

Platedammer og jordskjelv

Herman Bjørn Smith

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Leif Lia, IVM

Medveileder: Kjell Holthe, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for vann- og miljøteknikk



MASTEROPPGÅVE

Student: *Herman Bjørn Smith*

Tittel: Jordskjelv og platedammar

1 BAKGRUNN

Dammar for magasinering av vatn representerer stor risiko for menneske, miljø og eigedom. ICOLD har vurdert dambrot til å representere det største skadepotensialet av alle hendingar i fredstid. Eit dambrot vil også i all hovudsak råke tredje part, og i eit slikt perspektiv er land og organisasjonar over heile verda engasjert i å planlegge, bygge og drive sikre dammar. Dammar ligg plassert i alle område av verda og i mange område skjer det jordskjelv. I land som Kina, Iran, Chile og Tyrkia har det vore fleire skjelv med styrke på 6 – 8,5 på Richters skala. Sjølv i Fastlands-Europa kjem det jordskjelv og slike laster handsamast i dag som ulukkeaster i mange lands standardar.

Jordskjelv fører til store dynamiske krefter i damkonstruksjonar og spesielt lette damtyper som plate-, lamell- og kvelvdammar vil bli utsett for heilt andre laster enn dei statiske. Det er venta at heilt enkle kvasi-statiske berekningar ikkje er tilstrekkelege for å vurdere sikkerheten til slike lette dammar. Prosjektoppgåva utført av Herman B. Smith drøftar ulike metodar og modellar for jordskjelvberekningar på platedammar. Det står att å sjå korleis dei ulike berekningsmodellane vil vise respons og stabilitet for platedammane

Det finnst i dag ikkje eit generelt grunnlag for jordskjelvberekningar på platedammar. Det arbeidast med fleire tilnærmingar til jordskjelvlaster generelt i vassdragsbransjen, men det er lite enno som peikar fram mot ein felles akseptert berekningsmetodikk. Det er derfor viktig å få gode faglege innspel til ein diskusjon om korleis platedammar skal handsamast i høve til jordskjelvlaster.

2 HOVUDPUNKT I OPPGÅVA

Damkonstruksjonar kan analyserast for jordskjelvlaster med ulike metodar som a) studie av tidlegare lasttilfelle, b) dynamiske analyser basert på analytiske metodar og dynamiske analyser basert på numeriske metodar. Metodane vil i varierende grad gje svar på korleis konstruksjonane vil stå i mot jordskjelvlaster. Masteroppgåva vil nytte tilgjengelege metodar for å sjå på sidevegs stabilitet (langs damaksen) for platedammar med ulike former for innspenning som platestivhet, støtter eller

isolasjonsvegg. Oppgåva vil også drøfte stabilitet i retning normalt på damaksen med varierende grad av innspenning med boltar eller annan fasthalding av konstruksjon.

Basert på tilgjengeleg litteratur, prosjektoppgåve, reknemodellar og annan informasjon for fagområdet skal følgjande hovudpunkt utførast:

1. Systematisk gjennomgang av grunnlagsmateriale for jordskjelvlaster på platedammar
2. Gjennomgang av kjende berekningsmetodar
3. Definerings av modell (platedam) for analysen
4. Definerings av tilfelle for innspenning og låsing i konstruksjonen
5. Analyse av respons og stabilitet for platedammar med forhold som nemnt i teksten over.
6. Vurdering av resultat ifrå 5.
7. Konklusjon og forslag til vidare arbeid
8. Rapportering

Innhaldet i masteroppgåva vil bli endeleg avgjort av hovudrettleiar i samråd med samarbeidspartnarar som vil bli knytt til arbeidet med oppgåva.

3 RETTLEIING, DATA OG INFORMASJON

Hovudrettleiar på NTNU vil vere Professor Leif Lia og medrettleiarar vil vere Professor Kjell Holthe, NTNU, og Professor II Grethe Holm Midttømme, NTNU. Kandidaten vil ha eit utvida samarbeid med firma Multiconsult og Stig Arne Strokkenes vil vere kontaktperson.

I tillegg bør kandidaten sjølv søke informasjon ifrå kollegaer og medarbeidarar hjå NTNU, SINTEF, NVE og andre firma og organisasjonar som kan vere nyttig. Bidrag som nyttast i oppgåva skal alltid refererast til på rett måte.

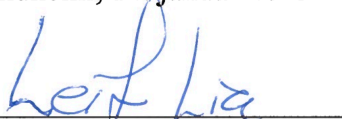
4 RAPPORTFORMAT, REFERANSAR OG ERKLÆRING

Oppgåva skal leverast i B5-format. Oppgåva skal skrivast i et tekstbehandlingsprogram og figurar, tabellar, foto osv. skal ha god rapportkvalitet. Rapporten skal innehalde eit samandrag, ei innhaldsliste, liste over figurar og tabellar, ei litteraturliste og opplysningar om andre relevante referansar. Oppgåva skal leverast i DAIM i pdf-format og trykkast i minimum tre eksemplar som sendast til instituttet.

Samandraget skal ikkje gå over meir enn 450 ord og skal vere eigna for elektronisk rapportering.

Prosjektoppgåva skal ikkje leverast seinare enn mandag 10. juni 2013.

Trondheim, 14. januar 2013



Leif Lia

Forord

Denne masteroppgaven markerer avslutningen på mitt studium ved Bygg- og miljøteknikk på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet i Trondheim. Arbeidet er utført ved Institutt for vann- og miljøteknikk med fordypning innen vannkraft og vassdragsteknikk.

Oppgaven bygger videre på arbeidet som ble utført med prosjektoppgaven høsten 2012, *Platedammer og jordskjelv* [1]. De to rapportene vil likevel kunne anses som selvstendige dokumenter.

Studiet generelt har bydd på mange spennende utfordringer, muligheter og givende opplevelser. Det sammen kan sies om arbeidet med denne oppgaven, der det å opparbeide nødvendig kompetanse om numerisk modellering har vært en av mange lærerike utfordringer.

Jeg føler meg privilegert som i forbindelse med masteroppgaven har fått muligheten til å reise til USA for befarings ved Stony Gorge Dam i California og diskusjon med ansvarlige ingeniører hos U.S. Bureau of Reclamation i Denver. Turen har vært til stor inspirasjon og var dessuten svært lærerik. En stor takk sendes derfor Den norske damkomité og Energi Norge som ved reisestøtte gjorde reisen mulig.

Blant mange bidragsytere vil jeg først rette en stor takk til professor Leif Lia. I tillegg til rollen som hovedveileder og døråpner har han med stor entusiasme gjennom flere semestre introdusert meg for vannkraftverk og vassdragsteknikk. Ved Institutt for konstruksjonsteknikk vil jeg gjerne takke medveileder Kjell Holthe og PhD-kandidat Martin Kristoffersen. Martin har vist stor tålmodighet og bidratt til flere av mine *seire* over Abaqus.

Jeg vil også takke for støtte fra seksjon for vannkraft i Multiconsult. Spesielt har diskusjon og samtaler med Stig Arne Strøkkenes vært både interessant og nyttig for utformingen av dette prosjektet.

Trondheim, 9. juni 2013



Herman Bjørn Smith

Abstract

The American-Norwegian engineer Nils Ambursen developed the slab and buttress dam, Ambursen dam, in the early 20th century. Several of these dams were built until the 1970s, especially in North America and Norway. The reinforced concrete structure mainly consists of the buttresses and the upstream inclined slab. When dynamic loads are considered, several possible failure mechanisms can be identified.

Requirements on earthquake safety were introduced for Norwegian dams in 2010. Due to the low number of slab and buttress dams in earthquake intensive areas, there is uncertainty regarding the dynamic assessment of slab and buttress dams.

This thesis examines the slab and buttress dam's dynamical properties, response and the impact on individual components of a seismic event. On the basis of literature review, existing computational methods and site inspection of slab and buttress dams, a linear elastic numerical model was established in the FEM program Abaqus.

The importance of various structural details in a seismic context has been analyzed and utilized for the modeling of a single dam section in typical Norwegian slab and buttress dam's with heights of 12 and 25 meters respectively. The two models have been used for considerations regarding varying dam height, reservoir water level and lateral support. Abaqus has been used for frequency analysis and dynamic response-history analysis.

The results demonstrate how the dam's vibration modes represent movements in separate directions. Through a seismic event, the greatest response will be represented by the buttress deflection in the axial direction. The resistance towards earthquakes will be more dependent on the individual stability of components rather than the global stability. In particular, the tensile stresses occurring in the buttress as a result of deflection in the axial direction is found to be a potential failure mechanism.

Because the slab and buttress dam's response varies with the direction, the quasi-static method, often used for gravity dams in the upstream-downstream direction, will not provide an accurate picture of the slab and buttress dam's response and safety through an earthquake.

Providing lateral support, for example by struts, the response of the slab and buttress dam and seismic safety can be effectively changed. For the Norwegian slab and buttress dams in particular, the contribution of the existing insulation

walls is considered to be small but positive. When lateral support is provided, the dam's ability to transfer the inertial forces to the abutment is a key parameter.

In addition to the assessment of simplified analytical methods, it is recommended to focus further numerical studies on the slab and buttress dam's nonlinear response, the importance of complete dam-geometry, and verification of the numerical input parameters by physical vibration tests of an existing slab and buttress dam.

Sammen drag

Den norsk-amerikanske ingeniøren Nils Ambursen introduserte platedammen i 1903 med frontal damplate som tetningselement og en serie tverrstilte, bærende pilarer. Det ble bygget mange platedammer i Norge frem til 1970-tallet. Konstruksjonen har en begrenset materialbruk og overfører statiske laster på en effektiv måte. Dette har gjort platedammen sårbar for dynamiske laster og mange potensielle bruddmekanismer kan identifiseres.

I Norge ble krav til jordskjelvkontroll av dammer innført for første gang i 2010. Platedammen har også en svært begrenset utbredelse i land med mer erfaring med jordskjelvproblematikk. Det knytter seg derfor generell usikkerhet til hvordan eksisterende platedammer skal vurderes i forhold til det nye regelverket.

Med bakgrunn i prosjektoppgaven *Platedammer og jordskjelv* [1] har denne oppgaven vurdert platedammens dynamiske egenskaper, samt respons og sikkerhet i forbindelse med jordskjelv. Litteratursøk, grunnlagsmateriale for jordskjelvberegninger og befaring ved platedammer har dannet grunnlag for arbeidet. En lineær elastisk numerisk modell er etablert i elementmetodeprogrammet Abaqus.

Betydningen av forskjellige konstruksjonsmessige detaljer i en seismisk sammenheng er vurdert og har dannet grunnlag for modellering av en enkelt damseksjon i typiske norske platedammer med høyde på henholdsvis 12 og 25 meter. De to modellene har dannet utgangspunktet for vurderinger tilknyttet varierende damhøyde, vannstand i magasinet og sideveis avstivning. Platedammens dynamiske egenskaper, globale respons og virkning på enkeltkomponenter gjennom en seismisk hendelse, er analysert ved frekvensanalyse og dynamisk analyse ved tidshistorie.

Resultatene viser hvordan dammens svingemoder representerer separate bevegelser i aksial retning eller i oppstrøms-nedstrøms og vertikal retning. Gjennom en seismisk hendelse vil den største responsen være representert ved pilarens utbøyning i aksial retning.

Som ved statisk belastning, vil dammens oppstrøms helning ivareta den globale stabiliteten ved jordskjelv. Ved jordskjelv vil sikkerheten til en platedam derfor være mer avhengig av enkeltkomponenters stabilitet enn av dammens globale stabilitet. Opptredende strekkspenninger i pilaren som følge av utbøyning i aksial retning, vil særlig utgjøre en potensiell bruddmekanisme.

Fordi platedammens egenskaper og respons i stor grad er avhengig av retning, konkluderes det med at fokuset i forbindelse med jordskjelv i større grad må rettes

mot oppførsel og sikkerhet i aksial retning. Den kvasistatiske metoden, som ofte er benyttet for gravitasjonsdammer i oppstrøms-nedstrøms retning, vil derfor ikke gi et riktig bilde av platedammens respons og sikkerhetsnivå ved et jordskjelv.

Platedammens respons og sikkerhet i forbindelse med jordskjelv vil effektivt kunne endres ved å tilføre sideveis avstivning, for eksempel i form av avstivningsbjelker. For norske platedammer er isolasjonsveggenes bidrag vurdert som lite, men positivt. Ved å benytte sideveis avstivning, vil dammens evne til å overføre treghetskraftene mot vederlag være avgjørende.

I tillegg til utvikling av forenklete analysemetoder, anbefales det å innrette videre numeriske studier mot platedammens ikke-lineære respons, betydning av fullstendig damgeometri, og verifisering av input-parametere ved vibrasjonstest av en virkelig platedam.

Innholdsfortegnelse

Oppgavetekst	I
Forord	III
Abstract	V
Sammendrag	VII
Innholdsfortegnelse	IX
1 Innledning	1
2 Teorigrunnlag	5
2.1 Beskrivelse av typisk platedam	5
2.2 Typer pilardammer	7
2.3 Statiske laster på platedam	8
2.4 Grunnleggende seismologi og dynamikk	9
2.5 Demping	13
2.6 Numerisk analyse	15
3 Jordskjelvberegning av dammer	17
3.1 Analysemetoder	17
3.2 Jordskjelvlaster	21
4 Numerisk modell	31
4.1 Utforming	32
4.2 Anvendte laster	38
4.3 Materialeegenskaper og demping	44
4.4 Forsøksstrategi	46
4.5 Validering av numerisk modell	48
4.6 Begrensninger	50
5 Resultater	53
5.1 Frekvensanalyse	53
5.2 Global respons	57
5.3 Virkning på komponenter	62

6	Diskusjon	69
6.1	Dynamiske egenskaper og respons	69
6.2	Vurdering av sikkerhet	71
6.3	Praktiske følger	77
6.4	Usikkerhet	78
7	Konklusjon	79
	Bibliografi	81
	Figurer	88
	Tabeller	89
	Vedlegg	
A	Kart over seismiske soner i Norge	A1
A.1	475 års returperiode	A2
A.2	10 000 års returperiode	A4
B	Hydrodynamiske trykkoeffisienter	B1
B.1	Westergaards teori	B1
B.2	Zangars teori	B2
C	Beskrivelse av dammer	C1
C.1	Dam Håen	C1
C.2	Storfossdammen	C7
D	Demping	D1
E	Avstivningsbjelkenes kapasitet	E1
F	Statisk spenningsnivå	F1
G	Svingemoder	G1
G.1	Modell A - 12 meter høy platedam	G2
G.2	Modell B - 25 meter høy platedam	G9
H	Reaksjonskrefter	H1
I	Sikkerhetsfaktor mot glidning	I1
J	Stony Gorge Dam - Befaringsrapport	J1

Kapittel 1

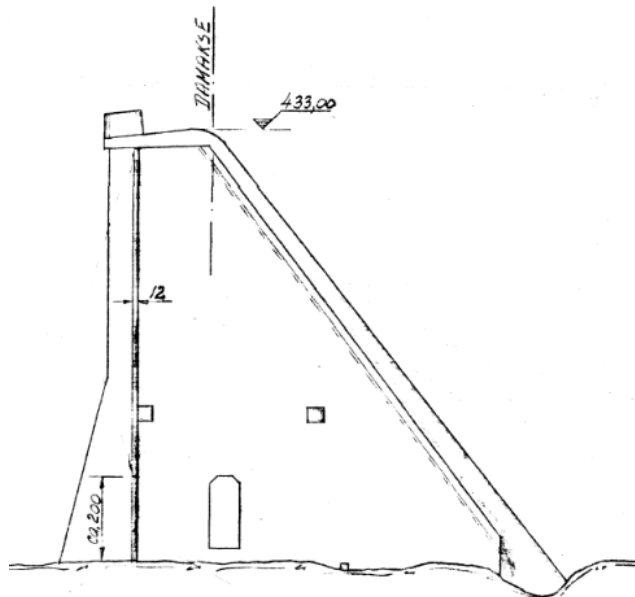
Innledning

Dammer og jordskjelv har lenge vært en viktig problemstilling i mange land. I Norge ble krav til jordskjelvkontroll av dammer innført for første gang i 2010 ved ny forskrift til vannressursloven, som gjelder sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften). Det er derfor svært mange dammer i Norge som ikke er kontrollert for jordskjelv. I byggebransjen ble retningslinjer for beregning av dynamiske virkninger innført med Eurokode 8 i 2010.

I forbindelse med jordskjelv er erfaringer og analysemetoder fra andre land gjerne knyttet opp mot typiske damtyper som gravitasjonsdammer, hvelvdammer og fyllingsdammer. Metodene varierer i tillegg med hensyn til omfang og presisjon.

Den norsk-amerikanske ingeniøren Nils F. Ambursen introduserte platedammen i 1903 med frontal damplate som tetningselement og en serie tverrstilte, bærende pilarer. Norges første platedam ble bygget i 1914. På grunn av begrenset materialbruk og effektiv overføring av statiske laster ble mange platedammer bygget frem til 1970-tallet. I 1970 ble det lagt restriksjoner på bygging av nye platedammer da konstruksjonen ble ansett som sårbar for krigshandlinger og sabotasje. Det finnes i dag 337 klassifiserte platedammer i Norge. [2]

Figur 1.1 presenterer tverrsnittet av dam Håen i Sør-Trøndelag, utformet som en typisk norsk platedam.



Figur 1.1: Dam Håen, utformet som typisk norsk platedam. [3]

Som følge av det nylig oppdaterte regelverket er det i bransjen en generell usikkerhet knyttet til hvilke analysemetoder og forutsetninger som gir et tilfredsstillende resultat ved jordskjelvberegninger. Platedammen har i tillegg en svært begrenset utbredelse i land med mer erfaring med jordskjelvproblematikk. Det knytter seg derfor generell usikkerhet til hvordan eksisterende platedammer skal vurderes i forhold til det oppdaterte regelverket.

På bakgrunn av erfaringer fra registrerte dambrudd, hendelser tilknyttet jordskjelv og utførte oppgraderinger konkluderes det i prosjektoppgaven *Platedammer og jordskjelv* [1] med at platedammens geometri gjør det nødvendig å ta hensyn til seismiske bevegelser i flere retninger. Strukturens slankhet gjør platedammer særlig sårbare for belastninger i retning av dammens akse, aksiell retning. Lastfordeling og samvirke mellom de forskjellige komponentene gjør at styrke og stabilitet av enkeltkomponenter kan være mer kritisk enn dammens globale stabilitet. Dette fører til at mange mulige bruddmekanismer må vurderes.

På bakgrunn av eksisterende teori og grunnlagsmateriale for jordskjelvberegninger er en numerisk modell etablert i elementmetodeprogrammet Abaqus. Betydningen av forskjellige konstruksjonsmessige detaljer i en seismisk sammenheng er vurdert og har dannet grunnlag for modellering av en enkelt damseksjon i typiske norske platedammer med høyde på henholdsvis 12 og 25 meter. De to modellene har dannet utgangspunktet for vurderinger tilknyttet varierende damhøyde, vannstand

i magasinet og sideveis avstivning. Platedammens dynamiske egenskaper, globale respons og virkning på enkeltkomponenter gjennom en seismisk hendelse, er analysert ved frekvensanalyse og dynamisk analyse ved tidshistorie.

Som metode for å fremskaffe relevant informasjon gjennom alle faser av prosjektet har litteratursøk vært benyttet som ved prosjektoppgaven *Platedammer og Jordskjelv* [1]. Befaring ved to norske platedammer har blitt utført som grunnlag for arbeidet og for å gi et bedre innblikk i faktisk utførelse.

Stony Gorge Dam i California er en 43 meter høy platedam med fritt opplagte plater. Dammen er analysert og oppgradert for seismiske laster av U.S. Bureau of Reclamation. Befaring ved dammen og diskusjon med ansvarlige ingeniører har gitt meg verdifull innsikt og utvidet forståelse. Befaringsrapport fra befaring ved Stony Gorge Dam, 18. mars 2013, er vedlagt denne rapporten i vedlegg J.

Kapittel 2

Teorigrunnlag

Dette kapittelet presenterer grunnleggende teori og benyttet terminologi for alle faser av det utførte arbeidet. Dette inkluderer utformingen av og laster på platedammer, andre typer pilardammer, seismologi og dynamikk, i tillegg til demping og utvalgte temaer tilknyttet numerisk modellering.

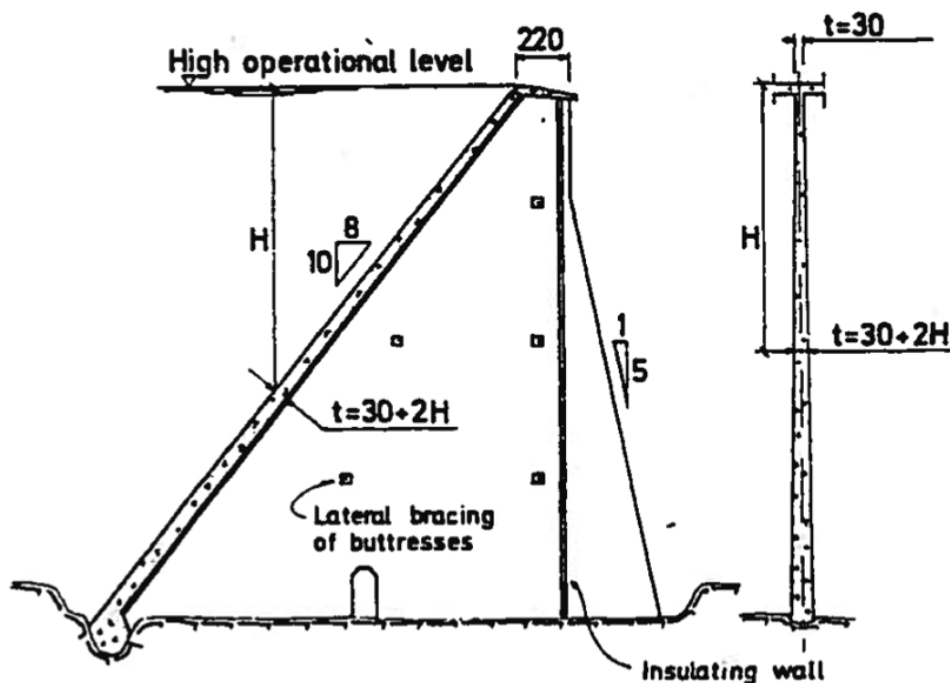
2.1 Beskrivelse av typisk platedam

Den norsk-amerikanske ingeniøren Nils F. Ambursen introduserte platedammen med fritt opplagte plater mellom hver pilar i 1903. Denne type dam, senere kjent som Ambursendam, ble raskt populær på grunn av sine økonomiske fordeler. Blant annet gjennom Ambursens eget ingeniørfirma, Ambursen Hydraulic Company, hadde 200 ambursendammer blitt bygget i USA mot slutten av 1920-tallet. [4]

I Norge ble den første platedammen bygget i 1914. Mange platedammer, opptil 39 meters høyde, ble konstruert frem til 1970-tallet det ble lagt restriksjoner på bygging fordi konstruksjonen ble ansett som sårbar for krigshandlinger og sabotasje. I dag finnes det 337 klassifiserte platedammer, ofte mellom 10 og 20 meter høye. [2]

Platedammen består av en frontal damplate som tetningsselement og en serie tverrstilte, bærende pilarer. Pilarene kan statisk beskrives som trekant- eller trapesformede skiver. Krav til stabilitet ved statisk belastning for en platedam kan formuleres som for gravitasjonsdammer. Det betyr at dammen ikke skal velte og ikke gli under de gitte lastkombinasjoner [5]. På grunn av opptredende spenninger er plate og ofte pilarer armert.

Figur 2.1 presenterer et snitt gjennom en flomløpsseksjon med typiske dimensjoner for norske platedammer.



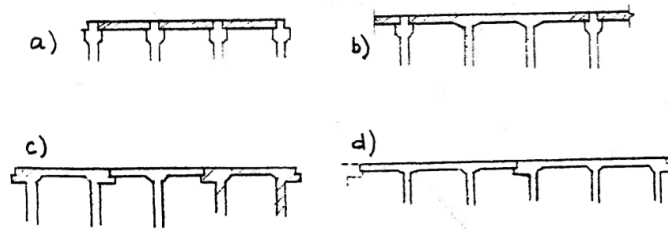
Figur 2.1: Snitt gjennom typisk norsk platedam. [6]

Andre typiske dimensjoner og praktisk utførelse av norske platedammer er gitt i det følgende [6] [7]:

Pilaravstand	5 meter
Isolasjonsvegg	Installert i de fleste platedammer. Plassering nedstrøms dammens akse
Avstivningsbjelker	Noen ganger installert mellom hver pilar for å tilføre sideveis stabilitet
Grunnforhold	Kun utført på fjell
Armering	Før ca. 1955: Lite i pilar og 100-120 kg/m^3 i plate. Utført med glattstål Etter ca. 1955: 30-40 kg/m^3 i pilar og 70-90 kg/m^3 i plate. Utført med kamstål

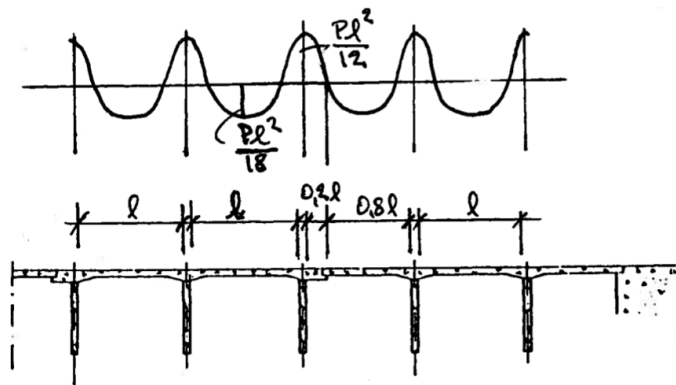
Oppstrøms plate i en platedam overfører krefter til tre eller fire kanter; pilarer, fundament og eventuell gangbane på toppen. De forskjellige formene for

platesystemer er illustrert i figur 2.2.



Figur 2.2: Forskjellige platesystemer i en platedam; a) Fritt opplagte plater, b) Flerfeltsplater med skjõt over pilar, c) og d) Flerfeltsplater med skjõt i momentnullpunkt. [6]

Ved plate som spenner over flere felt med skjõt i momentnullpunkt, vil momentfordelingen i platen være som illustrert i figur 2.3.



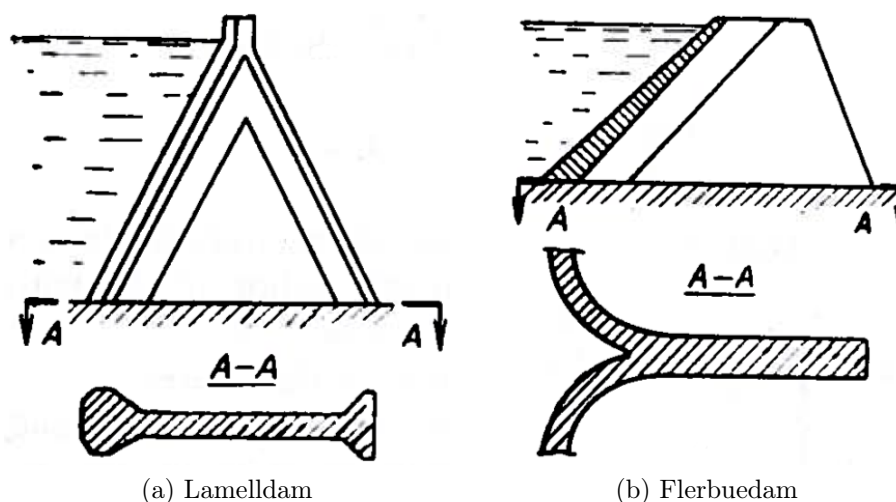
Figur 2.3: Momentfordeling i flerfeltsplater, der P er den fordelte vannlasten i vurdert høyde. [6]

2.2 Typer pilardammer

Alle typer pilardammer består hovedsakelig av to komponenter, oppstrøms tetningselement og de bærende pilarene, formet som vertikale triangulære eller trapseformede plater. Sammenlignet med gravitasjonsdammer, vil pilardammer ha en redusert egenvekt og derfor være utformet med en hellende oppstrøms side for å utnytte vannets stabiliserende bidrag. Pilardammer er tradisjonelt inndelt i følgende tre hovedkategorier [6]:

Lamelldam Lamelldammen er internasjonalt den mest brukte pilardammen. Figur 2.4a viser et typisk snitt gjennom en lamelldam. Utformingen av oppstrøms hode og bruk av nedstrøms støtte mellom pilarene vil variere.

