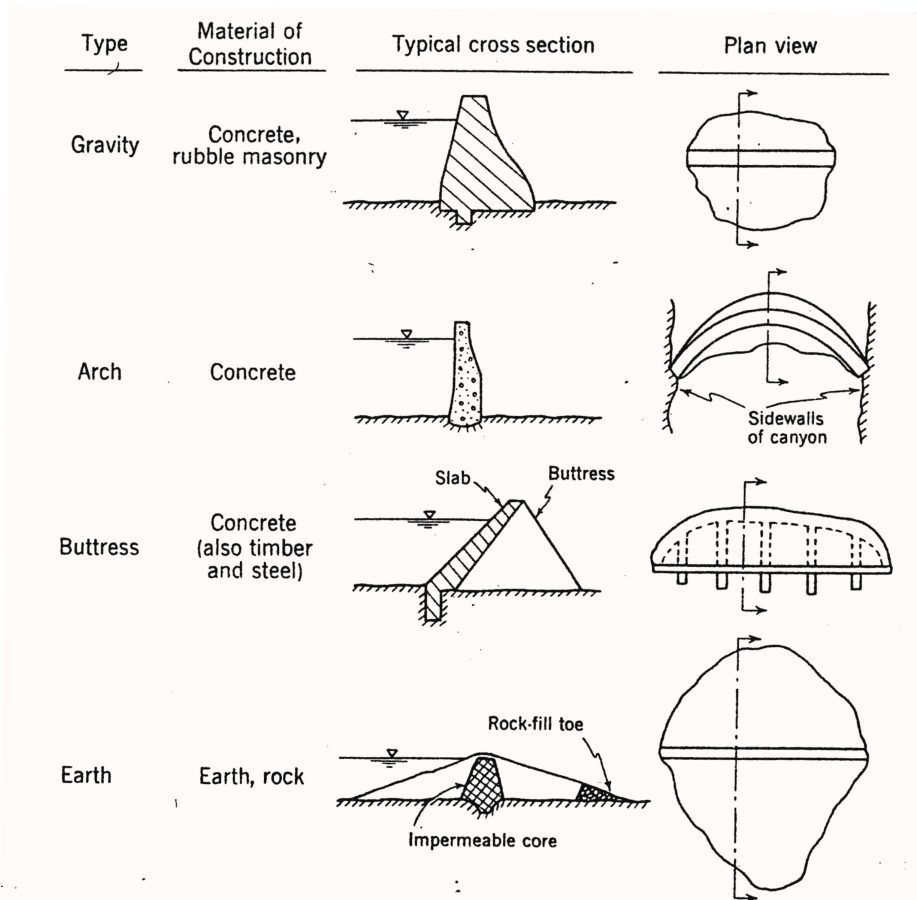
- **Betongdammer**

- Gravitasjonsdammer (Massivdam)
- Pillardammer, blant annet platedammer, flerbuedammer og lamelldammer
- Hvelvdammer (Buedammer)

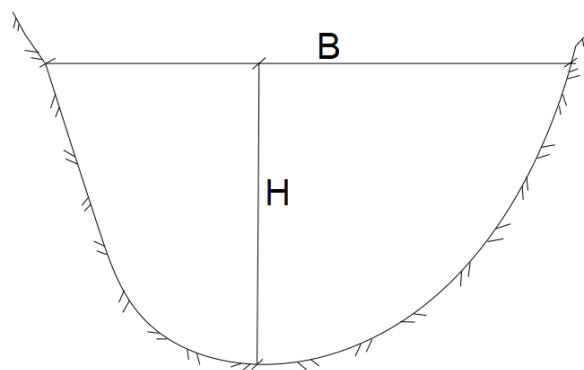
- **Fyllingsdammer**

- Jorddammer
- Steinfyllingsdammer

I tillegg til disse finnes det dammer av stål, tømmer eller tre (helst mindre dammer), eller dammer som er varianter av de som allerede er nevnt: Flerbuedammer, hule massivdammer eller buede massivdammer. Ved valg av damtype må man ta hensyn til sikkerhet, funksjon og økonomi, i tillegg til at faktorer som topografi, geologi og klima spiller inn. Kostnader ved ulike damtyper avhenger av tilgjengelighet på byggematerialer og transportmuligheter. Formen på damstedet betyr mye når



Figur 5.1: Ulike damtyper. Figuren er hentet fra [23].



Figur 5.2: Bredde og høyde av damsted.

damtype skal bestemmes. Beskrivelse av tverrsnittet dammen skal plasseres i, gjøres enklest ved en parameter som beskriver forholdet mellom bredden ved toppen av dammen (B) og dybden på dalen nedenfor toppen av dammen, dvs. damhøyden (H), se figur 5.2 på forrige side.

Følgende definisjoner av de topografiske forhold kan benyttes:

- Kløft, når $B/H < 3$
- Trang dal, når $3 < B/H < 6$
- Vid dal, når $B/H > 6$

For $B/H \leq 4$ har man et damsted som topografisk er godt egnet for hvelvdam, hvor mye av kreftene kan tas opp som trykk i buen. Ved verdier $B/H > 6$ vil lasten som opptas av buevirkningen fort bli liten. Da vil damtyper som gravitasjonsdam eller platedam være mer aktuelt. Mange steder kan fjellkvaliteten utelukke visse damtyper. For en 100 m høy dam bør fjellet i fundamentet hvor dammen skal stå med rimelig sikkerhet tåle trykkspenninger i størrelsesorden [23]:

- Massivdam, 3-4 MPa
- Pillardam, 5-7 MPa
- Hvelvdam 7-10 MPa

De fleste massive bergarter tåler vanligvis langt over dette, og det er derfor forekomst av slepper, svakhetssoner og lagdeling som bestemmer lastkapasiteten til fundamentet. Ofte øker fjellets fasthet med dybden, noe som er en fordel for en massivdam, mens for en hvelvdam vil det være mønsteret av slepper som vil være bestemmende. På et sted hvor fjellet er for elastisk for en hvelvdam eller massivdam kan det likevel være mulig å bygge en platedam eller fyllingsdam ettersom de er mer robuste mot setninger.

5.1.1 Laster på dammer

Det er mange ulike laster som kan virke på dammer, og de kan inndeles på følgende måte [23]:

- Vanntrykk
- Egenvekt

- Istrykk
- Sedimentlast
- Bølgekrefter
- Jordskjelvkrefter
- Reaksjonskrefter fra fundament

Disse kreftene kan være vanskelig å bestemme eksakt, og må ofte vurderes i forhold til tilgjengelige fakta om prosjektet og baseres både på erfaring og kunnskap. I denne masteroppgaven er lastbildet begrenset til ytre vanntrykk, egenvekt og jordskjelvlaster. Vanntrykket kan variere med årstidene, tørke og flom, men det er vanlig å anta at det er vanntrykk på grunn av høyeste regulerte vannstand (HRV) som skal kombineres med jordskjelvlaster. Sannsynligheten for at flom og jordskjelv skal inntreffe samtidig anses ikke som stor nok til at dette er nødvendig å undersøke.

Størrelsen på det hydrostatiske vanntrykket i bunnen av reservoaret når væsken er i ro kan finnes av formelen

$$p_w = \rho gh, \quad (5.1)$$

hvor h er vanddybden. Dersom oppstrøms flate er skrå, kan trykket dekomponeres i en horisontal og en vertikal komponent. Hvis høyden på vannet er lik dammens høyde, H , vil den horisontale resultanten av vanntrykket bli

$$V_H = \frac{1}{2} \rho g H^2, \quad (5.2)$$

og den vertikale resultanten blir lik vekten av vannet i trekanten over damflaten

$$G_V = \frac{1}{2} \rho g H^2 \frac{1}{\tan \gamma} \quad (5.3)$$

Resultantene angriper i tredjedelpunktet. I denne oppgaven er det benyttet en gravitasjonsdam med vertikal oppstrøms overflate, for grunnform se figur 5.3 på side 37.

Dammer er også utsatt for vanntrykk fra fundamentflaten og sprekker i dammen. Disse indre trykkene i sprekker og porer er årsak til at dammen blir utsatt for en oppdrift som gir reduksjon av den effektive vekten av konstruksjonen. Ettersom denne oppdriften vanligvis ikke regnes å endres under jordskjelv, har vi valgt å ikke inkludere oppdrift i denne oppgaven.

Egenvekten til betong vil variere avhengig av tilslagsmaterialet som brukes i betongen, og om den er armert eller ikke. Det bør tas hensyn til dette ved større betongdammer. I denne oppgaven har vi valgt å sette tettheten til betong lik 2500 kg/m^3 , som er en vanlig antagelse for armert betong.

Tabell 5.1: Norske betongdammer over 15 m fordelt etter år for fullføring. Tabellen er hentet fra [23].

Damtype	Byggeår				Totalt
	Før 1950	1950-60	1960-70	1970-80	
Gravitasjonsdam	21	3	2	1	27
Platedam	9	11	14	1	35
Lamelldam		3			3
Flerbuedam	3			5	3
Hvelvdam	11	14	15	7	45
Sum	44	31	31	7	113

Tabell 5.2: Norske betongdammer bygget inntil 1980 fordelt etter høyde. Tabellen er hentet fra [23].

Damtype	Høyde (m)				Totalt
	15-30	30-45	45-60	>60	
Gravitasjonsdam	21	6			27
Platedam	32	3			35
Lamelldam	3				3
Flerbuedam	3				3
Hvelvdam	29	9	5	2	45
Sum	88	18	5	2	113

5.2 Betongdammer

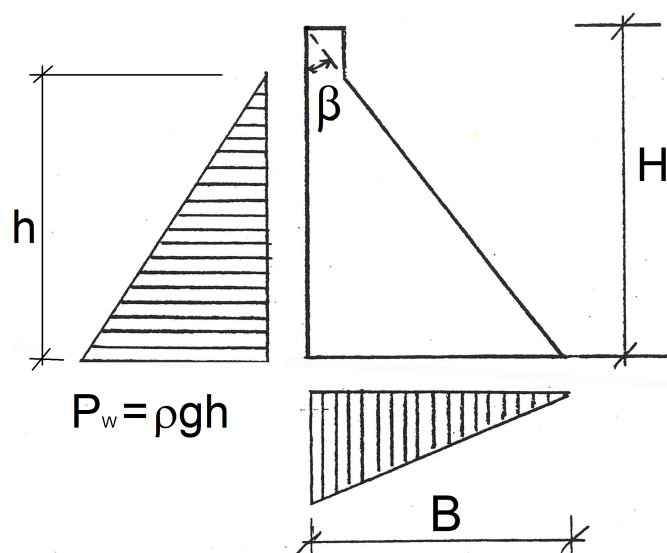
I Norge har det vært mest vanlig å bygge betongdammer som gravitasjonsdammer, hvelvdamer og pillardammer. Av pillardammer finnes det flest platedammer, men også flerbuedammer og lamelldammer forekommer. I tabell 5.1 gis en oversikt over hvor mange av de ulike damtypene som er bygget før 1950 og i ti-årene etter og tabell 5.2 viser en fordeling etter damhøyden. Begge tabeller gjelder for dammer med høyde over 15 m.

Tabellene viser tydelig at det er damtypene gravitasjonsdam, hvelvdam og platedam som er mest vanlige i Norge. Det samme gjelder også i andre land, men med en jevnere fordeling mellom pillardamtypene platedam, lamelldam og flerbuedam. Tabell 5.1 viser at det er bygd få gravitasjonsdammer over 15 meter etter 1950, men det er likevel bygd mange dammer som er lavere [23]. De siste årene har denne damtypen blitt mer aktuell ettersom den er økonomisk gunstig. Med damforskriften fra 2009 er det ikke lenger tillat å bygge nye platedammer

eller lette hvelv- og lamelldammer i konsekvensklasse 3 og 4, dvs. av en viss størrelse og konsekvens ved brudd [34]. Vi skal nå se nærmere på betongdamtypen *gravitasjonsdammer*.

5.2.1 Gravitasjonsdammer

De eldste damtypene vi kjenner, er vanligvis murverkskonstruksjoner. Disse dammene hadde slake skråninger både på oppstrøms og nedstrøms side, og bunnbredden var dermed større enn høyden. Sidene ble etterhvert strammet opp for å spare volum, noe som gikk bra helt til 1800-tallet, da flere slike dammer var utsatt for skader eller brøt sammen. Dermed begynte man å se på dimensjoneringsforutsetningene for slike dammer, og grunnlaget for dagens beregningsregler ble lagt.



Figur 5.3: Grunnform for gravitasjonsdam. Figuren er hentet fra [23].

Grunnen til at denne damtypen kalles *gravitasjonsdam* er at den i stor grad står i mot vanntrykket ved hjelp av sin egen vekt. Den kalles også *massivdam*, i motsetning til andre betongdammer som ikke er massive. Gravitasjonsdammens grunnform er en trekant med toppvinkel β , se figur 5.3. Bredden i bunnen, b , blir dermed proporsjonal med høyden H ved $B = H \tan\beta$. Dersom høyden forandres, vil også egenvekten (stabiliserende kraft) og vanntrykk og oppdrift (destabiliserende krefter), som varierer med H^2 , endres. Dersom disse kreftene er

Tabell 5.3: Klassifiseringskriterier for norske dammer. Tabellen er hentet fra [34].

Konsekvens- klasse	Boenheter	Infrastruktur og samfunnsfunks- sjoner	Miljø og eiendom
4	> 150		
3	21-150	Skade på sterkt trafikkert veg eller jernbane, eller annen infrastruktur, med spesielt stor betydning for liv og helse	Stor skade på spesielt viktige miljøverdier eller spesielt stor skade på fremmed eiendom
2	1-20	Skader på middels trafikkert veg eller jernbane eller annen infrastruktur med stor betydning for liv og helse	Stor skade på viktige miljøverdier eller stor skade på fremmed eiendom
1	Midlertidig oppholds- sted tilsva- rende < 1 permanent boenhet	Skader på mindre trafikkert veg eller annen infrastruktur med betydning for liv og helse	Skade på miljøverdier eller fremmed eiendom

dominerende, vil dammen derfor være stabil ved en bestemt toppvinkel β for alle høyder hvis den er stabil ved en høyde.

5.3 Norske regelverk

Dammer deles i Norge inn i fire konsekvensklasser på bakgrunn av konsekvensvurderinger som omfatter både direkte skader og eventuelle følgeskader av bruddvannføring, vannstandsending eller vannstråle [34]. I tillegg skal det vurderes om boliger eller andre bygninger og steder der mennesker oppholder seg over noe tid kan bli berørt. Det skal også vurderes om det kan oppstå skade på infrastruktur eller andre viktige samfunnsfunksjoner som kan medføre fare for liv og helse. Tap av magasin, produksjon og produksjonsmidler, samt skade på eiendom og miljø skal også vektlegges. Disse kriteriene er oppsummert i tabell 5.3. I den nye forskriften for damsikkerhet som er utarbeidet av Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) [34], forutsettes det at dammer skal sjekkes for jordskjelv. Det er spesielt dammer i konsekvensklasse 3 og 4 som skal beregnes for jordskjelv, men NVE kan kreve

beregninger også for lavere klasser. Ny norsk jordskjelvstandard er Eurokode 8 [34], men denne inneholder ingen spesielt tilpassede anvisninger for dammer. NVE legger likevel opp til at grunnlagsdata og anbefalinger i henhold til Eurokode 8 for bygg/anlegg skal legges til grunn så langt som mulig også for dammer. Dammer skal dimensjoneres i bruddgrense for ulykkestilfellet jordskjelv med 475 års retur-sannsynlighet som i NS-EN 1998-1 [40]. For de aller største dammene i klasse 4 i våre mest jordskjelvintensive områder vil det kunne bli krevd spesielle vurderinger av jordskjelv med andre returperioder, typisk 10 000 års returperiode. NVE har på sine nettsider [31] informert om at retningslinjene for laster og dimensjonering fra 2003 [32] ikke lenger er gyldige for jordskjelvberegninger, og at nye retningslinjer for dammer og jordskjelv vil komme, men det er per dags dato (10.05.2011) ikke publisert.

I Damsikkerhetsforskriften [34] er det som tidligere nevnt, bestemt at det ikke er tillatt å bygge nye platedammer eller lette hvelv- og lamelldammer i konsekvensklasse 3 og 4. I merknadene til forskriften er det angitt at grunnen til dette er sårbarhet ved terror og sabotasje. Bestemmelsen er utdypet i retningslinjer for betongdammer av oktober 2005 [33]. For gravitasjonsdammer og tunge hvelvdammer i konsekvensklasse 4 kan NVE sette krav til minstetykkelse og dimensjoner. Tunge lamelldammer skal betraktes på samme måte som gravitasjonsdammer. Statiske og dynamiske beregninger kan normalt baseres på lineær teori, men i de tilfeller hvor ikke-lineære virkninger fra geometri og materialer har en betydelig innflytelse på konstruksjonens sikkerhet, skal disse forhold tas i betraktning. I denne oppgaven er lineær-elastisk oppførsel lagt til grunn.

Den konstruksjonsmessige sikkerheten av en betongdam skal etter Eurokode 8, NS-EN 1998-1 [40], dokumenteres ved beregning og kontroll i følgende grensetilstander:

- Bruddgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand.

Det skal påvises kapasitet av velte- og glidestabilitet i bruddgrensetilstand og ulykkesgrensetilstand. I tillegg kan det være aktuelt å sjekke oppsprekking og rissvidde av betong i bruksgrensetilstand. Kravene som stilles til velte- og glidestabilitet i brudd- og ulykkesgrensetilstand, er oppgitt i tabell 5.3.

Tabell 5.4: Krav til velte- og glide stabilitet. Tabellen er hentet fra [34].

	Veltestabilitet		Glide stabilitet	
	Bruddgrense-tilstand	Ulykkesgrense-tilstand	Bruddgrense-tilstand	Ulykkesgrense-tilstand
Gravitasjonsdam	Resultanten av alle krefter innenfor kjernetversnittet (dvs. midtre tredjedel av snittflaten)	Resultanten av alle krefter ikke nærmere nedstrøms kant enn 1/6 av bredden	Sikkerhetsfaktor 1.5	Sikkerhetsfaktor 1.1
Platedam	Forholdet mellom stabiliserende og veltende moment minst 1.4	Forholdet mellom stabiliserende og veltende moment minst 1.3	Sikkerhetsfaktor 1.4	Sikkerhetsfaktor 1.1

5.3.1 Sikkerhet mot velting

For gravitasjonsdammer hvor strekkspenninger i noen del av damtverrsnittet kan føre til oppsprekking og derpå fare for økt poretrykk som gir oppdrift, skal sikkerheten mot velting kontrolleres ved å påvise at resultanten av alle krefter som virker på dammen ligger innenfor nærmere angitte grenser. Alle krefter dekomponeres i vertikale og horisontale komponenter for beregning av stabiliserende og veltende momenter. Momentene tas vanligvis om punktet nederst på tverrsnittets nedstrøms kant.

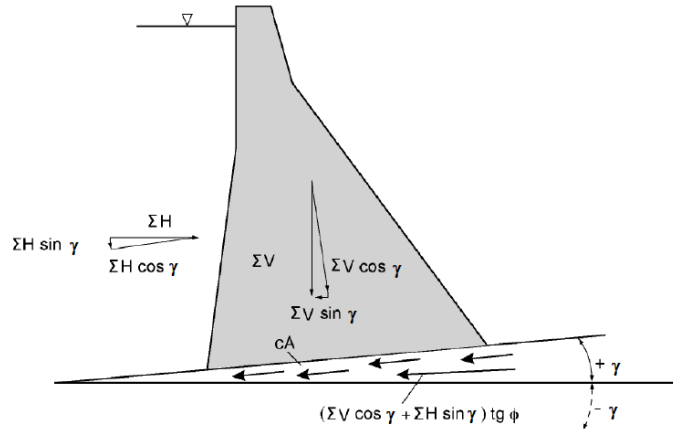
5.3.2 Sikkerhet mot glidning

Sikkerheten mot glidning kontrolleres ved å påvise at horisontallastene kan overføres fra konstruksjonen til fundamentet. Kontrollen skal utføres for kritiske glideplan i dammen, i flaten mellom dam og fundament og i grunnen. Ved kontrollen skal det tas hensyn til glideplanets helning, se figur 5.4 på neste side.

Sikkerheten mot glidning er gitt ved følgende forhold:

$$S = \frac{F}{\sum H}, \quad (5.4)$$

der S er den totale sikkerhetsfaktor mot skjær/glidning som uttrykker forholdet mellom snittets bruddkapasitet F og summen av horisontalkreftene ($\sum H$) mot dammen over snittet. For et tilfeldig plan som danner en vinkel γ med



Figur 5.4: Glidemotstand på et glideplan med vinkel γ i forhold til horisontalplanet. Figuren er hentet fra [33].

horisontalplanet, se figur 5.4, blir F gitt ved

$$F = \frac{cA}{\cos \gamma (1 - \tan \phi \tan \gamma)} + (N - U) \tan(\phi + \gamma). \quad (5.5)$$

der γ er glideplanets helning i forhold til horisontalplanet, c er kohesjon, A er arealet som gir trykk i kontaktflaten, U er poretrykk som gir oppdrift og N er normalkraft på glideplanet. ϕ er friksjonsvinkel, som tilsvarer den vinkelen underlaget må tiltes for at dammen uten vann skal begynne å gli [6], det vil si den vinkelen som gjør at tyngdens komponent langs underlaget gitt ved

$$F_{g,plan} = mg \sin \phi \quad (5.6)$$

blir lik maksimal friksjonskraft gitt ved

$$F_{frik} = \mu F_{g,normal} = \mu mg \cos \phi. \quad (5.7)$$

Her er μ friksjonskoeffisienten i vanlig Coloumb-friksjons-forstand. Fra likningen

$$F_{g,plan} = F_{frik}, \quad (5.8)$$

får vi etter litt forkorting

$$\mu = \tan \phi. \quad (5.9)$$

Dermed er $\tan \phi$ friksjonskoeffisient, det som i vanlig Coulomb-friksjon kalles μ . Ved $\gamma = 0$ (horisontalt glideplan) reduseres formelen for sikkerhetsfaktoren S til:

$$S = \frac{cA + \sum V \tan \phi}{\sum H}, \quad (5.10)$$

der $\sum V = N - U$ og $\sum H$ er summen av horisontalkrefter i glideplanet. Bidrag fra kohesjon skal ikke tas med dersom det ikke er bekreftet ved forsøk. Sikkerhetsfaktoren S i formelen skal være minimum 1.4 for lasttilfellet med dimensjonerende laster der riss ikke vil gi økt poretrykk med oppdrift (for eksempel platedammer) når det ikke regnes med kohesjon. For dammer der riss kan gi økt poretrykk med oppdrift (i hovedsak alle vanlige gravitasjonsdammer), skal S i formelen være minimum 1.5 for lasttilfellet med dimensjonerende laster når det ikke regnes med kohesjon. For ulykkeslasttilfelle skal S være minimum 1.1 når det ikke regnes med kohesjon. Dersom friksjonsvinkler ikke er dokumentert ved prøver, skal det maksimalt brukes følgende verdier:

- $\phi = 50^\circ$ for harde bergarter, ru flate og gunstig skifrihet i overgang berg/betong
- $\phi = 45^\circ$ for harde bergarter, liten ruhet med tydelig skifrihet og løse bergarter uten skifrihet.
- $\phi = 40^\circ$ for løse bergarter med tydelig skifrihet
- $\phi = 45^\circ$ for glideplan i betong.