- Platedam** Platedammen er nærmere beskrevet i kapittel 2.1.
- Flerbuedam** Videreutvikling av platedammen, der materialenes egenskaper er optimalisert. Bueformen gjør at pilaravstanden kan økes opp mot 20 meter. Den lave vekten gjør at oppstrøms helningen må økes ytterligere. Figur 2.4b viser et typisk snitt gjennom en flerbuedam.



Figur 2.4: Typiske snitt gjennom forskjellige damtyper. [8]

Sammenlignet med en gravitasjonsdam kan en pilardam være økonomisk lønnsom ved følgende forutsetninger:

- Kostnader tilknyttet arbeidskraft er lave
- Betong- og andre materialkostnader er høye
- Behov for transport av materialer til utilgjengelige steder
- Dårlig tilgang på nødvendig vann til konstruksjon

2.3 Statisk laster på platedam

Lastene som viker på en platedam vil generelt være de samme som for andre betongdammer. Varierende med størrelse, retning og angrepspunkt kan lastene inndeles på følgende måte [6] [9]:

- Vanntrykk
 - Ytre vanntrykk - hydrostatisk trykk både i horisontal og vertikal retning ved oppstrøms helning.

- Indre vanntrykk - oppdrift
- Egenvekt - gravitasjon
- Istrykk
- Sedimentlast
- Bølgekrefter
- Temperaturvariasjoner
- Jordskjelvlaster
- Reaksjonskrefter fra fundament

De relevante lastene i forbindelse med jordskjelv er nærmere omtalt i kapittel 3.2.

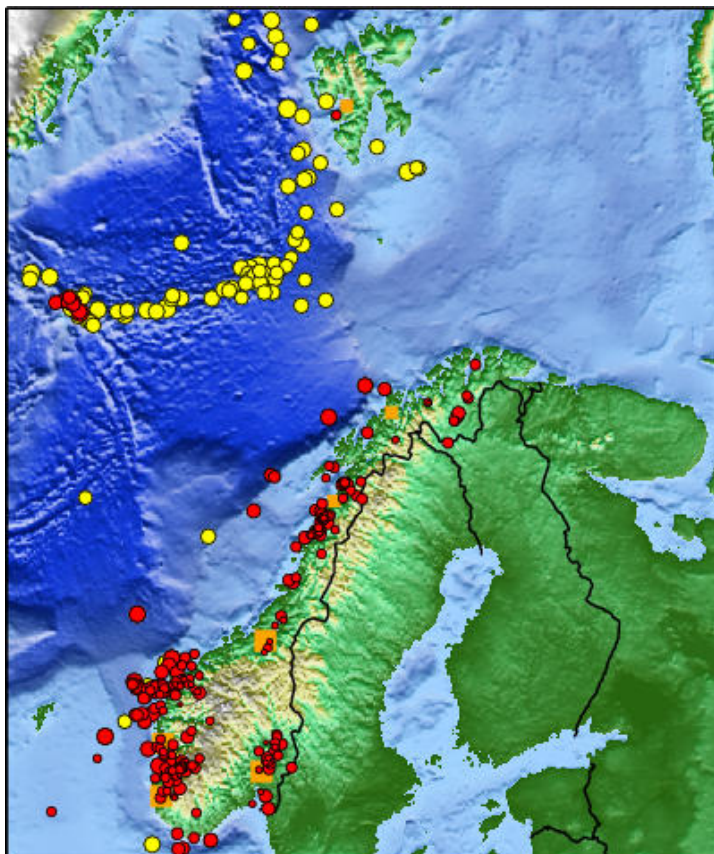
2.4 Grunnleggende seismologi og dynamikk

Et jordskjelv oppstår når elastiske spenninger i jordskorpen utløses ved et plutselig brudd i en forkastning. Seismiske soner er derfor gjerne lokalisert i tilknytning til de aktive tektoniske plategrensene. Energien fra et jordskjelv vil forplante seg utover i jordskorpen som seismiske bølger, delt i to hovedgrupper; rombølger som forplantes gjennom jorda og overflatebølger som kun forplantes langs overflaten. [10] [11]

Den karakteristiske bevegelsen av grunnen fra et jordskjelv i et gitt punkt avhenger blant annet av type forkastning, magnitude, distanse fra episenter, reisevei og lokale grunnforhold. Et jordskjelvs størrelse beskrives ofte ved følgende begreper [10]:

- | | |
|--------------------|---|
| Magnitude | Setter mål på den mengden energi et jordskjelv utløser. Richters skala er basert på magnitude. |
| Intensitet | Knyttet til et jordskjelvs effekt og skadevirkning. Forteller hvordan jordskjelvet oppleves og er ikke et nøyaktig mål. |
| Forflytning | Jordskjelvets styrke kan måles fra forkastningens faktiske størrelse og fysisk bevegelse. |

Norge klassifiseres i europeisk sammenheng som et område med lav til moderat seismisk aktivitet. Figur 2.5 viser likevel hvordan Vestlandet og Nordsjøen, samt Østlandet, Nordland og Finnmark er aktive områder, utsatt for mindre skjelv.

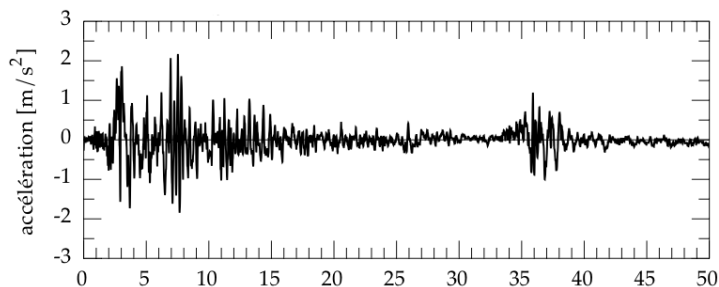


Figur 2.5: Jordskjelv i Norge f.o.m. 1979. Røde prikker: Jordskjelv merket av mennesker. Gule prikker: Andre jordskjelv med magnitudo fire eller mer. [10]

Jordskjelvlaster kan representeres i form av påførte rystelser eller som påført forskyvning fra bevegelser i dammens fundament eller reservoar. Lastene bestemmes fra de aktuelle tektoniske forhold, historiske seismologiske data og eventuelt målte tidshistorier for jordskjelv i det aktuelle området eller i områder med tilsvarende geologiske og seismologiske forhold. Det er viktig å ta hensyn til lokale effekter som grunnforhold, i tillegg til interaksjon mellom konstruksjon, fundament og vann. [12]

Jordskjelv kan for eksempel beskrives med tidsserier, representative for hendelsen, der et registrert akselerogram viser grunnakselerasjonene som funksjon av tid gjennom en hendelse.

Figur 2.6 viser en registrert tidsserie fra jordskjelvet ved Izmit i Tyrkia 17. august 1999, målt til 6,7 på Richters skala.



Figur 2.6: Registrert tidsserie over variasjon i grunnakselerasjon som funksjon av tiden $[s]$ fra jordskjelvet ved Izmit i Tyrkia 17. august 1999. [13]

Svingninger

For et udempet system med én frihetsgrad kan den grunnleggende dynamiske likevekten av en fri svingning uttrykkes ved ligning 2.1 [14].

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (2.1)$$

Der:

m	Masse
k	Stivhet
u	Forskyvning
\ddot{u}	Akselerasjon

For et dempet system med én frihetsgrad utsatt for jordskjelv vil den grunnleggende dynamiske likevekten uttrykkes ved ligning 2.2 [14].

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.2)$$

Der:

c	Demping
u	Relativ forskyvning
\dot{u}	Relativ hastighet
\ddot{u}	Relativ akselerasjon
u_g	Grunnens akselerasjon

Fordi en dam vil være utsatt for varierende vannstand kan massen i ligning 2.2 beskrives som summen av strukturmassen, m , og den hydrodynamiske tilleggs-massen, m_h , nærmere beskrevet i kapittel 3.2.5. Systemet kan derfor beskrives ved ligning 2.3 [8].

$$(m + m_h)\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -(m + m_h)\ddot{u}_g \quad (2.3)$$

En konstruksjons egenfrekvens, uttrykt som vinkelfrekvens, er beskrevet som en funksjon av stivhet og masse ved ligning 2.4.

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{k}{m + m_h}}, \quad [rad/s] \quad (2.4)$$

Forholdet mellom en konstruksjons egensvingeperiode og egenfrekvens er beskrevet ved ligning 2.5:

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega}, \quad [s] \quad (2.5)$$

På grunn av dynamiske resonanseffekter vil responsen av et system være størst ved sammenfall mellom systemets egensvingeperiode og jordskjelvets svingeperiode. Et jordskjelvs frekvensinnhold er derfor viktig for den dynamiske påvirkningen.

System med flere frihetsgrader

Reelle konstruksjoner vil tilsvare et system med flere frihetsgrader. Ligning 2.3 vil da være sammensatt ved matriser og vektorer. Antall frihetsgrader angir antall muligheter for systemet til uavhengige kinematiske bevegelser, n , omtalt som svingemoder.

Fordelingen av et systems masse- og stivhetsmatrise vil i hovedsak være bestemt av materialeegenskaper og geometri i tillegg til randbetingelser og forbindelser mellom ulike komponenter. Bestemmelsen av et systems demping vil derimot være mer kompleks og er nærmere beskrevet i kapittel 2.5.

Homogenløsningen av den dynamiske likevekten for et system med flere frihetsgrader benyttes til bestemmelse av systemets svingemoder. Modenes egenfrekvens kan beregnes ved ligning 2.6 [15].

$$|\bar{k} - \omega_n^2 \bar{m}| = 0 \quad (2.6)$$

Et systemets egenvektor, ϕ , kan også beskrives fra den homogene løsningen. Den ortogonale matrisen m^* beskriver fordelingen av konstruksjonens massematrise per svingemode. Den modale massen til mode n vil da være gitt ved ligning 2.7. [15]

$$m_n^* = \phi^T \bar{m} \phi \quad (2.7)$$

Størrelsen på forskyvning eller rotasjon fra hver svingemode til forskyvning eller rotasjon i det totale systemets seks frihetsgrader er definert ved matrisen T . Ligning 2.8 angir en svingemodes bidrag til forskyvning eller rotasjon i frihetsgrad i , omtalt som bidragsfaktor (*participation factor*). [16]

$$\Gamma_n = \frac{1}{m_n^*} \phi_n^T \bar{m} T_i \quad (2.8)$$

Den effektive modale massen er beskrevet ved ligning 2.9. Den vil representere en metode for bedømmelse av en svingemodes betydning for det totale systemets bevegelse i ulike retninger. [16]

$$m_{eff,n}^* = (\Gamma_n)^2 m_n^* \quad (2.9)$$

2.5 Damping

Det er komplekst å representere de fysiske mekanismene som absorberer energi i et system matematisk. Damping estimerer derfor en konstruksjons totale evne til å absorbere energi, og representerer dermed den motstand som reduserer eller motvirker vibrasjoner.

Mekanismene i et system som absorberer energi vil være materialdamping og geometrisk damping. I virkelige konstruksjoner vil dette kunne være åpning og lukking av sprekker i betong og friksjon mellom ulike komponenter. Uelastisk damping i et system utsatt for plastiske deformasjoner vil bare kunne tas hensyn til i en ikke-lineær analyse. [17]

En analyse kan være sensitiv for damping, da for stor eller for liten damping kan gi utslag på resultat. Antagelsen om en konstruksjons dempingsnivå bygger gjerne på erfaringer og referanser fra tidligere utførte analyser og forsøk. For en dam er evnen til å absorbere energi spesielt vanskelig å bestemme på grunn av den komplekse interaksjonen mellom fundament, dam og vann i magasinet. [18]

I det lineære området er det vanlig å estimere damping som en lineær viskøs dempning ved direkte modal damping og Rayleighdamping som presentert i det følgende.

Direkte modal damping

Kritisk dempning, c_k , som beskrevet ved ligning 2.10, er den minste dempingsverdien som vil forhindre frie svingninger av et system.

$$c_k = 2\sqrt{km} = 2m\omega \quad (2.10)$$

Dempingsforholdet, ξ , i en konstruksjon er vanligvis gitt i prosent av kritisk dempning, som presentert i ligning 2.11.

$$\xi = \frac{c}{c_k} \quad (2.11)$$

For betongkonstruksjoner vurderes ofte dempingsforholdet til å være mellom tre og fem prosent for respons i elastisk område. For armert betong, i områder hvor omfattende oppsprekking er ventet kan demping mellom syv og ti prosent ventes. [17] [19]

Rayleighdamping

I systemer med flere frihetsgrader er det vanlig å beskrive konstruksjonens dempingsnivået ved rayleighdamping. Rayleighdamping uttrykker viskøs demping, proporsjonal til en lineær kombinasjon av massematrisen, \bar{m} , og stivhetsmatrisen, \bar{k} , presentert i ligning 2.12.[17]

$$c = \alpha \bar{m} + \beta \bar{k} \quad (2.12)$$

Rayleighs lineære kombinasjonskoeffisienter, α og β beskriver forholdet til henholdsvis masseproporsjonal og stivhetsproporsjonal demping. Kombinasjonskoeffisientene beregnes ved ligning 2.13 og ligning 2.14.

$$\alpha = \xi \frac{2\omega_X\omega_Y}{\omega_X + \omega_Y} \quad (2.13)$$

$$\beta = \xi \frac{2}{\omega_X + \omega_Y} \quad (2.14)$$

Der:

ξ Konstruksjonens dempingsforhold, bestemt som ved direkte modal demping

ω_X og ω_Y To utvalgte egenfrekvenser

Det effektive dempingsnivået i konstruksjonen vil dermed varierer som funksjon av vinkelfrekvens, beskrevet ved ligning 2.15. Det valgte dempingsforholdet vil oppnås ved de to utvalgte egenfrekvensene. Den massproporsjonale dempingen vil være dominerende ved lavere frekvenser, og stivhetsproporsjonal demping dominerende ved høyere frekvenser. [17]

$$\xi(\omega) = \frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\beta\omega}{2} \quad (2.15)$$

2.6 Numerisk analyse

Numeriske analyser er svært viktig i mange praktiske anvendelser av matematikk. Elementmetoden, FEM (*Finite Element Method*), er i dag en av de viktigste numeriske løsningsmetodene innen en rekke problemstillinger som matematisk lar seg beskrive av partielle differensialligninger eller integralligninger. [20]

Utvalgte tema fra numerisk analyse ved elementmetoden som er sentrale for denne oppgaven er beskrevet i det følgende.

Løsningsmetoder

For å være egnet til praktisk bruk, må en numerisk algoritme være numerisk stabil. Det vil si at små feil som kan opptre underveis i beregningene ikke vil påvirke sluttresultatet i nevneverdig grad.

Differensialligningene løses ved diskretisering i steg. Sammenlignet med eksplisitt integrasjon, der kun informasjon fra det forrige beregningssteget benyttes, vil også informasjon fra det aktuelle steget benyttes ved implisitt integrasjon. Implisitt integrasjon vil derfor innebære mer kompliserte beregninger. Samtidig vil det gi mer stabile beregninger som i mindre grad påvirkes av lengden på stegene. [16]

Linearitet

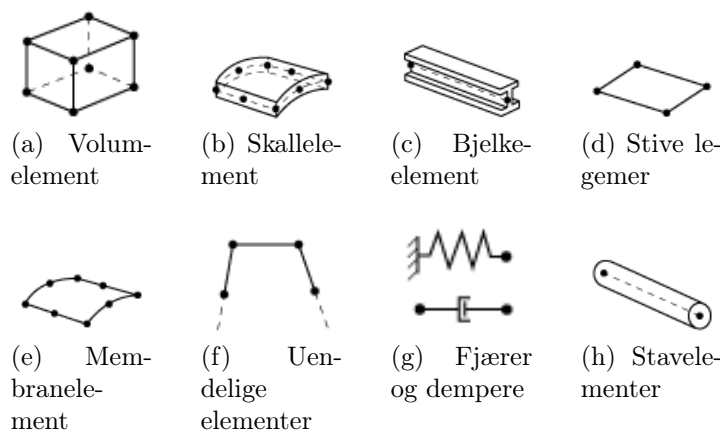
Når tøyningen i et materiale er tilstrekkelig liten vil den være tilnærmet proporsjonal til spenningen. Hooks lov vil da være gjeldende og materialets stivhet kan beskrives ved Youngs elastisitetsmodul.

Ved en lineær elastisk analyse forutsettes det et lineært forhold mellom påført last og systemets respons. Dette betyr at en konstruksjons stivhet ved like randbetingelser kun beregnes en gang og systemets respons fra forskjellige lasttilfeller kan skaleres eller superposisjoneres. [16]

En ikke-lineær analyse innebærer at systemets respons ikke er lineær. For eksempel vil et materiale som bryter ut av det elastiske området og gå over til en ikke-lineær, plastisk oppførsel, ved økte tøyninger. Dette beskrives ved at forholdet mellom spenning og tøyning ikke lenger er konstant. Fordi hvert lasttilfelle må defineres og løses separat vil det sammenlignet med en lineær elastisk analyse være omfattende å ta hensyn til ikke-lineær oppførsel i numeriske beregninger.

Elementer

I elementmodeller er det vanlig å skille mellom elementfamiliene presentert i figur 2.7



Figur 2.7: Elementfamilier i elementmodeller. [16]

Et element vil i tillegg til elementfamilie være beskrevet av følgende aspekter [16]:

- Antall frihetsgrader
- Antall noder
- Formulering
- Integrasjon

Et volumelement vil kunne bestå av et homogent materiale eller være sammensatt av flere materialer. Til sammenligning er skallelementer en idealisering av volumelementer der en dimensjon, tykkelsen, er betydelig mindre enn de to øvrige dimensjonene. På bakgrunn av denne forutsetningen beskrives et legeme ved geometrien til en referanseflate, med frihetsgrader både for forskyvning og rotasjon. Fra en momentspenning lik null i referanseflaten fordeles spenningene lineært over et elements tykkelse. [16]

Kapittel 3

Jordskjelvberegning av dammer

På bakgrunn av eksisterende metoder for analyse av dammer i forbindelse med jordskjelv, presenterer dette kapittelet grunnlagsmaterialet for beregning av jordskjelvlaster.

3.1 Analysemetoder

Analyse av konstruksjoner i forbindelse med jordskjelvlaster kan gjøres med bakgrunn i forskjellige metoder. Disse er inndelt etter to hovedprinsipper, presentert i det følgende. Ved overgang fra den ene metoden til den andre vil analysens kompleksitet og tidsbruk øke. Samtidig vil forståelsen av konstruksjoner dynamiske egenskaper og beregningenes antatte presisjon forbedres. Hvordan jordskjelvlasterne representeres avhenger dessuten av analysemetode, se kapittel 3.2. [19] [21]

Kvasistatisk analyse En kvasistatisk analyse estimerer konstruksjonens respons ved å anse treghetskraftene som statiske krefter. Treghetskraftene bestemmes ved bruk av seismiske koeffisienter uten å ta hensyn til systemets dynamiske egenskaper. Hydrodynamisk tilleggs-masse påføres som en statisk kraft og fundamentet antas som stivt.

Dynamisk analyse En dynamisk analyse innebærer å løse et systems dynamiske ligning. Interaksjonseffekter mellom dam, vann og fundament kan dessuten inkluderes. Dette utføres gjennom numeriske modeller ved to ulike metoder.

Responsspekter

Ved å kombinere bidragene fra de ulike svingemodene kan et systems maksimale respons (forskyvning, hastighet eller akselerasjon) estimeres fra en dimensjonerende seismisk hendelse. Metoden kan bare anvendes for lineære analyser.

Tidshistorie

Dimensjonerende seismiske hendelser kan fremstilles ved tidsreier over akselerasjoner gjennom hendelsen. Systemets respons gjennom hele hendelsen kan dermed beregnes direkte. Metoden kan benyttes for både lineære og ikke-lineære analyser.

I tillegg til de overnevnte analysemetodene, er det utviklet en metode for gravitasjonsdammer spesielt, omtalt som *kvasidynamisk*. Sett i forhold til kompleksitet og tidsbruk vil metoden befinne seg mellom de to tidligere omtalte metodene.

Kvasidynamisk analyse En kvasidynamisk analyse tar hensyn til systemets dynamikk ved bruk av frihetsgrader. Gjennom systemets fundamentale svingemode kan den største responsen fra et jordskjelv estimeres ved bruk av dimensjonerende responsspektre. Tregghetskrefte over dammens høyde beregnes som statiske tverrkrefter ved å ta hensyn til utbøyningsform og forenklete tilnærminger til interaksjonseffekter. [22]

I kapittel 3.2 er grunnlagsmaterialet for beregning av dimensjonerende jordskjelvlaster presentert for kvasistatisk analyse og dynamisk analyse ved tidshistorie. Ved kvasidynamisk analyse og dynamisk analyse ved responsspekter vil beregning av jordskjelvlaster være tilsvarende som for kvasistatisk analyse.

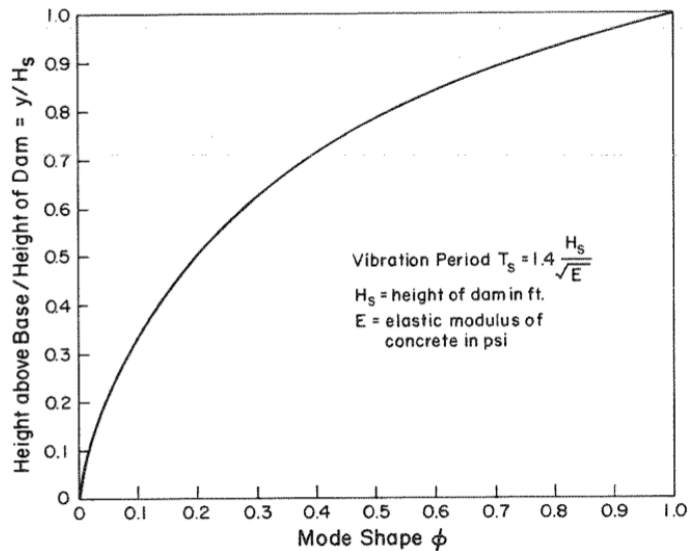
3.1.1 Egenfrekvens

Dette kapitlet presenterer eksisterende formler for forenklet beregning av dammers egenfrekvens. For gravitasjonsdammer er flere metoder utviklet for beregning av første svingemodes egenfrekvens presentert i litteraturen. For pilardammer eksisterer et fåtall metoder for beregning av egenfrekvens i retning av dammens akse, aksiell retning.

Gravitasjonsdammer

For gravitasjonsdammer vil første svingemode ha det største bidraget til den totale responsen. Chopra og Fenves [22] beskriver første svingemode for

typiske gravitasjonsdammer med stivt fundament og tomt magasin som presentert i figur 3.1.



Figur 3.1: Svingeform og svingeperiode for typiske gravitasjonsdammers første svingemode. [22]

Formelen for beregning av gravitasjonsdammers første svingeperiode, T_1 , presentert i figur 3.1, kan ved bruk av SI-enheter uttrykkes som presentert i ligning 3.1.

$$T_1 = 0,38 \frac{H_s}{\sqrt{E}}, \quad (3.1)$$

Der:

H_s Dammens høyde

E Betongens elastisitetsmodul

Novak et al. [9] presenterer to forskjellige tilnærminger til gravitasjonsdammers første svingemode, presentert i ligning 3.2 og ligning 3.3.

$$f_n = 600 \frac{B}{H_s^2} \quad (3.2)$$

$$f_n = \frac{\sqrt{E}}{0,012 H_s} \quad (3.3)$$

Der:

B Dammens bredde

Gjeldende standard for kontroll av dammers sikkerhet mot jordskjelv i Sveits er utgitt av Federal Office for Water and Geology, FOWG [21]. Den beskriver formel for beregning av en gravitasjonsdams første egenfrekvens ved ligning 3.4.

$$f_n = \alpha \frac{B}{H_s^2} \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (3.4)$$

Der:

α Koeffisient avhengig av vannstand i magasin og forholdet mellom dammens bredde og høyde

ρ Betongens densitet

Pilardammer

Utviklet for lamelldammer, er to forenklete metoder for beregning av en pilars første svingemode i aksial retning presentert i dette kapitlet.

Raphael [23] presenterte i 1960 en metode for beregning av pilarens svingeperiode, gitt ved ligning 3.5. Pilarenes form er forenklet til en trekant med konstant tykkelse t .

$$T = \frac{2\pi l^2}{\alpha} \sqrt{\frac{12\rho(1-\nu^2)}{gEt^2}} \quad (3.5)$$

Der:

l Lengde av pilarens frie rand

α Karakteristisk parameter for platens vibrasjonsegenskaper

ν Poisson's tall

Ved å vurdere pilarens frie ende som en fritt opplagt bjelke med konstant tykkelse t , beskrev Motsonelidze [24] pilarens egenfrekvens ved ligning 3.6.

$$\omega = \frac{\pi^2}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{\bar{m}}} \quad (3.6)$$

Der:

EI Elastisk stivhet

\bar{m} Fordelt masse

3.2 Jordskjelvlaster

Når et jordskjelv beveger jordskorpen, vil en dam utsettes for treghetskrefter som følge av den akselerasjon og retardasjon som skjelvet forårsaker i strukturen. Tregghetskraftene er lik produktet av massene i dammen ganger akselerasjon. Ved eksentrisitet mellom treghetskraftene og konstruksjonens stivhetscenter vil torsjon oppstå. Skadelige resonanseffekter kan opptre ved sammenfall mellom dammens egenfrekvens og jordskjelvetts frekvens. I tillegg vil treghetskrefter gjøre seksjoner ustabile og lokal overbelastning kan finne sted. [6]

De maksimale dimensjonerende jordskjelvrystelsene beskrives gjerne ved følgende begreper:

- Returperiode, sannsynlighet for overskridelse
- Maksimal grunnakselerasjon, PGA (*Peak ground acceleration*), i tre ortogonale retninger

Jordskjelvetts varighet vil i tillegg kunne ha betydning for mulig oppbygging av poretrykk og akkumulerte permanente deformasjoner.

Dette kapittelet presenterer gjeldende regelverk og retningslinjer for jordskjelvlaster på norske dammer. Deretter presenteres metode for beregning av dimensjonerende grunnakselerasjon og teorier for å estimere hydrodynamisk tilleggsmasse. Beskrivelsen av jordskjelvlastene avhenger i stor grad av analysemetode. Hvordan lastene beregnes er derfor presentert i henhold til metoder, som beskrevet i kapittel 3.1.

3.2.1 Gjeldende regelverk og retningslinjer

Fra 1. januar 2010 ble ny *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg* (Damsikkerhetsforskriften) gjort gjeldende, hjemlet i *Lov om vassdrag og grunnvann* (Vannressursloven). Blant annet ble krav til jordskjelvkontroll innført for første gang. Norges vassdrags- og energidirektorat, NVEs, retningslinjer er derfor under revisjon for å tilfredsstille de nye kravene. Dette gjelder også *Retningslinje for laster og dimensjonering* [25] og *Retningslinjer for betongdammer* [5] som gir grunnlag for dimensjonering, konstruksjonsmessige krav og materialkrav for betongdammer.

NVE har i brev av mars 2012 gitt følgende for jordskjelvberegning av dammer:

Flere nye norske standarder for bygg og anlegg ble innført 01.04.10 i form av Eurokoder. Ny forskrift for damsikkerhet forutsetter at dammer skal sjekkes for jordskjelv. Ny norsk jordskjelvstandard er Eurokode 8. Denne gjelder ikke for dammer. Eurokode 8 inneholder ingen spesielt tilpassede anvisninger for

dammer. NVE legger opp til at grunnlagsdata og anbefalinger i hht Eurocode 8 for bygg/anlegg vil bli lagt til grunn så langt som mulig også for dammer.

Dammer skal dimensjoneres i bruddgrense for lasttilfellet jordskjelv med 475 års retursannsynlighet som i NS-EN 1998-1. Lastfaktorer for alle inngående laster settes etter NS-EN 1990 Tabell NA.A1.3 og pkt 6.4.3.4. Materialfaktorer antas i hht NS-EN 1998 Tabell NA5(901) DCM. 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.

I 2010 trådte Eurokodene i kraft som felles europeiske standarder for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne og styrke til konstruksjonsformål [26]. Eurokode 2 omhandler prosjektering av betongkonstruksjoner [27] og Eurokode 8 med Nasjonalt tillegg omhandler prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. [28]

ICOLD

For å beskrive ulike nivå av dimensjonerende jordskjelv benytter The International Commission on Large Dams, ICOLD, følgende betegnelser [29]:

- Operating Basis Earthquake, OBE
- Maximum Design Earthquake, MDE
- Maximum Credible Earthquake, MCE

Angitte returperioder for de ulike nivåene varierer noe fra land til land og mellom ulike geologiske regioner. For OBE ligger returperiodene ofte mellom 200 og 500 år, og mellom 5000 og 10000 år for MDE. Sammenlignet med flomberegninger, kan MCE sammenlignes med påregnelig maksimal flom, PMF. [12]

Tilleggsvurderinger

Utover krav gitt i Damsikkerhetsforskriften er følgende forutsetninger normalt inkludert for beregning av jordskjelvkrefter på dammer [30]:

- Jordskjelvlast i ordinær bruddgrense kombineres med høyeste regulerte vannstand, HRV.
- Istrykk kombineres ikke med jordskjelv da det kan antas at eventuell is i magasinet vil sprekke opp.
- Fundamentert på fjell vil poretrykk forbli uendret fordi et jordskjelvs sjokkbølger antas å forplante seg raskere enn en eventuell omfordeling av poretrykket.

3.2.2 Dimensjonerende grunnakselerasjon

Rapporten *Seismic Zonation for Norway* [31] presenterer kart over PGA-verdier for Norge med returperiode på 100, 475, 1000 og 10 000 år. Resultatene er presentert med en antatt demping på fem prosent. Kartene for gjentaksintervall på 475 og 10 000 år er gjengitt i vedlegg A.

I henhold til Eurokode 8 [28] er dimensjonerende horisontal grunnakselerasjon, a_g , eller *PGA*, bestemt av ligning 3.7.

$$a_g = \gamma_l \cdot 0,8 \cdot a_{g40Hz} \quad (3.7)$$

Der:

γ_l Seismisk faktor avhengig av seismisk klasse. Dammer i konsekvensklasse tre og fire plasseres i klasse fire, som gir en seismisk faktor lik 2,0.

a_{g40Hz} Spissverdi for berggrunnens akselerasjon ved gitt returperiode. Hentes direkte som PGA-verdiene fra *Seismic Zonation for Norway* [31].

Ligning 3.8 gir forholdet mellom dimensjonerende vertikal og horisontal akselerasjon. [28]

$$a_{vg} = 0,6 \cdot a_g \quad (3.8)$$

3.2.3 Jordskjelvlaster ved kvasistatisk analyse

Ved en kvasistatisk analyse estimeres treghetskraftene fra et jordskjelv ved ekvivalente statiske krefter, opptredende gjennom en seksjon, et element eller vannets massesenter. De ekvivalente statiske kreftene i horisontal og vertikal retning er beskrevet ved ligning 3.9 og ligning 3.10. [32]

$$F_E = S_d \cdot m \quad (3.9)$$

$$F_{v,E} = S_{vd} \cdot m \quad (3.10)$$

Der:

S_d Dimensjonerende horisontal seismisk akselerasjon

S_{vd} Dimensjonerende vertikal seismisk akselerasjon

m Masse av vurdert element

Ved en kvasistatisk analyse, som beskrevet i kapittel 3.1, vil dimensjonerende grunnakselerasjon, a_g , benyttes som dimensjonerende seismisk akselerasjon. For strukturer med egenfrekvens over 33 Hz, vil dette gi et godt estimat fordi konstruksjonens respons antas å være tilnærmet stiv [19].

Dimensjonerende seismisk akselerasjon etter Eurokode 8

Metoden beskrevet i Eurokode 8 [28] for beregning av dimensjonerende seismisk akselerasjon baseres på en konstruksjons første egensvingeperiode. Systemet anses som et system med én frihetsgrad, og den dimensjonerende seismiske akselerasjonen estimeres ved dimensjonerende elastiske responsspekter. I det følgende er metoden presentert for dammer fundamentert på fjell, beskrevet i Eurokode 8 som grunntype A, for en antatt demping på fem prosent.

Det dimensjonerende spekteret av de horisontale komponentene av en seismiske påvirkning, $S_d(T)$, defineres av ligning 3.11 til ligning 3.14.

$$0 < T < T_B : S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.11)$$

$$T_B < T < T_C : S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \quad (3.12)$$

$$T_C < T < T_D : S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] > \beta a_g \quad (3.13)$$

$$T_C < T < T_D : S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] > \beta a_g \quad (3.14)$$

Der:

a_g	Dimensjonerende grunnakselerasjon for gitt plassering, presentert i kapittel 3.2.2
S	Forsterkningsfaktor avhengig av grunnforhold
T	Egensvingeperioden for et lineært system med én frihetsgrad
T_B	Nedre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon
T_C	Øvre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon
T_D	Verdi som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning

- q Konstruksjonsfaktor, tar hensyn til konstruksjonens duktilitet. Kan være forskjellige i ulike horisontale retninger. Ved liten evne til å absorbere energi kan det antas $q = 1,0$
- β Faktor for nedre grenseverdi av det dimensjonerende spekteret, lik 0,2

Det dimensjonerende spekteret av den vertikale komponenten av en seismiske påvirkning, $S_{vd}(T)$, defineres av ligning 3.11 til ligning 3.14, der dimensjonerende grunnakselerasjon i vertikal retning a_{vg} , erstatter a_g .

Tabell 3.1 presenterer verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene i horisontal og vertikal retning.

Tabell 3.1: Parametere for dimensjonerende elastiske responspektre, grunntype A

	S	T_B	T_C [s]	T_D [s]
Horisontalt responspektrum	1	0,10 s	0,25	1,5
Vertikalt responspektrum	1	0,05 s	0,20	1,2

Skal det benyttes et viskøst dempingsforhold i konstruksjonen ulikt fra fem prosent, justeres det dimensjonerende spekteret i henhold til modifikasjonsfaktoren for dempingsforholdet, η , gitt ved ligning 3.15.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (3.15)$$

Der:

- ξ Konstruksjonens viskøse dempingsforhold, uttrykt i prosent

3.2.4 Jordskjelvlaster ved dynamisk analyse

Ved en dynamisk analyse beskrives jordskjelvlasterne ved tidsserier, representative for dimensjonerende hendelse og returperiode. Akselerogrammet er en sammenstilling av grunnakselerasjoner påført konstruksjonen i små tidsintervaller. Dette kan enten være registrerte akselerogram fra faktiske hendelser, eller genererte akselerogram tilpasset dimensjonerende responspektre. [19]

For å anvende registrerte eller genererte akselerogram, forutsetter Eurokode 8 [28] at dataene som brukes anses å være representative for de seismogenetiske kjennetegnene ved kilden og for grunnforholdene på det aktuelle stedet. I tillegg skal benyttede data være skalert i forhold til dimensjonerende grunnakselerasjoner, a_g og a_{vg} , for den aktuelle sonen.

3.2.5 Hydrodynamisk tilleggsmasse

Interaksjonen mellom vann og konstruksjon er viktig for et systems dynamiske egenskaper. Utover det normale, hydrostatiske trykket, vil vannet settes i bevegelse og overføre treghetskrefter ettersom dammen reagerer på eksitasjon fra et jordskjelv.

Den medsvingende vannmassen simuleres ofte som en hydrodynamisk tilleggsmasse, varierende over dybden etter en parabolisk tilnærming. Denne forenklingen forutsetter at vannet idealiseres som en inkompressibel væske og at dammen antas stiv. Den tilstedeværende hydrodynamiske dempingen inkluderes ikke gjennom denne tilnærmingen. [19]

Platedammer har ofte en oppstrøms helning lik 5:4. Når en dam med helning akselereres i oppstrøms-nedstrøms retning vil vannet ha en tendens til å beveges langs oppstrøms flate. Dette vil redusere den horisontale hydrodynamiske tilleggsmassen.

Ved akselerasjoner i vertikal retning vil ikke vannet kunne forflyttes langs oppstrøms flate på tilsvarende måte. Det kan derfor antas at hele massen av det overliggende vannet må følge dammens bevegelser ved akselerasjoner i vertikal retning. [33]

Betydningen av hydrodynamisk tilleggsmasse i aksiell retning er vurdert, både fra forsøk presentert av Priscu et al. [8] og fra modellforsøk utført for den 80 meter høye lamelldammen Kirovsk i Russland [34]. I begge tilfeller er konklusjonen at magasinets vannstand ikke påvirker dammens dynamiske egenskaper i aksiell retning.

Nyere forskning tilknyttet hydrodynamisk tilleggsmasse og dammer med hellende oppstrøms side er blant annet presentert av Avilés og Li [35]. Denne oppgaven går ikke nærmere inn på problemstillingen.

Forenklet formelverk for beregning av hydrodynamisk tilleggsmasse er presentert i det følgende, horisontalt ved Westergaard og Zangar, og vertikalt.

Westergaard

Westergaard [36] publiserte i 1931 sin teori om hydrodynamisk tilleggsmasse på dammer med tilnærmet vertikal oppstrøms side. Den angir den horisontale hydrodynamiske tilleggsmassen, m_{wh} , ved ligning 3.16.

$$m_{wh}(y) = C_e \rho_w \sqrt{h_w \cdot y}, \quad [kg/m^2] \quad (3.16)$$

Der:

C_e	Westergaards koeffisient, gitt ved ligning 3.17
ρ_w	Vannets tetthet, lik 1000 kg/m^3
h_w	Magasinets dybde i vurdert tverrsnitt
y	Distanse fra vannets overflate

$$C_e = \frac{0,817}{\sqrt{1 - 7,75 \left(\frac{H}{1000T}\right)^2}} \approx \frac{7}{8} \quad (3.17)$$

I *Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation* [37] introduseres den hydrodynamiske trykkoeffisienten, k_e , avhengig av oppstrøms helning. For bestemmelse av k_e , benyttes figur presentert i vedlegg B.1. Ligning 3.18 presenterer den hydrodynamiske tilleggsmassen for en dam med hellende oppstrøms side ved Westergaards teori.

$$m_{wh}(y) = \frac{7}{8} k_e \rho_w \sqrt{h_w \cdot y}, \quad [kg/m^2] \quad (3.18)$$

Ved forenklete analyser vil den resulterende horisontale kraften, V_{wh} , og det opp-tredende momentet, M_{wh} , i et snitt, y , under vannets overflate være gitt av henholdsvis ligning 3.19 og ligning 3.20 [37].

$$V_{wh} = \frac{2}{3} P_w \cdot y \quad (3.19)$$

$$M_{wh} = \frac{4}{15} P_w \cdot y^2 \quad (3.20)$$

Der:

$$P_{wh} = S_d \cdot m_{wh}(y)$$

Zangar

Zangar [38] publiserte i 1952 sin teori om hydrodynamisk tilleggsmasse på dammer som en funksjon av oppstrøms helning. Den angir den horisontale hydrodynamiske tilleggsmassen, m_{wh} , for dammer med konstant oppstrøms helning ved ligning 3.21. I vedlegg B.2 er figurer for ulike trykkoeffisienter og trykkfordelingskurver presentert.

$$m_{wh}(y) = \frac{1}{2} \rho_w h_w C_m \left[\frac{y}{h_w} \left(2 - \frac{y}{h_w} \right) + \sqrt{\frac{y}{h_w} \left(2 - \frac{y}{h_w} \right)} \right], \quad [kg/m^2] \quad (3.21)$$

Der:

ρ_w	Vannets egenvekt, lik $1000kg/m^3$
h_w	Magasinets dybde i vurdert tverrsnitt
C_m	Den maksimale verdien av trykkoeffisienten, C, gitt av figur B.2a
y	Distanse fra vannets overflate

Ved forenklete analyser vil den resulterende horisontale kraften, V_{wh} , og det opp-tredende momentet, M_{wh} , i et snitt, y , under vannets overflate være gitt av henholdsvis ligning 3.22 og ligning 3.23.

$$V_{wh} = 0,726 \cdot P_{wh} \cdot y \quad (3.22)$$

$$M_{wh} = 0,299 \cdot P_{wh} \cdot y^2 \quad (3.23)$$

Vertikal hydrodynamisk tilleggsmasse

Den vertikale hydrodynamiske tilleggsmassen, m_{wv} , vil følge fordeling som hydrostatisk trykk, beskrevet ved ligning 3.24. [9]

$$m_{wv} = \rho_w h_w, \quad [kg/m^2] \quad (3.24)$$

Der:

ρ_w	Vannets egenvekt, lik $1000kg/m^3$
h_w	Vannets dybde i vurdert snitt

3.2.6 Lastkombinering

Eurokode 8 [28] gir retningslinjer for hvordan virkningen av komponentene i en seismisk påvirkning skal kombineres. Generelt forutsettes de tre ortogonale komponentene å virke samtidig, spesielt ved en dynamisk analyse der tidsserier påføres.

Ved forenklete analyser der dimensjonerende seismiske akselerasjoner benyttes i alle tre retninger, forutsettes Newmarks kombinasjonsregler benyttet. Lastvirkningen i ulike retninger, E_{Ed} , kombineres som presentert i tabell 3.2.

Tabell 3.2: Newmarks kombinasjonsregler for seismisk lastvirkning i ulike retninger [28].

To dimensjoner	Tre dimensjoner
$\pm E_{Edx} \pm 0, 30E_{Edy}$	$\pm E_{Edx} \pm 0, 30E_{Edy} \pm 0, 30E_{Edz}$
$\pm 0, 30E_{Edx} \pm E_{Edy}$	$\pm 0, 30E_{Edx} \pm E_{Edy} \pm 0, 30E_{Edy}$
	$\pm 0, 30E_{Edx} \pm 0, 30E_{Edy} \pm E_{Edy}$

Kapittel 4

Numerisk modell

For å analysere norske platedammers dynamiske egenskaper, respons og sikkerhet i forbindelse med jordskjelv er en numerisk modell etablert og analysert som beskrevet i dette kapitlet. Alternativer til numerisk modellering kunne vært fysiske modellforsøk på vibrasjonsbord og vibrasjonstester av virkelige dammer.

Dynamiske analyser er utført ved tidshistorie. I dynamiske analyser ved responspekter presenteres respons som for et system med én frihetsgrad. Forståelse av den totale responsen vil dermed begrenses.

Programvaren Abaqus 6.12-1 [39] er benyttet, med Abaqus/Standard for utførte dynamiske analyser. Abaqus er en programvare utviklet for elementmetodeberegninger. Programmet er valgt fremfor alternativer, for eksempel Ansys, på grunn av tilgjengelighet og benyttelse av fagpersoner ved relevante institutt på NTNU.

På bakgrunn av generelle trekk ved norske platedammer, samt grunnlagsmateriale og befaringer ved dam Håen og Storfossdammen, presentert i vedlegg C, er følgende to numeriske modeller etablert:

Modell A 12 meter høy

Modell B 25 meter høy

For vurderinger knyttet til varierende damhøyde, vannstand i magasinet og sideveis avstivning, er hver modell analysert ved følgende tre beregningstilfeller:

Beregningstilfelle 1 Uten vann

Beregningstilfelle 2 Vannstand i HRV

Beregningstilfelle 3 Vannstand i HRV og sideveis avstivning

På grunn av gjennomførbarhet er det forutsatt lineær elastisk oppførsel. I tillegg er komponenter modellert med skallelementer. Dette vil gi et første innblikk i platedammers dynamiske egenskaper og sikkerhet.

4.1 Utforming

Modell A og modell B representerer typiske seksjoner i norske platedammer med ulik høyde. Dette kapitlet beskriver utformingen av de to numeriske modellene basert på betydningen av forskjellige konstruksjonsmessige detaljer i en seismisk sammenheng.

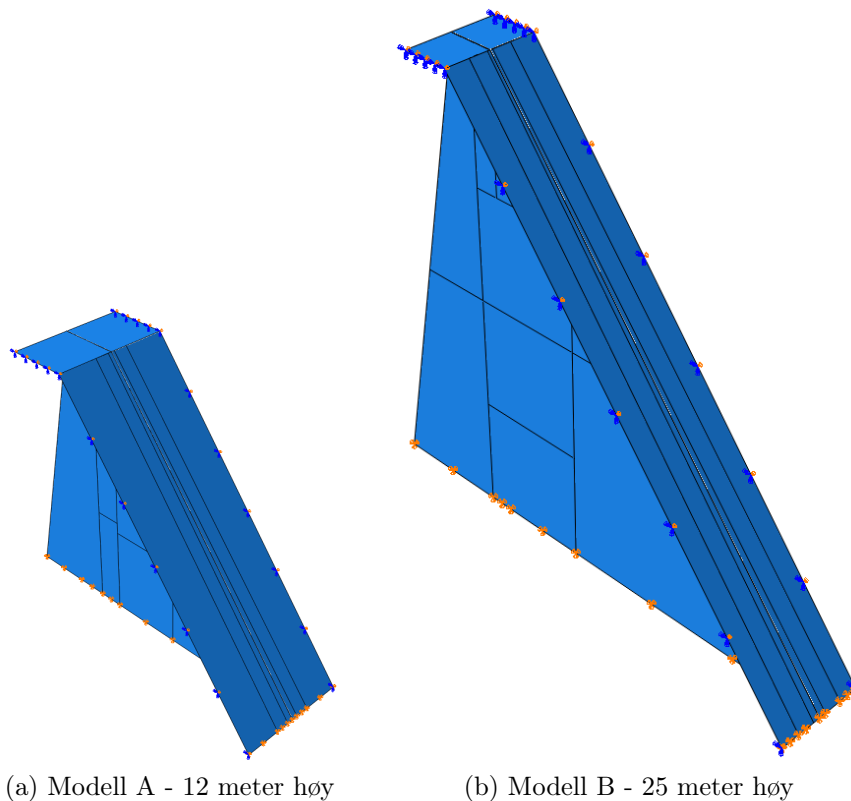
4.1.1 Geometri

Den overordnede geometrien er presentert i det følgende:

Høyde - Modell A	12 meter
Høyde - Modell B	25 meter
Pilaravstand	5 meter
Oppstrøms helning	5:4
Nedstrøms helning, pilar	5:1
Bredde - overløp	2,5 m

Modellene beskriver en seksjon med kontinuerlig plate over pilar. Damplate og overløpsplate er utført til feltmidte på hver side av pilar. Forskyvning av platen i aksiell retning relativt til fundament og rotasjon om platens rand er forhindret ved benyttelse av symmetriopplager i aksiell retning. Fordi deformasjon ut av platens plan og oppbygging av moment tillates, medfører dette en god tilnærming til virkeligheten ved statisk belastning. Dammens akse anses å være plassert fra platens øvre kant.

De to modellenes overordnede geometri er presentert i figur 4.1.



Figur 4.1: Overordnet geometri av etablerte modeller.

Platedammens hovedkomponenter er modellert med skallelementer med følgende dimensjoner:

Pilar	Lineært økende med 20 mm/m fra $t_{Pilar} = 300\text{ mm}$ ved damkrone
Plate	Lineært økende med 20 mm/m fra $t_{Plate} = 300\text{ mm}$ ved damkrone
Vute	Inkludert som egen funksjon i platedimensjon Modell A og B: Tilnærmet etter figur C.3 og figur C.13
Overløpsplate	Konstant tykkelse, $t = 350\text{ mm}$

Eventuelle utsparinger i pilarene og gangbaner langs dammens akse er ikke modellert. Større utsparinger vil kunne endre pilarens dynamiske egenskaper og føre til spenningskonsentrasjoner. Gangbaner bidrar i liten grad til dammens masse eller stivhet.

4.1.2 Forbindelser og fundamentering

Opplagerbetingelser og forbindelser mellom komponentene internt i konstruksjonen vil ha betydning for dammens dynamiske egenskaper, og dermed innvirkning på resultater fra en analyse. Eksempelvis vil forskjellen på en leddet forbindelse eller en fast innspenning i varierende grad endre en komponents stivhet og spenningsfordeling.

Forbindelser internt i konstruksjonen

Figur C.3 og figur C.13 viser hvordan overgangen mellom plate og pilar i de studerte dammene er utført på nedstrøms side av vute. Forbindelsen er utført ved fortanning og påsmurt asfaltemulsjon for å tillate temperaturutvidelser.

Ved vannstand i HRV vil forbindelsen være utsatt for trykkrefter. Denne normalkraften vil øke friksjonskreftene mellom komponentene. I tillegg vil fortanning hindre utglidning i aksial retning. Den relative forskyvningen mellom plate og pilar antas derfor å være lav. Samtidig vil forbindelsen i liten grad hindre rotasjoner og er derfor modellert som en leddet forbindelse. Komponentene fastholdes dermed mot relativ forskyvning i alle retninger og rotasjon tillates. I beregnings-tilfelle 1, der vann i magasinet ikke er tilstedeværende, vil denne forbindelsen i tillegg forhindre eventuell løfting av komponenter i den numeriske modellen ved utførte analyser.

Overløpsplatene i de studerte dammene er utført fritt opplagt mot plate og pilarer. I den numeriske modellen er overløpsplaten derfor utført ved leddet forbindelse mot både pilar og plate.

Fundamentering

Interaksjonen mellom dam og fundament er et komplekst system som for plate-dammer vil avhenge av hvilken retning som vurderes. Fjell må antas å tillate små rotasjoner ved åpning og lukking av sprekker og riss eller elastiske bevegelser i fjellmassene. Avhengig av utført innspenning, vil fundamentets stivhet kunne ha stor effekt på rotasjonene i pilarens fot og dermed stor innflytelse på dammens dynamiske egenskaper. [23] [33]

Pilaren i norske platedammer er typisk fundamentert på fjell uten overføring av armering, som vist i figur C.4 og figur C.14. Damplaten er fundamentert i en betongblokk, sprengt i fjell. Denne opplagringen vil til et visst nivå kunne redusere feltmomentet i platen. En fast innspenning forventes likevel ikke å påvirke spenningsnivået i platen over en høyde tilsvarende halve platebredden fra nedre kant [6].

Fordi norske platedammer på generelt grunnlag kan sies å være fundamentert på godt fjell er fundamentets egenskaper idealisert som masseløst med stor stivhet sett i forhold til dammen. Ved seismiske rystelser er det samtidig forventet at forbindelser til fundamentet raskt vil sprekke og tillate rotasjoner. Både pilar og platens forbindelse til fundamentet er derfor modellert ved leddet forbindelse som tillater rotasjoner men er fastholdt mot bevegelse i alle retninger.

I henhold til Priscu et al. [8] vil dette representere en noe stivere respons enn realistisk i oppstrøms-nedstrøms retning. I tillegg er fundamentets evne til å absorbere energi ikke inkludert.

4.1.3 Sideveis avstivning

Utover oppstrøms damplate, vil komponenter som tilfører sideveis avstivning ved norske platedammer kunne være avstivningsbjelker og isolasjonsvegg.

Isolasjonsvegg

Isolasjonsvegger er utført plasstøpt eller ved prefabrikkerte elementer. Uavhengig av utførelse er hovedfunksjonen å redusere temperaturgradienten gjennom damp-laten. Figur C.5 viser utførelsen av isolasjonsveggen i dam Håen med en dimensjon, $t = 120mm$.

På grunn av lav andel armering og betongkvalitet kan det forventes at veggen har en begrenset kapasitet til å overføre krefter. Det er dessuten usikkert om veggens kontakt med pilaren aktiveres før en eventuell deformasjon av pilaren i aksial retning. Dammens egenfrekvens og respons fra et jordskjelv vil dermed i liten grad påvirkes.

Avstivningsbjelker

Som vist i figur C.8 og figur C.15 er avstivningsbjelkene i dam Håen og Storfosdammen utført som fritt opplagt eller med begrenset overføring av armering. Dimensjonene på bjelkene i begge dammene er $400mm \cdot 400mm$.

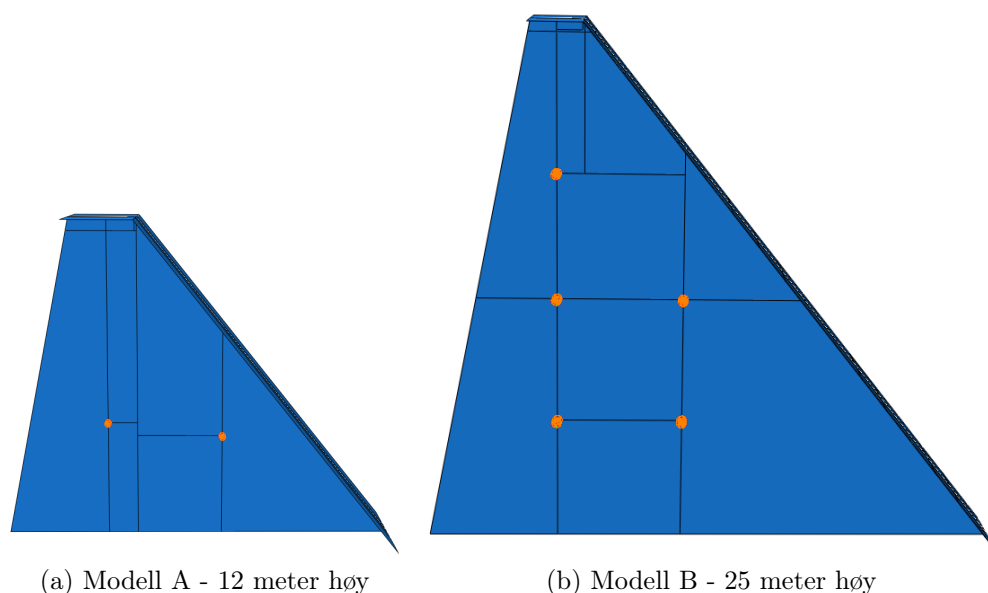
Ved fri opplagring av bjelkene eller antatt tidlig oppsprekking av betong, forventes bjelkene kun å overføre trykkrefter i retning av avstivningsbjelkenes akse. Forbindelsen mellom pilar og avstivningsbjelker vil dermed ikke overføre strekk, skjær eller moment.

Utført sideveis avstivning

Avstivningsbjelker og isolasjonsvegger er i varierende grad tilstedeværende ved norske platedammer. På grunn av usikkerheten knyttet til isolasjonsveggenes faktiske bidrag i en seismisk sammenheng, er effekten av sideveis avstivning på platedammer undersøkt ved avstivningsbjelker.

Avstivningsbjelkene er modellert ved masseløse elastiske fjærer som sikrer den avstivende effekten ved relativ forskyvning mellom pilar og fundament i aksial retning. Bjelkenes masse er ikke inkludert da de vil utgjøre et lite bidrag til konstruksjonens totale masse.

I modell A og modell B er avstivningsbjelkene plassert som henholdsvis i dam Håen og Storfosdammen. Figur 4.2 viser antall og plassering av de modellerte avstivningsbjelkene.