Det er i denne oppgaven ikke regnet med friksjonskrefter ettersom vi for enkelhetsskyld regner dammen som fast innspent i underlaget. Friksjonskreftene regnes vanligvis heller ikke å endre seg under jordskjelv.

Kapittel 6

Analysemetoder for dammer utsatt for jordskjelv

6.1 Innledning

For å kunne vurdere sikkerheten ved eksisterende dammer, bestemme virkningen av tiltak som er gjort for å forbedre gamle dammer og for å utvikle design av nye dammer, er det essensielt å kunne analysere effekten av jordskjelv på denne type konstruksjoner. Det å forutse oppførselen til betongdammer utsatt for jordskjelv er et av de mer komplekse og utfordrende problemer i konstruksjonsdynamikk. Dette skyldes blant annet følgende faktorer:

- Dammer og reservoarer har komplisert geometri, diktert av topografien på damstedet
- Grunnbevegelsens karakteristikk og intensitet kan variere over bredden og høyden av dalen hvor dammen plasseres. Dette har stor innflytelse på dammens respons. Den romlige fordelingen eller variasjonen er det vanskelig å observere og registrere med utstyr som finnes per dags dato.
- Dammens respons er kraftig påvirket av jordskjelvindusert bevegelse i det oppdemmede vannet, av fleksibilitet i fundamentet som blant annet kan skyldes oppsprekking av fjellet, og av interaksjonene mellom vann, fundament og dammen selv.
- Under intense bevegelser kan betongen sprekke opp, og det lagrede vannet kan lokalt separeres fra oppstrøms flate på dammen og forårsake kavitasjon. Disse fenomenene er ikke-lineære og svært vanskelige å modellere og ta hensyn til på en korrekt måte.

Analysen for design av dammer har utviklet seg fra empiriske tommelfingerregler, via metoder med ekvivalente statiske krefter og jordskjelvkoeffisienter, til metoder som tar hensyn til problemets dynamiske natur. Realistiske analyser av jordskjelvpåvirkning på dammer var ikke mulig før utviklingen av elementmetoder skjøt fart, samt at det ble utviklet nye dynamiske analyseprosedyrer og at det generelt ble større tilgjengelighet av høyhastighets datamaskiner med stor kapasitet. Dermed var det lite forskning på feltet fram til rundt 1965. Før dette ble alle de ikke-lineære effektene ignorert og neglisjert, men disse nyvinningene gjorde det mulig å utvikle teknikker for å inkludere interaksjonseffekten i lineære analyser. Disse raffinerte prosedyrene har blitt implementert i ulik grad for forskjellige typer dammer, og størst suksess er oppnådd i forbindelse med gravitasjonsdammer siden disse vanligvis har stor utstrekning langs dammen og derfor er velegnet for todimensjonale analyser. Slike analyser har vist at de avanserte metodene er pålitelige, både ved at resultatene er sammenliknet med blant annet skadene på Koyna-dammen [14] og med resultater av tester med påførte vibrasjoner. Parameterstudier har gjort det tydelig at det er viktig å inkludere effekten av interaksjon mellom dam og oppdemmet vann/fundament [10]. Denne oppgaven tar for seg noen foreklede metoder og utvidelser av disse enkle metodene. Målet er å sammenlikne resultater fra disse med resultater fra avanserte koblede analyser, noe vi kommer tilbake til i kapittel 7.

6.2 Metode med seismisk koeffisient

En metode som fremdeles er svært vanlig ved prosjektering av damkonstruksjoner, er metoden med seismisk koeffisient. I denne metoden er to typer krefter inkludert, og kreftene blir behandlet som statiske. Treghtetskreftene F_h forbundet med dammens vekt blir beregnet til å være produktet av massen m av dammen og en seismisk akselerasjon a . Dette kan også uttrykkes som vekten av konstruksjonen W multiplisert med en seismisk koeffisient α , spesifisert som en andel av tyngdeakselerasjonen, g ved

$$F_h = ma = \alpha W. \quad (6.1)$$

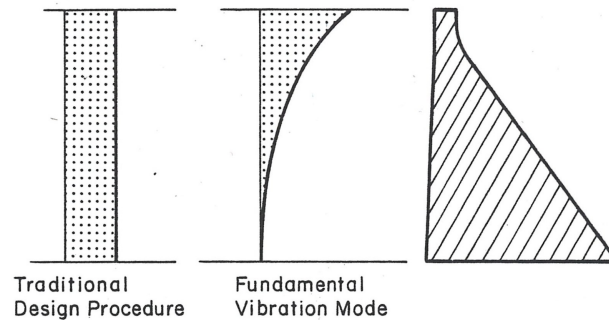
Den horisontale komponenten av treghtetskreftene antas å virke i dammens massesenter, basert på antagelsen om stiv dam. I virkeligheten har de fleste konstruksjoner en grad av fleksibilitet, og antagelsen om stiv dam underestimerer vanligvis størrelsen på treghtetskreftene, i tillegg til at plasseringen av massesenteret endres når man tar hensyn til fleksibiliteten. I denne metoden får man ikke med effekten av den dynamiske responsen av dam-vann-fundament-interaksjonen. Man tar heller ikke hensyn til jordskjelvbevegelsens spesielle karakter.

Kreftene som er forbundet med dammens vekt, har ofte blitt uttrykt ved en seismisk koeffisient som er konstant over høyden av dammen og tradisjonelt satt til 0.05-0.1.

Den seismiske koeffisienten for hydrauliske betongkonstruksjoner er i [35] satt til å være lik $2/3$ av effektiv maksimalverdi av grunnakselerasjonen (EPGA, Effective Peak Ground Acceleration), uttrykt som en andel av tyngdeakselerasjonen. Den seismiske koeffisienten multipliseres med vekten av den aktuelle delen av dammen. I tillegg til hydrostatisk trykk på dammen har man et tilleggs-vanntrykk som spesifiseres med en seismisk koeffisient, og en trykkoeffisient som er basert på stiv dam og inkompressibelt vann, se avsnitt 6.3.1.

Tradisjonelle designkriterier krever at man har en viss sikkerhetsfaktor mot velting, gliding og for store spenninger under alle lastkombinasjoner. Strekk er vanligvis ikke tillatt, og oppsprekking av betong blir uansett ikke vurdert i disse enkle metodene. Generelt har det vært lite fokus på spenninger i gravitasjonsdammer, og sikkerhet mot gliding og velting har vært de viktigste kriteriene også i Norge, se kapittel 5.3. I følge US army [35] er derimot velting uinteressant som kriterie ettersom forløpet av et jordskjelv er syklisk. Også Chopra [9] påstår at det man bør se på, er spenninger i trykk og strekk, det vil si at trykk- og strekkspenningene i dammen bør ikke overstige materialets trykk- og strekkkapasitet. Vanligvis vil betongkvaliteten bestemmes av strekkspenningene ettersom de vil være av samme størrelsesorden som trykkspenningene, mens strekkkapasiteten til betong kun er ca 10% av trykkkapasiteten. Stabilitetskriterier om velting og glidning, som er benyttet i standard designprosedyrer, gir i følge Chopra liten mening i en kontekst med osillerende respons for dammer på grunn av jordskjelvkrefter, og de bør derfor slettes [9]. Spenninger er i metoden med seismisk koeffisient vanligvis beregnet med elementær bjelketeori [9]. Denne metoden kan fremdeles aksepteres som en semiempirisk metode for å finne ut om jordskjelv er dimensjonerende, og om det er nødvendig med dynamisk analyse [35]. Chopra påpeker også at dersom man opererer med ikke-lineær materialmodell for betongen, bør den baseres på korrekt pålastningsrate ettersom betongens kapasitet er svært avhengig av hvilken rate den belastes med. I nyere designkriterier tillates det som tidligere nevnt lite eller ingen strekkstrekkspenninger i betongen. Chopra argumenterer for at det bør tillates strekkspenninger opp mot betongens strekkkapasitet, og i noen tilfeller er det påvist en økning på 50% i kapasiteten på grunn av raten som materialet pålastes med under et jordskjelv [9].

Som en variant av denne metoden kan de effektive kreftene på en dam som følge av en horisontal grunnbevegelse, uttrykkes ved et produkt av en seismisk koeffisient som varierer over høyden av dammen, og dammens vekt per høydeenhet. For konstruksjoner med kort svingeperiode, som for eksempel gravitasjonsdammer, vil disse laterale kreftene i hovedsak oppstå på grunn av bevegelser i konstruksjonens fundamentale svingeperiode. Den seismiske koeffisienten varierer da som vist i figur 6.1 på neste side. Konsekvenser av dette er behandlet i avsnitt 6.4.



Figur 6.1: Fordeling av seismisk koeffisient over damhøyden. Figuren er hentet fra [10].

6.3 Vanntrykk etter Westergaard

Ved bruk av metoden med seismisk koeffisient tas det som tidligere nevnt hensyn til ekstra vanntrykk i tillegg til det hydrostatiske trykket. Det finnes flere uttrykk for dette vanntrykket, blant annet fra Westergaard [46]. Disse små vanntrykkene kan i følge Westergaard ha innflytelse på beregnede spenninger og dermed dammens geometri. De fleste utledninger av formler for slikt vanntrykk, også uttrykket til Westergaard, regner dammen som stiv, og gjør i resultatene også bruk av antagelsen om at vannet er inkompressibelt. Som tidligere nevnt har Chopra m.fl. [7, 21] utviklet avanserte metoder for å ta hensyn til interaksjonen mellom dam og reservoar, men disse er i utgangspunktet svært krevende, se avsnitt 6.5.1, og det er derfor fremdeles utbredt å benytte metode med Westergaards addert masse i ingeniørmiljøer. Hvis kompressibiliteten til vannet blir inkludert, viser det seg at hydrodynamiske effekter er viktige ved analyser av gravitasjonsdammer av betong. I noen tilfeller vil predikerte spenninger da bli opp mot 50 % større enn hva som beregnes med metoden med seismisk koeffisient [10].

6.3.1 Westergaards likning

I artikkelen «Water pressures on dams during earthquakes» [46] fra 1933 gjør H. M. Westergaard rede for en forenklet metode for å ta hensyn til endret vanntrykk som følge av jordskjelv. Utledningene er gjort for en rett dam med en vertikal oppstrøms overflate. Trykket fra vannet blir antatt å være det samme som om en del av vannet er tvunget til å bevege seg fram og tilbake sammen med dammen, mens resten av reservoaret er inaktivt.

I følge Westergaard er det to årsaker til økte spenninger i en dam under jordskjelv: 1) akselerasjonen av dammens masse, og 2) endringen i vanntrykket som virker på dammen. Hvis det ikke er noen forkastning i kort avstand fra dammen, kan man regne med at hele fundamentet er utsatt for den samme forskyvningen, hastigheten og akselerasjonen ettersom bølgelengdene til hovedvibrasjonene i jordskorpa er så store at forskjellen i akselerasjon for de forskjellige delene av konstruksjonen kan antas neglisjerbar.

For en rett gravitasjonsdam av betong med trekantformet tverrsnitt, høyde $H = 60$ m, fast innspent og med en elastisitetmodul for betongen på $E = 13.79$ GPa, regner Westergaard ut at den frie svingeperioden for dammen med tomt reservoar blir omtrent $T_0 = 1/8$ sek. Ettersom dammens fundament egentlig er elastisk, vil perioden bli noe lenger, men den er i samme størrelsesorden.

Dermed, siden den frie svingeperioden for en dam, T_0 , typisk er en brøkdel av et sekund, mens svingeperioden for jordskjelvet, T , i følge Westergaard kan antas å ikke være mindre enn et sekund, vil resonans vanligvis ikke inntreffe. Resonans i deler av dammen bør likevel undersøkes i tilfeller med svært høye dammer.

Når forholdet T_0/T er lite, kan man anta at alle punkter i dammen har samme akselerasjon som grunnen ved ethvert tidspunkt. Hvis maksimal horisontal akselerasjon er $a_{maks} = \alpha g$, hvor g er tyngdeakselerasjonen, så er α , også kalt seismisk koeffisient, brukt som et mål på jordskjelvets intensitet. Verdien $\alpha = 0.1$ antas som en fornuftig verdi å bruke ved beregning av dammer på fundamentert på fjell jordskjelvregioner i USA.

Problemet med dynamisk bevegelse av dammens masse kan transformeres til et ekvivalent statisk problem ved å introdusere treghetskraftene (D'Alemberts prinsipp). Det vil si, for hver del av dammen som veier 1 kg som utsettes for en akselerasjon, introduseres det en horisontal treghetskraft i motsatt retning av bevegelsen med en størrelse på $\frac{1N}{g}\alpha g = \alpha N$. Når vanntrykket etter denne metoden er kjent, kan dets innflytelse på spenningene i dammen beregnes ved metodene som benyttes for statiske laster, jf. metode med seismisk koeffisient.

Siden bevegelsene er små, kan man bruke enkle likninger, som også brukes for lyd i væsker. Disse likningene kan gjennom elastisitetsteorien for faste stoffer tolkes som likninger for elastisitet uten skjærspenninger. Kraftene som virker på et element med volum $dx dy dz$, uttrykkes ved strekkspenninger σ , som må superponeres på det normale hydrostatiske trykket. Kraften på flaten i $x + dx$ har generelt en annen verdi enn kraften på flaten i x , og forskjellen er $\frac{\partial \sigma}{\partial x} dx dy dz$. Elementets masse er $\frac{w}{g} dx dy dz$, og dets akselerasjon i x -retningen er $\frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2}$ når ξ er forskyvning langs x -aksen. Ved å uttrykke kraften som produktet av masse og akselerasjon, finner man følgende to likninger for vannets bevegelse i x - og y -retningen.

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \frac{w}{g} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} \quad (6.2)$$

$$\frac{\partial \sigma}{\partial y} = \frac{w}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} \quad (6.3)$$

Her er η forskyvningen langs y -aksen, og spenningen σ i disse likningene er relatert den volumetriske tøyningen ϵ ved

$$\sigma = k\epsilon. \quad (6.4)$$

Konstanten k er bulkmodulen til væskevolumet, og den volumetriske tøyningen er gitt ved

$$\epsilon = \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y}. \quad (6.5)$$

Spenningen σ for det ekstra vanntrykket som oppstår på grunn av jordskjelvbevegelsen kan dermed uttrykkes ved

$$\sigma = k \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \right). \quad (6.6)$$

Når man velger å se bort i fra bevegelse i y -retning og antar små deformasjoner, gir likning (6.2) og (6.6) følgende likning, også kjent som *bølgelikningen*:

$$k \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} = \frac{w}{g} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} \quad (6.7)$$

Videre antar Westergaard at dammen under et jordskjelv beveger seg i en enkel harmonisk bevegelse med periode T og maksimal akselerasjon αg ved tidspunktene $t = 0, T, 2T \dots$. Denne bevegelsen kan uttrykkes ved en cosinusfunksjon:

$$\xi_0 = -\frac{\alpha g T^2}{4\pi^2} \cos \frac{2\pi t}{T} \quad (6.8)$$

Likning (6.6) og kravet om at $\xi_{x=0} = \xi_0$ gir at spenningen σ i $x = 0$ (oppstrøms side av dammen) blir

$$\sigma = (1 - 2\beta) \frac{\alpha T}{2\pi} \sqrt{gkw} \sin \frac{2\pi t}{T}. \quad (6.9)$$

Videre inkluderer Westergaard også bevegelse i y -retning, og får dermed mer kompliserte uttrykk for ξ og η .

Det nøyaktige uttrykket for maksimal trykkfordeling p over dybden av reservoaret ved ($x = 0$) på grunn av grunnens bevegelse er i følge Westergaard [46]:

$$p(y) = \frac{8\alpha wh}{\pi^2} \sum_{1,3,5,\dots}^n \frac{1}{n^2 c_n} \sin \frac{n\pi y}{2h} \quad (6.10)$$

hvor

$$c_n = \sqrt{1 - \frac{16wh^2}{n^2gkT^2}}. \quad (6.11)$$

Den største verdien av trykket p opptrer ved bunnen av reservoaret ($y = h$), og er:

$$p_0 = \frac{8\alpha wh}{\pi^2} \sum_{1,3,5,\dots}^n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^2 c_n}. \quad (6.12)$$

Videre i artikkelen velger Westergaard å forenkle uttrykket, og tilnærmer fordelingen ved en kvadrant av en ellipse og en parabelfunksjon. Parabelformuleringen leder til følgende enkle formler, hvor C er en koeffisient som avhenger av forholdet mellom dybden av reservoaret h og perioden T :

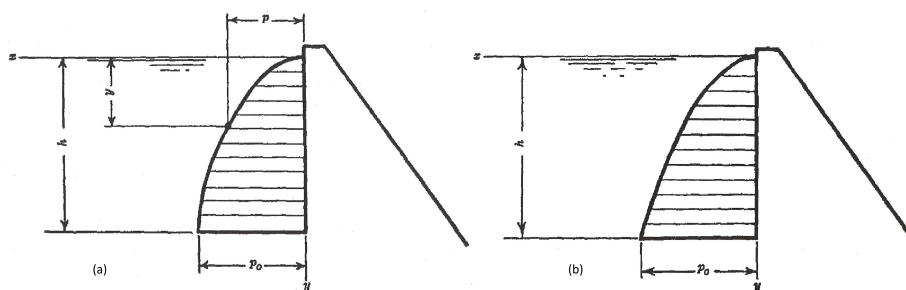
$$p = C\alpha\sqrt{hy}; p_0 = C\alpha h \quad (6.13)$$

$$Q = \frac{2}{3}C\alpha y\sqrt{hy}; Q_0 = \frac{2}{3}C\alpha h^2 \quad (6.14)$$

$$M = \frac{4}{15}C\alpha y^2\sqrt{hy}; M_0 = \frac{4}{15}C\alpha h^3. \quad (6.15)$$

Koeffisienten C kan bestemmes slik at p_0 har samme verdi som beregnet fra likning (6.12), men man oppnår en bedre representasjon av hele fordelingen ved å bestemme C slik at momentet M_0 får samme verdi som beregnet etter eksakt metode. Uttrykt ved et kjent moment M_0 blir det

$$C = \frac{15M_0}{4\alpha h^3} \quad (6.16)$$



Figur 6.2: (a) Eksakt hydrodynamisk trykkfordeling, (b) Fordeling med parabelform. Figurene er hentet fra [46].

Ellipseformuleringen og parabelformuleringen gir i følge Westergaard samme verdier for moment, men ellipseformelen gir litt små verdier for maksimalt trykk p_0 og total kraft Q_0 . Parabelformelen gir litt store verdier for disse parametrene. Siden dette er konservativt mener Westergaard at parabelformuleringen å foretrekke. Hvis man sammenlikner fordelingen for det eksakte uttrykket med parabel-fordelingen, ser man at man ikke oppnår vertikal tangent i $y = h$, se figur 6.2. Trykkfordelingen p med maksimal verdi p_0 opptrer når $t = 0, T, 2T..$ etc, det vil si at dammen er i ekstrem posisjon nedstrøms. Spenningene fra dette vanntrykket må legges til spenningene fra akselerasjonen av dammens masse og det hydrostatiske trykket. Når dammen befinner seg i ekstrem posisjon i motsatt retning, må retningen på dette ekstra vanntrykket reverseres, og blir dermed en strekkfordeling. Denne strekkraften må også kombineres med det hydrostatiske trykket som alltid virker på kosnruksjonen.

Dette vanntrykket kan med fordel omformes til et volum med vann som beveger seg med dammen, såkalt *Westergaards adderte masse*. Man ser for seg vannet som inkompressibelt, eller frossent i horisontale lag (uten utvidelsen vann vil få i frossen tilstand), mens resten av reservoiret regnes som inaktivt. Lagene antas å støtte hverandre med vertikale krefter, og det er ingen friksjon mellom lagene. Lagene er i tillegg festet til dammen, slik at dammen kan påvirke dem med de nødvendige kreftene som skal til for å bevege dem horisontalt fram og tilbake. Dersom $b(y)$ er dimensjonen på utbredelsen av dette legemet i x -retning ved dybde y , så er korresponderende masse per arealenhet på oppstrøms side av dammen bw/g , og tilhørende treghetskraft når akselerasjonen er αg blir

$$\frac{bw}{g} \cdot \alpha g = \alpha wb = p. \quad (6.17)$$

Dermed kan man finne bredden $b(y)$ som:

$$b(y) = \frac{p}{\alpha w}. \quad (6.18)$$

Dette indikerer at formen på legemet av vann er samme som diagrammet for p når trykket er korrekt skalert. Ved å benytte det tilnærmede uttrykket for p blir dermed

$$b(y) = \frac{7}{8} \sqrt{hy}. \quad (6.19)$$

6.3.2 Von Kármán

Von Kármán gjør i sin diskusjon av Westergaards artikkel [45] andre forenklinger og tilnærmer formen på trykkfordelingen med en ellipse.

$$b(y) = 0.707 \sqrt{h^2 - (y')^2} = 0.707 \sqrt{y'(2h - y')} \quad (6.20)$$

Maksimalverdien av dette trykket blir da:

$$p_0 = 0,707\alpha wh \quad (6.21)$$

mens Westergaards beregning gir

$$p_0 = \frac{8}{\pi^3} \left(1 - \frac{1}{3^2} + \frac{1}{5^2} - \dots \right) \alpha wh \quad (6.22)$$

eller

$$p_0 = 0.743\alpha wh. \quad (6.23)$$

Forskjellen blir her på 4-5%. Etter den tilnærmede formelen i likning (6.20) blir total last på dammen

$$Q = 0.707 \frac{\pi}{4} \alpha wh^2 = 0.555\alpha wh^2 \quad (6.24)$$

mens den eksakte løsningen gir

$$Q = \frac{16}{\pi^2} \left(1 + \frac{1}{3^2} + \frac{1}{5^2} + \dots \right) \alpha wh^2 = 0,543\alpha wh^2. \quad (6.25)$$

Dette ser også ut til å være en god tilnærming.