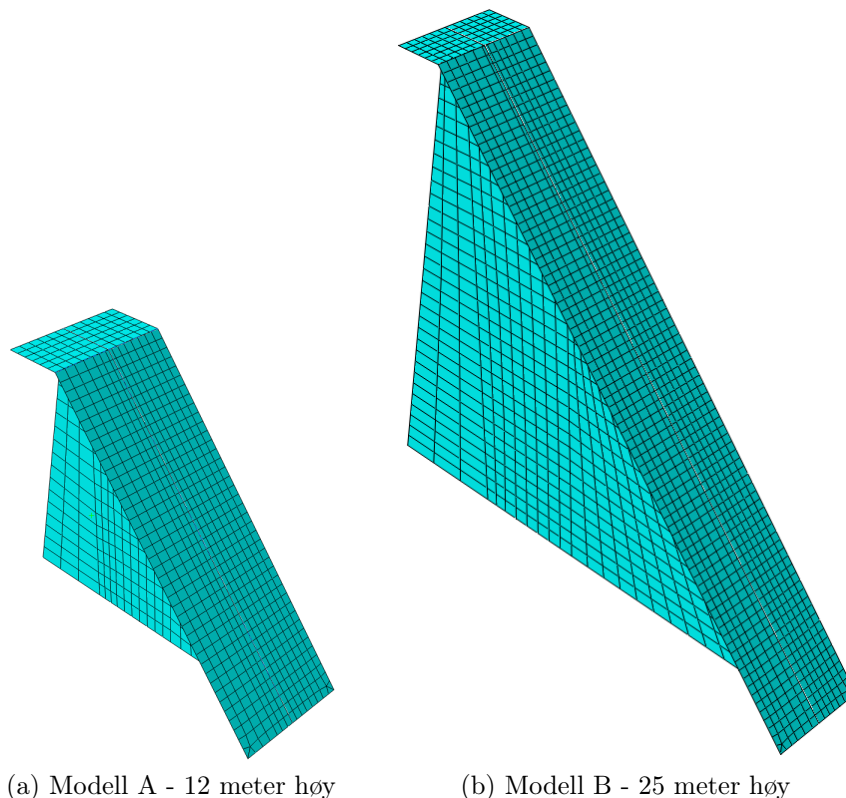
Figur 4.2: Plassering av avstivningsbjelker, markert ved oransje symbol.

4.1.4 Elementnett

Modellenes komponenter er partisjonert i henhold til beskrevet geometri og for å etablere noder i avstivningsbjelkenes innfestingspunkt. Et mest mulig strukturert elementnett ble deretter generert, hovedsakelig ved firkantede elementer. Trekantelementer er enklere å tilpasse komplisert geometri, men er mindre stabile numerisk og kan gi mindre nøyaktige løsninger på høyere ordens problemer [16].

For å oppnå mest mulig korrekte egenskaper og et detaljert spenningsbilde i konstruksjonen er det viktig å etablere et tilstrekkelig fint elementnett. Et for grovt elementnett kan for eksempel ved høyere frekvenser føre til feilaktige svingemoder. Samtidig vil et for fint elementnett føre til omfattende numeriske beregninger. [16]

Figur 4.3 presenterer det genererte elementnettet for begge modellene.



Figur 4.3: Generert elementnett.

Presentert for beregningstilfelle 2, består modellene totalt av:

Modell A	1362 elementer
	1494 noder
	17928 variabler totalt
Modell B	2676 elementer
	2863 noder
	34356 variabler totalt

4.2 Anvendte laster

På bakgrunn av presenterte belastninger og gjeldende regelverk og retningslinjer er de anvendte lastene presentert i dette kapitlet. Størrelse og virkemåte for de statiske lastene og jordskjelvlasterne inkludert hydrodynamisk tilleggsmasse er beskrevet.

4.2.1 Statiske laster

Følgende statiske laster er anvendt, uten benyttelse av lastfaktorer:

Gravitasjon	Virkende på dammens komponenter, $g = 9,81m/s^2$
Vanntrykk	Virkende vinkelrett på oppstrøms damplate, lineært økende med dybden for en tetthet av vann, $\rho_w = 1000 kg/m^3$

Oppdrift under damplaten og sedimentlast er ikke inkludert. Dette er gjort på grunn av modellens fastholding mot fundament og usikkerhet knyttet til mengde sedimenter ved norske damanlegg. I tillegg er en eventuell nedstrøms vannstand neglisjert. Det må bemerkes at tilstedeværende sedimenter vil kunne øke treghetskreftene i systemet.

Følgende laster er i tillegg utelukket på grunn av et seismisk hendelsesforløps korte varighet:

- Temperaturvariasjoner
- Bølgekrefter

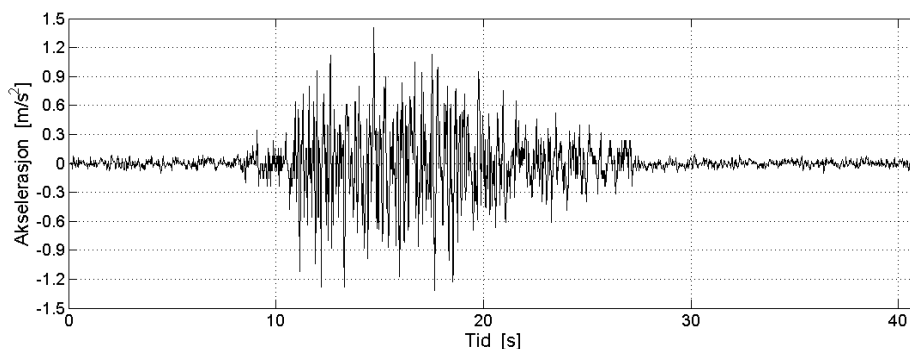
4.2.2 Jordskjelvlaster

For vurdering av norske platedammers sikkerhet mot jordskjelv er den største dimensjonerende grunnakselerasjonen på fastlands-Norge benyttet. Denne er angitt i tabell 4.1 i henhold til kapittel 3.2.2 for returperioder på 475 og 10 000 år.

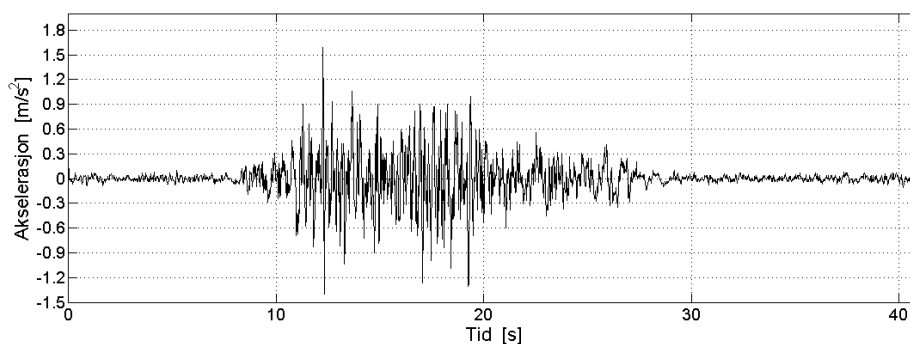
Tabell 4.1: Maksimal dimensjonerende grunnakselerasjon for fastlandsnorge ved ulike returperioder.

Returperiode	475 år	10 000 år
a_{g40Hz}	$1,0m/s^2$ $0,1g$	$3,3m/s^2$ $0,33g$
a_g	$1,6m/s^2$ $0,16g$	$5,28m/s^2$ $0,54g$
a_{vg}	$0,96m/s^2$ $0,01g$	$3,17m/s^2$ $0,32g$

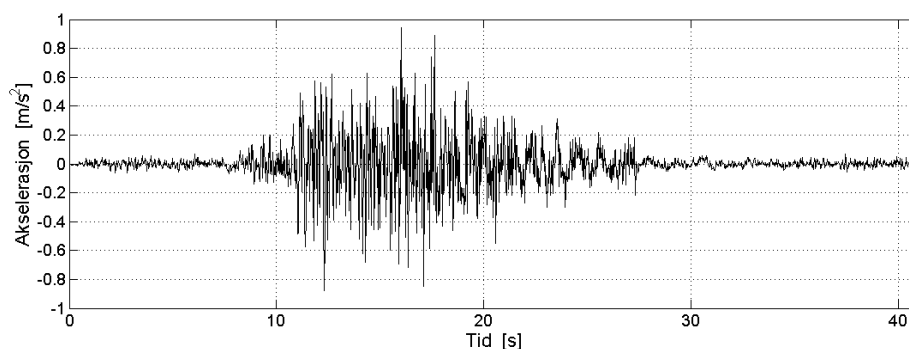
Jordskjelvlastene er representert ved tidsserier, som presentert i figur 4.4. De er generert fra norske seismiske forhold og tilpasset spekteret for grunntype A i Eurokode 8 med fem prosent demping. Tidsseriene er benyttet i kombinasjon med hverandre og skalert for en returperiode på 475 år i henhold til tabell 4.1. Lokale effekter, for eksempel på grunn av trange dalfører, er ikke hensyntatt.



(a) Horisontalt spekter, påført i oppstrøms-nedstrøms retning



(b) Horisontalt spekter, påført i aksial retning



(c) Vertikalt spekter

Figur 4.4: Anvendte tidsserier.*

Påføring av seismiske laster

Fordi kun én damseksjon er modellert vil modellen ikke kunne representere systemets treghet, spesielt i aksial retning. Jordskjelvets bølgelengde forutsettes å være mye større enn dammens dimensjoner, og komponentenes stivhet antas å være urealistisk høy i aksial retning. De presenterte tidsseriene er påført modellen i ulike retninger som beskrevet i det følgende:

Oppstrøms-nedstrøms Langs pilar og plates fundament

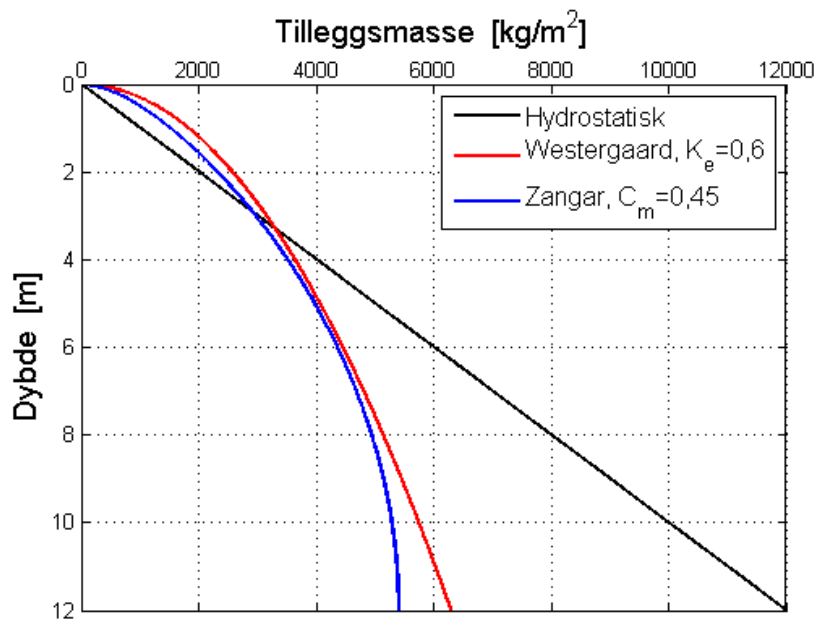
Aksielt Langs pilar og plates fundament og langs modellens render i aksial retning; langs damplate og overløpsplate

Vertikalt Langs pilar og plates fundament

4.2.3 Hydrodynamisk tilleggs masse

De presenterte teoriene for hydrodynamisk tilleggs masse i kapittel 3.2.5 er sammenlignet i figur 4.5, beregnet for modell A. Den horisontale hydrodynamiske tilleggs massen er beregnet både ved Westergaards og Zangars teorier og er sammenlignet med den hydrostatiske fordelingen.

*Meddelt av Amir M. Kaynia, NTNU og NGI



Figur 4.5: Sammenligning av teorier for hydrodynamisk tilleggsmasse, Modell A.

De to presenterte teoriene viser et godt samsvar. Spesielt utviklet med tanke på varierende oppstrøms helning, er Zangars metode benyttet i det videre arbeidet.

Hydrodynamisk tilleggsmasse er en tilnærming til den medsvingende vannmassen som vil variere avhengig av vertikale og horisontale akselerasjoner. Den vertikale og horisontale hydrodynamiske tilleggsmassen er derfor dekomponert vinkelrett på og parallelt med damplatenes helning. Den benyttede hydrodynamiske tilleggsmassen, virkende vinkelrett på damplaten, er derfor beregnet ved ligning 4.1.

$$m_w(y) = \cos\theta * m_{wh} + \sin\theta * m_{wv} \quad (4.1)$$

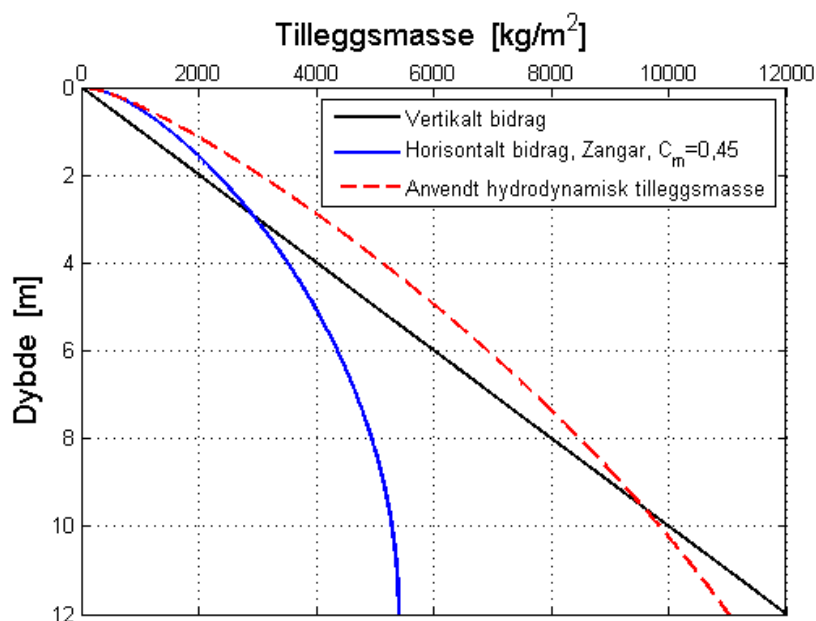
Der:

θ Vinkel mellom oppstrøms helning og vertikalen, for vanlige platedam-
mer; $\theta = \tan^{-1}\frac{4}{5}$

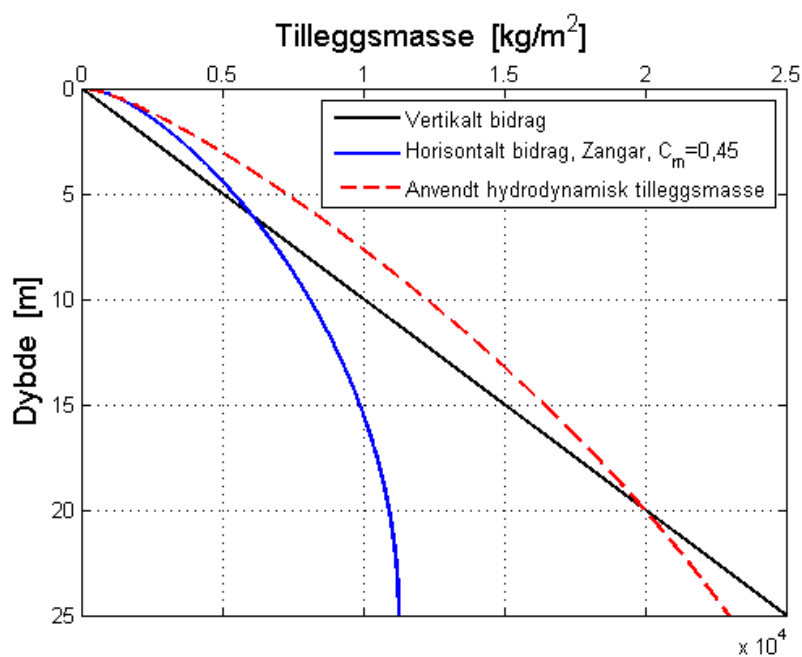
m_{wh} Hydrodynamisk tilleggsmasse i horisontal retning etter Zangars teori

m_{wv} Hydrodynamisk tilleggsmasse i vertikal retning etter ligning 3.24

Den anvendte fordelingen av hydrodynamisk tilleggs masse er presentert i figur 4.6.



(a) Modell A - 12 meter høy

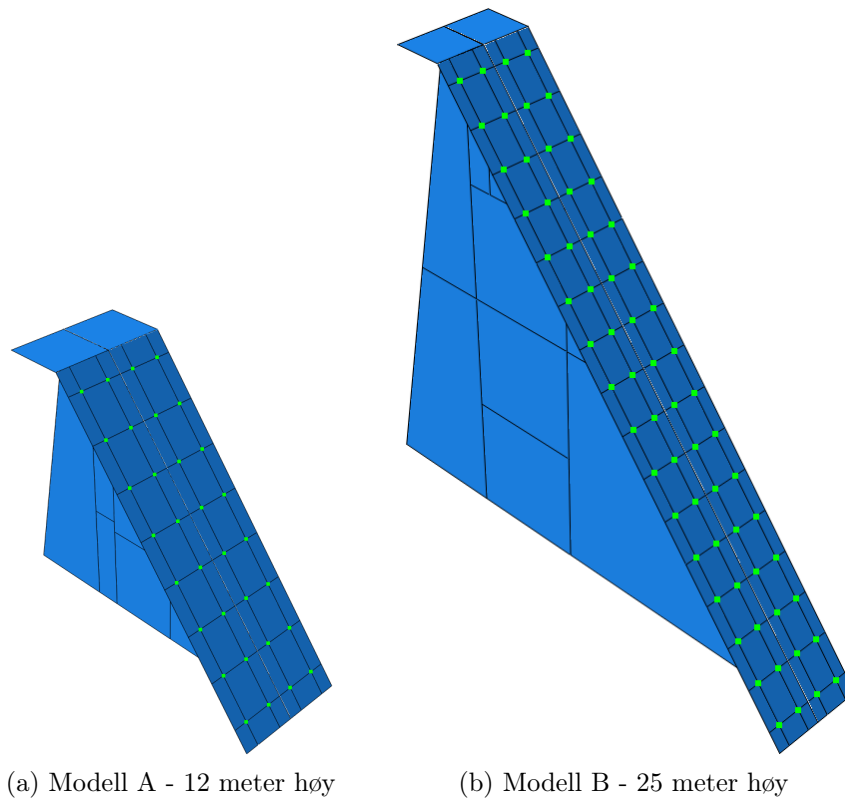


(b) Modell B - 12 meter høy

Figur 4.6: Påført hydrodynamisk tilleggs masse, dekomponert fra horisontalt og vertikalt bidrag.

Påføring av hydrodynamisk tilleggsmasse

Den hydrodynamiske tilleggsmassen er modellert som punktmasser på oppstrøms damplate. Fordelingen er presentert i figur 4.7. Punktmassene er virkende vinkelrett på platen. Den ønskede effekten oppnås dermed ved seismisk akselerasjon i oppstrøms-nedstrøms eller vertikal retning, samtidig som akselerasjon i aksiell retning vil være uten innvirkning.



Figur 4.7: Fordeling av hydrodynamiske punktmasser, presentert ved grønne ikon.

4.2.4 Lastimplementering

Avhengig av utført analyse er de anvendte lastene påført modellen ved følgende to lasttilfeller, der hvert steg beskriver rekkefølgen av påførte laster:

Lasttilfelle 1	Steg 1	Gravitasjon
	Steg 2	Jordskjelvlaster
Lasttilfelle 2	Steg 0	Hydrodynamisk tilleggsmasse
	Steg 1	Gravitasjon
	Steg 2	Vanntrykk
	Steg 3	Jordskjelvlaster

4.3 Materialelegenskaper og demping

Dette kapitlet presenterer de modellerte materialeegenskapene og demping i den numeriske modellen.

4.3.1 Materialelegenskaper

Den numeriske modellen er utført som lineær elastisk, modellert med et isotropt materiale med betongens elastiske egenskaper og densitet. Følgende forhold er dermed ikke inkludert i analysen [18]:

- Armering
- Betongens varierende dynamiske egenskaper
- Støpeskjøter
- Tilstedeværende riss og sprekker
- Oppsprekking under seismisk belastning

Betongens initiale spenninger fra bygging neglisjeres. De er vanskelige å estimere og antas i tillegg å være neglisjerbare sammenlignet med anvendte laster.

Det er tatt utgangspunkt i betongkvalitet som benyttet i den eldste dammen, dam Håen. Den oppgitte betongkvaliteten, B300, tilsvarer en terningsfasthet på $300\text{kp}/\text{cm}^2 \approx 30\text{N}/\text{mm}^2$ [40]. Dette tilsvarer egenskaper for fasthetsklasse B25 i

Eurokode 2 [27]. Betongen er derfor modellert med egenskaper som presentert i tabell 4.2.

Tabell 4.2: Modellerte elastiske materialegenskaper og densitet.

Young's modul	E_{cm}	31	GPa
Poisson's tall	ν	0,2	-
Densitet - Plate	ρ_{Plate}	2550	kg/m^3
Densitet - Pilar og annet	ρ_{Annet}	2450	kg/m^3

Avstivningsbjelker

Modellert som elastiske fjærer, er avstivningsbjelkenes fjærstivhet, k , beregnet ved ligning 4.2. Bjelkenes dimensjoner er benyttet som for dam Håen og Storfosdammen.

$$F = k \cdot x \rightarrow \frac{EA}{L} \cdot \Delta L$$

$$k = \frac{E_{cm}A}{L} = \frac{31 \cdot 10^3 MPa \cdot (400mm \cdot 400mm)}{5000mm} = 9,92 \cdot 10^8 N/m \quad (4.2)$$

Virkende både i strekk og trykk, er fjærer kun modellert på en side av pilaren. De vil dermed samtidig simulere avstivningsbjelke på hver side av en pilar.

4.3.2 Damping

Damping i konstruksjonen er modellert ved viskøs rayleighdamping, integrert i betongens materialegenskaper og i de hydrodynamiske punktmassene. Den stivhetsproporsjonale dempingen fra avstivningsbjelkene kan ikke integreres i parameterne for rayleighdamping. Separate dempere er ikke modellert.

Interaksjon mellom dammens komponenter, spesielt friksjon mellom pilar og dampplate, vil føre til at energi absorberes. Den numeriske modellen er i tillegg utført ved hydrodynamisk tilleggs masse og stivt fundament. Det er derfor viktig å ta hensyn til damping i fundament og hydrodynamisk damping ved utvelgelse av konstruksjonens dempingsforhold.

Chopra og Wang [41] konkluderer med at dempingsforhold for det totale systemet mellom dam, vann og fundament er lavere enn tidligere antatt, ned mot to til fem prosent.

Et dempingsforhold på fem prosent vil representere omfattende oppsprekking i en betongkonstruksjon. Fordi modellen representerer betongens elastiske oppførsel, er det benyttet et dempingsforhold på to prosent. Det bør bemerkes at et økt dempingsforhold vil redusere systemets respons.

Ved benyttelse av rayleighdemping søkes riktig dempingsnivå oppnådd for to viktige svingemoder. På bakgrunn av resultatene fra den utførte frekvensanalysen, beskrevet i kapittel 5.1, er svingemodene som representerer størst bidrag i aksial og oppstrøms-nedstrøms retning benyttet. Resulterende kombinasjonskoeffisienter og forholdet mellom systemets totale demping og stivhets- og masseproporsjonale demping for alle analyserte beregningstilfeller er presentert i vedlegg D.

4.4 Forsøksstrategi

På bakgrunn av eksisterende litteratur konkluderes det i prosjektoppgaven *Platedammer og Jordskjelv* [1] med at seismiske bevegelser må tas hensyn til i flere retninger på grunn av platedammens geometri. Spesielt på grunn av strukturens slankhet er platedammer sårbare for belastning i aksial retning. Lastfordeling og samvirke mellom de forskjellige komponentene gjør at styrke og stabilitet av enkeltkomponenter kan være mer kritisk enn global stabilitet av dammen. Dette fører til at mange mulige bruddmekanismer må vurderes.

Følgende numeriske analyser er derfor utført for å vurdere platedammens varierende dynamiske egenskaper, i tillegg til globale respons og virkning på dammens komponenter gjennom en seismisk hendelse:

- Frekvensanalyse av hvert beregningstilfelles ti første svingemoder.
- Dynamisk analyse ved tidshistorie. Utført ved implisitt integrasjon.

Variierende vannstand i magasinet representeres ved forskjellen mellom beregningstilfelle 1 og beregningstilfelle 2. Betydningen av sideveis avstivning representeres ved forskjellen mellom beregningstilfelle 2 og beregningstilfelle 3. Forskjellen i damhøyde mellom modell A og modell B analyseres derfor ved alle beregningstilfeller.

En situasjon med vannstand lavere enn HRV er ikke analysert.

4.4.1 Kapasitet av komponenter

Ved dynamiske laster kan betongens strekkapasitet spille en vesentlig rolle for dammens stabilitet. Raphael [42] anbefaler at verdier for betongens strekkfasthet økes med 50 prosent ved dynamisk belastning.

På bakgrunn av modellerte materialegenskaper, presentert i kapittel 4.3.1, og Eurokode 2 [27] er betongens dimensjonerende fasthet, presentert i tabell 4.3, benyttet ved vurdering av platedammens kapasitet.

Tabell 4.3: Benyttet betongkapasitet.

Trykkfasthet	f_{ck}	30	MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	17	MPa
Strekkfasthet	$f_{ctk,0,05}$	1,8	MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{ctd}	1,0	MPa
Dim. dynamisk strekkfasthet	$f_{ctd,dyn}$	1,5	MPa

Neville [43] beskriver hvordan betongens styrke utvikles med tiden. Sammenlignet med den dimensjonerende fastheten, gitt ved en 28 dager gammel betong, vil både strekk- og trykkfastheten øke med tiden. Betongens trykkfasthet vil øke mer enn strekkfastheten.

Plate og pilar

Fordi det er utført en lineær elastisk analyse er opptredende strekkspenninger sammenlignet med betongens dimensjonerende dynamiske strekkfasthet, $f_{ctd,dyn} = 1,5 MPa$. Ved overskridelse av betongens strekkapasitet, vil oppsprekking inntreffe og eventuelt tilstedeværende armering aktiveres.

Avstivningsbjelker

Avstivningsbjelkenes kapasitet er kontrollert ved forenklete beregninger for knekning og trykkapasitet, presentert i vedlegg E. Som presentert i tabell 4.4 vil bjelkenes trykkapasitet være dimensjonerende.

Tabell 4.4: Avstivningsbjelkenes kapasitet.

P [kN]	
Knekning	26100
Trykk	2700

4.5 Validering av numerisk modell

De numeriske modellenes statiske krefter, dempingsnivå og energinivå gjennom den dynamiske analysen er undersøkt for å kontrollere den numeriske modellens gyldighet og om oppnådde resultater vil være i riktig størrelsesorden.

Statiske krefter

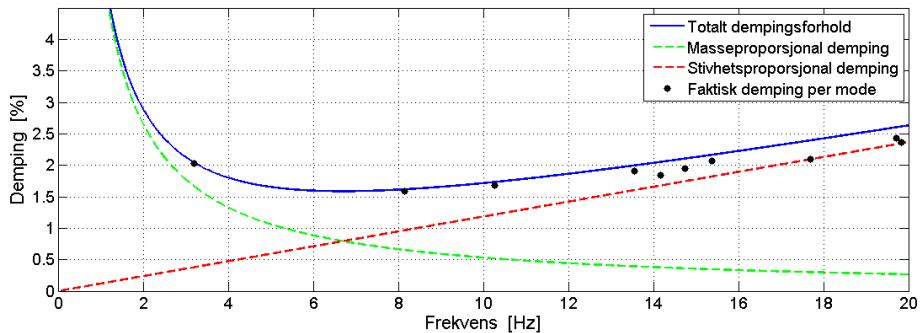
Fundamentets reaksjonskrefter fra statisk belastning beskriver modellenes normal-situasjonen. I tabell 4.5 er reaksjonskrefter fra statisk belastning i vertikal retning, F_V , og i oppstrøms-nedstrøms retning, F_H , fra den numeriske modellen sammenlignet med utførte håndberegninger. Beregningene er basert på forenklet geometri som beskrevet i kapittel 4.1, og vutenes volum er ikke hensyntatt. Kraftene fra den numeriske modellen og de beregnede kreftene viser godt samsvar.

Tabell 4.5: Sammenligning av reaksjonskrefter fra statisk belastning, [kN].

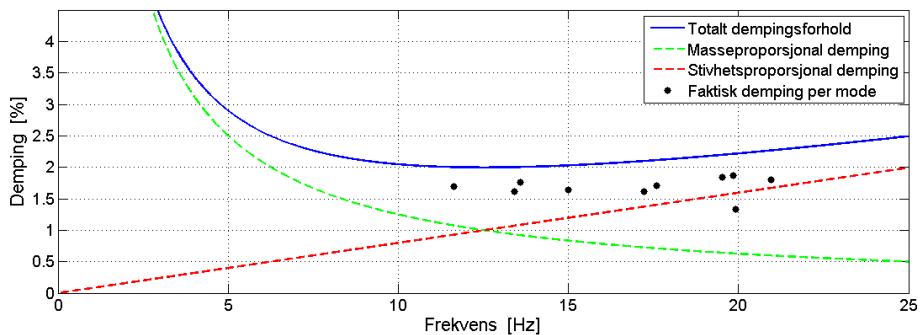
Modell	Last	Retning	Fra modell	Beregnet
A	Gravitasjon	F_H	0	0
		F_V	2220	2020
	Gravitasjon og hydrostatisk last	F_H	3530	3530
		F_V	5050	4850
B	Gravitasjon	F_H	0	0
		F_V	8510	7880
	Gravitasjon og hydrostatisk last	F_H	15330	15330
		F_V	20760	20140

Dempingsnivå

Ved en kompleks frekvensanalyse i Abaqus er det faktiske dempingsforholdet i den numeriske modellen ved hver svingemode kontrollert. Figur 4.8 viser fordelingen av total rayleighdemping, sammenlignet med det faktiske dempingsforholdet for modell B, beregningstilfelle 2 og beregningstilfelle 3. Sammenligning er presentert for alle analyserte beregningstilfeller i vedlegg D.



(a) Beregningstilfelle 2



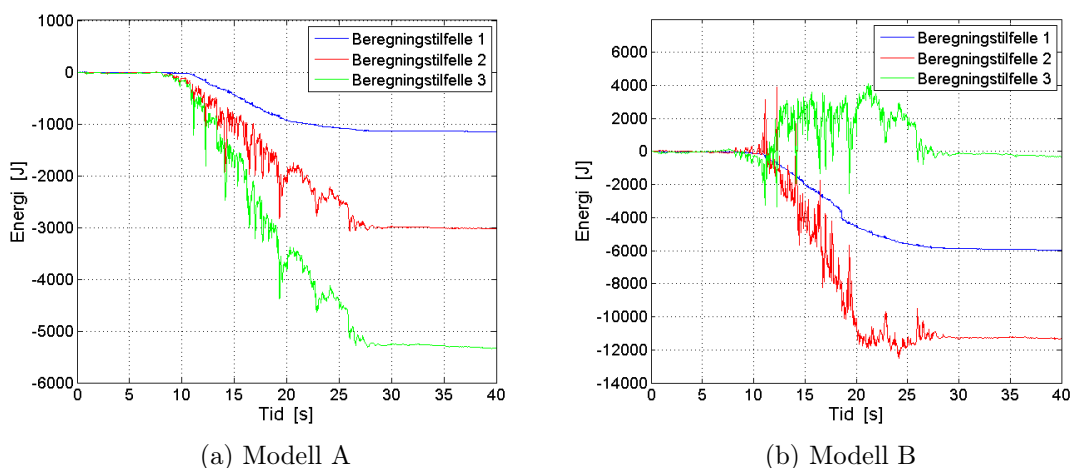
(b) Beregningstilfelle 3

Figur 4.8: Sammenligning av dempingsforhold mot effektiv damping per svingemode for modell B.

Ved de to utvalgte svingemodene viser den modellerte rayleighdempingen godt samsvar med det faktiske dempingsforholdet i begge modellene ved beregningstilfelle 1 og beregningstilfelle 2. Som tidligere omtalt er den stivhetsproporsjonale damping fra avstivningsbjelkene ikke modellert. I begge modellene ligger det faktiske dempingsforholdet derfor lavere enn antatt ved beregningstilfelle 3.

Energinivå

En numerisk modell vi gi en stabil løsning hvis modellens energinivå er tilnærmet konstant. Figur 4.9 viser den totale energien i begge modellene gjennom den dynamiske analysen ved benyttet dempningsnivå.



Figur 4.9: Total energi gjennom dynamisk analyse.

Gjennom et jordskjelv introduseres energi til et system ved påførte akselerasjoner. Den totale energien i modellene endres i tidsrommet der jordskjelvets akselerasjoner, presentert i figur 4.4, viser store utslag. Deretter stabiliseres den totale energien i systemet på et konstant nivå.

4.6 Begrensninger

Ved numeriske beregninger generelt vil det eksistere flere mulige feilkilder. I følge ERCOFTAC [44] vil følgende forhold i varierende grad påvirke nøyaktigheten i resultatene:

- Modelleringsfeil, der idealiseringer og forenklinger ikke representerer det studerte fenomenet
- Feil i den numeriske tilnærmingen
- Feil på grunn av ufullstendig konvergens
- Avrundingsfeil, der datamaskinen kun opererer med et gitt antall siffer
- Feil i randbetingelser og inputdata

- Menneskelige feil på grunn av uerfarne brukere
- Feil i programvaren

Det vil være vanskelig å kontrollere i hvor stor grad nevnte feilkilder har påvirket resultatene. Det er likevel sannsynlig at de i større eller mindre grad har påvirket resultatene. Idealiseringer og forenklinger i det utførte arbeidet som er vurdert til å ha direkte innvirkning på resultatet er kommentert i det følgende.

Utforming

Den modellerte utformingen beskriver en enkelt seksjon i en platedam med kontinuerlig plate over pilar. Dette er en forenkling av dammens geometri som har medført at flere antagelser må gjøres. For eksempel i forbindelse med interaksjon mellom sideliggende seksjoner gjennom fundament og damplate, på grunn av varierende damhøyde, redusert stivhet som følge av plateskjøt i momentnullpunkt og generering av treghetskrefter i aksial retning.

Anvendte laster

De benyttede tidsseriene beskriver et mulig utfall av en seismisk hendelse. Dette vil beskrive typisk respons fra et jordskjelv. Samtidig vil andre tidsserier kunne gi en ulik respons. Benyttelse av flere tidsserier kan derfor gi grunnlag for å danne et mer fullstendig bilde av konstruksjonens respons og sikkerhet i forbindelse med jordskjelv generelt.

Dynamiske egenskaper

Den utførte modelleringen er basert på antagelsen om et lineært elastisk materiale. Platedammer er utført ved armert betong og har dermed ulike egenskaper i strekk og i trykk. Lineær oppførsel kan være gjeldende når utsatt for trykk samtidig som en ikke-lineær oppførsel inntreer selv ved mindre strekkbelastning.

ICOLDs Bulletin 120 [45] beskriver observasjoner av en konstruksjons strukturelle oppførsel i det lineært elastiske området som gjeldende når utsatt for mindre vibrasjoner, for eksempel ved mindre seismiske hendelser. Samtidig vil resultater fra en lineær elastisk analyse ikke være direkte overførbar når konstruksjonen forventes å bli utsatt for tøyninger ut av lineært område, for eksempel ved sterke seismiske rystelser.

Samtidig vil materialers egenskaper endres ved dynamisk belastning. For eksempel beskriver Shleiss [32] en tilnærming til betongens dynamiske elastisitetsmodul ved ligning 4.3.

$$E_d = 1,25 \cdot E_s \quad (4.3)$$

En dams seismiske respons og dynamiske egenskaper vil avhenge av den komplekse tredimensjonale interaksjonen mellom damkropp, vannet i magasinet og fundament. På samme måte som ved sterke seismiske rystelser, vil denne interaksjonen best kunne beskrives ved ikke-lineær analyse.

Systemets dempingsnivå er i tillegg i stor grad påvirket av denne interaksjonen. Det benyttede nivået er valgt på bakgrunn av ulike antagelser for å representere mekanismene i konstruksjonen som absorberer energi. Det faktiske dempingsnivået i en platedam vil bare kunne bekreftes ved vibrasjonstester av virkelige dammer.

For å kunne bekrefte inputparametere til en dynamisk analyse av et komplekst system, vil instrumentering og vibrasjonstesting av virkelige dammer være nødvendig. Det vil være vanskelig å fange opp naturlige vibrasjoner, da det innebærer at et jordskjelv må inntreffe innenfor perioden et systemet er instrumentert. Derimot vil tvungen vibrasjonstesting være en effektiv metode for å gi informasjon om følgende egenskaper [46]:

- Egenfrekvenser
- Dempingsforhold
- Svingeformer
- Modal stivhet

Kapittel 5

Resultater

For å demonstrere platedammens dynamiske egenskaper og respons fra et jordskjelv presenterer dette kapittelet et representativt utvalg av resultatene fra de numeriske analysene. På bakgrunn av den utførte frekvensanalysen, er global respons og virkning på dammens komponenter presentert.

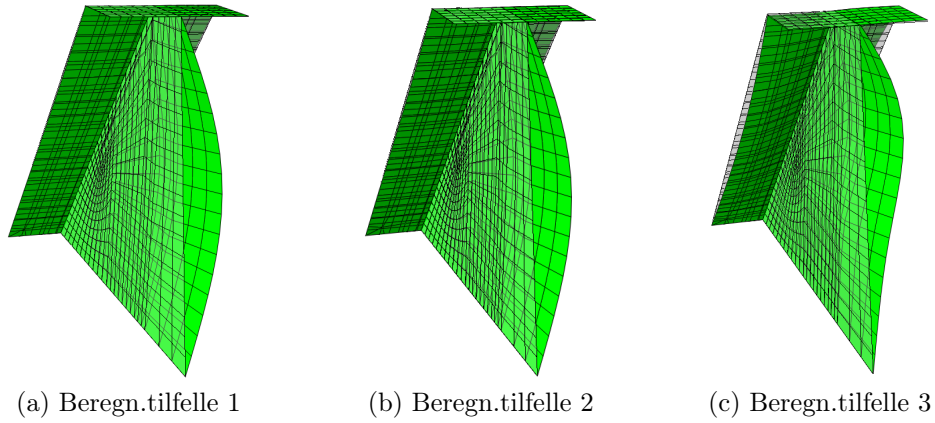
Det er fokusert på opptredende spenninger gjennom den seismiske hendelsen. Det normale spenningsnivået ved statisk belastning i modell A og modell B er presentert i vedlegg F.

Gjennom den seismiske hendelsen utsettes modellene aldri for trykkspenninger opp mot betongens dimensjonerende kapasitet. De opptredende strekkspenningene er derfor presentert. Det er forutsatt oppsprekking av betongen ved overskridelse av den dimensjonerende dynamiske strekkfastheten, $f_{ctd,dyn} = 1,5 \text{ MPa}$, markert ved grått i grafiske presentasjoner av spenninger. Fordi tilstedeværende armering ikke er hensyntatt, vil de maksimalt opptredende strekkspenningene i den numeriske modellen bare være veiledende.

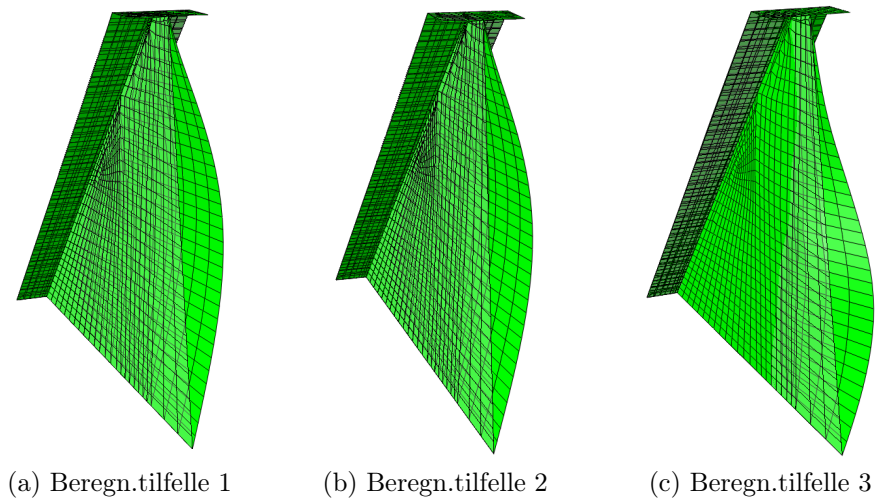
5.1 Frekvensanalyse

Frekvensanalysen viser at platedammens svingemoder representerer bevegelse i separate retninger. Gjennomgående for alle beregningstilfeller, representeres modene enten ved bevegelse i aksial retning eller bevegelse i oppstrøms-nedstrøms og vertikal retning.

Den første svingemoden representerer i alle beregningstilfeller det største bidraget i aksial retning. Første modes svingeform er presentert i figur 5.1 for modell A og i figur 5.2 for modell B.

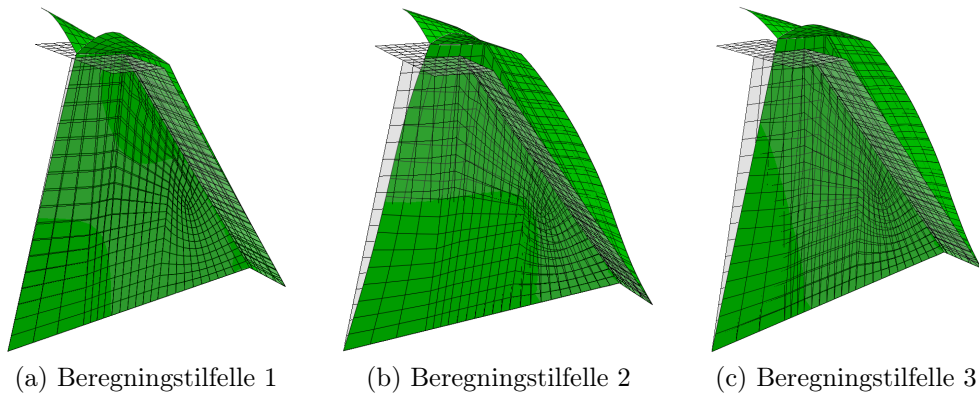


Figur 5.1: Første modes svingeform for modell A.

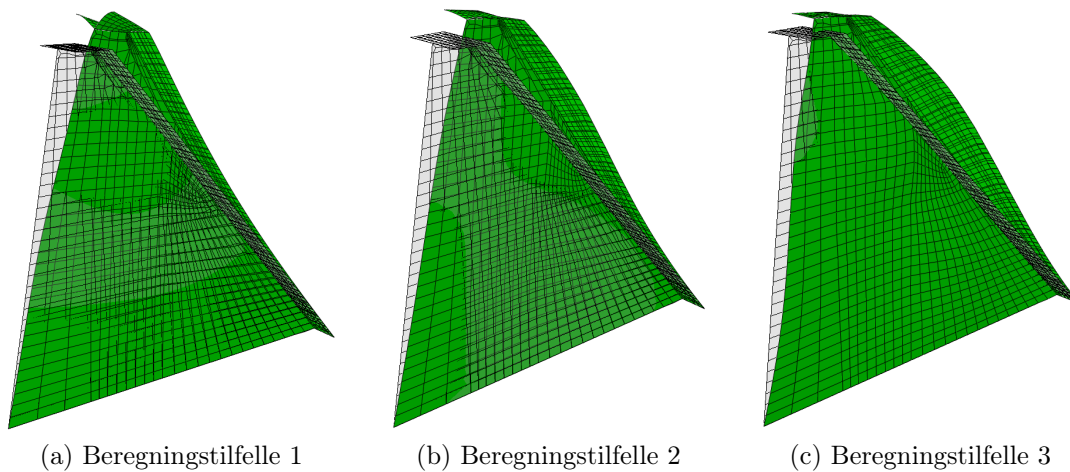


Figur 5.2: Første modes svingeform for modell B.

Figur 5.3 og figur 5.4 presenterer svingeformen til første mode som representerer et betydelig bidrag i oppstrøms-nedstrøms og vertikal retning for modell A og modell B. For alle beregningstilfeller representerer denne moden også det største bidraget.



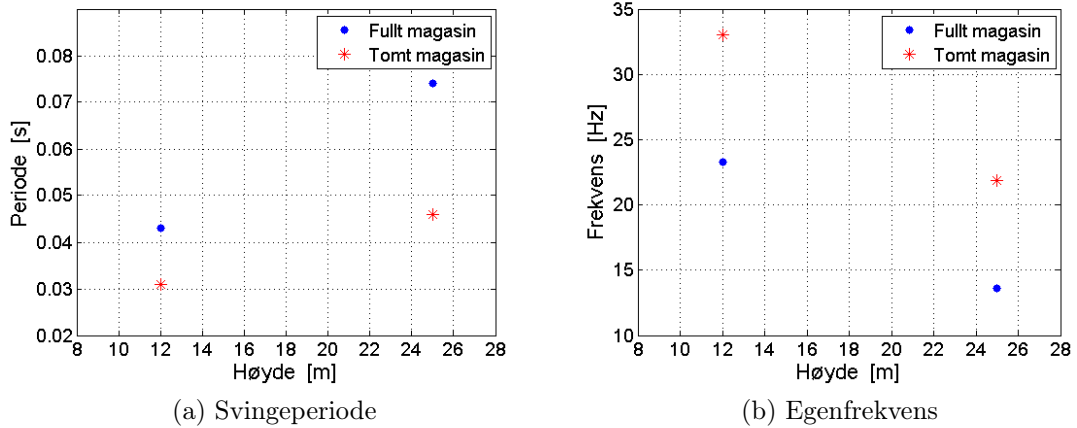
Figur 5.3: Svingeform til første mode i oppstrøms-nedstrøms retning for modell A.



Figur 5.4: Svingeform til første mode i oppstrøms-nedstrøms retning for modell B.

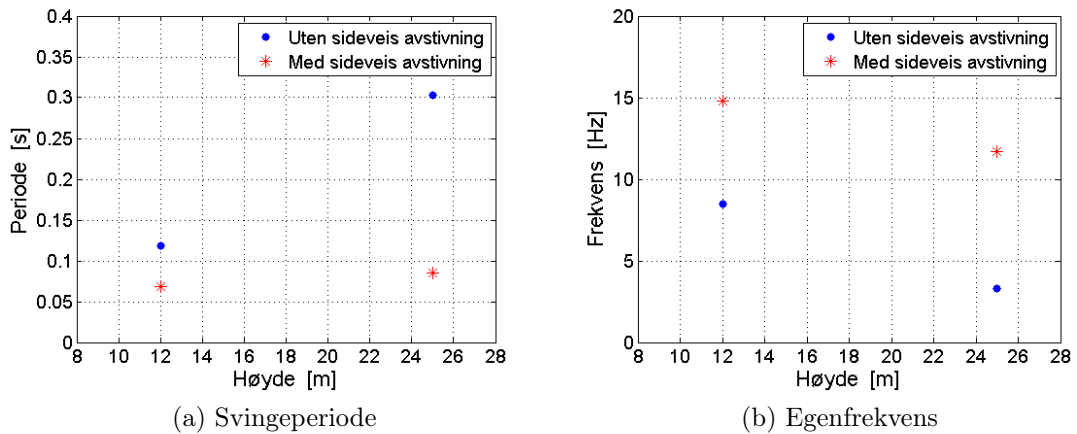
Modellenes ti første svingemoder ved alle beregningstilfeller er presentert i vedlegg G ved modenes svingeform, svingeperiode T_n , egenfrekvens f_n , modale masse m_n^* og bidragsfaktor (*participation factor*) Γ_n .

Med utgangspunkt i den første svingemoden som representerer bevegelse i oppstrøms-nedstrøms retning, viser figur 5.5 sammenhengen mellom damhøyde og svingninger med og uten vann i magasinet.



Figur 5.5: Svingning i oppstrøms-nedstrøms retning ved ulik damhøyde, med og uten vann i magasinet.

Sammenhengen mellom damhøyde og svingning i aksial retning for ulik damhøyde ved vannstand i HRV, med og uten avstivningsbjelker, er presentert i figur 5.6.

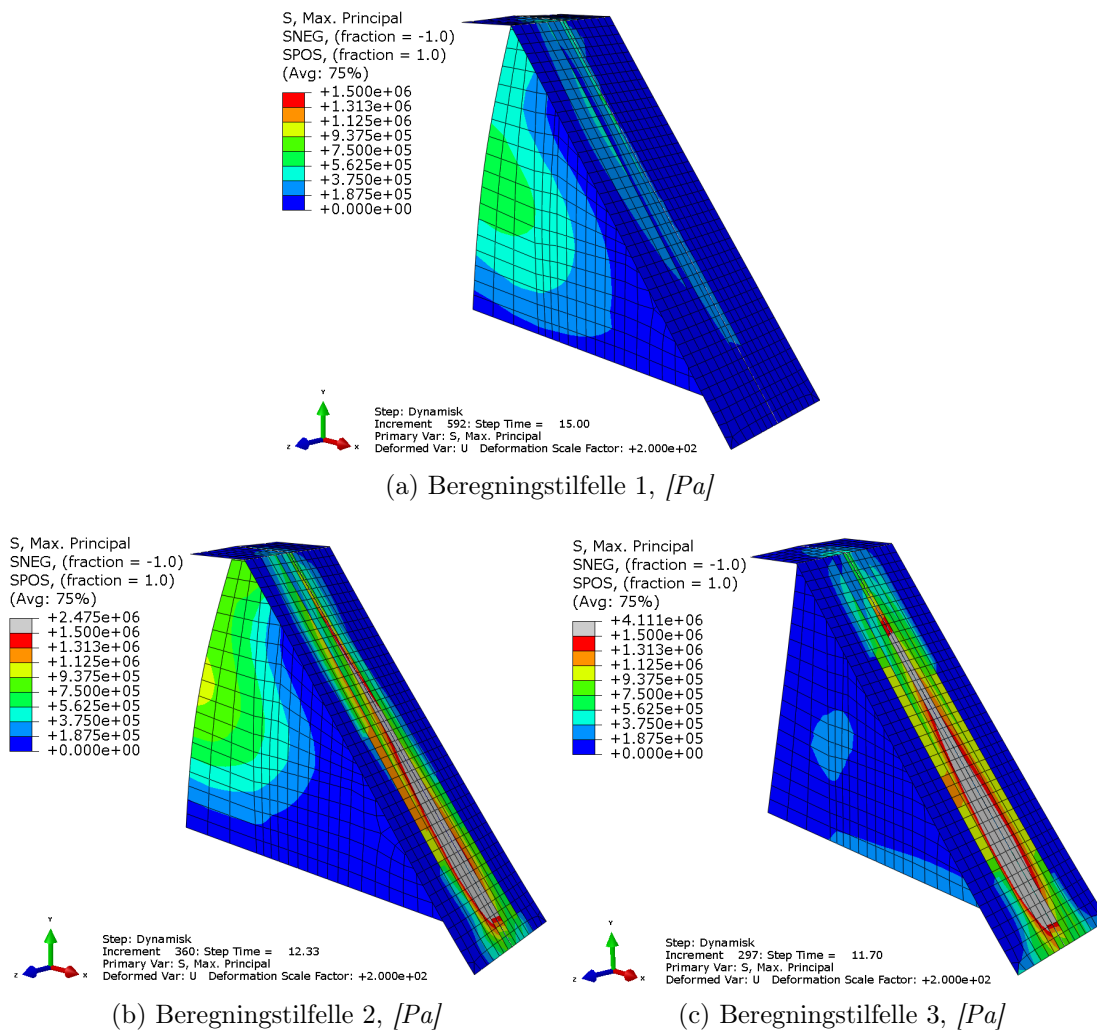


Figur 5.6: Svingning i aksial retning ved ulik damhøyde ved vannstand i HRV, med og uten avstivningsbjelker.

5.2 Global respons

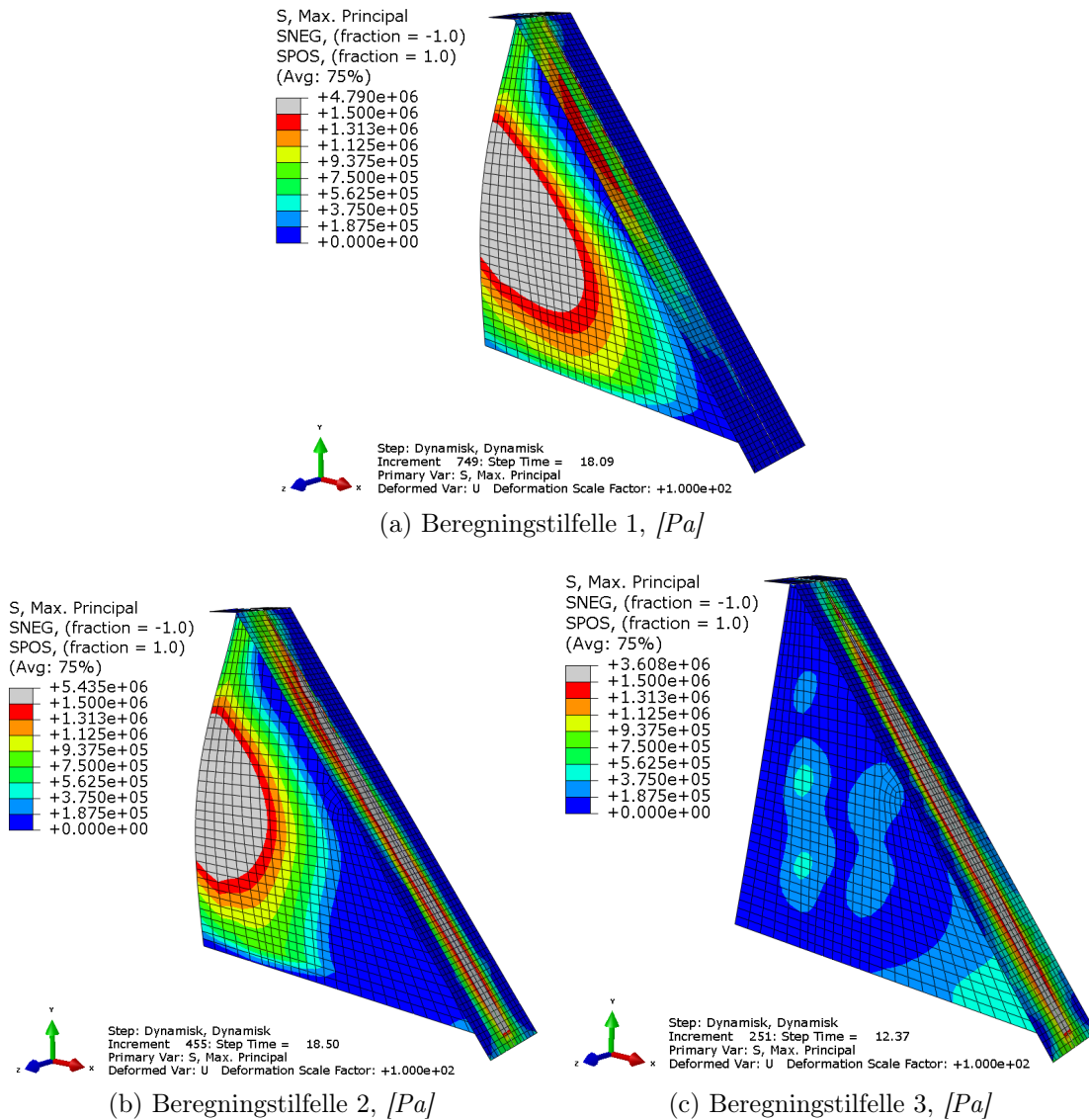
Dette kapittelet presenterer den globale responsen av modell A og modell B ved typisk utbøyningsform og reaksjonskrefter.

Typisk utbøyningsform og spenningstilstand gjennom den seismiske hendelsen for modell A er presentert i figur 5.7. Deformasjoner er oppskalert med en faktor lik 200.



Figur 5.7: Typisk respons av modell A.