Von Kármán foreslår dermed følgende formel for beregning av tilleggskraften fra endringer i det hydrostatiske trykket [45]:

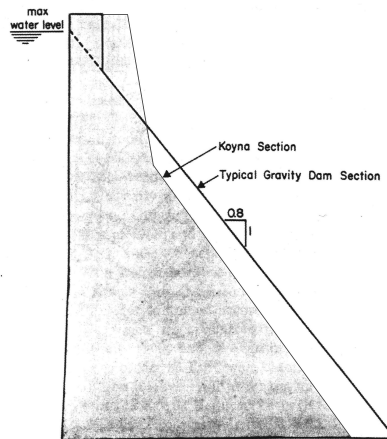
$$F_w = 0.555\alpha \rho gh^2 \quad (6.26)$$

hvor α er jordskjelvkoeffisienten, og h er vanndybden. Kraften antas å virke i en avstand $4h/3\pi$ fra bunnen av magasinet. Dette uttrykket er benyttet for beregning av jordskjelvlaster i et kompendie om vannkraft fra NTNU [23].

I disse enkle metoder blir vanligvis ikke effekten av interaksjonen mellom dam og fundament tatt hensyn til. I mer avanserte analyser hvor den inkluderes, har den vanligvis svært stor innflytelse på responsen, og den bidrar til å redusere spenningene [10]. Fra likning (6.21), med en seismisk koeffisient på 0.1, vil tilleggstrykket ved bunnen av dammen i følge Chopra [10] være litt over 7% av det hydrostatiske trykket, og trykkverdier lengre oppe vil være tilsvarende små. Disse små tilleggstrykkene har liten innflytelse på beregnede spenninger, og dermed vil de heller ikke ha stor innvirkning på valg av form på dammen for å tilfredsstille standard designkriterier.

6.4 Resultater fra undersøkelse av Koynadammen

Koynadammen er en av få betongdammer som har opplevd et ødeleggende jordskjelv. Dammen ble konstruert i perioden 1954-1963, og er en rett gravitasjonsdam av betong. Den er rundt 853 meter lang og 103 meter høy over dypeste fundament. Tverrsnittformen, og avvik fra vanlig form på gravitasjonsdammer, er vist i figur 6.3. I prosjekteringen ble det benyttet en seismisk koeffisient på 0.05, som

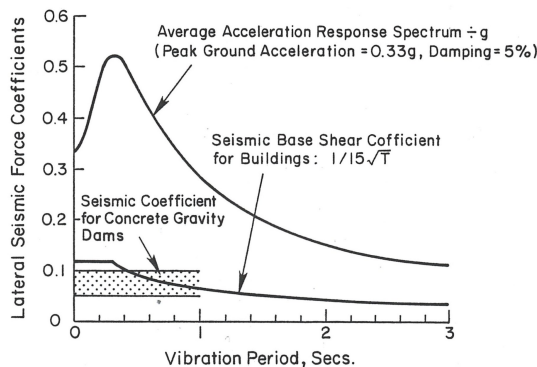


Figur 6.3: Tverrsnitt for Koynadammen og typisk gravitasjonsdam. Figuren er hentet fra [14].

tilsvarer en grunnakselerasjon på $0.05 g$. Jordskjelvet som rammet dammen 11. desember 1967, hadde maksimal akselerasjon på rundt $0.5 g$ og forårsaket stor skade på dammen, inkludert horisontale sprekker på oppstrøms og nedstrøms flate. Dammen brøt ikke sammen av jordskjelvet, men den ble skadet tilstrekkelig til at det ble bestemt at den måtte utbedres. I etterkant av jordskjelvet ble dammen analysert med elementmetoden hvor man antok lineær oppførsel og inkluderte dynamiske effekter av reservoaret. Her fant man store strekkspenninger i øvre del av dammen, spesielt i området hvor helningsvinkelen på nedstrøms flate endres brått. Disse spenningene var omtrent dobbelt så store som strekkstyrken til betongen som ble benyttet i øvre del av dammen. Sprekkdannelse kunne derfor forventes i samme område som sprekke forårsaket av Koyna-jordskjelvet [14]. Det er åpenbart at tradisjonelle metoder ikke fungerte tilfredsstillende. I tilfellet med Koynadammen var jordskjelvkraftene som ble inkludert i dimensjoneringen, basert på en seismisk koeffisient på 0.05, og det ble ikke forventet oppsprekking av dammen. Forskjellene i antatt resultat og virkelige skader er en virkning av ikke å inkludere den dynamiske effekten ved beregning av jordskjelvkraftene.

De typiske verdiene, 0.05-0.1, for den seismiske koeffisienten er små sammenliknet

med ordinatene for et akselerasjons-responspekter for kraftige bevegelser med svingeperioder opp mot 1 sek, som er den størst tenkelige svingeperioden for en gravitasjonsdam av betong, se figur 6.4. De lave verdiene for den seismiske

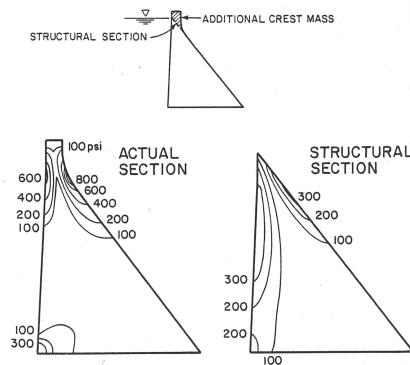


Figur 6.4: Sammenlikning av seismisk koeffisient og responspekter. Figuren er hentet fra [9].

koeffisienten er tilsvarende som for bygg. Byggestandarder, og som nevnt også NS-EN 1998-1 [40], er vanligvis rettet mot bygg, og ikke direkte overførbart til damkonstruksjoner [10]. Dammer bør dimensjoneres mer konservativt, og den seismiske koeffisienten bør tilsvare ordinaten for akselerasjonsspekteret for elastiske konstruksjoner. I tillegg bør den seismiske koeffisienten variere over høyden, og den bør multipliseres med vekten av dammen per enhetshøyde. For konstruksjoner med korte svingeperioder, som gravitasjonsdammer, er disse kreftene stort sett et resultat av respons i den fundamentale svingeperioden. Derfor bør den seismiske koeffisienten variere med formen på denne, mens det tradisjonelt har blitt antatt en konstant fordeling av den seismiske koeffisienten over damhøyden. Den konstante fordelingen av den seismiske koeffisienten medfører en feilaktig fordeling av krefter og dermed spenninger i dammen. Vanligvis medfører dette en spenningsfordeling hvor spenningene er størst i bunnen av dammen, og minker oppover. Et resultat av denne praksisen er at man i mange tilfeller velger å foreskrive betong med lavere styrke i øverste del av dammer, noe som for eksempel ble gjort i forbindelse med Koynadammen [14]. Dynamiske analyser, og skadene på Koynadammen, indikerer i motsetning til tradisjonell teori at spenningene ofte blir størst i øverste del av dammen, nær oppstrøms og nedstrøms overflater [14].

En annen uønsket konsekvens av å spesifisere en konstant verdi for seismisk koeffisient, er manglende evne til å oppfange effekten av at dammens geometri avviker fra trekant-form i den øverste delen av dammen. Denne blokken med betong på toppen av dammen har til hensikt å gi fribord over høyeste vannstand, å motstå påkjenning fra flytende objekter, samt å gi plass til en veibane på toppen. Denne ekstra massen har liten, eller ingen effekt på spenningene beregnet med konstant

seismisk koeffisient, ettersom de små verdiene for den seismiske koeffisienten ikke økes nær toppen. Imidlertid kan denne ekstra massen ha stor effekt på spenningene i en dynamisk analyse. I et eksempel i [13] viser Chopra og Chakrabarti nesten en dobling av spenningene på grunn av den ekstra massen, se figur 6.5. En endring i design av gravitasjonsdammer som dermed vil føre til mindre spenninger under jordskjelv, er å erstatte betongblokken på toppen med systemer som veier mindre [9]. Spenningskonsentrasjonen ved helen av dammen i figur 6.5 er delvis et resultat av antagelsen om stivt underlag, og vil bli mindre dersom man hadde tatt hensyn til fleksibiliteten i fundamentet.



Figur 6.5: Økte spenninger på grunn av ekstra masse i toppen av dammen. Pine Flat Dam i California, utsatt for Koyna-jordskjelvet. Figuren er hentet fra [13].

En ting som er spesielt for Koynadammen, er at tverrsnittet avviker fra typisk gravitasjonsdam, se figur 6.3 på side 52. Dette er en medvirkende faktor til ødeleggelsene som oppsto under jordskjelvet i 1962. Forskjellen i tverrsnittsform var et resultat av endringer i designet som fant sted mens konstrueringen pågikk. I utgangspunktet var det planlagt å fullføre dammen i to etapper, og planen var at toppen av dammen skulle være signifikant lavere enn dens endelige høyde. Dermed krevdes det i utgangspunktet et tynnere tverrsnitt. På grunn av økt etterspørsel etter elektrisitet mens byggingen pågikk i fase 1, ble det bestemt å øke høyden på dammen. Dermed måtte tykkelsen økes i øvre del av dammen for å nå opp til endelig høyde. Spenningsplott av Koynadammen viser at det er spesielt stor sprekkvekst i overgangen hvor helningsvinkelen endres brått [14].

6.5 Effekten av interaksjon mellom dam og vann

Interaksjon mellom dam og oppdemmet vann kommer av det faktum at det hydrodynamiske trykket påvirker dammens deformasjoner, som igjen har innflytelse på vanntrykket. Denne type interaksjon introduserer frekvensavhengige hydrodynamiske ledd i bevegelseslikningen som bestemmer dammens dynamiske respons. De hydrodynamiske leddene kan tolkes som en addert kraft (ulik for horisontal og vertikal grunnbevegelse), en addert masse og en addert dempning. Den adderte hydrodynamiske massen forlenger den naturlige svingeperioden. Det har blitt vist [18] at interaksjon mellom dam og vann ikke endrer de høyere frekvensene, men at maksimalverdien i de høyeste frekvensene reduseres på grunn av ekstra dempning når effekten av vannets kompressibilitet inkluderes.

En generell analytisk metode for å ta hensyn til dam-vann-interaksjon er gitt i [12]. Denne metoden egner seg for å analysere sikkerheten til eksisterende dammer, og for å analysere nye dammer i siste del av designfasen. For en foreløpig designvurdering bør denne metoden forenkles, og det er gjort i [9]. Som tidligere nevnt, kan responsen til dammer ettersom de vanligvis har kort svingeperiode, i innledende designfase antas i hovedsak å være på grunn av bevegelser i den fundamentale svingeperioden. Dermed kan denne svingemoden legges til grunn for å beregne kreftene på grunn av jordskjelv. I tillegg er den vertikale komponenten av grunnbevegelsen mindre signifikant enn den horisontale, og i foreløpig design kan man derfor begrense seg til den horisontale grunnbevegelsen.

6.5.1 Analyse for foreløpig design

I den «forenklete» metoden antas det at spenningene stammer fra den fundamentale svingemoden. Dammens deformasjon, forskyvning relativt til basen, kan uttrykkes som $u(y, t) = Y(t)\phi(y)$, hvor $\phi(y)$ er formen på den fundamentale svingemoden til dammen uten vann; og $Y(t)$ er en generalisert koordinat. Dersom man antar en horisontal grunnbevegelse på formen $\ddot{u}_g(t) = e^{i\omega t}$, som dermed er avhengig av påkjent frekvens ω , kan responsen i generaliserte koordinater uttrykkes som $Y(t) = \bar{Y}(\omega)e^{i\omega t}$. Dersom man ønsker å ta hensyn til interaksjonen mellom dam og vann, er det vist i [8], at responsfunksjonen for den komplekse frekvensen er

$$\bar{Y}(\omega) = \frac{-[L + B_0(\omega)]}{-\omega^2\{m^* + R[B_1(\omega)]\} + i\omega\{c^* - \omega \text{Im}[B_1(\omega)]\} + k^*}, \quad (6.27)$$

hvor $m^* = \int_0^{H_s} m_s(y)\phi(y)^2 dy$, H_s = dammens høyde, $m_s(y)$ = dammens masse per høydeenhet, $k^* = \omega_s^2$, ω_s = fundamental svingefrekvens av dammen uten vann, $c^* = 2m^*\omega_s\xi_s$, ξ_s = dempningsforhold for den fundamentale svingemoden,

$L = \int_0^{H_s} m_s(y)\phi(y)dy$, $R[\cdot] =$ reell del av $[\cdot]$, $Im[\cdot] =$ imaginær del av $[\cdot]$ og $B_m(\omega) = \int_0^H \bar{p}_m(y, \omega)\phi(y)dy$ er de hydrodynamiske leddene hvor

$$\bar{p}_m = \frac{2w}{gH} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{I_{mn}}{\sqrt{\lambda_n^2 - \frac{\omega^2}{C^2}}} \cos \lambda_n y; \quad m = 0, 1. \quad (6.28)$$

Her er $I_{mn} = \int_0^H f_m(y) \cos \lambda_n y dy$, $f_0(y) = 1$, $f_1(y) = \phi(y)$, $w =$ vannets egenvekt, g er tyngdeakselerasjonen, H er dybden av reservoaret, $\lambda_n = [(2n - 1)\pi]/2H$, C er lydets hastighet i vann og variabelen y definerer posisjonen langs høyden hvor $y = 0$ er ved dammens base og bunnen av reservoaret.

På grunn av det kompliserte uttrykket for de hydrodynamiske leddene $B_m(\omega)$, og deres avhengighet av den påkjente frekvensen, er beregning av responsen fra den fundamentale svingemoden etter likning (6.28) svært vanskelig. Derfor ønsket Chopra å se om det var mulig å få tilnærmede, men tilfredstillende resultater ved å bestemme en passende verdi for de hydrodynamiske leddene uavhengig av jordskjelvets påkjente frekvens ω .

6.5.2 Tilnærmet metode basert på fundamental svingemode

For dette tilfellet defineres et ekvivalent system som har alle egenskaper, unntatt massen, identisk til dammen definert uten vann. Massen per enhetshøyde defineres som

$$\tilde{m}_s(y) = m_s(y) + m_a(y) \quad (6.29)$$

hvor

$$m_a(y) = \frac{\tilde{p}_1(y, \omega_s)}{\phi(y)}. \quad (6.30)$$

Ettersom den fundamentale frekvensen til dammen inkludert hydrodynamiske effekter, $\tilde{\omega}_s$, er mindre enn både den naturlige svingefrekvensen til dammen alene, ω_s , og $\omega_r = \pi C/2H$, som er den fundamentale resonansfrekvensen for impulstrykket i vannet [37], så har uttrykket for $\bar{p}_1(y, \tilde{\omega}_s)$ og dermed $m_a(y)$ kun reelle verdier.

Det viser seg at denne forenklete metoden gir korrekte resultater for resonansfrekvens og -amplitude, men at den overestimerer responsen i området rundt den resonante frekvensen. Dermed vil analysen overestimere responsen til påvirkninger med et stort spekter av frekvenser, slik som jordskjelvbevegelser [9]. Siden den hydrodynamiske interaksjonen minsker den fundamentale svingeperioden, $\tilde{\omega}_s < \omega_s$, vil også dempningsforholdet for dette ekvivalente systemet $\tilde{\xi}_s$ være mindre enn dempningen for det opprinnelige systemet ξ_s . Dersom man øker dempningsforholdet for det ekvivalente systemet kan den dynamiske responsen reduseres, mens den naturlige frekvensen forblir den samme. På denne måten vil man underestimere

responsen på den nøyaktige resonante frekvensen, men overestimere på alle andre frekvenser. Beregninger [9] indikerer at responsen til dette ekvivalente systemet med lik demping som det opprinnelige systemet, generelt gir resultater til den konservative siden.

Westergaards arbeid på dette området var basert på forutsetningen om at svingeperioden for det (harmoniske) jordskjelvet (grunnbevegelsen) kan antas ikke å være mindre enn et sekund [46]. Dette var kanskje en passende forenkling da artikkelen ble skrevet, men i ettertid er det registrert jordskjelv med frekvenser som er mindre enn dette [9]. I [7] er det gjort en sammenlikning av metoden med komplekse frekvenser med Westergaards arbeid. Her konkluderes det med at Westergaards løsning kun er gyldig hvis frekvensen fra jordskjelvet er mindre enn den fundamentale frekvensen for reservoar-dam-systemet. Hvis dette ikke er tilfelle kan det oppstå resonans i vannet, og det er ikke lengre mulig å representere det hydrodynamiske trykket som treghetskrefter på grunn av en addert masse. I tillegg var det på bakgrunn av denne antagelsen at Westergaard kunne konkudere med at effekten av kompressibilitet og fleksibiliteten av dammen kunne neglisjeres. I ettertid har blant annet Chopra vist [8] at effektene av dammens fleksibilitet og vannets kompressibilitet må inkluderes.

Også i denne forenklete metoden er effekten av vannet representert ved en addert masse som beveger seg med dammen. Denne massen er imidlertid avhengig av blant annet frekvensen og formen på dammens fundamentale svingeperiode, og effekten av interaksjonen mellom den fleksible dammen og vannet (tatt i betraktning dets kompressibilitet) på dammens fundamentale frekvens.

Dersom man kun opererer med den fundamentale svingeperioden, kan den maksimale effekten av jordskjelvbevegelsen i horisontal retning bli representert av et sett med sideveis krefter ved

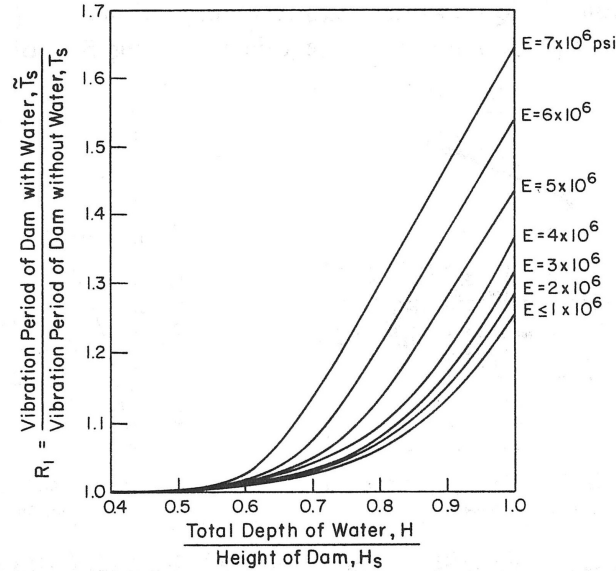
$$f_s(y) = \frac{L}{m^*} \frac{S_a(T_s, \xi_s)}{g} w_s(y) \phi(y) \quad (6.31)$$

hvor $S_a(T_s, \xi_s)$ er ordinaten for svingeperioden T_s og dempningsforholdet ξ_s av pseudo-akselerasjons responspekteret for grunnbevegelsen; og $w_s(y) = g m_s(y)$ er vekt per høydeenhet av dammen. Dersom man beregner den fundamentale svingeperioden og svingeformen, og tilhørende verdier for L og m^* , kan kreftene sideveis beregnes etter likning (6.31).

Ettersom tverrsnittet av gravitasjonsdammer ikke varierer mye fra dam til dam, kan det være mulig å benytte standardverdier for svingeegenskapene og enheter som avledes av disse. Chopra viser i [9] at en egnet verdi for den fundamentale svingeperioden er

$$T_s = 1.4 \frac{H_s(ft)}{\sqrt{E(psi)}} = 0.16256 \frac{H_s(m)}{\sqrt{E(kN/m^2)}} \quad (6.32)$$

Videre baserer denne forenklete metoden seg på endel grafer, som jeg har inkludert her for ordens skyld.



Figur 6.6: Standardverdier for R_1 , forholdet mellom fundamentale svingeperioder for dammen med og uten vann, plottet mot vanddybden for ulike verdier av E -modul for betong (1 psi=6.9 kN/m²). Figuren er hentet fra [9].

Beregningsstegene i denne metoden er som følger:

- Beregn svingeperioden T_s for dammen uten innflytelse av vannet fra

$$T_s = 1.4 \frac{H_s(ft)}{\sqrt{E(psi)}} = 0.16256 \frac{H_s(m)}{\sqrt{E(kN/m^2)}} \quad (6.33)$$

hvor H_s er dammens høyde, og E er dimensjonerende verdi for E -modulen til betong.

- Beregn \tilde{T}_s , svingeperioden til dammen med innflytelse fra vannet som $\tilde{T}_s = R_1 T_s$, hvor R_1 er periodeforholdet bestemt fra figur 6.6 og H er dybden i ft.
- Beregn R_2 forholdet mellom den fundamentale resonansperioden for det impulsive hydrodynamiske trykket og \tilde{T}_s fra

$$R_2 = \frac{1}{\tilde{T}_s} \frac{4H}{C} \quad (6.34)$$

hvor C er lydets hastighet i vann.

- Beregn $f_s(y)$, sideveis krefter fra jordskjelvet over høyden av dammen inkludert de hydrodynamiske effektene fra

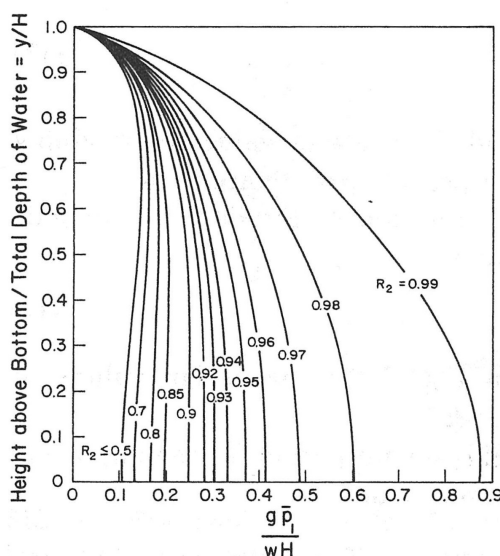
$$f_s(y) = \alpha_1 \frac{S_a(\tilde{T}_s)}{g} [w_s(y)\phi(y) + g\bar{p}_1(y)], \quad (6.35)$$

hvor $\alpha_1 = 4$; $S_a(\tilde{T}_s)$ = ordinaten av akselerasjons responsspekteret med rett dempningsforhold ved periode \tilde{T}_s ; $w_s(y)$ = vekt per høydeenhet av dammen; $\phi(y)$ = fundamental svingform gitt i figur 6.8 på neste side. $g\bar{p}_1(y)$ bestemmes fra figur 6.7 for beregnede verdier av R_2 og $H/H_s = 1$. Resultatet multipliseres med designveriden av $(H/H_s)^2$ og satt inn i likning (6.35).

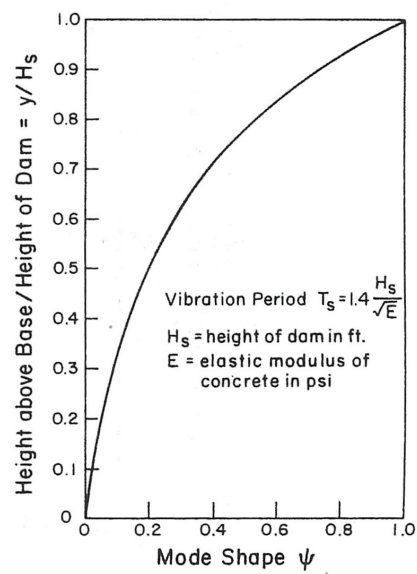
- Sideveis krefter uten hydrodynamiske bidrag kan regnes ut fra

$$f_s(y) = \alpha_2 \frac{S_a(T_s)}{g} w_s(y)\phi(y), \quad (6.36)$$

hvor $\alpha_2 = 3$ og $S_a(T_s)$ = ordinaten av designspekteret for akselerasjon ved periode T_s .



Figur 6.7: Standardgraf for variasjon av \bar{p}_1 over vanddybden for $H/H_s = 1$ og varierende verdier av $R_2 \equiv \tilde{\omega}_s/\omega_r$. Figuren er hentet fra [9].



Figur 6.8: Standard fundamental svingeperiode og svingeform for design av gravitasjonsdammer (1 ft=0.305 m, 1 psi = 6.9 kN/m²). Figuren er hentet fra [9].

Kapittel 7

Elementmetoden og funksjonalitet i Abaqus

Elementmetodens mulighet til å utføre analyser innenfor dam-reservoar-interaksjon har vært et tema i flere tiår, nesten så lenge elementmetoden har eksistert. I 1969 undersøkte Chopra, Wilson og Farhoomand muligheten for å bruke dette i jordskjelvsammenheng [4], uten å komme til tilfredsstillende resultater. I dette forsøket ble vannet modellert som et spesielt tilfelle av et isotropisk elastisk fast stoff, med konstitutive egenskaper representert ved bulk-modul og skjærmodul, hvor skjærmodulen er lik null [4]. Siden den tid er elementmetoden blitt mer raffinert, og nye funksjonaliteter utvikles kontinuerlig. Et eksempel på ny funksjonalitet er koblede Euler-Lagrangeanalyser, som vi skal komme tilbake til i slutten av dette kapitlet.

7.1 Abaqus

Abaqus er et generelt elementmetodeprogram som både har implisitt og eksplisitt løsnings skjema, i tillegg til «computational fluid dynamics» (CFD). I oppgaven er det benyttet både implisitt og eksplisitt løsnings skjema. I dette kapitlet gis det en kort oversikt over løsningsmetodene, og deres likheter og ulikheter.

7.1.1 Implisitt analyse

Det implisitte analyseverktøyet finnes i Abaqus/Standard, og det benytter i utgangspunktet Hilber-Hughes-Taylor tidsintegrasjon. Hilber-Hughes-Taylor-operatoren er en utvidelse av Newmarks β -metode. Disse tidsintegrasjonsmetodene

er implisitte, noe som innebærer at operatormatrisen må inverteres og et sett med koblede ikke-lineære dynamiske likevektsligninger må løses i hvert tidsinkrement. Løsningen av disse gjøres iterativt ved å bruke Newtons metode (fullstendig Newton). Bakgrunnen for valg av den fullstendige Newtons metode er at den sørger for rask konvergens sammenliknet med modifisert Newton eller kvasi-Newton [15]. Hovedfordelen med denne type metode for tidsintegrasjon er at den er *ubetinget* stabil for lineære systemer. I en simulering hvor det benyttes endelige størrelser på tidsinkrementet, innføres det vanligvis en viss grad av numerisk dempning. Denne dempningen er annerledes enn materialdempningen, men i mange tilfeller vil disse to formene av dempning fungere utmerket sammen.

I tidsserieanalysene som er utført i forbindelse med denne oppgaven, er det benyttet en direkte integrasjonsmetode. Denne er ubetinget stabil [15].

7.1.2 Eksplisitt analyse

Abaqus/Explicit et effektivt verktøy for å utføre analyser som krever et stort antall små tidsinkremerter [15]. Dette løsningskjemaet er basert på implementering av en eksplisitt integrasjonsregel sammen med bruken av «lumped» massematriser. Den eksplisitte interasjonsregelen som benyttes i Abaqus, er den sentrale differansemetoden. Bevegelseslikningen for legemet integreres ved hjelp av denne metoden, og dette medfører at hvert inkrement er relativt billig beregningsmessig, sammenliknet med den direkte integrasjons-analysen i Abaqus/Standard. Grunnen til dette er at det ikke må løses et sett av koblede ligninger i hvert tidsinkrement. Den eksplisitte sentrale differanse-operatoren tilfredsstiller den dynamiske likevektslikningen ved begynnelsen av inkrementet, ved tiden t , og akselerasjonen beregnet ved tiden t brukes til å finne løsning av hastigheten ved tiden $t + \Delta t/2$. Slik finner man også forskyvningen ved tiden $t + \Delta t$. Dette er implementert numerisk ved

$$\dot{\mathbf{u}}_N^{(i+\frac{1}{2})} = \dot{\mathbf{u}}_N^{(i-\frac{1}{2})} + \frac{\Delta t^{(i+1)} + \Delta t^{(i)}}{2} \ddot{\mathbf{u}}_N^{(i)}, \quad \mathbf{u}_N^{(i+1)} = \mathbf{u}_N^{(i)} + \Delta t^{(i+1)} \dot{\mathbf{u}}_N^{(i+\frac{1}{2})}, \quad (7.1)$$

hvor \mathbf{u}_N er en frihetsgrad (translasjons- eller rotasjonskomponent), $\dot{\mathbf{u}}_N$ er hastighet og $\ddot{\mathbf{u}}_N$ er akselerasjon. Superindeksen $^{(i)}$ refererer til inkrementnummeret og $^{(i-\frac{1}{2})}$ og $^{(i+\frac{1}{2})}$ refererer til verdier i midten av et inkrementet. Den sentrale differanseoperatoren er eksplisitt på den måten at den kinematiske tilstanden kan finnes ved å bruke kjente verdier av $\dot{\mathbf{u}}_N^{(i-\frac{1}{2})}$ og $\ddot{\mathbf{u}}_N^{(i)}$ fra forrige inkrement. Denne integrasjonsregelen er enkel, men medfører ikke i seg selv den beregningsmessige effektiviteten som eksplisitte dynamiske analyser er kjent for. Dette oppnås når man bruker en diagonal massematrise, for da blir løsningskjemaet eksplisitt, og man unngår å invertere matriser i hvert tidssteg.

Den sentrale differanseoperatoren setter ikke i gang av seg selv, man må først definere verdien av gjennomsnittshastigheten $\dot{\mathbf{u}}^{(-\frac{1}{2})}$. Initialverdiene ved tiden $t = 0$ for hastighet og akselerasjon settes vanligvis lik null dersom andre verdier ikke spesifiseres. Videre kreves følgende betingelse:

$$\dot{\mathbf{u}}^{(+\frac{1}{2})} = \dot{\mathbf{u}}^{(0)} + \frac{\Delta t^{(1)}}{2} \ddot{\mathbf{u}}^{(0)}. \quad (7.2)$$

Dersom man setter dette uttrykket inn i det oppdaterte uttrykket for $\dot{\mathbf{u}}^{(i+\frac{1}{2})}$, får man følgende definisjon av $\dot{\mathbf{u}}^{(-\frac{1}{2})}$:

$$\dot{\mathbf{u}}^{(-\frac{1}{2})} = \dot{\mathbf{u}}^{(0)} - \frac{\Delta t^{(0)}}{2} \ddot{\mathbf{u}}^{(0)}. \quad (7.3)$$

7.1.3 Stabilitet

Den eksplisitte prosedyren integrerer over tid ved å bruke små tidsinkrementer. Den sentrale differanseoperatoren er betinget stabil, og stabilitetsgrensen (uten demping) kan uttrykkes ved systemets høyeste egenverdi som

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{maks}}. \quad (7.4)$$

I Abaqus/Explicit introduseres en liten mengde demping for å kontrollere svingninger med høy frekvens. Med demping blir det stabile tidsinkrementet gitt ved

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{maks}} \left(\sqrt{1 + \xi^2} - \xi \right), \quad (7.5)$$

hvor ξ det kritiske dempningsforholdet i den høyeste moden. Som man ser av likning (7.5) introduserer demping en reduksjon i størrelsen på det stabile tidsinkrementet, noe vi vil komme vi tilbake til i kapittel 8.

Tidsinkrementeringen i Abaqus/Explicit er automatisk. Abaqus/Explicit bruker en tilpassende algoritme for å bestemme konservative grenseverdier for den høyeste elementfrekvensen. Stabilitetsgrensen som er basert på den høyeste elementfrekvensen, er konservativ i det at den vil gi et midre stabilt tidsinkrement enn den globale stabilitetsgrensen som er basert på den maksimale frekvensen til hele modellen.

Generelt vil begrensninger som grensebetingelser og kontakt, komprimere spekteret av egenverdier. Dette tar ikke estimatet basert på et enkelt element hensyn til. Abaqus/Explicit har en global estimeringsalgoritme som bestemmer maksimal frekvens for hele modellen. Denne algoritmen oppdaterer estimatet kontinuerlig. I begynnelsen av analysen bruker Abaqus/Explicit estimatet bestemt på grunnlag

av enkeltelementer, men ettersom analysen kjører vil stabilitetsgrensen bestemmes av den globale algoritmen, når den finner at det globale anslaget er tilstrekkelig nøyaktig. Den globale algoritmen brukes ikke når det for eksempel finnes materiell dempning eller uendelige elementer i modellen. Et forsøk på stabilt tidsinkrement beregnes for hvert enkelt element i elementnettet ved følgende uttrykk:

$$\Delta t = \frac{2}{\omega_{maks}^{element}}, \quad (7.6)$$

hvor $\omega_{maks}^{element}$ er elementets maksimale egenverdi. Et konservativt anslag for det stabile tidsinkrementet er gitt ved minimum over alle elementene. Dette kan også skrives som

$$\Delta t = \min \left(\frac{L_e}{c_d} \right), \quad (7.7)$$

hvor L_e er karakteristisk elementstørrelse og c_d er den nåværende effektive spenningsbølgehastigheten i materialet.

7.1.4 Implisitt vs. eksplisitt analyse

I den implisitte dynamiske analysen må integrasjonsoperatormatrisen inverteres, og et sett av ikke-lineære likevektslikninger må løses i hvert tidsinkrement. I den eksplisitte analysen, som bruker den sentrale differansemetoden, blir hastigheter og forskyvninger beregnet på grunnlag av størrelser som er kjent ved begynnelsen av inkrementet. Det er derfor ikke nødvendig å samle og invertere globale stivhets- og massematriser, noe som medfører at det blir lite krevende beregningsmessig sammenliknet med inkrementene i et implisitt integrasjonsskjema. Størrelsen på tidssteget i Explicit er begrenset, ettersom den sentrale differanseoperatoren bare er betinget stabil, mens den implisitte operatoren i Standard er ubetinget stabil. Det er dermed ikke noen slik grense på størrelsen på tidssteget i Abaqus/Standard, og størrelsen på tidssteget bertemmes ut i fra krav om nøyaktighet.

Stabilitetsgrensen for den sentrale differansemetoden (det største tidsinkrementet som kan brukes uten at metoden genererer store, raskt voksende feil) er nært relatert til tiden det tar for en spenningsbølge å krysse den minste elementdimensjonen i modellen. Dermed kan tidssteget bli veldig lite dersom elementene er små, eller spenningsbølgehastigheten er høy. Metoden er beregningsmessig attraktiv i problemer hvor den totale dynamiske responsen som skal modelleres, bare er noen få ganger større enn denne stabilitetsgrensen, for eksempel forplantning av bølger eller hendelse-og-respons-analyser. Mange av fordelene med eksplisitte analyser er også tilstede dersom man ser på langsomme problemer (kvasi-statisk), hvor det er mulig å bruke masseskalering for å redusere bølgehastigheten. Dette er ikke mulig i jordskjelvanalyser, hvor bevegelsen er rask.

For koblede Euler-Lagrange-analyser er Abaqus/Explicit eneste mulighet.

7.2 Euler-Lagrange-formulering

På bakgrunn av at det i denne oppgaven er ønsket å undersøke effekten av det oppdemmede vannet bak en dam, er det gjort et forsøk på å undersøke om en koblet Euler-Lagrange-analyse er egnet for formålet. I sin bok «Introduction to Hydrocodes» [47] fra 2004, oppsummerer Jonas A. Zukas det meste av forskning og utvikling som er gjort innen dette feltet fra 1960-tallet til i dag. «Hydrocodes» defineres her til å være i kategorien numerisk kontinuumsmekanikk. Grunnlaget for dette fagområdet ble lagt på 1950-tallet, hvor man forsøkte å beregne resultatet av stål som støter mot stål, og aluminium som støter mot aluminium i hastigheter på 5.5-72 km/h. Ettersom støt i slike hastigheter produserer trykk i de kolliderende materialene som flere ganger overgår deres styrke, ble det i beregningene antatt hydrodynamisk oppførsel i materialene. Derav navnet «hydrocodes», eller hydrokoder. I innledningen sier han om hydrokodene: «In their present state, their application is as much an art as a science.»[47]. Det kommer tydelig fram at det som kjent er mange fallgruver i forbindelse med vanlig elementmetoder, men at det er flere i forbindelse med hydrokoder. 6 mnd-2 år angis som en passende tidsperiode som er nødvendig for å sette seg inn i hydrokode-formuleringer, og koblede Euler-Lagrange-analyser (CEL) regnes som en hydrokode.

Den vanlige elementformuleringen som benyttes i elementmetodeprogrammer er den såkalte Lagrange-formuleringen. I denne formuleringen er massen i et element konstant, mens tetthet og volum kan endre seg. Den største utfordringen knyttet til Lagrangeformulering, er numeriske problemer på grunn av at elementene ødelegges ved store deformasjoner, noe som medfører at analysen ikke kan gjennomføres. En annen type formulering er Euler-formuleringen. Denne baserer seg på et fast elementnett i rommet, hvor hvert element kan inneholde flere materialer og hvor materialer kan bevege seg fra et element til et annet. Dette er en vanlig formulering for væsker, selv om den i noen tilfeller også brukes for faste stoffer. Euler-formuleringen unngår fullstendig at elementene ødelegges, og kan ved hjelp av en Euler-Lagrange-koblingsalgoritme, kombineres med en Lagrangske beskrivelse for deler av modellen. I denne oppgaven er målet å undersøke lastvirkningen fra vannet som er oppdemmet bak en dam under jordskjelvpåvirkning. Den koblede Euler-Lagrangeformuleringen gjør det mulig å koble væsker og faste stoffer i en analyse, og observere effekten av interaksjonen mellom disse. Det er vanlig at de to ulike elementnettene overlapper, og at den Lagrangske konstruksjonen deformeres inne i Euler-elementnettet. Det vanligste bruksområdet for denne typen koblede analyser er støt-problemer, som for eksempel en flaske fylt med vann som treffer

en fast flate, eller en fugl som krasjer inn i en flymotor.

Formuleringen for interaksjonen, eller kontakten mellom væske og konstruksjon, er inspirert av kontaktalgoritmer i faststoffmekanikk som er straffebasert, og som er mye testet i industri og akademia. Straffemetoden bevarer den totale energien i det mekaniske systemet. Prinsippet med straffemetoden er at man spore de relative forskyvningene mellom nodene i Lagrange-konstruksjonen og partiklene i væsken. Koblingskreftene er definert som tilbaketrekkende krefter, og de er dermed proporsjonale med forskyvningene. Kontaktalgoritmen beregner automatisk overflaten mellom Lagrangekonstruksjonen og Euler-materialet. Denne kontaktformuleringen forutsetter at en Lagrangske konstruksjon okkuperer tomme områder i et Euler-elementnett.

I Euler-formuleringen i Abaqus/Explicit brukes en «Lagrange-plus-remap»-formulering. Dette innebærer at Euler-elementnettet i løpet av et tidssteg gjennomgår en Lagrange-fase, og deretter en Euler-fase. I Lagrange-fasen av tidsinkrementet er nodene midlertidig fast bestemt i materialet, og elementene deformeres med materialet. I Euler-fasen av tidsinkrementet, blir deformasjonen av materialet værende i sin nye plassering, og elementer med stor deformasjon blir automatisk remeshet. Materialet som da flyter mellom grensende elementer beregnes automatisk. Et Euler-elementnett er typisk enkelt og rektangulært, og geometrien til Euler-materialet eksisterer uavhengig av dette elementnettet. Det er viktig å legge merke til at den Lagrangske konstruksjonen kun har interaksjon med Euler-materialet, og ikke med Euler-elementnettet.

7.2.1 Tildstandslikninger i koblede Euler-Lagrangeanalyser

I dette tilfellet brukes følgende «Equations of state», EOS, eller tilstandslikninger: EOS+EOS Skjær , Type=viskøs. Spenningene er i følge [15] definert ved

$$\boldsymbol{\sigma} = -p\mathbf{1} + 2\eta\dot{\boldsymbol{\epsilon}}, \quad (7.8)$$

med effektiv likning; Navier-Stokes:

$$\rho \frac{D\mathbf{v}}{Dt} + \nabla p - \eta \nabla^2 \mathbf{v} + \frac{\eta}{3} \nabla (\nabla \cdot \mathbf{v}) = \rho \mathbf{b} \quad (7.9)$$

For en Newtonsk væske har man at trykket p er gitt ved

$$p = f(\rho, E), \mathbf{S} = 2\eta\dot{\boldsymbol{\epsilon}} \quad (7.10)$$

$$\rho \frac{DE}{Dt} = \frac{p}{\rho} \frac{D\rho}{Dt} + \mathbf{S} : \dot{\boldsymbol{\epsilon}} + \rho \dot{Q} \quad (7.11)$$

Tabell 7.1: Materialegenskaper for vann. Tabellen er hentet fra [23]

Tetthet (ρ)	998.2	kg/m ³
Viskositet (η)	0.001003	Ns/m ³
Lydens hastighet (c_0)	1500	m/s
s	0	-
Γ_0	0	-

Nesten inkompressibelt materiale:

$$\nabla \cdot \mathbf{v} \cong \textit{konst.} \quad (7.12)$$

En høy bulk-modul betyr et nesten inkompressibelt materiale, som medfører at man kan bruke inkompressibel Navier-Stokes-likninger. Den koblede Euler-Lagrange-løseren er mer generell enn en Navier-Stokes-løser, ettersom inkompressibilitet og viskositet er introdusert via materiallover og -egenskaper.

I Abaqus finnes det ett tilgjengelig Euler-element, EC3D8R, som er et tredimensjonalt rektangulært multi-materiale 8-noders element, med redusert integrasjon og timeglass-kontroll. Nodene har frihetsgradene 1, 2 og 3 og man trenger koordinater i tre retninger, x, y og z. På grunn av redusert integrasjon har elementet kun et integrasjonspunkt i midten av elementet. Dersom man ønsker å gjøre en 2D-analyse, kan dette for eksempel utføres ved å bruke et elementnett som kun har ét element i tykkelsen. Et Euler-elementnett er som nevnt typisk en enkel rektangulær grid av elementer, som ikke sammenfaller med Euler-materialet. Komplekse materialformer kan representeres i elementnettet ved å benytte en kombinasjon av fullstendig og delvis fylte elementer. I utgangspunktet er alle elementer i Euler-nettet fylt av et «void», eller tomt materiale. Nodene i et Euler-nett kan ikke deles med et Lagrange-elementnett. Dersom Lagrange-konstruksjonen initielt er plassert inne i Euler-elementnettet må man sjekke at de underliggende Euler-elementene inneholder «void» materiale etter at man har lagt inn Euler-materiale. Euler-materiale som strømmer mot en Lagrange-konstruksjon blir hindret i å entre de underliggende Euler-elementene, og dermed blir det ikke to materialer på samme sted. Dersom Lagrange-konstruksjonen initielt befinner seg utenfor Euler-nettet, må det være minst et lag av tomt materiale ved Euler-nettets grense. Dette gir en fri overflate på Eulermaterialet inne i Euler-nettet, og gir en kilde til at tomt materiale kan erstatte Euler-materialet som drives ut av indre elementer. Flere lag av tomt materiale brukes vanligvis over frie overflater for å tillate simulering av kratere og «backsplashing» uten at materialet forlater Euler-nettet. I det Euler-materiale beveger seg utenfor Euler-nettet, er det tapt fra analysen.