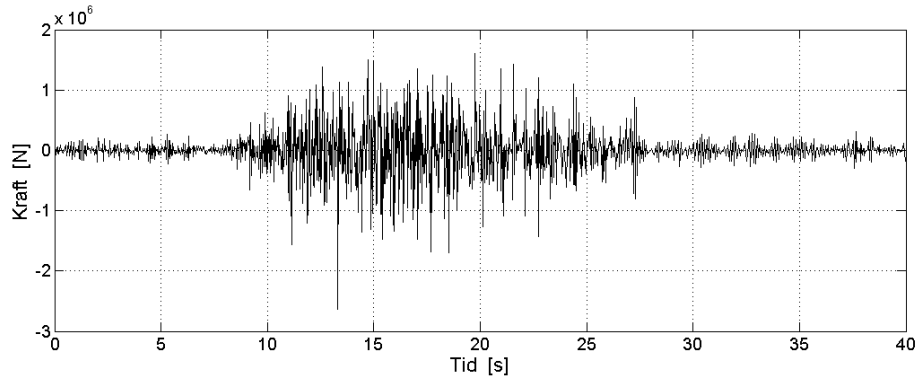
Typisk utbøyningsform og spenningstilstand gjennom den seismiske hendelsen for modell B er presentert i figur 5.8. Deformasjoner er oppskalert med en faktor lik 100.



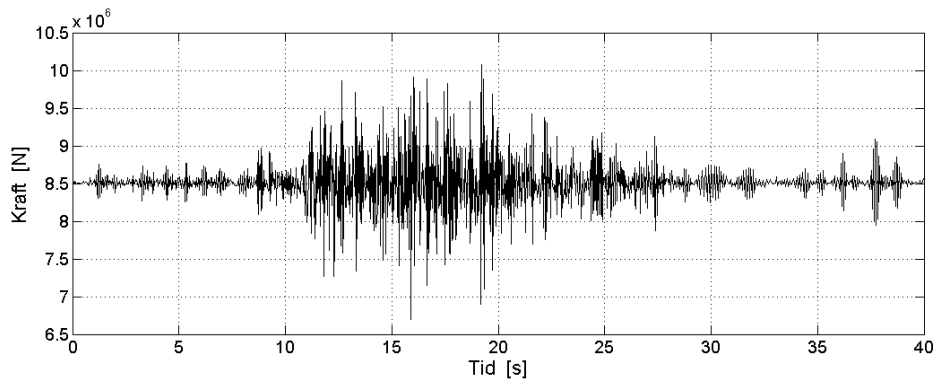
Figur 5.8: Typisk respons av modell B.

5.2.1 Reaksjonskrefter

De totale reaksjonskreftene ved fundamentet i vertikal og oppstrøms-nedstrøms retning gjennom den seismiske hendelsen for modell B er presentert i figur 5.9 til figur 5.11.

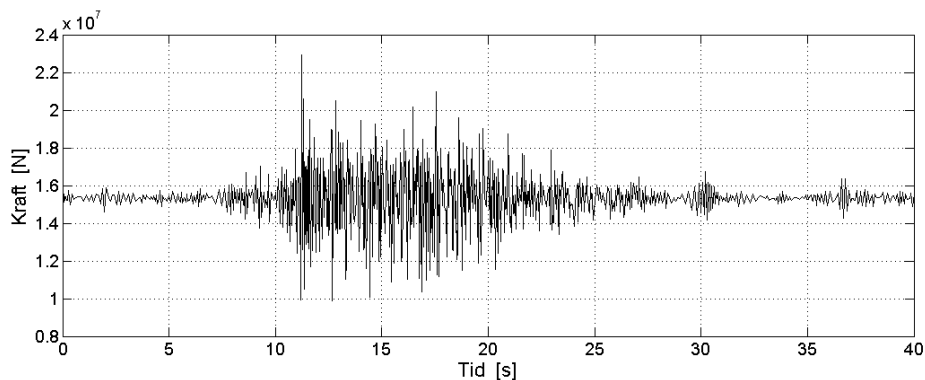


(a) Horisontalt

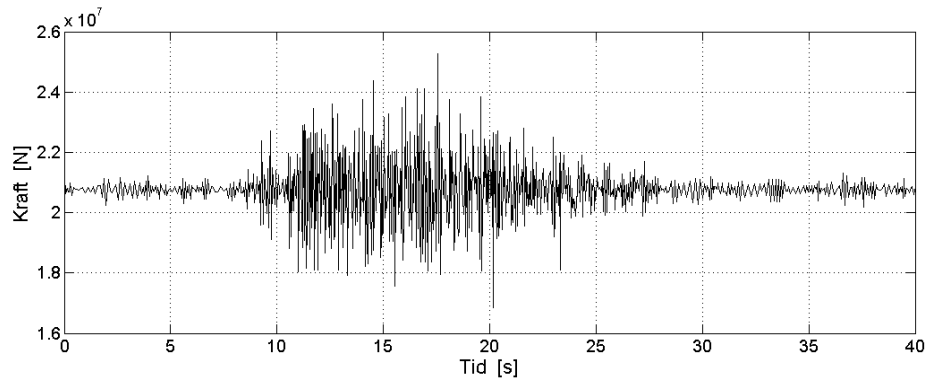


(b) Vertikalt

Figur 5.9: Reaksjonskrefter ved fundament for modell B, beregningstilfelle 1.

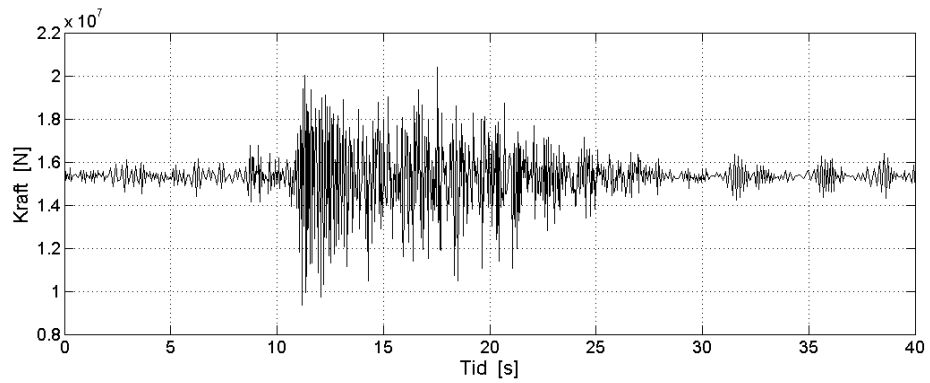


(a) Horisontalt

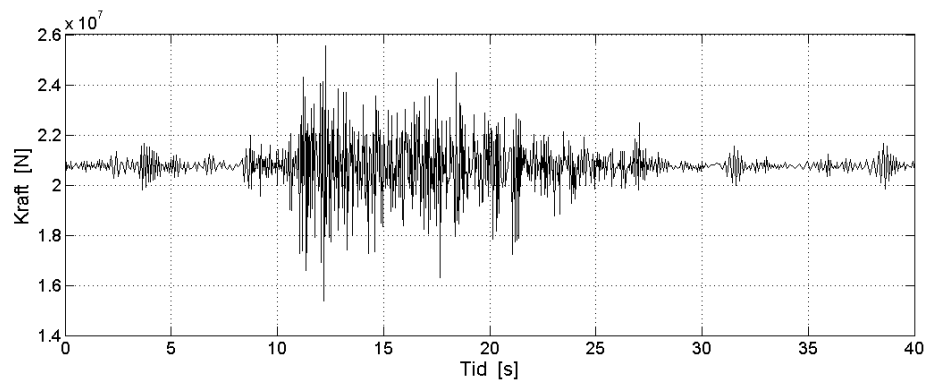


(b) Vertikalt

Figur 5.10: Reaksjonskrefter ved fundament for modell B, beregningstilfelle 2.



(a) Horisontalt



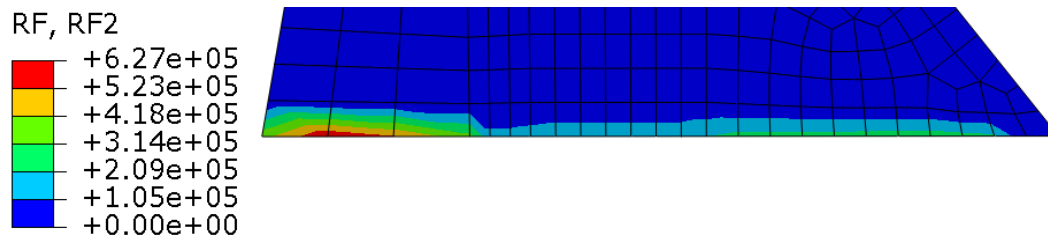
(b) Vertikalt

Figur 5.11: Reaksjonskrefter ved fundament for modell B, beregningstilfelle 3.

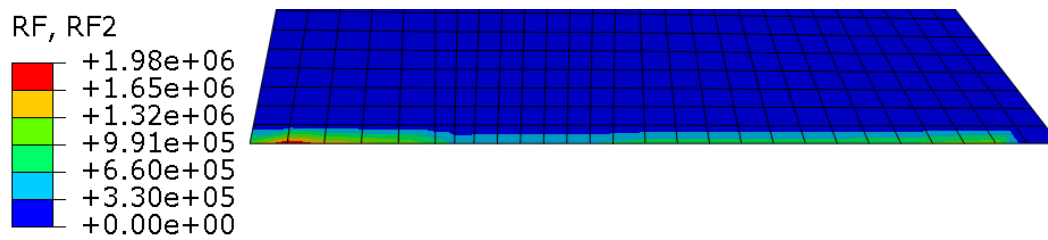
For modell A er de totale reaksjonskreftene ved fundamentet i vertikal og oppstrøms-
nedstrøms retning gjennom den seismiske hendelsen presentert i vedlegg H.

Fordeling av vertikale reaksjonskrefter

Et typisk tilfelle av fordelingen av vertikale reaksjonskrefter langs pilarens fundament gjennom den seismiske hendelsen er presentert i figur 5.12 ved beregnings-tilfelle 2. Til tross for en varierende fordeling, oppstår det ikke i noe tidspunkt gjennom tidsserien negative reaksjonskrefter langs pilarens fundament.



(a) Modell A, [N]

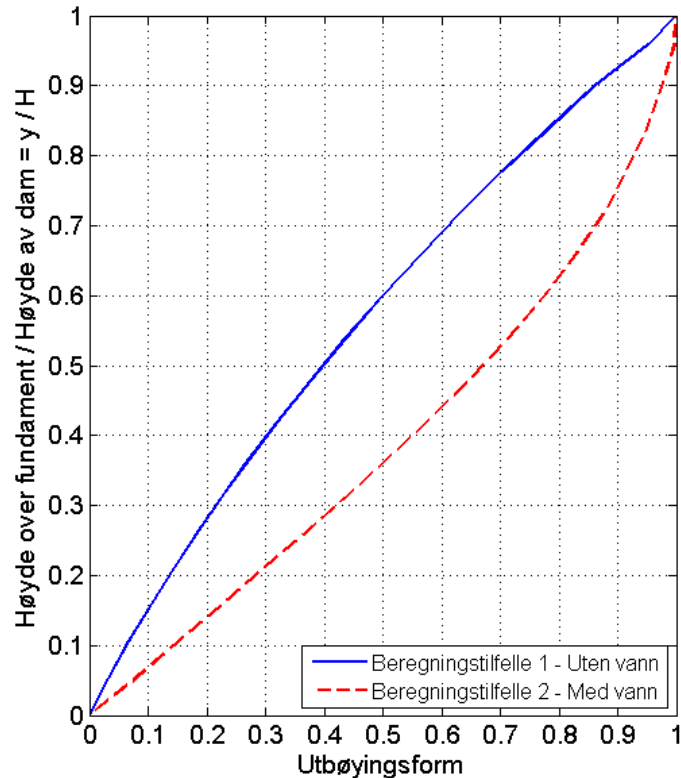


(b) Modell B, [N]

Figur 5.12: Typisk fordeling av vertikale reaksjonskrefter langs pilarens fundament, beregningstilfelle 2.

5.2.2 Utbøyning i oppstrøms-nedstrøms retning

Den typiske utbøyingsformen av en platedams damakse i oppstrøms-nedstrøms retning med og uten vann i magasinet er presentert i figur 5.13.



Figur 5.13: Typisk utbøyingsform i oppstrøms-nedstrøms retning med og uten vann som funksjon av damhøyde.

5.3 Virkning på komponenter

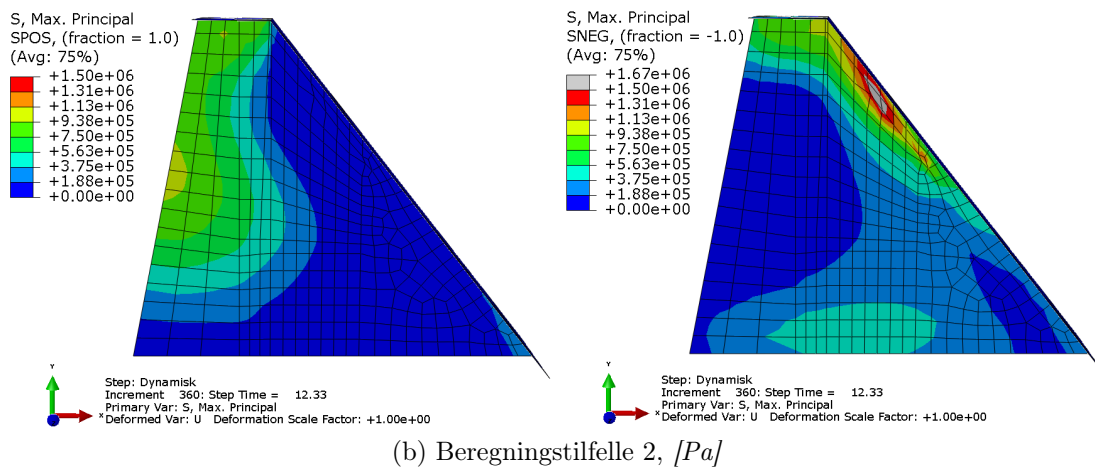
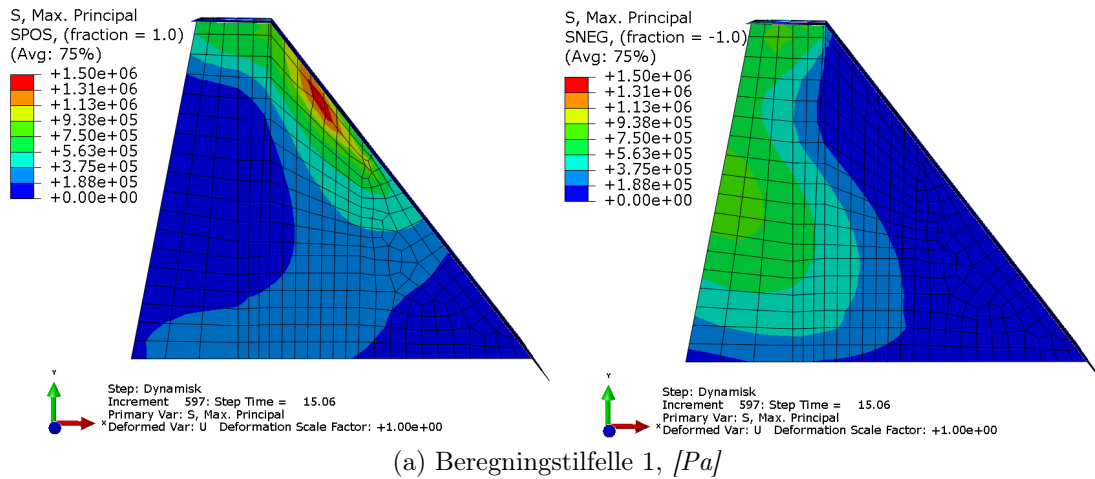
Virkningen av et jordskjelv på platedammens pilar og avstivningsbjelker er presentert i dette kapitlet.

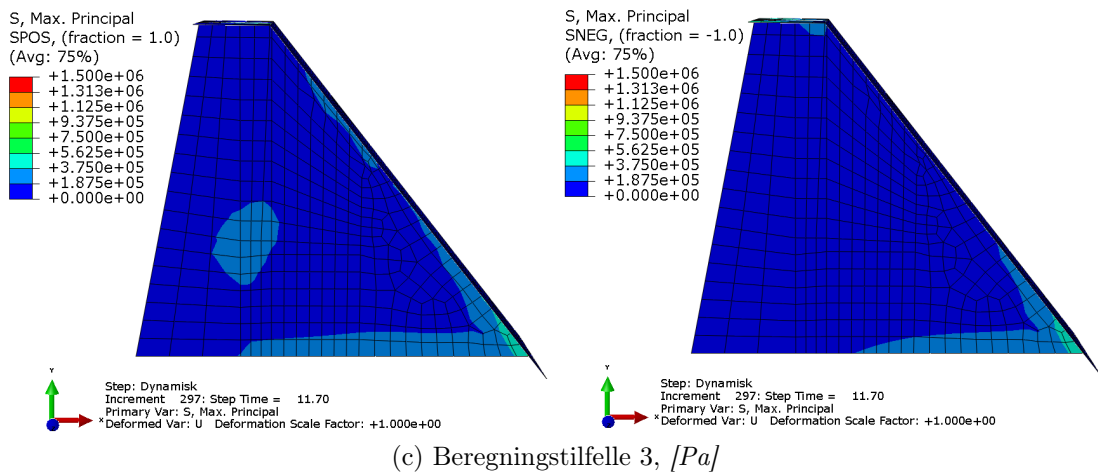
5.3.1 Spenninger i pilar

Den typiske utbøyningen av pilaren ved de ulike beregningstilfellene er presentert i kapittel 5.2. Ved de ulike tilfellene er tidspunktet som representerer de maksimale strekkspenninger i pilaren gjennom den seismiske hendelsen presentert.

Modell A

Maksimale opptrædende strekkspenninger på hver side av pilar i modell A er presentert i figur 5.14.

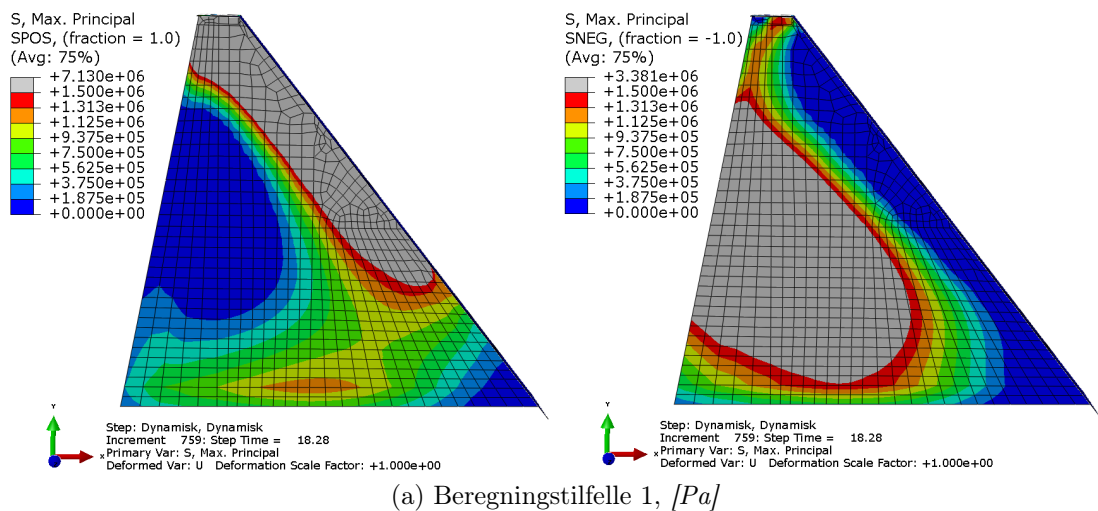


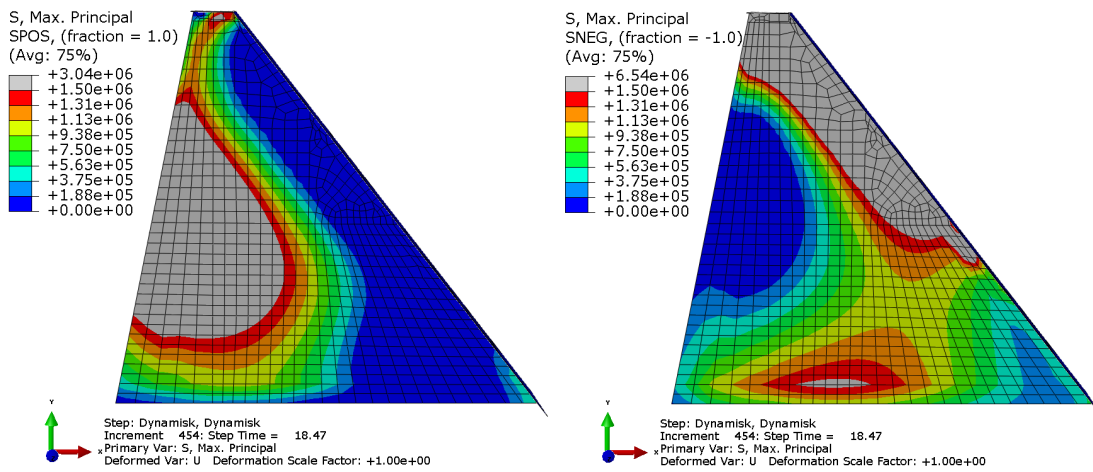


Figur 5.14: Maksimale opptrædende strekkspenninger på hver side av pilar i modell A.

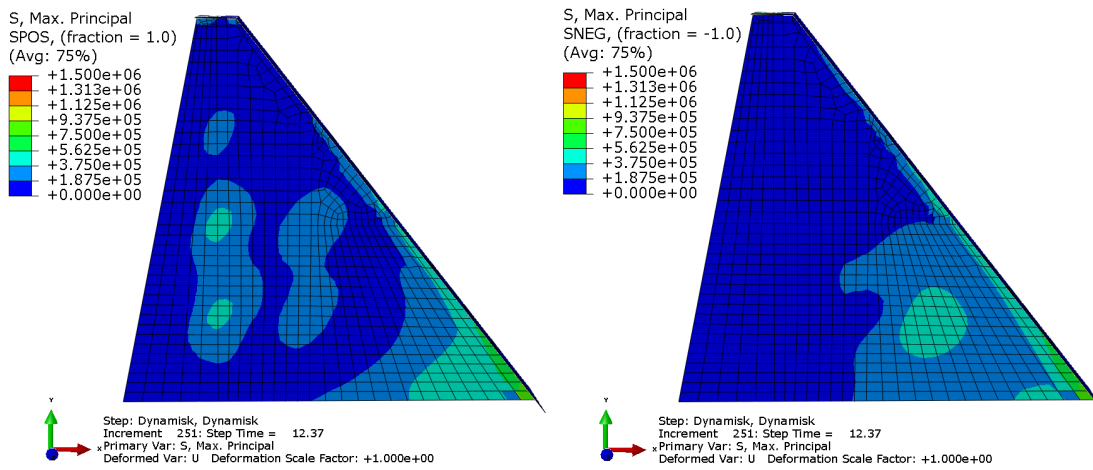
Modell B

Maksimale opptrædende strekkspenninger på hver side av pilar i modell B er presentert i figur 5.15.





(b) Beregningstilfelle 2, [Pa]

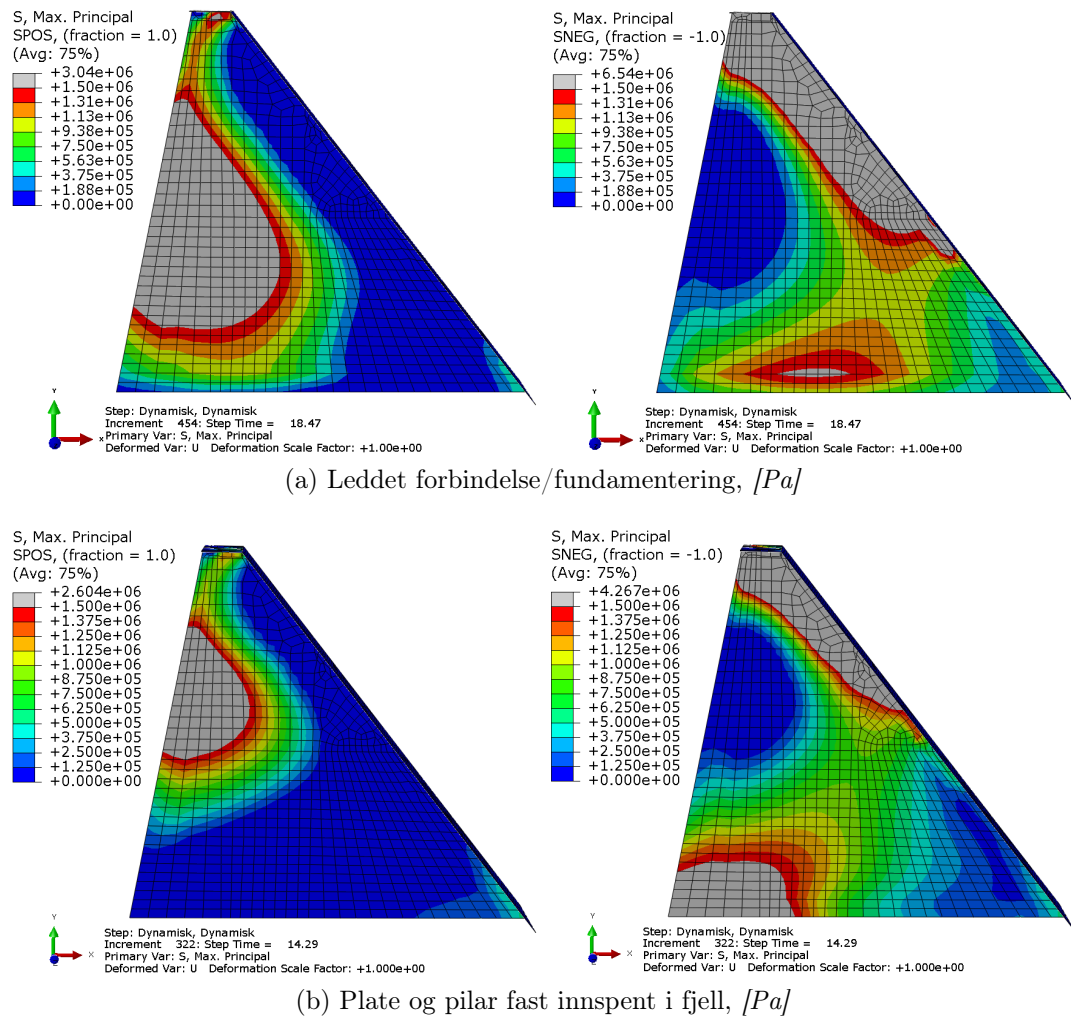


(c) Beregningstilfelle 3, [Pa]

Figur 5.15: Maksimale opptredende strekkspenninger på hver side av pilar i modell B.

Effekt av innspenning

Pilar og damplate er som beskrevet i kapittel 4.1 modellert med leddet forbindelse til fundamentet. For å undersøke påvirkningen av spenningsbildet i pilarene ved innspent forbindelse, er de maksimalt opptredende strekkspenningene på hver side av pilar i modell B, beregningstilfelle 2, presentert i figur 5.15. Hvordan dammens svingemoder og globale respons påvirkes av en eventuell innspenning er ikke nærmere undersøkt.

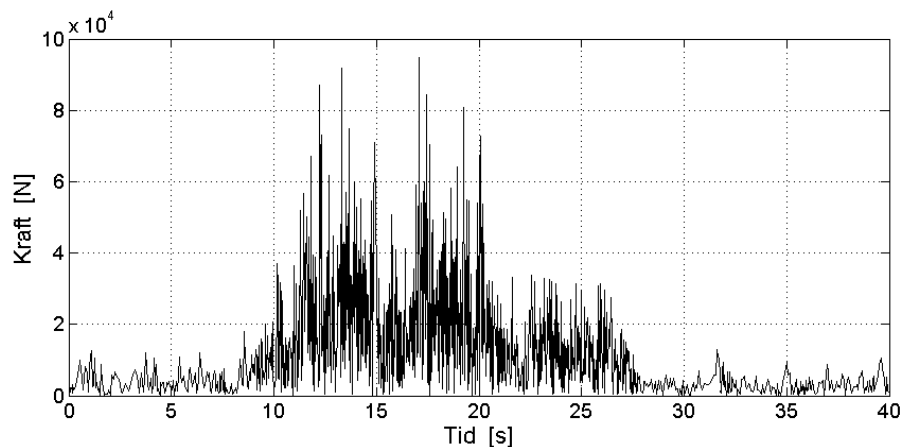


Figur 5.16: Maksimale strekkspenninger på hver side av pilar i modell B med og uten innspenning, beregningstilfelle 2.