7.2.2 Sammenlikning med Lagrangeteknikker

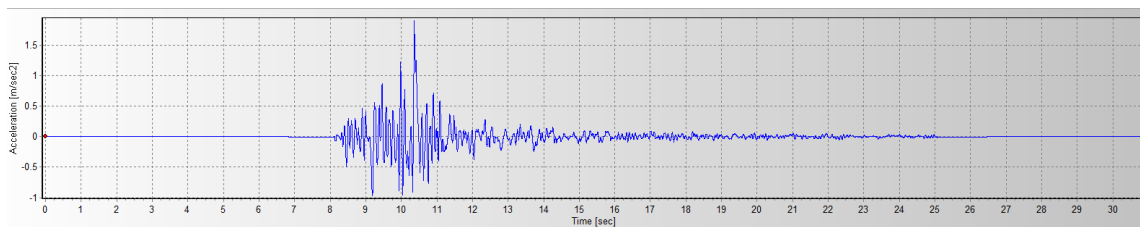
I Lagrange-formulering har man ikke noen konvektiv massebevegelse, og dermed blir de styrende likningene (bevaring av masse, bevaring av momentum og bevaring av energi) enklere. De generelle likningene gitt i avsnitt 7.2.1, tillater variasjon i materialet i både tid og rom. Som tidligere nevnt, er massen i et element i en Lagrange-beskrivelse konstant, men elementet kan endre volum og tetthet. Dermed er kravet om bevaring av masse automatisk tilfredsstilt. I motsetning vil en Euler-beskrivelse tillate at materialet beveger seg gjennom elementnettets. Her er volumet konstant, mens masse og tetthet varierer. Dermed må man i hvert enkelt tidsinkrement ikke bare se på variasjonen av materialet over tid, men på den romlige fordelingen i tillegg.

Kapittel 8

Presentasjon av jordskjelvdata og analysemodeller

8.1 Presentasjon av Friuli-jordskjelvet

Jordskjelvet som er benyttet i denne oppgaven er fra Friuli-provinsen i Nord-Italia, og inntraff torsdag 6. mai 1976. Dette skjelvet hadde i følge NORSAR en styrke på 5.2, mens andre kilder opererer med 6.2-6.5 [22]. Jordskjelvet ble registrert på en målestasjon i Tarcento, 19 km unna episenteret. Som en følge av dette jordskjelvet ble 951 mennesker drept, 2 400 skadet og 45 000 ble hjemløse [17]. Dette skjelvet er stadig gjenstand for nye undersøkelser fordi det er antatt å kunne representere det maksimalt mulige jordskjelvet i de sydlige Alpene. I tillegg var det det første skjelvet i Italia, hvor det ble gjort mange registreringer av seismologiske data. Den geologiske og geofysiske informasjonen var allerede tilgjengelig for dette området, som i tillegg har en velkjent seismologisk historie [22]. Dette jordskjelvet, sammen med to andre, danner grunnlaget for utviklingen av designspekteret i Eurokoden, NS-EN 1998-1 [40]. I figur 8.1 er tidsforløpet av grunnakselerasjonen vist i m/s^2 .



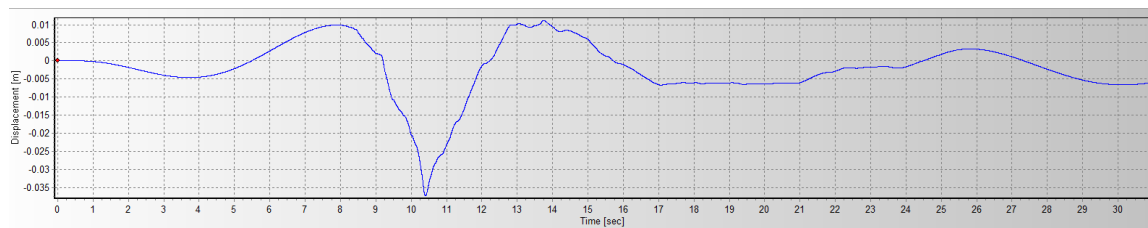
Figur 8.1: Grunnakselerasjon Friuli-skjelvet, 1976. Grafen er laget med SeismoSignal

Den maksimale grunnakselerasjonen a_{maks} er registrert ved tiden $t=10.360$ s og har en verdi på $a_{maks} = 1.898\text{m/s}^2$. Den registrerte delen av jordskjelvet er på 30.88 sekunder, men det skjer lite de ti første sekundene. Grunnens hastighet, beregnet



Figur 8.2: Grunnens hastighet, Friuli-skjelvet, 1976. Grafen er laget med SeismoSignal.

ved integrasjon av akselerasjonen i programmet SeismoSignal, er vist i figur 8.2. Ved implementering av akselerasjonshistorier i Abaqus, kan det oppstå numeriske feil under denne integrasjonen. Det er derfor viktig å sjekke at hastigheten ved endt akselerasjonsforløp er omtrent lik null, jorden skal da være i ro. Hvis det ikke er tilfelle, må man gjøre korreksjoner i akselerasjonshistorien, for eksempel ved en metode foreslått av Newmark [15, 25]. I dette tilfellet er akselerasjonshistorien allerede rettet, noe som kan sees fra hastigheten ved tiden $t=30.88$ s. Maksimal opprettede hastighet er $v_{maks} = 0.085$ m/s ved tiden $t=10.339$ s. Grunnens

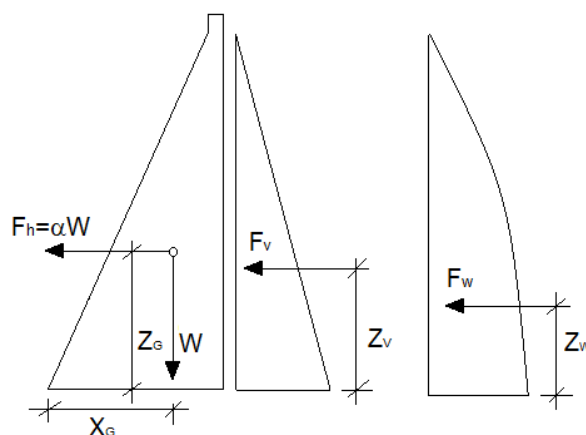


Figur 8.3: Forskyvning av grunnen, Friuli-skjelvet, 1976. Grafen er laget med SeismoSignal.

forskyvning under jordskjelvet er vist i figur 8.3. Dette er en integrasjon av hastighetsforløpet i figur 8.2. Den maksimale forskyvningen er $d_{maks} = 0.037$ m ved tiden $t=10.406$ s.

8.2 Metode med seismisk koeffisient

For å beregne dammens respons på grunn av jordskjelv, er den først analysert ved hjelp av metoden med seismisk koeffisient. Det er benyttet to ulike verdier for koeffisienten α , den tradisjonelt valgte verdien på $\alpha_1 = 0.1$ og verdien anbefalt av Chopra [9], hvor α blir anbefalt å være ordinaten til dammens svingeperiode i designspekteret. Dammen som er analysert i denne oppgaven har en fundamental svingeperiode på $T_1 = 1/10.6$ s, noe som gir en akselerasjon på $a = 5.4871\text{m/s}^2$. Denne kan uttrykkes ved $a = \alpha_2 g$, hvor $\alpha_2 = 0.559$. Kraftene som virker på dammen i denne metoden er vist i figur 8.4. Det er ikke inkludert effekter av oppdrift, indre vanntrykk i dammen eller friksjon mellom dam og underlag. Dammen skal ikke dimensjoneres, og det er ikke vanlig å regne med at det blir noen endring i disse effektene når dammen utsettes for jordskjelvpåvirkning. Nødvendige størrelser for



Figur 8.4: Lastvirkninger i metode med seismisk koeffisient

analysen og beregninger som er gjort i forbindelse med denne metoden er gjengitt i tabell 8.1 på neste side. Foreøpige resultater fra metoden med seismisk koeffisient er gjengitt i tabell 8.2. Det ser ut til at baseskjæret blir størst når alle horisontale krefter virker i samme retning som det hydrostatiske trykket. Momentet ser derimot ut til å bli størst når de horisontale kreftene fra jordskjelvpåvirkningen av dammen, samt fra Westergaards adderte masse virker i motsatt retning av det hydrostatiske trykket. Det hydrostatiske trykket og egenvekten virker i fastlagte retninger, og det er kun kreftene og dermed momentene, fra jordskjelvpåvirkningen av dammen og Westergaards adderte masse, som kan endre retning. Ettersom momentet på grunn av det hydrostatiske trykket, M_v har relativt liten påvirkning sammenliknet med momentet fra dammens egenvekt, M_G , blir det største momentet i samme retning som M_G .

Tabell 8.1: Mellomregninger, metode med seismisk koeffisient.

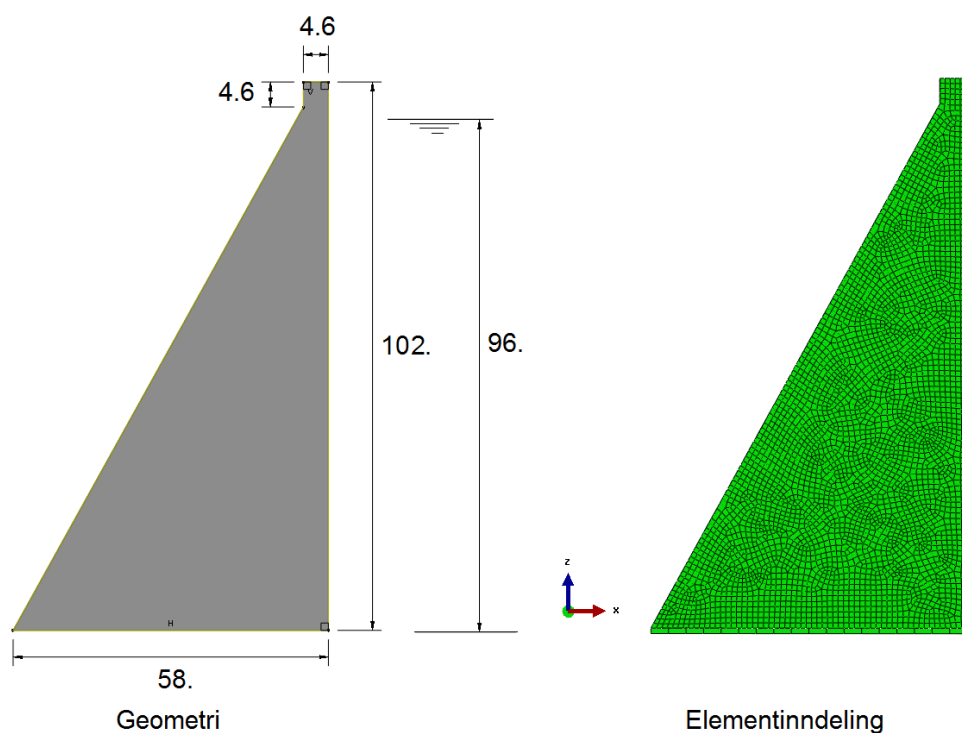
Generelt		
Tyngdeakselerasjonen, g		9.81 m/s ²
Dammen		
Dammens totale masse, m_d		$7.741 \cdot 10^6$ kg
Dammens egenvekt, W	mg	$7.594 \cdot 10^7$ N
Moment, egenvekt, M_G	Wx_G	$2.923 \cdot 10^9$ Nm
Avstand til tyngdepunkt, x_G		38.49 m
Avstand til tyngdepunkt, z_G		35.28 m
Jordskjelvkraft, F_{h1}	$0.1W$	$7.594 \cdot 10^6$ N
Jordskjelvkraft, F_{h2}	$0.559W$	$4.548 \cdot 10^7$ N
Moment pga. jordskjelv, M_{h1}		$2.679 \cdot 10^8$ Nm
Moment pga. jordskjelv, M_{h2}		$1.605 \cdot 10^9$ Nm
Hydrostatisk trykk		
Maksimalverdi, ($z = 0$)	$9600 \text{ kg} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 \cdot 1 \text{ m}$	94176 N/m
Total kraft F_v	$94176 \text{ N/m} \cdot 96 \text{ m} \cdot /2$	$4.520 \cdot 10^6$ N
Avstand til tyngdepunkt, z_v	$96/3 + 1$	33 m
Moment, hydrostatisk, M_v		$1.49 \cdot 10^8$ Nm
Westergaards adderte masse		
Westergaards totale masse, m_w		$5.419 \cdot 10^6$ kg
Avstand til tyngdepunkt z_w		38.54 m
Kraft fra Westergaard, F_{w1}	$5.419 \cdot 10^6 \cdot 0.1 \cdot g$	$5.316 \cdot 10^6$ N
Kraft fra Westergaard, F_{w2}	$5.419 \cdot 10^6 \cdot 0.599 \cdot g$	$3.184 \cdot 10^7$ N
Moment fra Westergaard, M_{w1}		$2.049 \cdot 10^8$ Nm
Moment fra Westergaard, M_{w2}		$1.227 \cdot 10^9$ Nm

Tabell 8.2: Resultater, metode med seismisk koeffisient.

Seismisk koeffisient	Skjærkraft Q (N)
$\alpha_1 = 0.1$	$Q_{1,maks} = F_{h1} + F_v + F_{w1} = 1.743 \cdot 10^7$
$\alpha_1 = 0.1$	$Q_{1,min} = F_{h1} - F_v + F_{w1} = -8.390 \cdot 10^6$
$\alpha_2 = 0.599$	$Q_{2,maks} = F_{h2} + F_v + F_{w2} = 8.184 \cdot 10^7$
$\alpha_2 = 0.599$	$Q_{2,min} = F_{h2} - F_v + F_{w2} = 7.280 \cdot 10^7$
	Moment M (Nm)
$\alpha = 0.1$	$-M_G + M_{h1} + M_v + M_{w1} = -2.3012 \cdot 10^9$
$\alpha = 0.1$	$-M_G - M_{h1} + M_v - M_{w1} = -3.2468 \cdot 10^9$
$\alpha = 0.599$	$-M_G + M_{h2} + M_v + M_{w2} = 5.8000 \cdot 10^7$
$\alpha = 0.599$	$-M_G - M_{h2} + M_v - M_{w2} = -5.606 \cdot 10^9$

8.3 Presentasjon av elementmodeller

I denne oppgaven er det laget flere elementmodeller som er analysert med ulike analysemetoder. Det er benyttet todimensjonale modeller, både for å kunne sammenlikne med håndberegninger og for å ha mulighet til å gjennomføre en koblet Euler-Lagrange-analyse, som ville blitt svært tung beregningsmessig i 3D. I første omgang er dammen analysert kun påkjent av gravitasjon og hydrostatisk trykk. Så er den tomme dammen analysert for jordskjelv ved responspektermetoden, med taggete og glatt responspekter. Dammen er også analysert ved implisitt tidsserieanalyse av akselerasjonsforløpet, med og uten dempning, se avsnitt 8.3.3. Det har blitt vist at interaksjonen mellom dam og fundamentet under dammen kan ha store effekter på resultatet av en dynamisk jordskjelvanalyse [19, 20]. En



Figur 8.5: Dammens geometri og elementinndeling

vanlig måte å forsøke å modellere denne effekten på, er å lage en modell som inkluderer dammen og en del av underlaget under dammen. Det er to utfordringer med denne metoden. For det første er grensen av fundamentområdet vanligvis definert på en viss dybde til å være rigid, det vil si fastholdt. Betongdammer er ofte fundamentert på fjell som kan antas å ha samme sammensetning til store dybder,

og det finnes ikke noen tydelig fast grense. Dermed blir den fastholdte grensen av fundamentet i analysen helt tilfeldig. For det andre blir jordskjelv representert som bevegelse av den fastholdte grenseflaten i dynamiske analyser. Jordskjelvbevegelsen er registrert på jordoverflaten, og man vet ikke mye om hvordan denne forplanter seg nedover i grunnen. På bakgrunn av dette, og for enkelthets skyld, er de fire første analysene utført med full fastholding i bunnen av dammen. Randbetingelser for CEL-modellen kommer vi tilbake til i avsnitt 8.3.5.

Det er også laget en modell med tilsvarende geometri som den tomme dammen, hvor det er lagt inn Westergaards adderte masse i et snitt i fronten av dammen, se figur 8.10 på side 80. Denne massen er lagt til etter formen i figur 8.9 på side 79, og idealisert med en konstant fordeling over tolv 8-meters-intervaller. Denne modellen er analysert med tilsvarende metoder: responspektermetoden med taggete og glatt responspekter, og tidshistorie med og uten dempning. Vi vil nå se nærmere på hver enkelt modell.

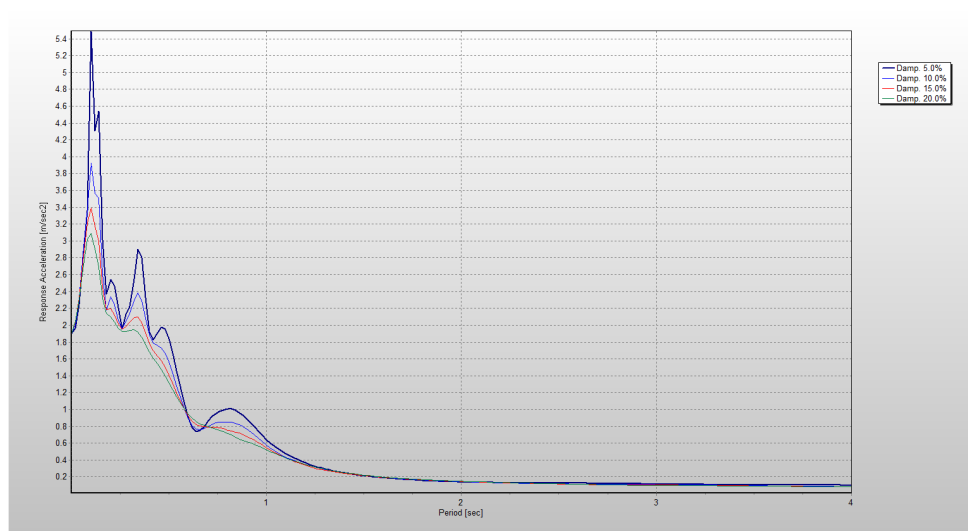
8.3.1 Modell 1: Dam - Responspekter

Dammen som analyseres i denne oppgaven er en 101 m høy gravitasjonsdam av betong, se figur 8.5 på forrige side for geometri og elementinndeling. Dammen er modellert med lineære 8-noders solid-elementer, med et element i dybden med dimensjon 1 m. Antall elementer i modellen er 3 617, med totalt 7 556 noder. Antall frihetsgrader er 22 668.

Dammen er fastholdt i bunnen, det vil si at forskyvningene $u_1 = u_2 = u_3 = 0$. I tillegg er hele dammen fastholdt mot bevegelse ut av planet, og det blir dermed et tilfelle av plan tøyning. Plan tøyning er en tilfredsstillende antagelse, ettersom en gravitasjonsdam er egnet til å analyseres som en skive i en vilkårlig lang dam. I Abaqus er denne analysen gjennomført i to trinn: Først et lineært pertubasjonssteg for å finne responsen på grunn av tyngdeakselerasjon og det hydrostatiske trykket. Etter dette kommer to steg, et som henter ut systemets egensvingefrekvenser, i dette tilfellet begrenset til 40 stk, etterfulgt av et steg hvor det blir gjennomført en responspekteranalyse. I tillegg til dimensjonene av selve dammen, er det i modellen lagt til en ekstra meter med betong nederst på dammen med høyde 1 m, hvor elementinndelingen er grovere. På den måten blir det lettere å hente ut resultater fra analysen. Total høyde på dammen blir dermed 102 m.

Dammen er modellert med et lineært-elastisk materiale, med elastisitetsmodul $E = 23$ MPa og Poissons tall $\nu = 0.2$, tilsvarende som for betong. Armert betong regnes vanligvis å ha tetthet på 2500kg/m^3 , litt avhengig av tilslagsmaterialet, og det er denne verdien som er benyttet i oppgaven. I responspekteranalysene er det ikke lagt inn dempning i modellen, ettersom det allerede er beregnet 5%

dempning i responspekteret. I figur 8.6 er det vist fire taggete responspektre som er konstruert ved å benytte Fouriertransformasjon i programmet SeismoSignal. De fire responspektrene har ulike verdier for dempning: 5%, 10%, 15% og 20%.

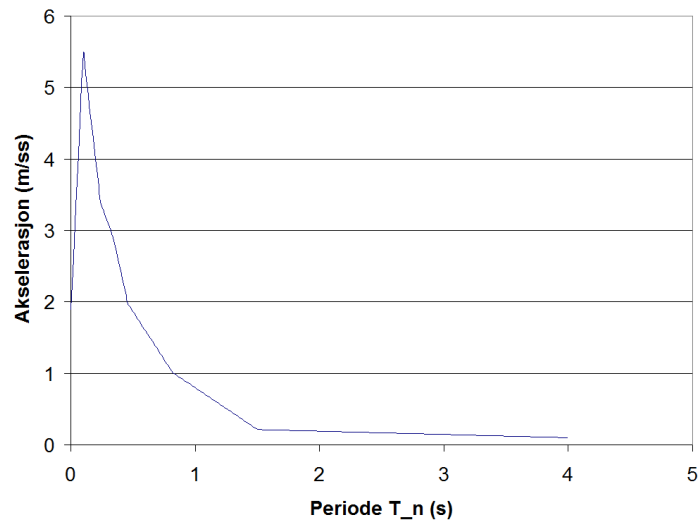


Figur 8.6: Responsspekter for akselerasjon med 4 verdier av dempning, Friuli-skjelvet, 1976. Grafen er laget med SeismoSignal.

For å kunne benytte summasjonsreglene beskrevet i kapittel 3.6, er det en fordel å benytte glatte kurver i responspekteret. Alle responspekteranalysene i denne oppgaven er utført med CQC som summasjonsregel, se avsnitt 3.6. Denne regnes for å være den mest korrekte siden den korrigerer for effekten av flere nesten like svingeperioder. I denne oppgaven har jeg valgt å ikke benytte designspekteret fra Eurokode 8 [40], men derimot å lage en glatt omhylningskurve for det taggete responspekteret som er laget ut i fra akselerasjonshistorien. På denne måten er det antatt at resultatene blir lettere sammenliknbare med tidsserieanalysene. Dette glatte responspekteret er vist i figur 8.7 på neste side, og det taggete og glatte responspekteret er sammenliknet i figur 8.8 på side 77.