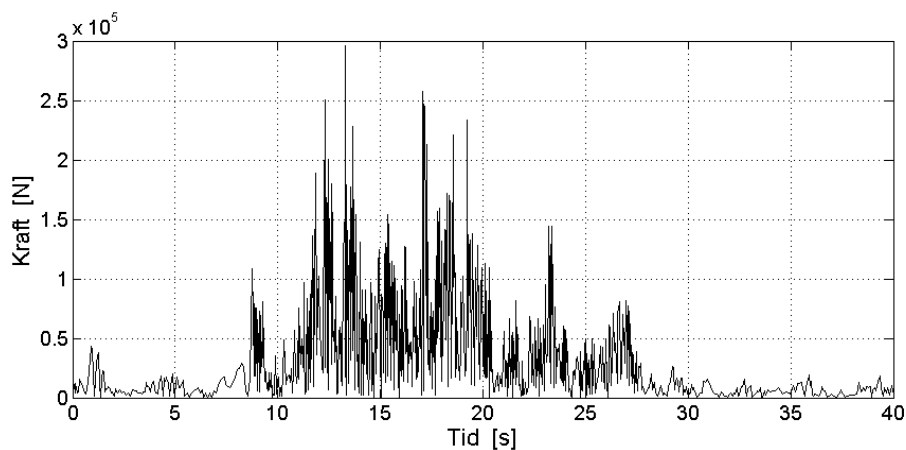
5.3.2 Trykkrefter i avstivningsbjelker

Beregningstilfelle 3 beskriver situasjon med vannstand i HRV og sideveis avstivning, utført med avstivningsbjelker. Fordi avstivningsbjelkene forhindrer pilarens utbøyning, overføres krefter fra pilaren. Trykkreftene i hver modells størst belastede bjelke er presentert i figur 5.17.

Avstivningsbjelkene er antatt å kun overføre trykkrefter. I den numeriske modellen er bjelkene modellert som elastiske fjærer på én side av pilaren, virkende både i trykk og strekk. For samtidig å fremstille overført trykkraft til bjelkene på hver side av pilaren i et gitt innfestingspunkt, illustrerer figur 5.17 absoluttverdien av kreftene i hver fjær.



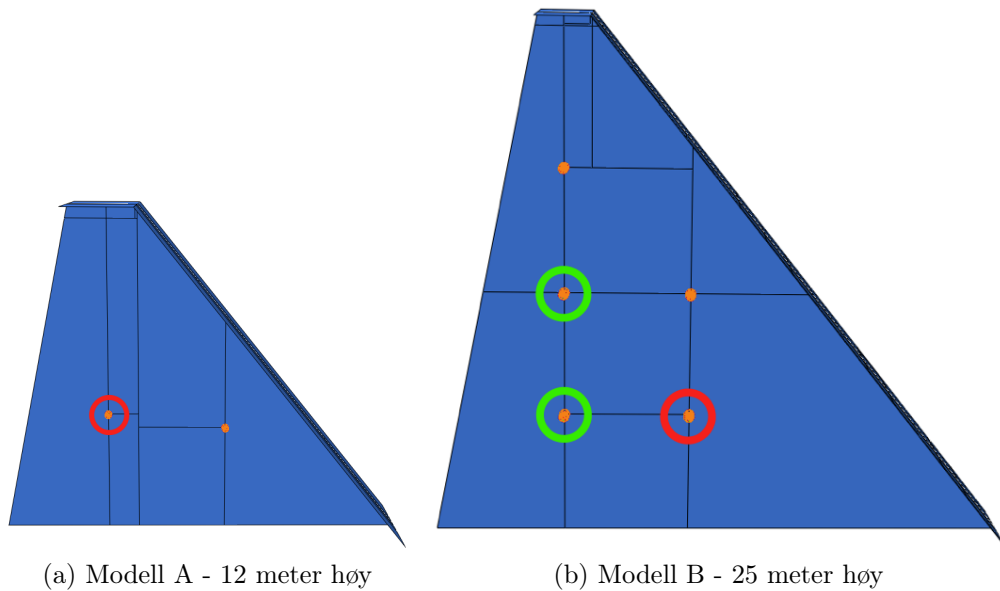
(a) Modell A



(b) Modell B

Figur 5.17: Trykkraft i størst belastet avstivningsbjelke gjennom seismisk hendelse.

Posisjon av størst belastet avstivningsbjelke i hver modell er presentert i figur 5.18. I modell B ble flere bjelker utsatt for tilnærmet lik maksimal last. Disse er uthevet i grønt.



Figur 5.18: Plassering av størst belastede avstivningsbjelker, markert med rød sirkel.

Kapittel 6

Diskusjon

På bakgrunn av resultatene er platedammens dynamiske egenskaper, respons og sikkerhet ved jordskjelv diskutert i dette kapitlet.

6.1 Dynamiske egenskaper og respons

Den utførte frekvensanalysen viser hvordan platedammens egenskaper varierer i ulike retninger. Gjennomgående for alle beregningstilfeller, representeres mode-
ne enten ved bevegelse i aksial retning eller bevegelse i oppstrøms-nedstrøms og vertikal retning.

Variasjonen i svingeperiode og egenfrekvens er presentert i figur 5.6 og figur 5.5. Denne variasjonen viser følgende, som på en god måte samsvarer med den grunnleggende teorien bak dynamikken presentert i kapittel 2.4:

Damhøyde	Større damhøyde resulterer i en større svingeperiode i alle retninger. Økt damhøyde medfører en større medsvingende masse samtidig som dammens stivhet reduseres, både i aksial og oppstrøms-nedstrøms retning.
Vannstand	Ved økt vannstand vil den medsvingende hydrodynamiske tilleggsmassen øke platedammens svingeperiode i oppstrøms-nedstrøms retning.
Sideveis avstivning	Økt stivhet i aksial retning som følge av sideveis avstivning reduserer dammens svingeperiode.

De utførte forsøkene danner et for tynt grunnlag for å gjøre en grafisk tilnærming til platedammens egenfrekvens og svingeperiode i ulike retning. Numeriske forsøk for flere damseksjoner med ulik høyde vil kunne gi grunnlag for å fremstille forenklede tilnærminger.

Gjennom den seismiske hendelsen domineres responsen av bevegelse i aksial retning. Pilarens stivhet i sitt eget plan gjør eventuell respons i oppstrøms-nedstrøms

retning liten. Den typiske utbøyingsformen i de ulike tilfellene, presentert i figur 5.7 og figur 5.8, viser i tillegg en svingeform tilsvarende første svingemode ved beregningstilfelle 1 og beregningstilfelle 2. De maksimale strekkspenningene i pilaren opptrer dessuten ved utbøyning i aksial retning.

Ved sideveis avstivning, utført i denne oppgaven ved avstivningsbjelker i beregningstilfelle 3, forhindres pilarens utbøyning ut av sitt eget plan. Som resultat reduseres dammens totale respons. I norske platedammer er det ofte utført isolasjonsvegg nedstrøms dammens akse. Isolasjonsveggen faktiske kapasitet er som tidligere nevnt usikker. Samtidig er det verdt å nevne at den i en seismisk sammenheng vil bidra positivt ved å redusere pilarens utbøyning.

På bakgrunn av utførelsen av typiske norske platedammer er den numeriske modellen modellert med leddet forbindelse mellom dammens komponenter og fundament. For å vise hvordan en annen utførelse vil kunne gjøre systemet stivere i aksial retning og redusere responsen, illustrerer figur 5.16 hvordan spenningene i pilaren som følge av en eventuell fast innspenning endres. Maksimalspenningene oppover i pilaren reduseres og spenningene ved fundamentet øker.

6.1.1 Respons i oppstrøms-nedstrøms retning

Spesifikt for responsen i oppstrøms-nedstrøms retning er reaksjonskrefter og utbøyning nærmere vurdert.

Reaksjonskrefter

Reaksjonskreftene fra de ulike beregningstilfellene demonstrerer hvordan tilstedeværelsen av vann øker utslagene både i vertikal og horisontal, oppstrøms-nedstrøms, retning. Ved akselerasjoner av den hydrodynamiske tilleggsmassen vil treghetskreftene i systemet øke.

Beregningstilfelle 2 og beregningstilfelle 3 har lik vannstand i magasinet og tilsvarende egenfrekvenser i oppstrøms-nedstrøms retning. Reaksjonskreftenes utslag ved de to tilfellene tilsvarer i størrelse, men ikke i form. Dette kan antyde at responsen i oppstrøms-nedstrøms retning til et visst nivå påvirkes av tilstedeværende sideveis avstivning.

Utbøyning

Tilstedeværelse av vann i magasinet øker systemets svingeperiode i oppstrøms-nedstrøms retning på grunn av den medsvingende hydrodynamiske tilleggsmassen. Samtidig vil det hydrostatiske vanntrykket virke på dammen. Ellis og Jeary [46] beskriver en reduksjon av forskyvning og akselerasjon mot toppen av dammen som følge av økt vannstand.

Uten tilstedeværelse av vann kan utbøyning av dammens akse antas å være liten ved statisk belastning. Ved tilstedeværelse av vann antyder den typiske utbøyningsformen gjennom den seismiske hendelsen, presentert i figur 5.13, en form tilsvarende den man ser ved hydrostatisk vanntrykk. Den typiske utbøyningsformen gjennom en seismiske hendelse uten vann kan derfor antyde en økning av forskyvning og akselerasjon mot toppen av dammen. Dette er ikke nærmere undersøkt i denne oppgaven.

6.2 Vurdering av sikkerhet

Retningslinje for laster og dimensjonering [25] og *Retningslinjer for betongdammer* [5] gir grunnlag for dimensjonering, konstruksjonsmessige krav og materialkrav for betongdammer. For statisk belastning stilles det krav til en platedams velte- og glide stabilitet, i tillegg til kapasitetskontroll av ulike tverrsnitt og spenninger.

Et jordskjelv innebærer hurtige endringer fra akselerasjon til retardasjon i alle ortogonale retninger. En gravitasjonsdam har stor stivhet i alle retninger med unntak av oppstrøms-nedstrøms retning. Platedammens utforming og slankhet medfører at oppførsel vil avhenge av jordskjelvets retning og at mange mulige bruddmekanismer må vurderes. I tillegg til systemets globale oppførsel, vil enkeltkomponenters stabilitet i stor grad påvirke dammens stabilitet.

Det vil i et sikkerhetsmessig perspektiv være naturlig å vurdere dammens sikkerhet gjennom en seismisk hendelse. Hensyntatt de sannsynlige skadene fra et jordskjelv, må dammen samtidig opprettholde en tilfredsstillende kapasitet for å motstå den statiske lastsituasjonen etter jordskjelvets slutt.

Det er i denne oppgaven valgt å vurdere sikkerheten mot jordskjelv på grunnlag av den globale stabiliteten, i tillegg til virkningen på pilar og avstivningsbjelker.

Fordi damplaten, som illustrert i figur 2.3, er dimensjonert for samspill mellom betong og armering, er opptredende strekkspenninger i platen ikke nærmere vurdert. På grunn av platens og pilarens geometriske stivhet er andre ordens effekter heller ikke vurdert

6.2.1 Global stabilitet

Som utgangspunkt for vurdering av dammens globale stabilitet, er reaksjonskrefter i vertikal og horisontal, oppstrøms-nedstrøms, retning gjennom den seismiske hendelsen benyttet, som presentert i kapittel 5.2.1.

Jordskjelvets bølgelengde og forplantingshastighet antas som stor sammenlignet med dammens dimensjoner. Sideliggende seksjoners respons i oppstrøms-nedstrøms retning antas i tillegg å være identisk.

Reaksjonskreftenes maksimalutslag ville i kombinasjon med hverandre kunnet utgjøre en fare for systemets globale stabilitet, men vil inntreffe i ulike tidspunkt gjennom hendelsen. Endringen av reaksjonskreftene er samtidig momentane og kun gjeldende i svært korte tidssteg. Systemet vil derfor ikke ha tid til å reagere, og det vil ikke være fare for kollaps selv om den teoretiske sikkerhetsfaktoren mot glidning eller velting i et gitt tidspunkt går under 1,0. Konsekvensene kan imidlertid være mindre deformasjoner, som ved gjentagelse kan være uakseptabelt.*

Glidning

Det vil eksistere mange mulige glideplan i konstruksjonen, i tillegg til overgangen mellom dam og fundament og internt i fundamentet. Ved å se bort fra kohesjon i et horisontalt glideplan defineres den teoretiske sikkerhetsfaktoren mot glidning, S , ved ligning 6.1 [5].

$$S = \frac{F_V \cdot \tan\phi}{F_H} \quad (6.1)$$

Der:

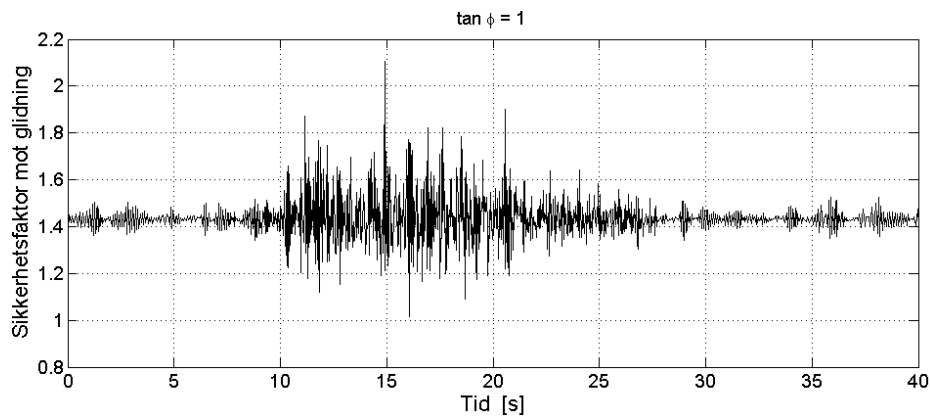
F_V og F_H Summen av vertikale og horisontale reaksjonskrefter

$\tan\phi$ Friksjonsfaktor, lik 1,0 i henhold til *Retningslinjer for betongdammer* [5]

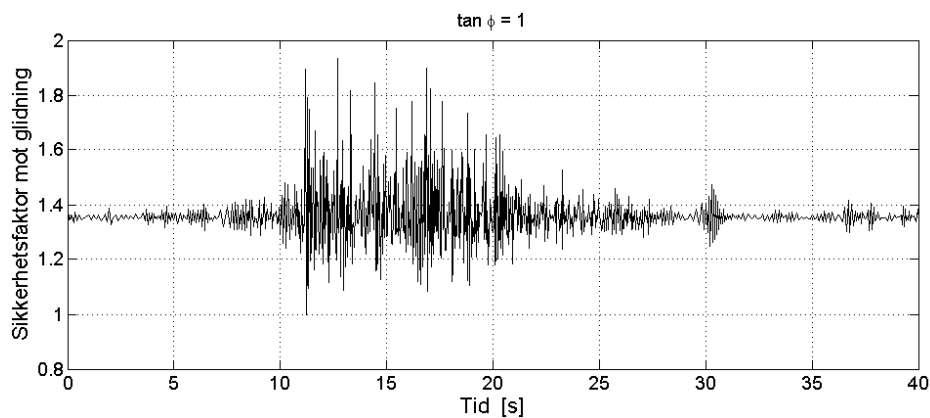
For å vurdere potensialet for glidningsdeformasjon gjennom den seismiske hendelsen er den teoretiske sikkerhetsfaktoren mot glidning, S , beregnet i hvert enkelt tidssteg. Sikkerhetsfaktoren er kun beregnet ved overgang fra dam til fundament der kreftene er størst.

Den teoretiske sikkerhetsfaktoren mot glidning gjennom den seismiske hendelsen for beregningstilfelle 2 er presentert i figur 6.1. For beregningstilfelle 3 er den teoretiske sikkerhetsfaktoren for glidning presentert i vedlegg I.

*Meddelt av Amir M. Kaynia, NTNU og NGI



(a) Modell A



(b) Modell B

Figur 6.1: Teoretisk sikkerhetsfaktor mot glidning gjennom seismisk hendelse for beregningstilfelle 2.

I alle tilfeller gjennom den seismiske hendelsen er den teoretiske sikkerhetsfaktoren mot glidning, $S > 1,0$. Kun i enkelte tidspunkt går sikkerhetsfaktoren ned mot $S \approx 1,0$, men ikke under. Potensialet for å akkumulere permanent glidningsdeformasjon i oppstrøms-nedstrøms kan derfor anses å være ubetydelig.

Tatt i betraktning den forventede restkapasitet i beregningene ved å benytte en friksjonsfaktor, $\tan \phi = 1$, vil sikkerhetsnivået ytterligere være hevet.

Velting

Som en konsekvens av platedammens geometriske form og oppstrøms helning, utformet for oppnåelse av tilfredsstillende glidningssikkerhet, vil den være stabil mot velting ved statisk belastning [6].

Som en ekstra kontroll av resultantens beliggenhet gjennom den seismiske hendelsen, er potensialet for oppsprekking kontrollert ved opptredende teoretiske strekkrefter mellom pilar og fundament. En begynnende oppsprekking vil kunne forsterkes gjennom et jordskjelv og forårsake progressiv sprekkdannelse og lekkasjer.

Figur 5.12 viser den typiske fordelingen av de vertikale reaksjonskreftene langs pilarens fundamentet. Denne fordelingen er kontrollert gjennom den seismiske hendelsen og viser at det ikke i noe tilfelle vil oppstå teoretiske strekkspenninger.

6.2.2 Spenninger i pilaren

Ved redusert damhøyde viser de opptredende strekkspenningene i pilaren at økt stivhet både reduserer respons og spenningsnivå. Ved sideveis avstivning forhindres pilarens deformasjon i aksial retning. Dette reduserer de opptredende strekkspenningene i pilaren effektivt. I en situasjon med avstivningsbjelker, bøyes pilarene om bjelkenes innfestingspunkt. I denne situasjonen vil derfor de største strekkspenningene opptre i disse posisjonene.

De opptredende strekkspenningene i den numeriske modellen må ses i sammenheng med tilstedeværende armering. For eksempel var det før år 1955 vanlig å utføre platedammer uten armering i pilarene [6]. I tillegg til oppsprekking av betongen vil støpeskjøter i en uarmert pilar medføre et svakt punkt når pilaren utsettes for strekkspenninger.

I nyere dammer vil et minimum av armering alltid være tilstedeværende. Strekkspenninger vil dermed føre til oppsprekking av betongen, samtidig som armering aktiveres. Armering er duktil og tåler store deformasjoner før brudd. Dette vil heve dammens sikkerhetsnivået sammenlignet med uarmerte pilarer.

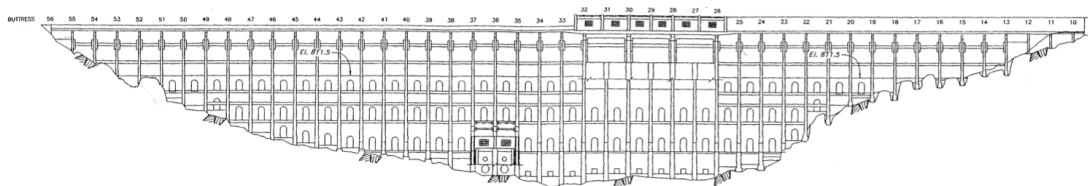
I modell A uten sideveis avstivning, er maksimalt opptredende strekkspenninger i pilaren, $\sigma_3 = 1,67 \text{ MPa}$. I tillegg til svært liten utbredelse av potensiell oppsprekking av betong, tilsvarer dette en ubetydelig overskridelse av betongens dimensjonerende dynamiske strekkfasthet. Selv uten tilstedeværelse av armering i pilaren vurderes spennings situasjonen for pilaren i modell A som akseptabel.

I modell B uten sideveis avstivning, er maksimalt opptredende strekkspenninger i pilaren, $\sigma_3 = 7,13 \text{ MPa}$. I kombinasjon med utbredelsen av potensiell oppsprekking av betong, kan dette spenningsnivået i en uarmert pilar medført ustabilitet av både pilar og dam.

Storfosdammen er bygget i 1982 med avstivningsbjelker og armerte pilarer som presentert i figur C.14. Selv uten sideveis avstivning ville det på bakgrunn av de opptredende strekkspenningene kunne forventes oppsprekking av betongen, uten fare for pilarenes stabilitet.

6.2.3 Avstivningsbjelker

Ved å hindre pilarens deformasjon i aksial retning, overføres treghetskrefter til avstivningsbjelkene. Figur 6.2 viser hvordan sideveis avstivning i Stony Gorge Dam er utført kontinuerlig over hele dammens bredde. Dette er utført fordi de overførte treghetskreftene fra en pilar vil akkumuleres og forplante seg mot dammens vederlag.



Figur 6.2: Oppriss av Stony Gorge Dam etter oppgradering for seismiske laster.*

Det nødvendige antall bjelker i en platedam vil være en optimalisering mellom reduksjon i pilarens spenningsnivå og bjelkenes evne til å overføre treghetskrefter til vederlag. I denne oppgaven er en enkelt damseksjon modellert. Som et konservativt mål på det antall sideliggende seksjoner bjelkene evner å overføre samtidige trykkrefter fra, er faktoren n , definert ved ligning 6.2. Varierende damhøyde vil som tidligere omtalt medføre ulik respons. Det er derfor lite sannsynlig at alle dammens seksjoner vil overføre identiske trykkrefter.

$$n = \frac{P_{cd}}{F_{Max}} \quad (6.2)$$

Der:

P_{cd} Bjelkens maksimale kapasitet, presentert i tabell 4.4

F_{Max} Maksimalt overført bjelkekraft fra én seksjon

Figur 5.17 viser tidshistorien av trykkreftene i den størst belastede avstivningsbjelken i modell A og modell B. Faktoren n , beregnet for modell A og modell B er gitt i tabell 6.1.

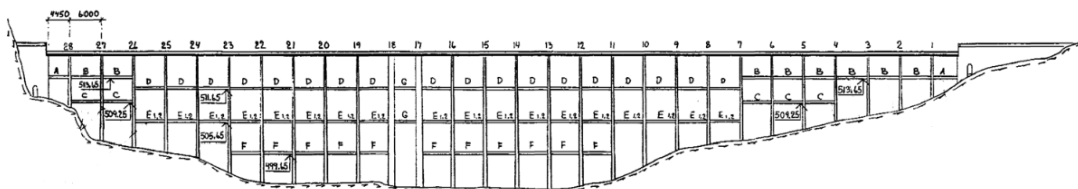
Tabell 6.1: Faktoren n , for forholdet mellom avstivningsbjelkenes kapasitet og maksimale krefter.

	Modell A	Modell B
n	27	9

*Meddelt av Barbara Mills-Bria, Structural Analysis Group, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation

For modell A og modell B gjenspeiler faktoren n , det tidligere omtalte sikkerhetsnivået ved ulik damhøyde. Fordi en tolv meter høy pilar i liten grad vil deformeres i aksial retning, overføres mindre treghetskrefter til avstivningsbjelkene.

I Storfossdammen er fordelingen av avstivningsbjelker i dammens bredde presentert i figur C.17. For dam Håen er fordelingen presentert i figur ???. Fordelingen viser hvordan bjelkene ikke er utført kontinuerlig mellom vederlag. Dette gjelder ved lukeseksjon og når pilarenes høyde reduseres, i tillegg til at bjelkene avsluttes før de fundamenteres i vederlag. Dette vil introdusere uønskede momenter i pilarene som ikke er nærmere undersøkt i denne oppgaven. Likevel vurderes bjelkenes diskontinuitet som mer kritisk for de vurderte dammens sikkerhet enn bjelkenes kapasitet.



Figur 6.3: Oppriss av Storfossdammen sett fra nedstrøms side. [47]

Pilarens evne til å overføre konsentrert last til avstivningsbjelkene er ikke nærmere vurdert, men bør kontrolleres ved ulik pilartykkelse og mengde armering. For å øke pilarens evne til å overføre konsentrert last er nye avstivningsbjelker i Stony Gorge Dam utført med *kapiteler* mot pilarene, vist i figur 6.4.



Figur 6.4: Utførelse av *kapiteler* ved nye avstivningsbjelker i Stony Gorge Dam.

6.2.4 Andre potensielle bruddmekanismer

Som tidligere nevnt vil det eksistere mange potensielle bruddmekanismer i en platedam. I tillegg til de allerede omtalte, vil følgende potensielle bruddmekanismer være aktuelle å vurdere i sammenheng med jordskjelv:

Forbindelser	Forbindelser internt i konstruksjonen vil utsettes for rotasjoner som vil kunne føre til knusing av betong. Som et resultat av pilarens utbøyning, vil overgangen mellom pilar og vute være utsatt.
Utsparinger	Utsparinger i pilaren vil potensielt kunne endre pilarens stivhet. På grunn av opptredende spenningskonsentrasjoner observeres ofte riss i disse områdene. Ved seismiske bevegelser vil disse spenningskonsentrasjonene øke.
Fundament	Det vil kunne eksistere flere potensielle bruddflater i fundamentet. Fundamentets funksjonskapasitet bør derfor vurderes nærmere i hvert enkelt tilfelle. Sammenlignet med gravitasjonsdammer er pilardammer lettere og mobiliserer derfor mindre friksjonsmotstand og mer konsentrerte spenninger. Evnen til å omfordele krefter, for eksempel ved svakhetssoner i fundamentet, er samtidig vesentlig lavere.
Skjærkapasitet	Pilarens skjærkapasitet ut av sitt eget plan er ikke vurdert. Som funksjon av eventuell armerings skjærkapasitet og friksjon i horisontale plan vil dette kunne være en aktuell problemstilling.
Opplagring	Avstivningsbjelkenes opplagring mot pilar vil utsettes for vekslende strekk- og trykkrefter. Det vil derfor være relevant å kontrollere at bjelkene ikke vil kunne falle ned i løpet av en seismisk hendelse.

6.3 Praktiske følger

Resultatene fra denne oppgaven bekrefter konklusjonen fra det utførte litteratursøket i prosjektoppgaven *Platedammer og Jordskjelv* [1], ved at platedammens egenskaper og respons i stor grad avhenger av retning. Samtidig viser analysen og oppgraderingen av Stony Gorge Dam, presentert i tillegg J, godt samsvar med resultatene fra denne oppgaven.

For kontroll av jordskjelvlaster har praksis for gravitasjonsdammer vært å gjøre en forenklet, kvasistatisk analyse, i oppstrøms nedstrøms retning. Sannsynligvis fordi

de statiske stabilitetskriteriene er de samme, har denne praksisen også vært benyttet for platedammer i forbindelse med jordskjelv. Resultatene fra denne oppgaven viser hvordan fokuset i forbindelse med jordskjelv for platedammer i større grad må rettes mot oppførsel og sikkerhet i aksiell retning. Opptredende strekkspenninger vil i tillegg utgjøre et større potensiale for skade enn global stabilitet.

Dynamiske analyser kan være både tid- og kostnadskrevenende. I forbindelse med vurdering av platedammers sikkerhet i forbindelse med jordskjelv vil det derfor ikke være et lønnsomt alternativ ved vurdering av alle dammer. Pilarens karakteristiske utbøyningsform og geometri vil kunne danne grunnlag for forenklede analysemetoder med grunnlag i plateteori.

Ved mangelfullt sikkerhetsnivå viser denne oppgaven hvordan platedammens dynamiske egenskaper effektivt vil kunne endres. Sammenlignet med norske platedammer, viser eksempelet Stony Gorge Dam hvordan oppgradering til et akseptabelt sikkerhetsnivå av større og seismisk mer utsatte dammer kan være mer økonomisk lønnsomt enn andre alternativer, som rekonstruksjon av ny damtype.