8.3.2 Modell 2: Dam med addert masse - Responsspekter

Denne modellen er lik modellen i kapittel 8.3.1, bortsett fra at det er lagt til en tilleggsmasse for å ta hensyn til Westergaards ekstra vanntrykk under jordskjelv. Den nøyaktige fordelingen av denne massen er vist i figur 8.9, sammen med fordelingen av de konstante verdiene som er lagt inn i Abaqus i 12 intervaller. For å få lagt inn denne massen som masse per flateenhet, er det lagt inn en membran i

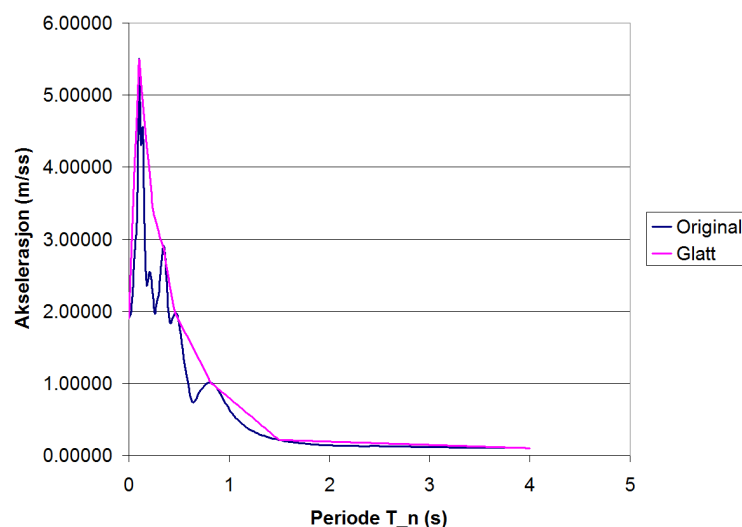


Figur 8.7: Glatt responspekter.

front av dammen, se figur 8.10. Membranen har ingen ut-av-plan-stivhet, og bidrar derfor ikke til svingemodene annet enn med massen. I tabell 8.3 på side 78 er det gitt en oversikt over den totale massen som legges på i hvert 8-meters intervall, og denne massen omgjort til flatemasse.

8.3.3 Modell 3: Dam - Tidshistorie

Dette er i all hovedsak samme modell som modell 1 i kapittel 8.3.1, men her er den utsatt for jordskjelvets faktiske akselerasjonsforløp i x -retning, som vist i figur 8.1. Analysen utføres ved en implisitt, direkte integrasjonsmetode, med tidssteg på 0.02 s, som tilsvarer tidsstegene i akselerasjonshistorien for jordskjelvet. Først påføres gradvis tyngdeakselerasjonen og det hydrostatiske trykket i to steg steg med total varighet på 2 s, hvorpå dammen settes i bevegelse. I den første delen av analysen er dammen fast innspent i grunnen, for så å slippes løs i x -retning samtidig som akselerasjonen påføres. Akselerasjonen er implementert i Abaqus ved at den påføres i alle noder i underkant av modellen. Dammen er fastholdt i underkant i z -retning og i y -retning over hele dammens sider på samme måte som i de andre modellene. Først er dammen analysert uten dempning, men for å kunne sammenlikne resultatene fra denne analysen med responspekteranalysen, er det nødvendig å legge inn dempning i materialmodellen.



Figur 8.8: Sammenligning av taggete og glatt responspekter.

Dempning

I de implisitte dynamiske analysene er det benyttet Rayleigh-dempning. Dempningsmatrisen er her definert som en lineær kombinasjon av masse-matrisen \mathbf{m} og stivhetsmatrisen \mathbf{k} ved

$$\mathbf{c} = a_0\mathbf{m} + a_1\mathbf{k}. \quad (8.1)$$

Dempningsforholdet for mode n i et slikt system er

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n. \quad (8.2)$$

Koeffisientene a_0 og a_1 kan bestemmes fra spesifiserte dempningsforhold ζ_i og ζ_j for mode i og j . Dersom begge modene antas å ha samme dempningsforhold ζ , er

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (8.3)$$

$$a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (8.4)$$

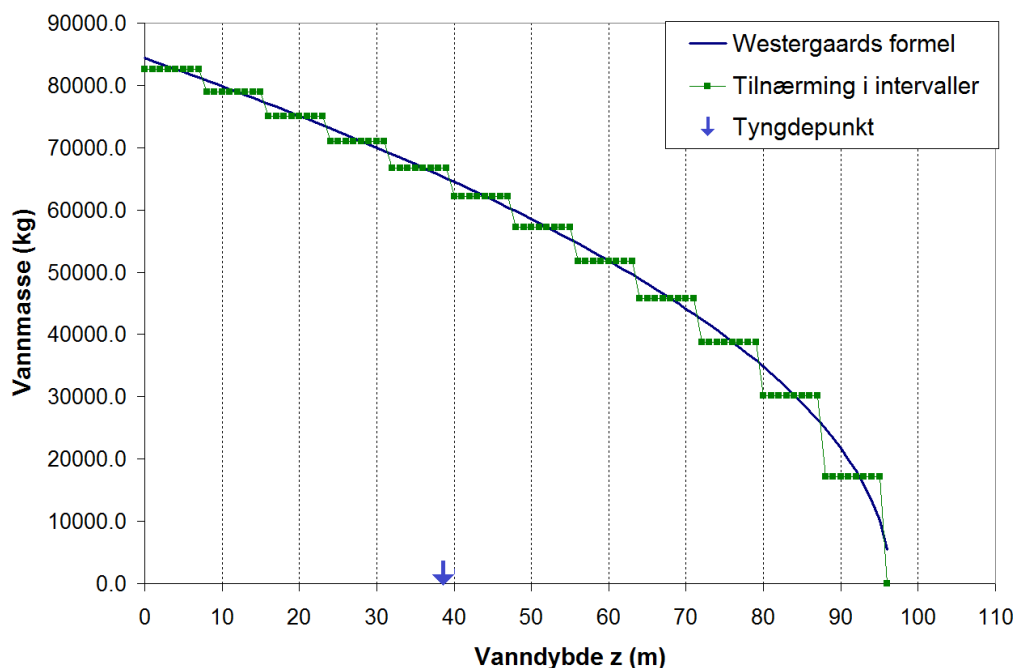
I denne oppgaven er dempningen basert på de to første svingemodene ettersom det er fornuftig å anta at disse bidrar i størst grad til responsen. Det er antatt et generelt dempningsforhold på $\zeta = 0.05$. I tabell 8.4 på neste side er det oppgitt verdier for Rayleighkoeffisientene.

Tabell 8.3: Flatemasser til Abaqus, i avstand fra toppen av dammen.

m	Total intervall	Flatemasse
1-8	660 598.5	17 196.3
9-16	631 343.7	30 114.0
17-24	600 664.6	38 738.1
25-32	568 330.2	45 744.0
33-40	534 039.2	51 805.0
41-48	497 385.7	57 225.1
49-56	457 800.6	62 173.2
57-64	414 439.6	66 754.9
65-72	365 951.8	71 041.3
73-80	309 904.6	75 083.1
81-88	240 912.1	78 918.0
89-96	137 570.4	82 574.8
Sum	541 8940.9	

Tabell 8.4: Verdier for frekvens f_n , vinkelfrekvens ω_n og Rayleigh-dempning

	Tom dam	Westergaard
f_1	10.595	2.294
f_2	26.076	5.8752
ω_1	66.57	14.411
ω_2	163.84	18.065
ζ	0.05	0.05
a_0	4.73	0.8016
a_1	$4.34 \cdot 10^{-4}$	0.003



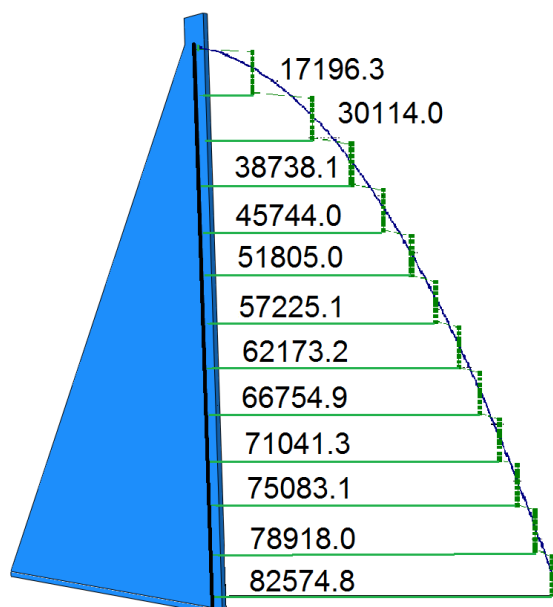
Figur 8.9: Fordeling av Westergaards medsvingende masse. Nøyaktig fordeling, og tilnærmet til implementering i Abaqus. Viser også tyngdepunktet i fordelingen.

8.3.4 Modell 4: Dam med addert masse - Tidshistorie

Denne modellen er tilsvarende som i avsnitt 8.3.2, og analysert med samme metode som beskrevet i avsnitt 8.3.3.

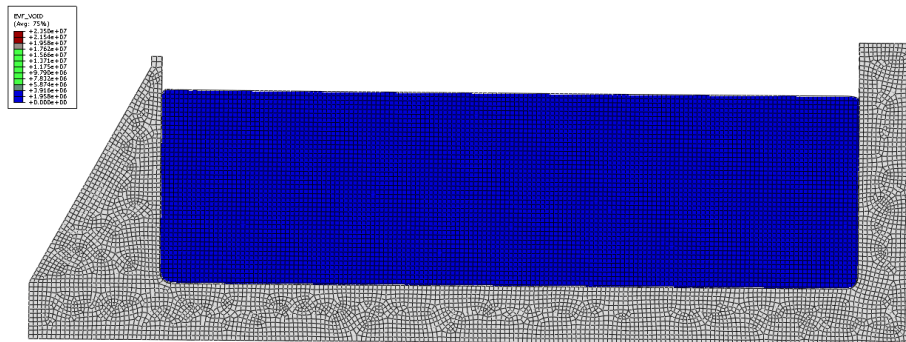
8.3.5 Modell 5: Koblet Euler-Lagrange-analyse

I denne analysen er det to steg. I det første økes tyngdekraften fra null til full virkning i løpet av ett sekund, mens grunnen er fastholdt i alle retninger. I det andre steget påføres grunnakselerasjonen i x -retning i alle noder i underkant og på høyre side av modellen, for geometri se figur 8.11 på side 81. Denne modellen har en geometri som tydelig avviker fra de andre fire modellene. Det er flere grunner til dette. For det første skal det være vann i denne modellen, og det har derfor vært nødvendig å modellere et reservoar som kan holde på dette vannet. I tillegg har det vært nødvendig å la grunnen under reservoaret ha en viss dybde, for at ikke vannet, på grunn av numeriske feil, skulle kunne bevege seg «gjennom» grunnen og ut av analysen. For å kunne holde på vannet ble det også lettest å modellere en vegg i enden av reservoaret. Denne vegg er fastholdt

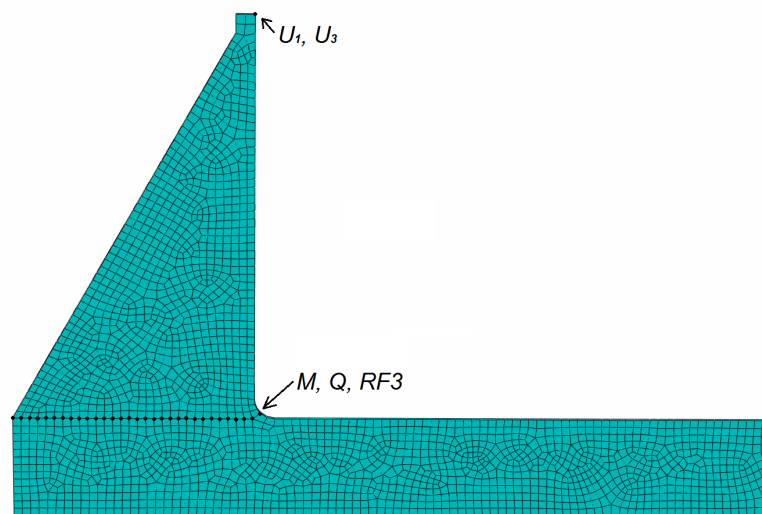


Figur 8.10: Fordeling av Westergaards medsvingende masse på dammen. De konstante verdiene av massen er lagt inn i feltet foran i dammen.

i x -retning under det første steget, og påført samme akselerasjon som grunnen i steg 2. Alt fast materiale i denne analysen er modellert som lineær-elastisk betong med Rayleigh-dempning tilsvarende for Modell 3. Vannet er definert ved volumfraksjoner som angir hvor stor del av hvert Euler-element som er fylt av materialet. Kontakten i en CEL-modell kan med fordel defineres som «All with self» [16], og jeg har benyttet «rough contact», som innebærer at det tas hensyn til vannets viskositet. Det at vannet defineres som volumfraksjoner har vist seg å medføre at viskositeten ikke får særlig stor effekt, men det er likevel, på dette tidspunkt, den anbefalte måten å modellere kontakt i CEL-analyser. Resultatene for baseskjær, moment og vertikal reaksjonskraft i denne analysen, er hentet ut i nodene indikert i figur 8.12 på neste side. Resultatene for forskyvning er hentet ut på tilsvarende sted som i de andre analysene; i en node på høyre side av toppen av dammen. I denne modellen er det 23 680 elementer, med til sammen 48 588 noder. Antall frihetsgrader er 145 764. I CEL-analysene er det først bare ett steg med varighet på 1 sekund hvor tyngdeakselerasjonen legges på, før steg 2 hvor akselerasjonshistorien påføres. For å ha mulighet til å sammenlikne med resultatene fra de andre analysene, er det lagt til 1 sekund på tidspunktene som er markert i grafene som viser tidsvariasjon av responsen fra CEL-analysen. Det vil derfor ikke være konsistens mellom tidspunktene som er skrevet, og plassering langs tidsaksen i grafene fra CEL-analysen. Denne modellen har svært mange



Figur 8.11: Initiell konfigurasjon for koblet Euler-Lagrange-analyse. Figuren viser elementinndeling av Lagrange-delen, og vannets geometri.



Figur 8.12: Settet av noder hvor resultatene for baseskjær, moment og vertikal reaksjonskraft er hentet ut i CEL-analysene, og noden hvor forskyvningene u_1 og u_3 er hentet ut.

frihetsgrader, noe som i seg selv fører til lang regnetid. Når det i tillegg legges inn materialdempning i modellen, beregner Abaqus ikke lenger stabile tidssteg globalt, men på elementbasis. Stabilt tidsinkrement i denne analysen var $\Delta t = 3.424 \cdot 10^{-5}$, mens tilsvarende stabilt tidssteg uten materialdempning var $\Delta t = 1.674 \cdot 10^{-4}$, altså fem ganger større. Ettersom denne analysen ble utført i Abaqus/Explicit, medførte materialdempningen at analysen tok fem ganger lengre tid å kjøre.

Kapittel 9

Presentasjon og diskusjon av resultater

9.1 Resultater

I dette kapitlet vil vi først gi en oversikt over resultatene som er oppnådd, dette gjøres i tabell 9.1 på neste side. Videre vil vi undersøke forskyvninger i x - og z -retning, henholdsvis u_1 og u_3 , før vi ser på baseskjær, Q , og moment, M . I tillegg ser vi på vertikal reaksjonskraft i bunnen av dammen, $RF3$, for å sammenlikne resultatene og vise generelle forskjeller mellom de ulike analysemetodene. Responsspektermetoden baserer seg på summasjonsregler for bidrag fra hver mode, og tar høyde for at dammen svinger i begge retninger. Dermed vil den generelt gi positive verdier for responsen. Dette fører vanligvis til at det ofte er en sone med null respons et sted i midten av dammen, før responsen øker i begge retninger. Det må tas hensyn til retningen på responsen når avledede størrelser, som for eksempel moment, skal bestemmes. En antydning til denne nullsonen kan observeres i figur 9.4 på side 88, men det blir enda tydeligere i plott av spenninger, noe vi kommer tilbake til. I de koblede Euler-Lagrange-analysene viser det seg at responsen i begynnelsen av jordskjelvet, hvor systemet egentlig er tilnærmet i ro, bærer tydelig preg av osilleringer og store utslag etter påføring av tyngdeakselerasjonen i steg 1. Disse feilene er forsøkt ekskludert ved bestemmelse av minimum og maksimumsverdier for responsen.

Hvis ikke annet er nevnt, vil «Dam RS» referere til resultater oppnådd for modell 1 analysert ved glatt responspekter, og tilsvarende vil «Westergaard RS» referere til resultater oppnådd for modell 2 ved glatt responspekter. «Dam TS» refererer til modell 3 med dempning, og «Westergaard TS» refererer til modell 4 med dempning.

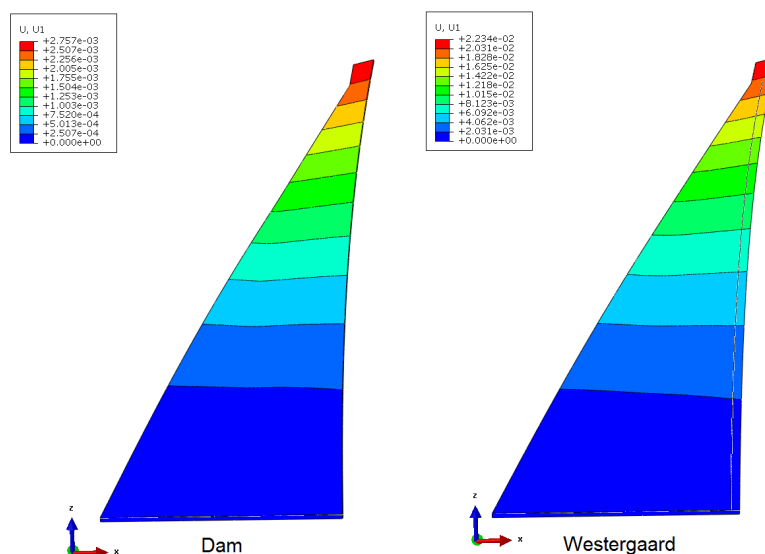
Tabell 9.1: Resultater.

	Baseskjær RF3 ($10^7 N$)	($10^7 N$)	Moment ($10^9 Nm$)	U1 (mm)	U3 (mm)
Dam i ro	0.452	7.594	2.923	0.672	0.467
Seismisk koeffisient $\alpha = 0.1$	1.743	-	3.2468	-	-
Seismisk koeffisient $\alpha = 0.599$	8.184	-	5.606	-	-
Dam Taggete RS	2.01	7.93	4.97	40.10	1.13
Dam RS	2.33	7.97	5.24	40.43	1.22
Dam TS u/demp	3.57	8.27	5.25	38.57	2.05
Dam TS	1.96	7.92	3.99	37.35	1.24
Westergaard Taggete RS	2.13	8.02	4.35	57.20	5.99
Westergaard RS	2.60	8.05	4.58	60.00	6.91
Westergaard TS u/demp	3.84	9.42	4.61	50.21	14.73
Westergaard TS	2.04	8.22	3.78	47.28	10.37
CEL	6.53	6.78	4.04	70.89	14.60

9.2 Forskyvninger, u_1 og u_3

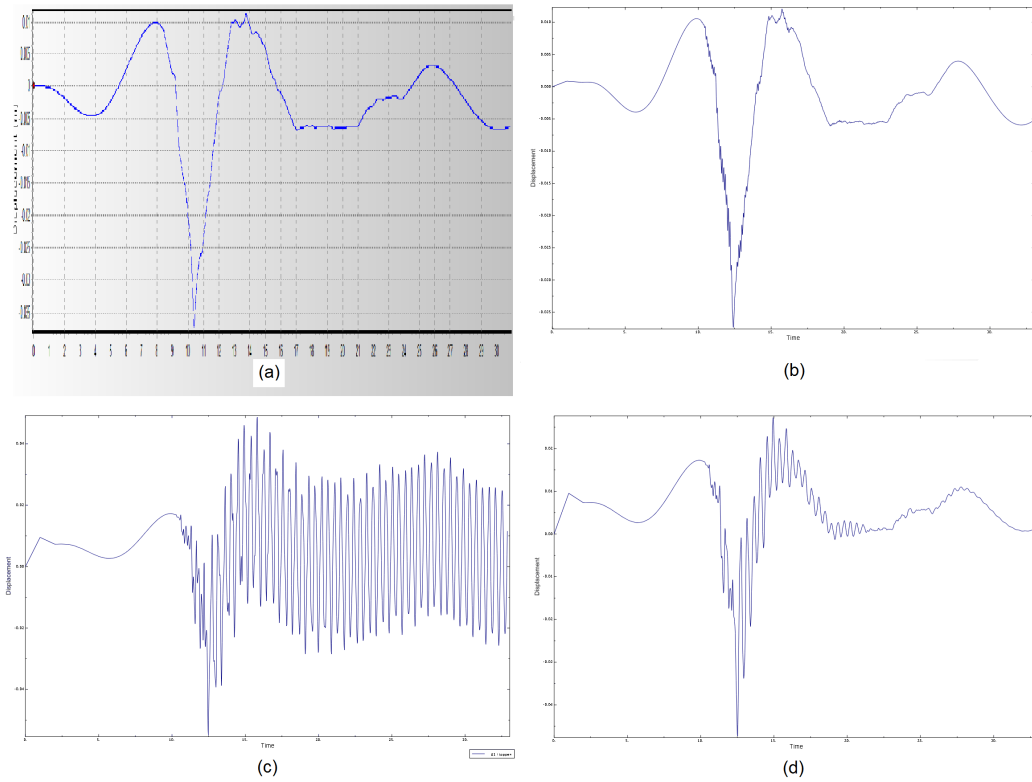
9.2.1 Horisontal forskyvning, u_1

Figur 9.1 på neste side, viser maksimal forskyvning i x -retning, u_1 , med responspektermetoden for Dam og Westergaard. For å finne total forskyvning i responspektermetoden, må resultatene fra statisk analyse av egenvekt og hydrostatisk trykk legges til resultatene fra responspekteranalysen. I tillegg må maksimal grunnforskyvning legges til for at resultatene skal være sammenliknbare med resultatene fra tidsserieanalysen. Som vi ser fra figur 9.1, øker den horisontale forskyvningen med avstand fra fundamentet, og vi vil derfor studere maksimalverdien av denne forskyvningen i punktet øverst til høyre på dammen. For dammen alene er dermed forskyvningen i toppen av dammen $u_1 = 40.43$ mm og for tilfellet med Westergaards masse blir den maksimale forskyvningen i x -retning $u_1 = 60.0$ mm. I figur 9.2 på side 86, vises grunnens forskyvning, og forskyvning i toppen av dammen, som funksjon av tiden. Den maksimale forskyvningen av grunnen er $d_{maks} = 37.0$ mm ved tiden $t = 10.406$ s. For analysene som er gjort i Abaqus tilsvarer dette tiden $t = 12.406$ s siden det der først er to steg à 1 sekund, hvor tyngdekraft og hydrostatisk trykk påføres. Når vi sammenlikner med resultatene fra analysene er det tydelig at denne damkonstruksjonen er en

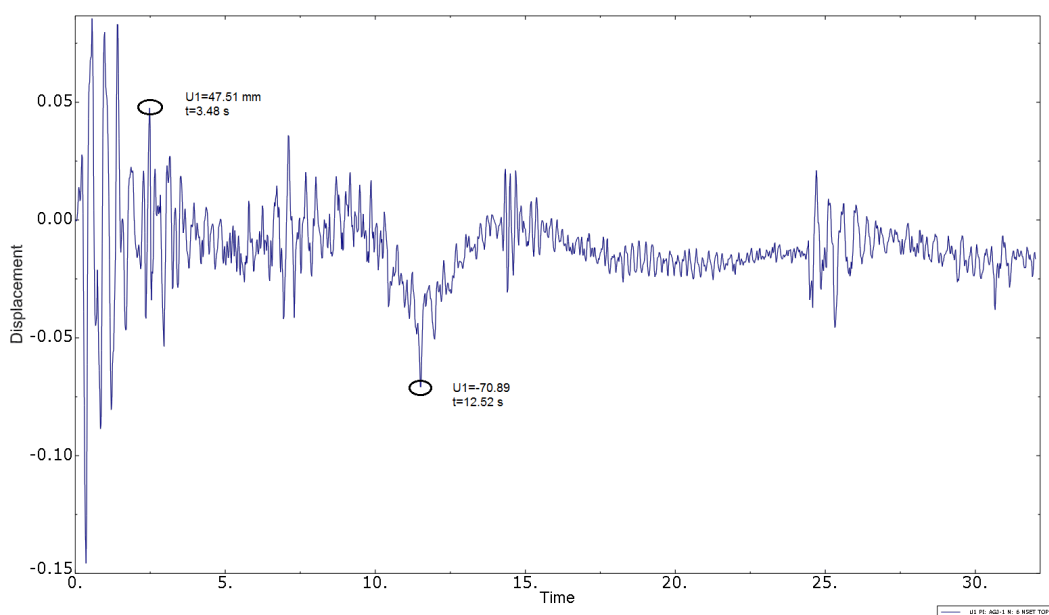


Figur 9.1: Horisontal forskyvning, u_1 , ved responspektermetoden. Dam, og dam med Westergaards masse.

svært stiv konstruksjon. Forskyvningen i toppen av dammen alene for Dam TS, er $u_1 = -37.35$ mm ved tiden $t = 12.42$ s. Ettersom analysen er utført med tidssteg på 0.02 sekunder, tilsier dette sammenfallende tidspunkt. Det er dermed svært liten relativ forskyvning mellom grunnen og toppen av dammen i tidspunktet med maksimal forskyvning. Ved å sammenlikne figur 9.2 (a) og (b), kan man se at dette er tilfellet under hele jordskjelvforløpet. For dammen med Westergaards masse, vist i figur 9.2 (c) og (d), blir forskyvningen noe større: $u_1 = 50.21$ ved tiden $t = 12.50$ s uten dempning, og $u_1 = -47.28$ mm ved tiden $t = 12.52$ s med dempning. Dette indikerer en forsinkelse av bevegelsen som følge av at dammen har blitt mykere, og at den dermed har fått en lengre svingeperiode. Fra figur 9.2 (c) er det også tydelig at konstruksjonen er mykere. Når dempning ikke er inkludert, osillerer dammen i svært stor grad gjennom hele resten av jordskjelvforløpet. Også når dempning blir lagt inn med samme dempningsforhold som i (b), $\xi = 0.05$, er systemet såpass mye mindre stift at forskyvningen osillerer rundt grunnbevegelsen. Figur 9.3 på side 87, viser horisontalforskyvningen i toppen av dammen ved koblet Euler-Lagrange-analyse som funksjon av tiden. Forskyvningen ser her ut til å få størst verdi, $u_1 = 70.89$ mm ved tiden $t = 12.52$ s. Dette ser ut til å være det mest troverdige resultatet fra den koblede Euler-Lagrange-analysen, og tidsvariasjonen har her en form som stemmer relativt godt med grafene i figur 9.2.



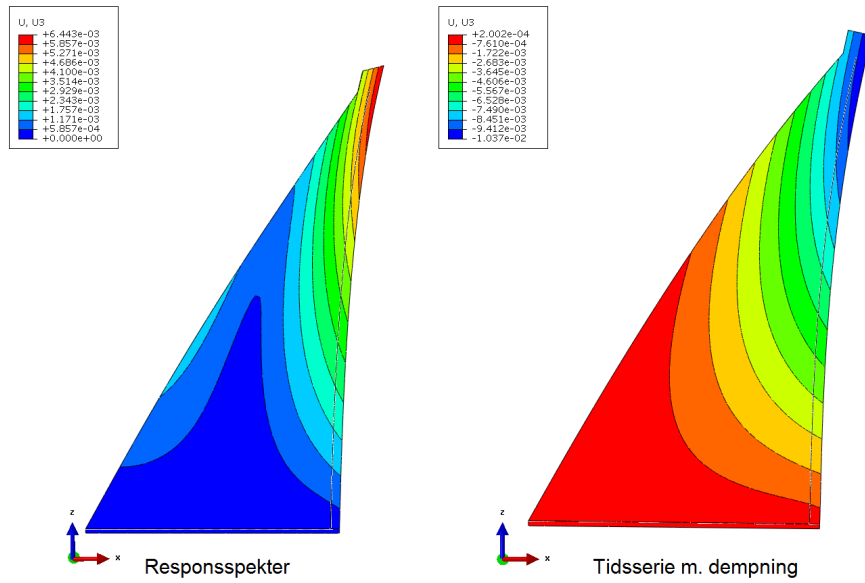
Figur 9.2: (a) Grunnens bevegelse i x -retning. Ellers: Horizontal forskyvning u_1 i toppen av dammen ved tidsserieanalyse for (b) Dam TS, (c) Westergaard TS *uten dempning* og (d) Westergaard TS.



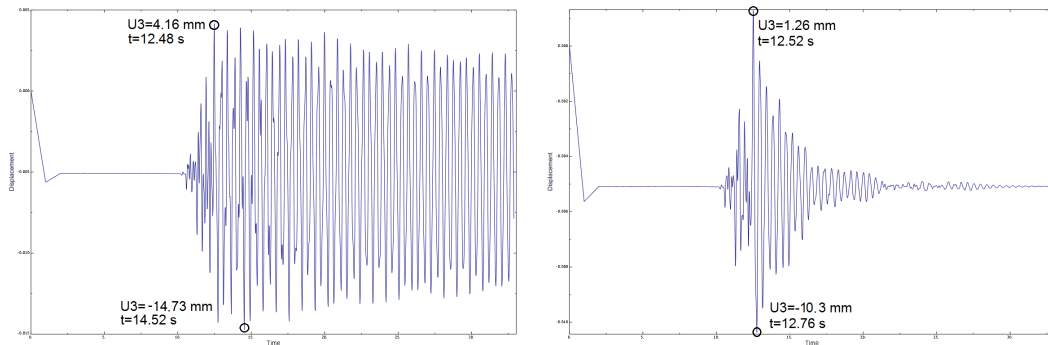
Figur 9.3: Horisontal forskyvning u_1 i toppen av dammen som funksjon av tiden ved koblet Euler-Lagrange-analyse.

9.2.2 Vertikal forskyvning, u_3

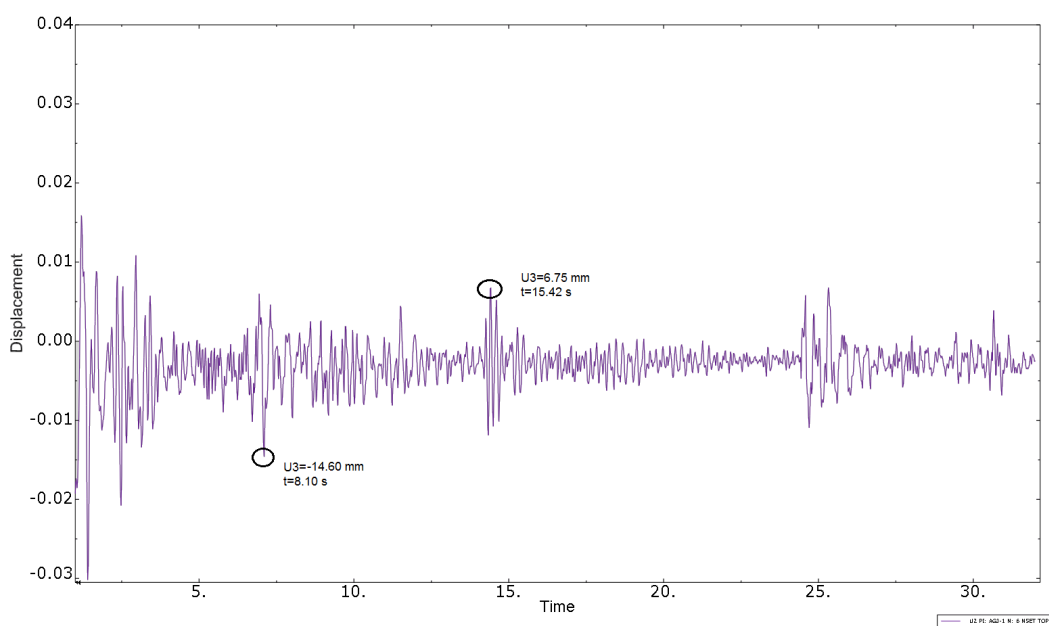
Den horisontale jordskjelvbevegelsen induserer også bevegelse i z -retning, selv om det ikke er lagt inn vertikal grunnakselerasjon. Forskyvningen i z -retning, u_3 er vist i figur 9.4 på neste side, for dam med Westergaards masse, RS og TS, og varierer fra null i bunnen hvor den er fastholdt, til størst verdi i toppen av dammen. Fordelingen av forskyvningen er tilnærmet lik i responspektermetoden og tidsserieanalysen, selv om den bare er halvparten så stor i responspekteranalysen. De vertikale forskyvningene er av en størrelsesorden 10 ganger mindre enn horisontalforskyvningen, men sammenliknet med *relative* horisontalforskyvninger er de ganske store. Figur 9.5 på neste side, viser forskyvning i z -retning i toppen av dammen med Westergaards masse som funksjon av tiden, med og uten dempning. Det er tydelig at dempning har en stor effekt på responsen og mengden av osilleringer etter maksimalt utslag, når det gjelder forskyvninger av dam med Westergaards masse. Figur 9.6 på side 89, viser vertikal forskyvning, u_3 , i toppen av dammen som funksjon av tiden ved koblet Euler-Lagrange-analyse. Også denne forskyvningen er noe større enn det som oppnås ved de andre metodene.



Figur 9.4: Vertikal forskyvning u_3 av dam med Westergaards masse. Responsspekteranalyse og maksimalverdi av tidsserieanalyse.



Figur 9.5: Westergaard TS med og uten demping, tidsvariasjon av forskyvning i z -retning, u_3 .

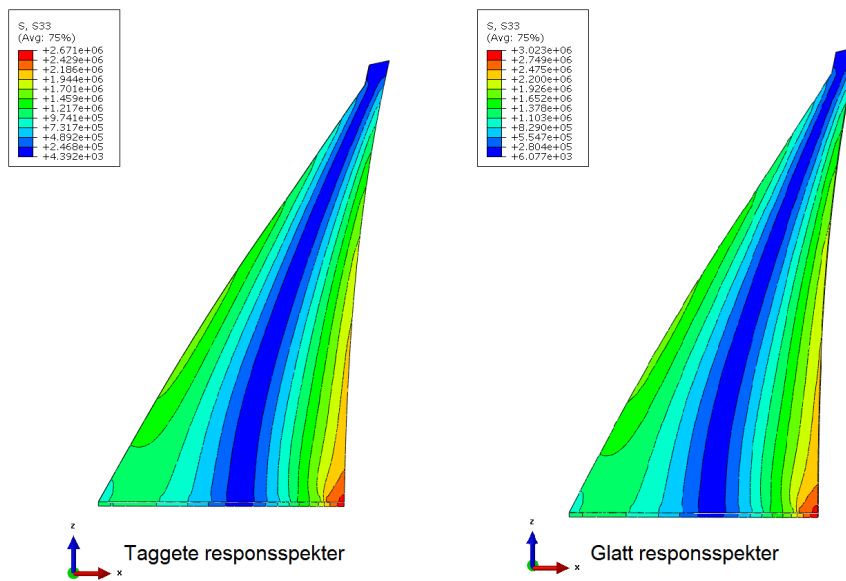


Figur 9.6: Vertikal forskyvning u_3 i toppen av dammen som funksjon av tiden ved koblet Euler-Lagrange-analyse.

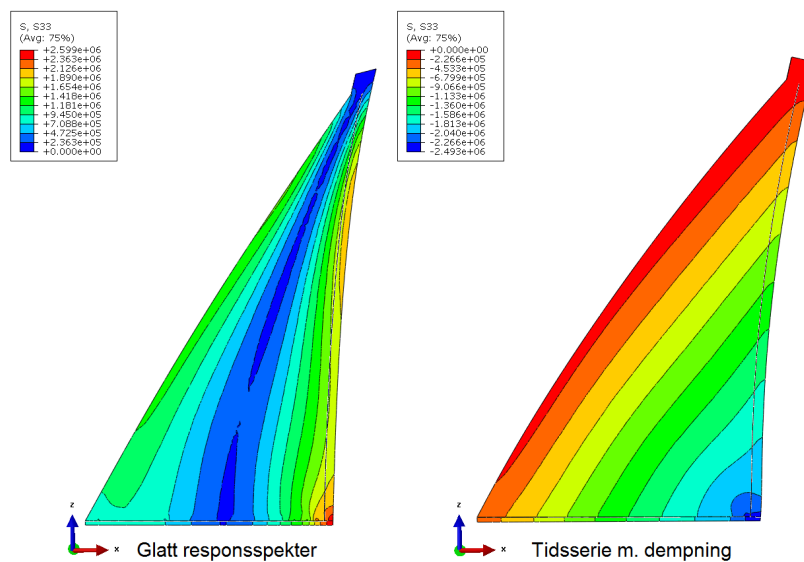
9.3 Moment, M

Alle modellene som er benyttet i denne oppgaven er modellert med solidelementer, som jo ikke har noen rotasjonsfrihetsgrader. Dermed må momentet finnes ved enten å integrere spenningene i z -retning over bunnen av dammen, eller ved å kombinere reaksjonskrefter i nodene med tilhørende avstander fra punktet nederst på dammens nedstrøms side. Fordelingen av normalspenninger i z -retningen med responspektermetoden er vist i figur 9.7 på neste side, for dam uten Westergaards masse. Formen på spenningsfordelingen er ganske lik for det taggete og det glatte responspekteret, men det glatte responspekteret gir noe høyere spenninger. Dette er naturlig siden det glatte responspekteret som er benyttet i analysene, er en omhylningskurve for det taggete responspekteret. Det at det glatte responspekteret gir større respons enn det taggete, er konsistent med de andre resultatene for responspektermetoden, se tabell 9.1 på side 84. I figur 9.8 på neste side, er normalspenningene fra det glatte responspekteret sammenliknet med tilsvarende spenninger fra tidsserieanalysen med damping for dam med Westergaards masse. Det er tydelig at responspekteranalysen tar hensyn til at dammen kan gå til begge ytterpunkter i en svingeperiode, mens tidsserieanalysen opererer med de faktiske bevegelsene og spenningene.

Fordelingen av normalspenninger i z -retningen over *bunnen av dammen* med

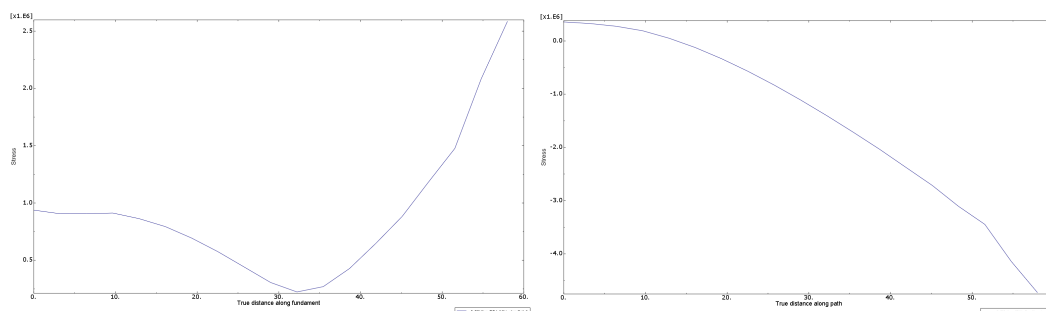


Figur 9.7: Fordeling av S_{33} , normalspenning i z -retning over hele dammen, for dam uten Westergaards masse, med taggete og glatt responspekter.



Figur 9.8: Fordeling av S_{33} , normalspenning i z -retning over hele dammen. Dam med Westergaards masse, med glatt responspekter og tidsserie med demping.

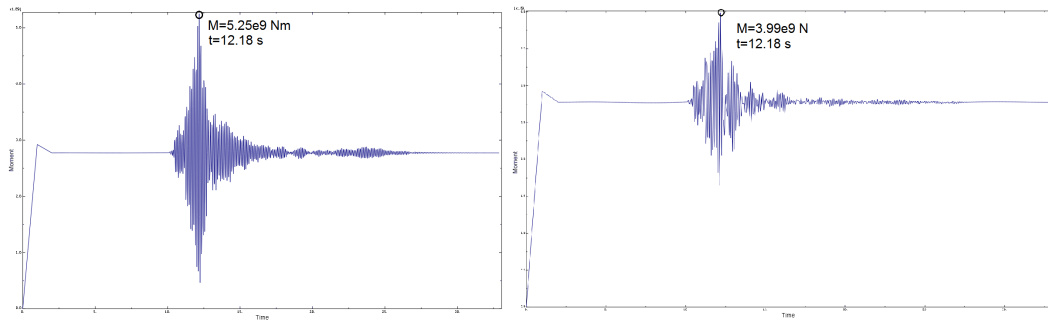
Westergaards masse, er vist i figur 9.9 for responspekteranalyse og ved tidspunktet for maksimalt moment i tidsserieanalysen. Her ser vi klart at ved responspektermetoden blir spenningene positive over hele bunnen av dammen, noe som ikke gir et korrekt moment. Ved tidsserieanalysen blir det både positive og negative spenninger, noe som er mer sannsynlig på bakgrunn av belastningene dammen er utsatt for. Ved beregning av moment fra responspekteranalysen er det endret fortegn på spenningene i området som ligger i avstand 33-58 m fra nedstrøms kant av dammen. Ved sammenlikning av resultatene for moment som er oppgitt i



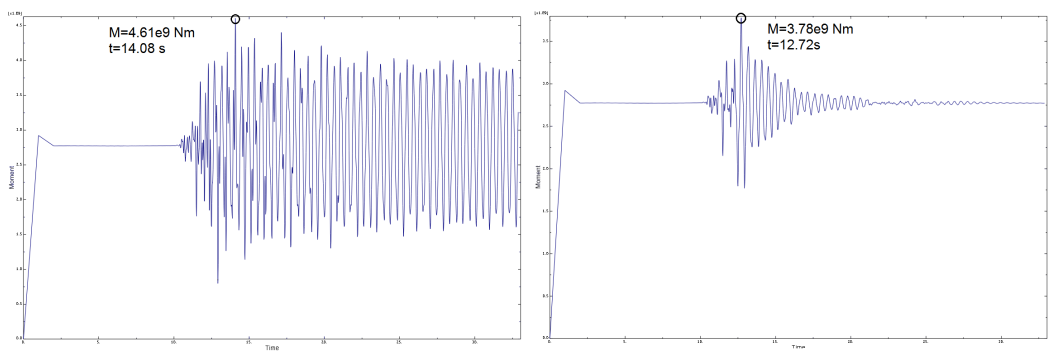
Figur 9.9: Fordeling av S33, normalspenning i z -retning, over bunnen av dammen for Westergaard med glatt responspekter og tidsserie med demping.

tabell 9.1, ser vi at momentet generelt er mindre når det er lagt til Westergaards masse, enn når dammen analyseres som den er. Chopra har vist at endringen i svingefrekvensen som den adderte massen medfører, ikke er korrekt [7]. I følge hans artikkel fra 1967, «Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes», vil Westergaards løsning kun være gyldig dersom jordskjelvets frekvens er mindre enn den fundamentale svingefrekvensen for reservoar-dam-systemet. Resultatene fra analysene i denne oppgaven kan uansett tyde på at metoden med Westergaards adderte masse må brukes med forsiktighet i mer avanserte elementanalyser. Spesielt når moment er et av kriteriene som skal undersøkes. Her fører den adderte massen til at egensvingeperiodene økes på en måte som ikke kan ha vært tilsiktet fra Westergaards side. Hvis vi sammenlikner resultatene fra elementanalysene med resultatene fra metoden med seismisk koeffisient, ser vi at $\alpha_2 = 0.599$ gir verdier for momentet som er litt større enn resultatet fra alle de andre analysene. Slik sett er det et konservativt anslag. Den tradisjonelle verdien, $\alpha_1 = 0.1$, gir en størrelse på momentet som er mindre enn de andre analysene, og er dermed uegnet for bruk i forenklede metoder, som jo bør gi anslag på den konservative siden.

Figur 9.12 på side 93, viser momentet som funksjon av tiden for den koblede Euler-Lagrange-analysen. Denne tidsvariasjonen av momentet er helt ulik de andre resultatene fra analysen. I denne analysen ble det definert at verdier skulle hentes ut ved *tilnærmede tidspunkt*, og det er derfor små numeriske forskjeller på når resultatene i de ulike nodene er hentet ut. Dette kan være en kilde til feil i analysene,

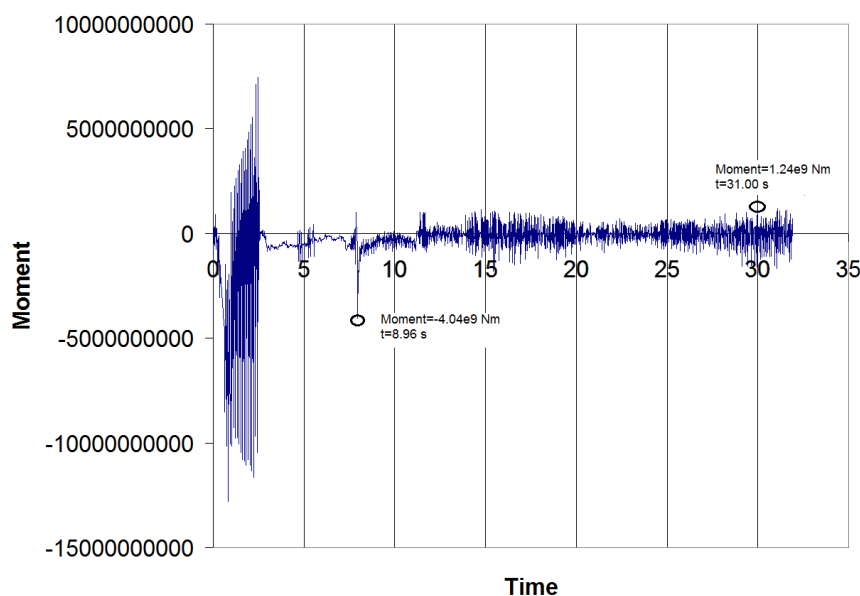


Figur 9.10: Tom Dam TS uten og med dempning, tidsvariasjon av moment.



Figur 9.11: Westergaard TS uten og med dempning, tidsvariasjon av moment.

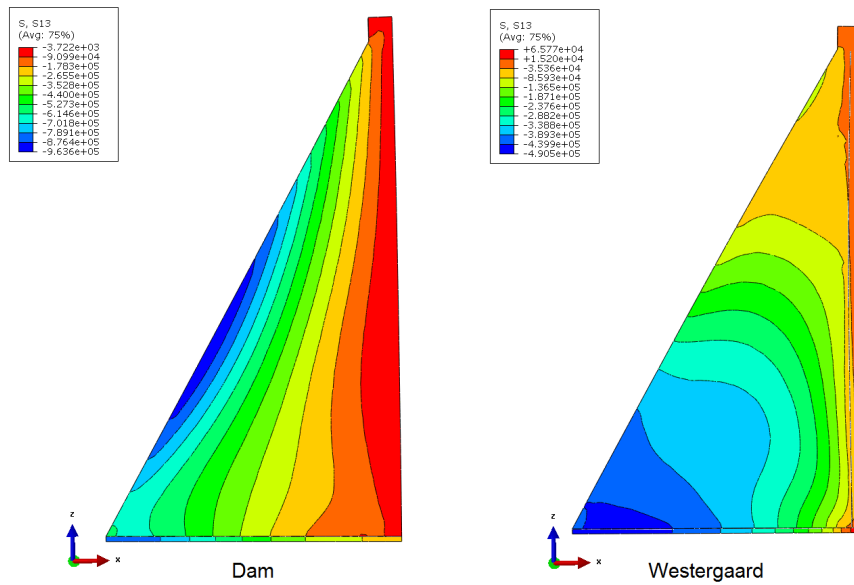
men på grunn av tidsbegrensninger i masteroppgaven, har det ikke vært mulig å kjøre analysen igjen med uthenting av resultater på eksakte tidspunkt.



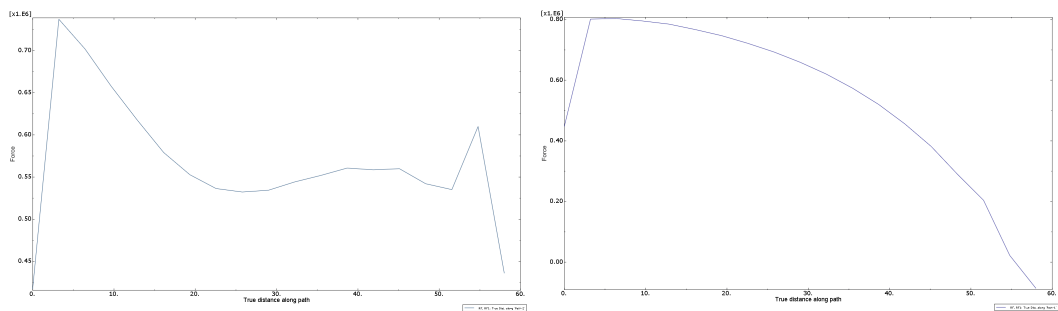
Figur 9.12: Tidsvariasjon av moment fra den koblede Euler-Lagrange-analysen.

9.4 Baseskjær, Q

Når vi ser i tabell 9.1 i kolonnen for baseskjær, finner vi motsatt trend enn da vi undersøkte moment. Her medfører nemlig Westergaards masse til en økning i responsen for alle analysemetodene. I tillegg ser vi at responsspekteranalysene også her gir større respons enn tidsserieanalysene. Figur 9.13 på neste side viser fordeling av skjærspenninger i x -retning i Dam TS og Westergaards TS. Det er tydelig at den ekstra massen som ligger langs oppstrøms flate i modellen til høyre, har stor innvirkning på fordelingen av skjærspenningene over tverrsnittet. Fordelingen av reaksjonskraft i x -retningen over bunnen av dammen, det vil si baseskjær Q , for responsspekteranalyse, Westergaard RS, er vist i figur 9.14 på neste side. Igjen ser vi at fordelingen fra responspekter har en knekk på midten. Resultatene for baseskjær ligger stort sett rundt $2 \cdot 10^7$ N. Sammenliknet med verdien for dam i ro, $Q = 0.452 \cdot 10^7$ N, ser vi at jordskjelvet har stor innvirkning på baseskjær, sammenliknet med for eksempel vertikal reaksjonskraft, $RF3$. Baseskjær blir opp i mot fire ganger større under jordskjelv, mens $RF3$ i verste fall opplever en økning på rundt 8 %. I kolonnen for baseskjær i tabell 9.1 på side 84 er det to verdier som er ca halvannen ganger så store som resten, nemlig resultatene fra

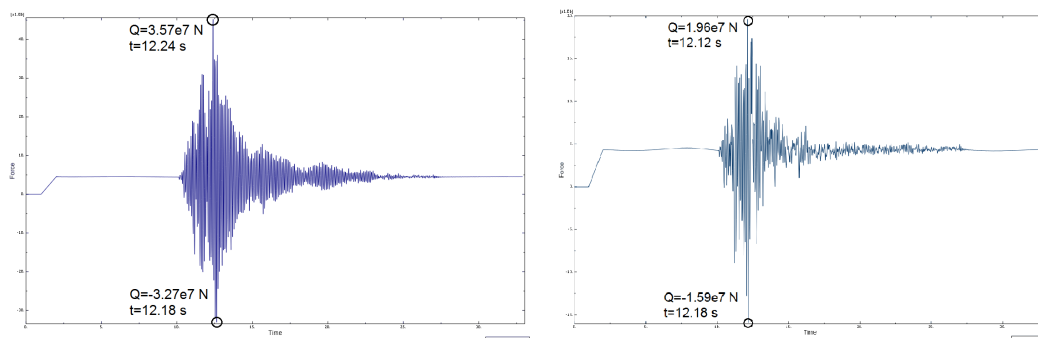


Figur 9.13: Fordeling av S13, skjærspenning i x -retning, i dam og dam med Westergaards masse i tidspunkt med maksimal baseskjær Q , ved tidsserieanalyse.

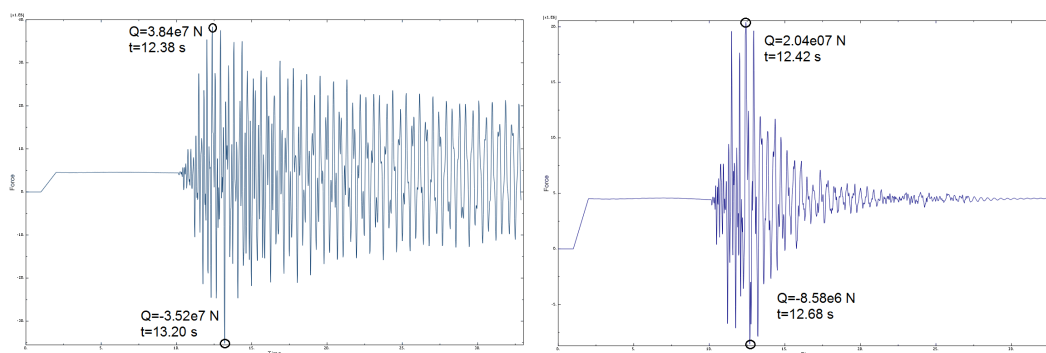


Figur 9.14: Fordeling av RF1, reaksjonskraft i x -retning, over bunnen av dammen for Westergaard RS og Westergaard TS.

tidsserieanalysene uten dempning. Dette tyder på at også dempning har stor effekt på baseskjær. Samtidig er det verdt å merke seg at metoden med seismisk koeffisient gir konservativt svar ved $\alpha_2 = 0.599$, mens det kan se ut som om $\alpha_1 = 0.1$ grovt underestimerer baseskjæret. Variasjonen av baseskjær, Q , som funksjon av tid, er vist i figur 9.15 og 9.16. Her ser vi at dempningen har stor effekt på maksimal respons for dammen både med og uten Westergaards masse, men at den har størst innvirkning på mengden av osilleringer i tilfellet hvor Westergaards masse er lagt til.



Figur 9.15: Tidsvariasjon av baseskjær, Q , Dam TS uten og med dempning.

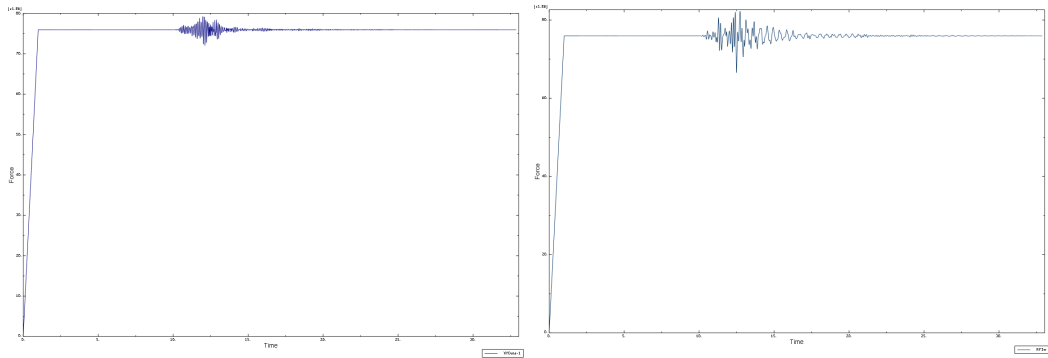


Figur 9.16: Tidsvariasjon av baseskjær Q , Westergaard TS uten og med dempning.

9.5 Vertikal reaksjonskraft, $RF3$, i bunnen av dammen

Den vertikale reaksjonskraften i bunnen av dammen, $RF3$, opplever svært små endringer under jordskjelv. Sammenliknet med verdien av denne når dammen er i

ro, blir utslagene under jordskjelvet svært små, se figur 9.17. Her er variasjonen av $RF3$ under jordskjelvet vist for dammen alene, og dam med Westergaards masse. Selv om utslagene for dammen med Westergaards masse også i dette tilfellet blir noe større, er forskjellen bare 3 % i forhold til for dammen alene dammen, og 8 % i forhold til dammen i ro. Dette er svært små verdier i denne sammenheng, og ettersom dammens tyngde uansett virker som en stabiliserende kraft under jordskjelv, er det eventuelt de minimale verdiene for tidsvariasjonen av vertikal reaksjonskraft som burde inkluderes ved dimensjonering.



Figur 9.17: Variasjon av vertikal reaksjonskraft $RF3$, som funksjon av tiden for Dam TS og Westergaard TS.

Kapittel 10

Oppsummering og konklusjon

I denne oppgaven er det forsøkt å undersøke effekten av ulike måter å ta hensyn til det ekstra hydrodynamiske vanntrykket som virker på en dam under jordskjelv. Det er spesielt utført beregninger på en gravitasjonsdam, da dette er en damtype som egner seg for todimensjonale analyser. Dammen er undersøkt med forenklete håndberegninger, samt elementmodeller med vanlig hydrostatisk trykk, og med tilleggsmasse lagt inn etter Westergaards likning. Disse modellene er analysert med responspektermetoden og med dynamisk implisitt tidsserieanalyse. I tillegg er det forsøkt å gjøre koblede Euler-Lagrange-analyser av et mer realistisk tilfelle, hvor det i tillegg er modellert et reservoar fylt med vann. Denne analysen er utført som en dynamisk eksplisitt analyse.

Chopra har vist at endringen i svingefrekvensen som denne ekstra massen medfører ikke er korrekt [7]. I følge hans artikkel fra 1967, «Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes» vil Westergaards løsning kun være gyldig dersom jordskjelvets frekvens er mindre enn den fundamentale svingefrekvensen for reservoar-dam-systemet. Når dette er tilfelle, vil man også få bidrag fra respons som er ute av fase med dammen, og dermed kan ikke det hydrodynamiske trykket representeres ved treghetskrefter på en addert masse som beveger seg med dammen. Det har derfor vært vanskelig å anta at et resultat i denne oppgaven er mer korrekt enn de andre, og det er dermed i hovedsak generelle forskjeller og likheter som er diskutert.

Generelt kan vi konkludere med at CEL-analysen, slik den ble gjennomført i denne oppgaven, ikke gir troverdige resultater. Ut i fra grafene hvor tidsvariasjonen av de ulike responsverdiene er vist, ser det ut som om de fleste varierer rundt null, og ikke rundt den tilsvarende statiske verdien for et system i ro.

I de andre analysene som er gjort, er det noen generelle trekk som det kan være nyttig å kommentere på. For det første er det tydelig at det å ikke legge inn dempning i tidsserienalysene gir størst verdier for responsen. Samtidig er verdiene

så mye større enn tilsvarende verdier med dempning, at resultatene blir i overkant konservative. Dempning har spesielt stor effekt i analyser med Westergaards masse, da denne har lengre svingeperioder.

Når man sammenlikner resultatene fra modellene med og uten Westergaards adderte masse, kan det være nyttig å legge merke til at det er forskjell i tendensen for baseskjær og moment. Analyser med Westergaards adderte masse gir større verdier for baseskjær, noe som er hensikten med å legge den inn. For moment er det motsatt, det å legge inn Westergaards masse minsker momentet. Ettersom det er baseskjær og moment som fremdeles brukes som kontrollverdier også i jordskjelvanalyse, kan dette være verdt å legge merke til. Man må derfor bruke Westergaards adderte masse med forsiktighet i mer avanserte analyser enn enkle håndberegninger. Den adderte massen fører til forlengede svingeperioder, som i noen tilfeller medfører mindre respons enn om dammen ble analysert i sin opprinnelige tilstand. Westergaards adderte masse egner seg ikke til tidsserieanalyser, spesielt ikke dersom formålet er å undersøke systemets respons under hele jordskjelvforløpet.

Referanser

- [1] Digital world tectonic activity map. Online, 8. mai 2011.
<http://denali.gsfc.nasa.gov/dtam/seismic/>(08.05.2011).
- [2] Afrizim. Lake kariba safari holiday - zimbabwe. Online.
<http://www.afrizim.com/places/Kariba/>(09.05.2011).
- [3] Clarence R. Allen. Reservoir-induced earthquakes and engineering policy. *California Geology*, 35:248–250, 1982.
- [4] Anil K. Chopra, E. L. Wilson og I. Farhoomand. Earthquake analysis of reservoir-dam systems. *Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile*, pages 1–10, Jan. 1969.
- [5] Arun Bapat. Koyna disasters , dams and earthquakes. Online, 1999.
<http://www.hinduonnet.com/fline/fl1627/16270870.htm/>(18.05.2011).
- [6] Bogart C. Mendez U, Eduardo Bortero Jaramillo og Miguel P. Romo O. Influence of concrete interface friction on the seismic performance of fractured concrete dams. *Proceedings of the 12th international conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, 2008.
- [7] Anil K. Chopra. Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 93, 1967.
- [8] Anil K. Chopra. Earthquake response of concrete gravity dams. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 96, 1970.
- [9] Anil K. Chopra. Earthquake resistant design of concrete gravity dams. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 104:953–971, 1978.
- [10] Anil K. Chopra. *Earthquake Response Analysis of Concrete Dams, kapittel 15 i Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation (ed. R. B. Jansen)*. Van Nostrand Reinhold, 1988.

-
- [11] Anil K. Chopra. *Dynamics Of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, Third edition, 2007.
- [12] P. Chakrabarti & Anil K. Chopra. Earthquake analysis of gravity dams including hydrodynamic interaction. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2:143–160, 1973.
- [13] Chopra, Anil K. og Chakrabarti, P. The earthquake experience at koyna dam and stresses in concrete gravity dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1:151–164, 1972.
- [14] Chopra, Anil K. og Chakrabarti, P. The koyna earthquake and the damage to koyna dam. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63:381–397, 1973.
- [15] Dassault Systems. Abaqus theory manual, 2010.
- [16] Dassault Systems. Abaqus/cae user's manual (6.10), dfgdfg 2010.
- [17] BBC On This Day. 1976: More bodies found after italy quake. Online. http://news.bbc.co.uk/onthisday/hi/dates/stories/may/7/newsid_2518000/2518519.stm(20.05.2011).
- [18] Fenves, Gregory og Chopra, Anil K. Effects of reservoir bottom absorption and dam-water-foundation interaction on frequency response functions for concrete gravity dams. *Earthquake Engineering and Structural Dy*, 13:13–31, 1985.
- [19] Fenves, Gregory og Chopra, Anil K. Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams: Combined hydrodynamic and foundation interaction effects. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 111, 1985.
- [20] Fenves, Gregory og Chopra, Anil K. Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams: Separate hydrodynamics and foundation interaction effects. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 111:715–735, 1985.
- [21] Fenves, Gregory og Chopra, Anil K. Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams. *Journal of Structural Engineering*, 113:1688–1708, 1987.
- [22] Giovanni Battista Carulli og Dario Sljeko. The 1976 friuli (ne italy) earthquake. *Giornale di Geologia Applicata*, 10:147–156, 2005.
- [23] Odd Guttormsen. *TVM4165 Vannkraftverk og vassdragsteknikk*. Tapir akademisk forlag, 2006.
- [24] Hanks, Thomas C. og Kanamori, Hiroo. A moment magnitude scale. *Journal of Geophysical Research*, 84:2348–2350, 1979.

- [25] N. M. Newmark, J. A. Blume og K.K. Kapur. Seismic design spectra for nuclear power plants. *Power Division Journal, ASCE, 99, P02, Proceedings Paper*, 10142:287–303, 1973.
- [26] David Edward Newland. *An Introduction to Random Vibrations, Spectral & Wavelet Analysis*. Dover Publications, Third edition, 2005.
- [27] Newmark, Nathan M. og Rosenblueth, Emilio. *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J, 1971.
- [28] NOR SAR. Jordskjelv i norge. Online, Januar 2011.
<http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/norge.html>(18.01.2011).
- [29] NOR SAR. Jordskjelvet som rystet oslo i 1904. Online, Januar 2011.
<http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/1904-2.html>(18.01.2011).
- [30] NOR SAR. Magnitude og styrke. Online, Mai 2011.
<http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/magnitude.html>(08.05.2011).
- [31] NVE (Norsk vassdrag- og energidirektorat). Dammer og jordskjelv. Online.
<http://www.nve.no/no/Sikkerhet-og-tilsyn1/Damsikkerhet/NVE-damsikkerhet/Dammer-og-jordskjelv/>(10.05.2011).
- [32] NVE (Norsk vassdrag- og energidirektorat). *Retningslinjer for laster og dimensjonering til §§ 4-1 og 4-2 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg (nå Damsikkerhetsforskriften)*. 2003.
- [33] NVE (Norsk vassdrag- og energidirektorat). *Retningslinjer for betongdammer til § 4.8 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg*. 2005.
- [34] OED (Olje- og energidepartementet). *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften)*. 2009.
- [35] US Army Corps of Engineers. Em 1110-2-2100 - stability analysis of concrete structures. Online, 2005.
<http://140.194.76.129/publications/eng-manuals/em1110-2-2100/toc.htm>(18.05.2011).
- [36] University of Washington. Hydroelectric information for columbia and snake river projects. Online.
<http://www.cbr.washington.edu/crisp/hydro/dwr.html>(28.05.2011).
- [37] P. Chakrabarti and Anil K. Chopra. Hydrodynamic effects in earthquake response of gravity dams. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 100, 1974.

- [38] International Rivers. A faultline runs through it. Online, Mai 2011.
http://www.internationalrivers.org/files/RIS_final_lorez2.pdf(09.05.2011).
- [39] Robert D. Cook, David S. Malkus, Michael E. Plesha, Robert J. Witt. *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. John Wiley & Sons, Inc., Fourth edition, 2002.
- [40] Standard Norge. *NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 - Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Februar 2008.
- [41] Store Norske Leksikon. Jorden - oppbygning og sammensetning. Online, Mai 2011.
<http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/jordskjelv.html>(08.05.2011).
- [42] Store Norske Leksikon. Platetektonikk. Online, Mai 2011.
<http://www.snl.no/platetektonikk>(09.05.2011).
- [43] Store Norske Leksikon. Seismologi. Online, 8. mai 2011.
<http://www.snl.no/seismologi>(08.05.2011).
- [44] Reidar Trønnes. En kunnskapsrevolusjon for jordas indre. Online, April 2008.
<http://www.forskning.no/artikler/2008/april/179779>(09.05.2011).
- [45] Theodor Von Kármán. Discussion of Water Pressures on Dams during Earthquakes by Westergaard, H. M. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 98:434–436, 1933.
- [46] H. M. Westergaard. Water pressures on dams during earthquakes. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 98:418–433, 1933.
- [47] Jonas A Zukas. *Introduction to Hydrocodes*. Elsevier, 2004.