I tillegg til avstivningsbjelker, er det nærliggende å anta at en oppgradert isolasjonsvegg vil virke sideveis avstivende. Anvendelsen av komposittmateriale i forsterkningsløsninger bør i tillegg vurderes. For eksempel ved behov for økt momentkapasitet i pilarers tverrsnitt vil denne typen løsninger kunne være lett gjennomførbare. Bruken av komposittmateriale i byggebransjen er økende.

6.4 Usikkerhet

Spesielt ved større damhøyde, viser resultatene en ikke-lineær respons og oppsprekking av betong. Betydningen av tilstedeværende armering for dammens stivhet og sikkerhetsnivå kan ikke direkte tas hensyn til ved en lineær elastisk analyse. Resultatene vil likevel gi et godt innblikk i platedammens respons og sikkerhetsnivå ved varierende damhøyde, vannstand og sideveis avstivning.

Ved vurderinger tilknyttet dammens globale respons har forskjellige antagelser vært gjort fordi en enkelt damseksjon er modellert. Dette har bygget på antagelsen om at sideliggende seksjoner vil reagere likt og samtidig. Trolig vil dette være en konservativ antagelse, spesielt fordi ulik pilarhøyde medfører ulik respons.

Kapittel 7

Konklusjon

Denne rapporten har vurdert platedammens dynamiske egenskaper, respons og sikkerhet i forbindelse med jordskjelv på bakgrunn av litteratur, befaringer og ved numeriske analyser.

Fordi platedammens egenskaper og respons i stor grad er avhengig av retning, viser utførte forsøk at fokuset ved jordskjelv i større grad må rettes mot respons og sikkerhet i aksial retning. Den kvasistatiske metoden, som ofte er benyttet for gravitasjonsdammer i oppstrøms-nedstrøms retning, vil ikke gi et riktig bilde av platedammens respons og sikkerhetsnivå ved jordskjelv.

Gjennom en seismisk hendelse vil den største responsen være representert ved pilarens utbøyning i aksial retning. Større damhøyde vil i alle tilfeller øke platedammens respons fra et jordskjelv på grunn av dammens medsvingende masse og reduserte stivhet. Samtidig vil en hevet vannstand i magasinet øke dammens svingeperiode i oppstrøms-nedstrøms retning.

Den typiske utførelsen av norske platedammer gjør at flere mulige bruddmekanismer må vurderes. Dammens oppstrøms helning vil, som ved statisk belastning, ivareta systemets globale stabilitet gjennom en seismisk hendelse. Ved jordskjelv vil sikkerheten til en platedam derfor være mer avhengig av enkeltkomponenters stabilitet enn av dammens globale stabilitet. Opptredende strekkspenninger i pilaren som følge av utbøyning i aksial retning, vil særlig utgjøre en potensiell bruddmekanisme.

Platedammens respons og sikkerhet i forbindelse med jordskjelv vil effektivt kunne endres ved å tilføre sideveis avstivning, for eksempel i form av avstivningsbjelker. For norske platedammer er isolasjonsveggenes bidrag vurdert som lite, men positivt. Ved benyttelse av sideveis avstivning, vil dammens evne til å overføre treghetskreftene mot dammens vederlag være avgjørende.

Anbefaling til videre studier

Det anbefales å innrette videre studier mot følgende emner:

- Forenklede analysemetoder
- Vibrasjonstest av en virkelig platedam
- Numerisk modellering, hensyntatt ikke-lineær respons
- Modellering av fullstendig damgeometri

I kombinasjon med flere numeriske forsøk med dammer av varierende høyde, vil de presenterte resultatene kunne danne grunnlag for utvikling av forenklede analysemetoder. I oppstrøms-nedstrøms retning vil spesielt egenfrekvens og svingeperiode være egnet for slike vurderinger. For dammer uten sideveis avstivning, vil egenfrekvens og svingeperiode i aksial retning i tillegg til utbøyning og spenningsnivå ved benyttelse av plateteori være aktuelt.

De utførte numeriske analysene er basert på forenklinger og antagelser. Ved instrumentering og tvungen vibrasjonstest av en virkelig platedam vil ulike inputparametere i modellen kunne kontrolleres og verifiseres.

Spesielt ved større damhøyde viser resultatene en ikke-lineær respons og oppsprekking av betong. Ikke-lineære numeriske analyser vil være mer omfattende men bør likevel vurderes, da blant annet armeringens betydning for respons og sikkerhetsnivå i denne oppgaven er basert på antagelser.

Modellering av fullstendig damgeometri vil gi en utvidet forståelse av samhandling mellom sideliggende seksjoner og generering av treghetskrefter i aksial retning.

Bibliografi

- [1] Smith. *Platedammer og jordskjelv*. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, 2012. Prosjektoppgave ved Institutt for vann- og miljøteknikk.
- [2] NORUT Narvik AS. *Innovativ forvaltning av betongdammer*, 2009.
- [3] Ingeniør A. B. Berdal. *Dam Håen, Tegn. nr. 339-064*, 1964.
- [4] Various authors. *Ambursen dams - Selected articles from the Ambursen Hydraulic Construction Company*. R. M. Rudolph, Approximate Date 1912.
- [5] Norges vassdrags- og energidirektorat. *Retningslinjer for betongdammer*, 2005. Utgave 2. Til § 4.8 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg.
- [6] Guttormsen. *TVM4165 - Vannkraftverk og vassdragsteknikk*. Tapir akademiske forlag, 2006. Kompendium ved Institutt for vann- og miljøteknikk, NTNU.
- [7] Kleivan, Kummeneje og Lyngra. *Concrete in Hydropower Structures*. Hydro-power Development. Norwegian Institute of Technology, Division of Hydraulic Engineering, 1994.
- [8] Priscu et al. *Earthquake engineering for large dams*. Editura Academiei og John Wiley and sons, 1985.
- [9] Novak et al. *Hydraulic Structures*. CRC Press, second edition edition, 1996.
- [10] NORSAR. jordskjelv.no, 20. november 2012. <http://www.jordskjelv.no/>.
- [11] Kramer. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, 1st edition, 1996.
- [12] Høeg. Dimensjonering, kontroll og forsterkning av dammer for jordskjelvlaster. *Dagfinn Lysnes Minneforedrag*, 2006.
- [13] Lestuzzi et Badoux. *Génie parasismique - Conception et dimensionnement des bâtiments*. Presses polytechniques et universitaires romandes, 2008.
- [14] Løset et al. *Dimensjonering for jordskjelv*. Rådgivende ingeniørers forening, 2010. Veileder til NS-EN 1998-1:2004+NA:2008.
- [15] Smith. *Dynamique des Structures*. Kompendium ved Laboratoire d'Informatique et de Mécanique Appliquées à la Construction, Section de Genie Civil, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2010.

- [16] Dassault Systèmes Simulia Corp. *Abaqus 6.12 Documentaion*. SIMULIA, 2012.
- [17] Chopra. *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Prentice Hall, 1995.
- [18] The International Commission on Large Dams. *Computational procedures for dam engineering - Reliability and applicability*, 2001. Bulletin 122.
- [19] The International Commission on Large Dams. *Seismic design and evaluation of structures appurtenant to dams*, 2002. Bulletin 123.
- [20] Bell. *Matrisestatikk - Statistiske beregninger av rammekonstruksjoner*. tapir akademiske forlag, 2011.
- [21] Federal Office for Water and Geology. *Sécurité des ouvrages d'accumulation: Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes*, 2003. Version 1.2.
- [22] Fenves and Chopra. *Simplified analysis for Earthquake resistant design of Concrete Gravity Dams*. University of California, Berkeley, 1986. UCB/EERC-85/10.
- [23] Raphael. The effect of lateral earthquake on a high buttress dam. In *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, pages 1791–1801, 1960.
- [24] Motsonelidze. *Stability and Seismic resistance of buttress dams*. E'nergiya Publishers, Moscow, 1987. Translation of: Ustoichivost' i Seismostoikost Kontrforsnykh Plotin.
- [25] Norges vassdrags- og energidirektorat. *Retningslinje for laster og dimensjonering*, 2003. Utgave 2. Til §§ 4-1 og 4-2 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg.
- [26] Standard Norge, Norsk Elektroteknisk Komite og Standard Online AS. standard.no, 08. november 2012. <http://www.standard.no/>.
- [27] Standard Norge. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, Desember 2004. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.
- [28] Standard Norge. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*, Desember 2004. NS-EN 1998-1:2004+NA:2008.
- [29] The International Commission on Large Dams. *Selecting seismic parameters for large dams - Guidelines*, 1989. Bulletin 72.

- [30] Konow og Berntsen. Dimensjonering av dammer for seismiske krefter etter Eurokode 8. *Norconsult*, 2011.
- [31] NORSAR og NGI. *Seismic zonation for Norway*. Norwegian Council for Building Standardization, 2004.
- [32] Schleiss. *Barrages*. Kompendium ved Laboratoire de Constructions Hydrauliques, Section de Genie Civil, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2007.
- [33] Scott et al. *Dam Safety Risk Analysis, Best Practices Training Manual*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation in cooperation with the U.S. Army Corps of Engineers, 2.2 edition, 2011.
- [34] Rozanov and Bakhtin. Model investigation of earthquake resistance of the Kirovsk dam. *Hydrotechnical construction*, 12:1113 – 1119, 1978.
- [35] Avilés and Li. Analytical-numerical solution for hydrodynamic pressures on dams with sloping face considering compressibility and viscosity of water. *Computers and Structures*, Vol. 66:481 – 488, 1998.
- [36] Westergaard. Water pressures on dams during earthquakes. In *American Society of Civil Engineers - Proceedings of the*, volume 57, pages 1303 – 1318, 1931.
- [37] Jansen. *Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation*. Van Nostrand Reinhold, 1988.
- [38] Zangar. Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquake effects. *Engineering monographs*, No. 11, 1952.
- [39] Dassault Systèmes. SIMULIA Abaqus 6.12, 2012. <http://www.3ds.com/>.
- [40] Den norske ingeniørforening. *NS 427 Regler for utførelse av arbeider i armert betong*, 1939.
- [41] Chopra and Wang. Analysis and response of concrete arch dams including dam-water-foundation rock interaction to spatially-varying ground motions. *UCB/EERC-2008/03*, 2008.
- [42] Raphael. Tensile strength of concrete. *Journal of the American Concrete Institute*, 2:158 – 165, 1984.
- [43] Neville. *Properties of concrete*. Pearson, 5th ed edition, 2011.
- [44] European Research Community On Flow, Turbulence And Combustion. *ERCOfTAC Best Practice Guidelines for Computational Fluid Dynamics of Dispersed Multi-Phase Flows*, 2011.
- [45] The International Commission on Large Dams. *Design features of dams to resist seismic ground motion*, 2001. Bulletin 120.

- [46] Ellis and Jeary. On the forced vibration testing of dams. In *The eighth world conference on earthquake engineering, San Francisco, California*, 1984.
- [47] Ingeniør A. B. Berdal. *Storfosdammen, Tegn. nr. 1137-024*, 1980.
- [48] Grøner Trondheim AS. *Dam Håen - Revurdering 1999*. TrønderEnergi Kraft AS.
- [49] Ingeniør A. B. Berdal. *Dam Håen, Tegn. nr. 339-005*, 1963.
- [50] Ingeniør A. B. Berdal. *Dam Håen, Tegn. nr. 339-021*, 1963.
- [51] Ingeniør A. B. Berdal. *Dam Håen, Tegn. nr. 339-063*, 1963.
- [52] Ingeniør A. B. Berdal. *Dam Håen, Tegn. nr. 339-061*, 1963.
- [53] SWECO. *Dam Storfossen - Revurdering 2011*. TrønderEnergi AS.
- [54] Ingeniør A. B. Berdal. *Storfosdammen, Tegn. nr. 1137-004*, 1979.
- [55] Ingeniør A. B. Berdal. *Storfosdammen, Tegn. nr. 1137-025*, 1980.
- [56] Ingeniør A. B. Berdal. *Storfosdammen, Tegn. nr. 1137-059*, 1981.

Figurer

1.1	Dam Håen, utformet som typisk norsk platedam. [3]	2
2.1	Snitt gjennom typisk norsk platedam. [6]	6
2.2	Forskjellige platesystemer i en platedam; a) Fritt opplagte plater, b) Flerfeltsplater med skjøt over pilar, c) og d) Flerfeltsplater med skjøt i momentnullpunkt. [6]	7
2.3	Momentfordeling i flerfeltsplater, der P er den fordelte vannlasten i vurdert høyde. [6]	7
2.4	Typiske snitt gjennom forskjellige damtyper. [8]	8
2.5	Jordskjelv i Norge f.o.m. 1979. Røde prikker: Jordskjelv merket av mennesker. Gule prikker: Andre jordskjelv med magnitudo fire eller mer. [10]	10
2.6	Registrert tidsserie over variasjon i grunnakselerasjon som funksjon av tiden $/s/$ fra jordskjelvet ved Izmit i Tyrkia 17. august 1999. [13]	11
2.7	Elementfamilier i elementmodeller. [16]	16
3.1	Svingeform og svingeperiode for typiske gravitasjonsdammers første svingemode. [22]	19
4.1	Overordnet geometri av etablerte modeller.	33
4.2	Plassering av avstivningsbjelker, markert ved oransje symbol.	36
4.3	Generert elementnett.	37
4.4	Anvendte tidsserier.	40
4.5	Sammenligning av teorier for hydrodynamisk tilleggsmasse, Modell A.	41
4.6	Påført hydrodynamisk tilleggsmasse, dekomponert fra horisontalt og vertikalt bidrag.	42
4.7	Fordeling av hydrodynamiske punktmasser, presentert ved grønne ikon.	43
4.8	Sammenligning av dempingsforhold mot effektiv demping per svingemode for modell B.	49
4.9	Total energi gjennom dynamisk analyse.	50
5.1	Første modes svingeform for modell A.	54
5.2	Første modes svingeform for modell B.	54

5.3	Svingeform til første mode i oppstrøms-nedstrøms retning for modell A.	55
5.4	Svingeform til første mode i oppstrøms-nedstrøms retning for modell B.	55
5.5	Svingning i oppstrøms-nedstrøms retning ved ulik damhøyde, med og uten vann i magasinet.	56
5.6	Svingning i aksial retning ved ulik damhøyde ved vannstand i HRV, med og uten avstivningsbjelker.	56
5.7	Typisk respons av modell A.	57
5.8	Typisk respons av modell B.	58
5.9	Reaksjonskrefter ved fundament for modell B, beregningstilfelle 1.	59
5.10	Reaksjonskrefter ved fundament for modell B, beregningstilfelle 2.	60
5.11	Reaksjonskrefter ved fundament for modell B, beregningstilfelle 3.	60
5.12	Typisk fordeling av vertikale reaksjonskrefter langs pilarens fundament, beregningstilfelle 2.	61
5.13	Typisk utbøyningsform i oppstrøms-nedstrøms retning med og uten vann som funksjon av damhøyde.	62
5.14	Maksimalt opptredende strekkspenninger på hver side av pilar i modell A.	64
5.15	Maksimalt opptredende strekkspenninger på hver side av pilar i modell B.	65
5.16	Maksimale strekkspenninger på hver side av pilar i modell B med og uten innspenning, beregningstilfelle 2.	66
5.17	Trykkraft i størst belastet avstivningsbjelke gjennom seismisk hendelse.	67
5.18	Plassering av størst belastede avstivningsbjelker, markert med rød sirkel.	68
6.1	Teoretisk sikkerhetsfaktor mot glidning gjennom seismisk hendelse for beregningstilfelle 2.	73
6.2	Oppriss av Stony Gorge Dam	75
6.3	Oppriss av Storfosdammen sett fra nedstrøms side. [47]	76
6.4	Utførelse av kapiteler ved nye avstivningsbjelker i Stony Gorge Dam. 76	
A.1	Seismiske soner i det sørlige Norge, a_{g40Hz} gitt i m/s^2 for returperiode på 475 år. [31]	A2
A.2	Seismiske soner i det nordlige Norge, a_{g40Hz} gitt i m/s^2 for returperiode på 475 år. [31]	A3
A.3	Seismiske soner i det sørlige Norge, a_{g40Hz} gitt i m/s^2 for returperiode på 10000 år. [31]	A4
A.4	Seismiske soner i det nordlige Norge, a_{g40Hz} gitt i m/s^2 for returperiode på 10000 år. [31]	A5

B.1	Trykkoeffisient avhengig av oppstrøms helning til bruk ved Westergaards teori. [37]	B1
B.2	Zangars trykkoeffisienter for hellende overflater. [38]	B2
C.1	Dam Håen sett fra nedstrøms side.	C2
C.2	Typisk tverrsnitt av Dam Håen. [3]	C2
C.3	Utførelse av kontakt mellom pilar og damplate i dam Håen. [49]	C3
C.4	Fordeling av armering i en typisk pilar i dam Håen. [50]	C3
C.5	Utførelse av kontakt mellom pilar og isolasjonsvegg i dam Håen. [3]	C4
C.6	Isolasjonsvegg i dam Håen.	C4
C.7	Typisk utførelse av avstivningsbjelke og vute mellom pilar og damplate i dam Håen.	C5
C.8	Utførelse av kontakt mellom pilar og typiske avstivningsbjelker i dam Håen. [51]	C5
C.9	Plassering av avstivningsbjelker i typisk pilar i dam Håen. [52]	C6
C.10	Oppriss av avstivningsbjelkenes fordeling i dam Håen sett fra nedstrøms side. [52]	C6
C.11	Storfosdammen sett fra nedstrøms side.	C7
C.12	Typisk tverrsnitt av Storfosdammen. [54]	C8
C.13	Utførelse av kontakt mellom pilar og damplate i Storfosdammen. [55]	C8
C.14	Fordeling av armering i en typisk pilar i Storfosdammen. [56]	C9
C.15	Utførelse av avstivningsbjelke og opplagring mot pilar i Storfosdammen. [47]	C9
C.16	Plassering av avstivningsbjelker i typisk pilar i Storfosdammen. [47]	C10
C.17	Oppriss av avstivningsbjelkenes fordeling i Storfosdammen sett fra nedstrøms side. [47]	C10
C.18	Typisk utseende av kontakt mellom pilar og avstivningsbjelke i Storfosdammen.	C11
D.1	Fordeling av demping i modell A.	D2
D.2	Fordeling av demping i modell B.	D3
F.1	Statisk spenningstilstand i modell A ved gravitasjon.	F2
F.2	Statisk spenningstilstand i modell A ved gravitasjon og vannstand i HRV.	F2
F.3	Statisk spenningstilstand i modell B ved gravitasjon.	F3
F.4	Statisk spenningstilstand i modell B ved gravitasjon og vannstand i HRV.	F3
G.1	Svingemoder for modell A, beregningstilfelle 1.	G2
G.2	Svingemoder for modell A, beregningstilfelle 2.	G4
G.3	Svingemoder for modell A, beregningstilfelle 3.	G6
G.4	Svingemoder for modell B, beregningstilfelle 1.	G9

G.5	Svingemoder for modell B, beregningstilfelle 2.	G11
G.6	Svingemoder for modell B, beregningstilfelle 3.	G13
H.1	Reaksjonskrefter ved fundament for modell A, beregningstilfelle 1. .	H1
H.2	Reaksjonskrefter ved fundament for modell A, beregningstilfelle 2. .	H2
H.3	Reaksjonskrefter ved fundament for modell A, beregningstilfelle 3. .	H3
I.1	Teoretisk sikkerhetsfaktor mot glidning gjennom seismisk hendelse for beregningstilfelle 2.	I1
I.2	Teoretisk sikkerhetsfaktor mot glidning gjennom seismisk hendelse for beregningstilfelle 3.	I2

Tabeller

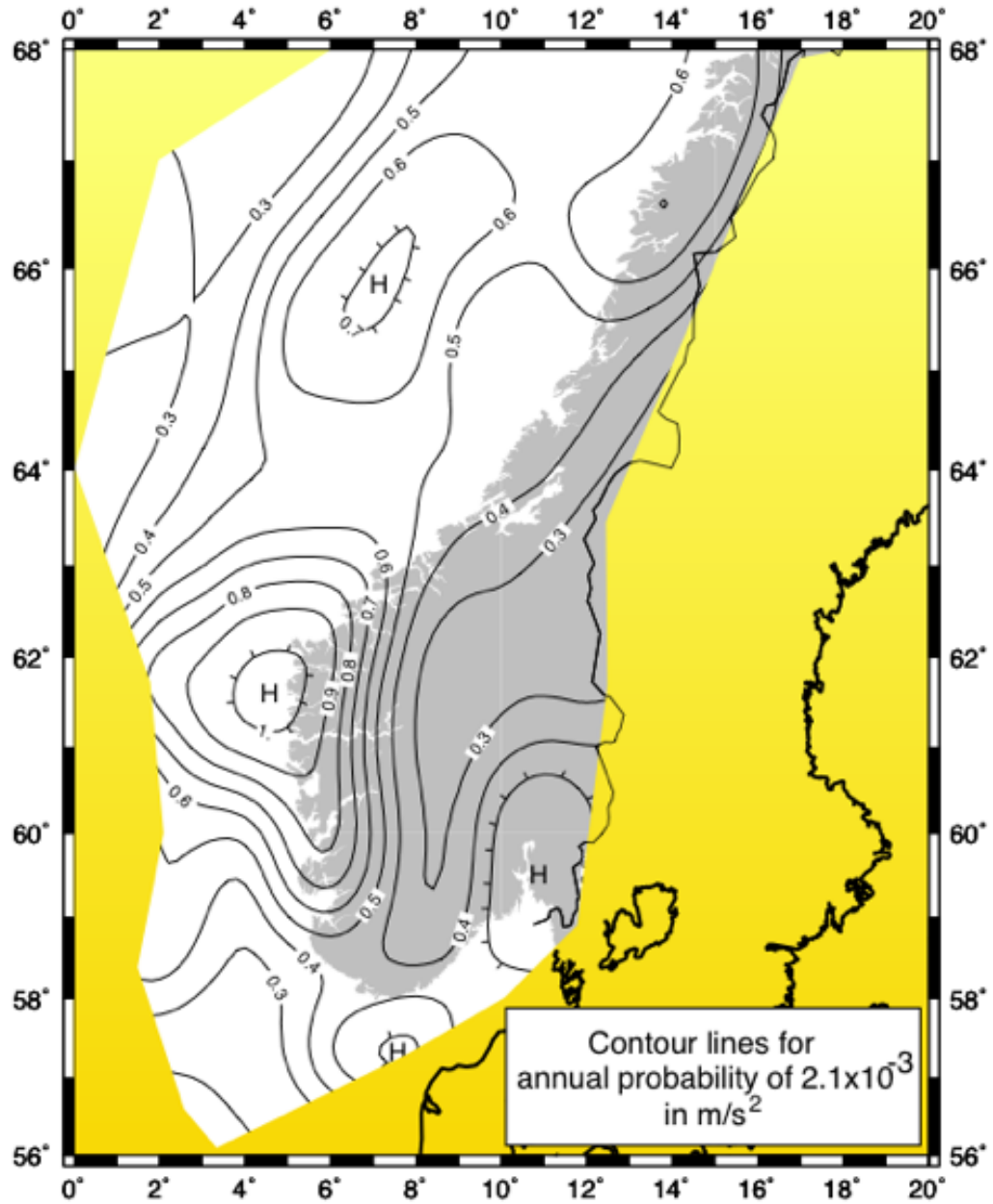
3.1	Parametere for dimensjonerende elastiske responspektre, grunn- type A	25
3.2	Newmarks kombinasjonsregler for seismisk lastvirkning i ulike ret- ninger [28].	29
4.1	Maksimal dimensjonerende grunnakselerasjon for fastlandsnorge ved ulike returperioder.	39
4.2	Modellerte elastiske materialegenskaper og densitet.	45
4.3	Benyttet betongkapasitet.	47
4.4	Avstivningsbjelkenes kapasitet.	47
4.5	Sammenligning av reaksjonskrefter fra statisk belastning, [kN]. . . .	48
6.1	Faktoren n , for forholdet mellom avstivningsbjelkenes kapasitet og maksimale krefter.	75
D.1	Benyttede svingemoder og resulterende kombinasjonskoeffisienter for rayleighdemping ved dempingsforhold, $\xi = 2\%$	D1
G.1	Svingemoder for modell A, beregningstilfelle 1.	G3
G.2	Svingemoder for modell A, beregningstilfelle 2.	G5
G.3	Svingemoder for modell A, beregningstilfelle 3.	G7
G.4	Svingemoder for modell B, beregningstilfelle 1.	G10
G.5	Svingemoder for modell B, beregningstilfelle 2.	G12
G.6	Svingemoder for modell B, beregningstilfelle 3.	G14

Vedlegg A

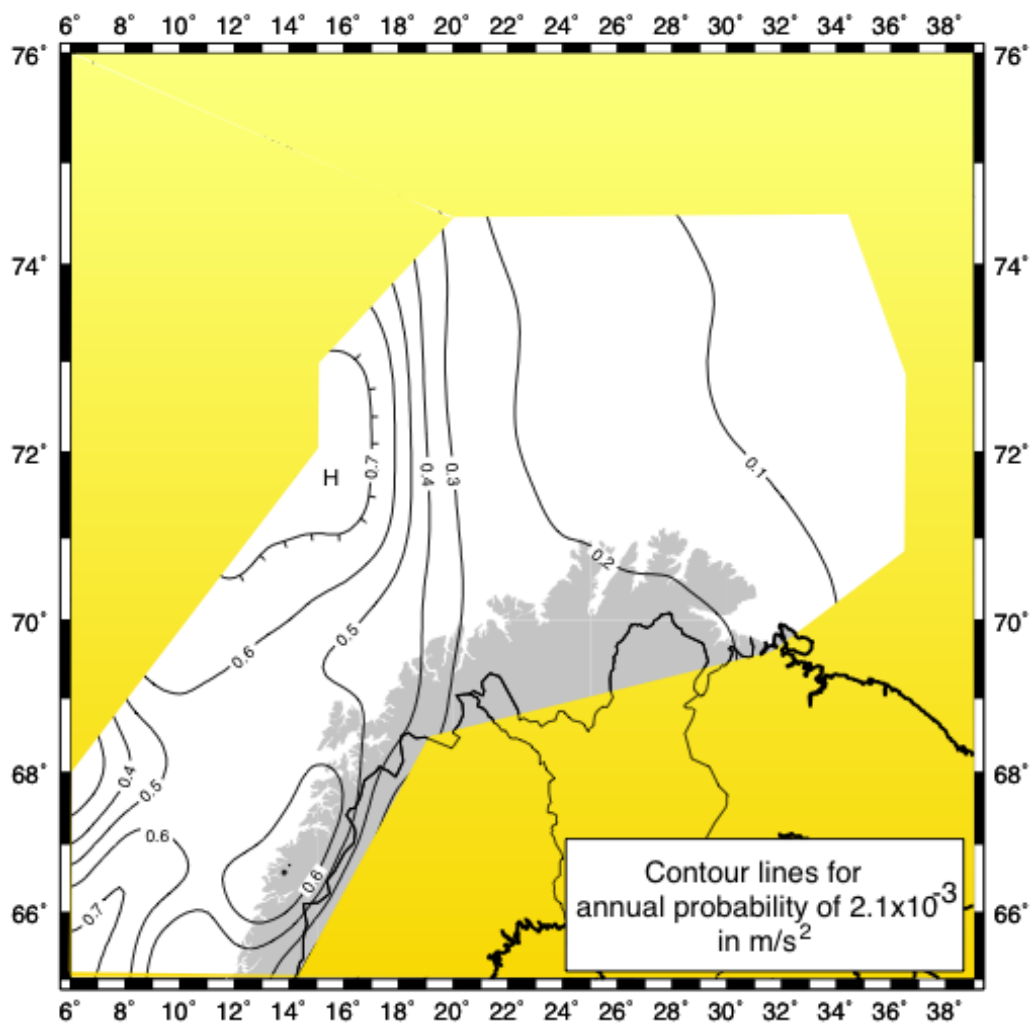
Kart over seismiske soner i Norge

Dette vedlegget presenterer seismiske soner i Norge, inndelt etter maksimal grunnakselerasjon for jordskjelv med returperiode på 475 og 10 000 år.

A.1 475 års returperiode

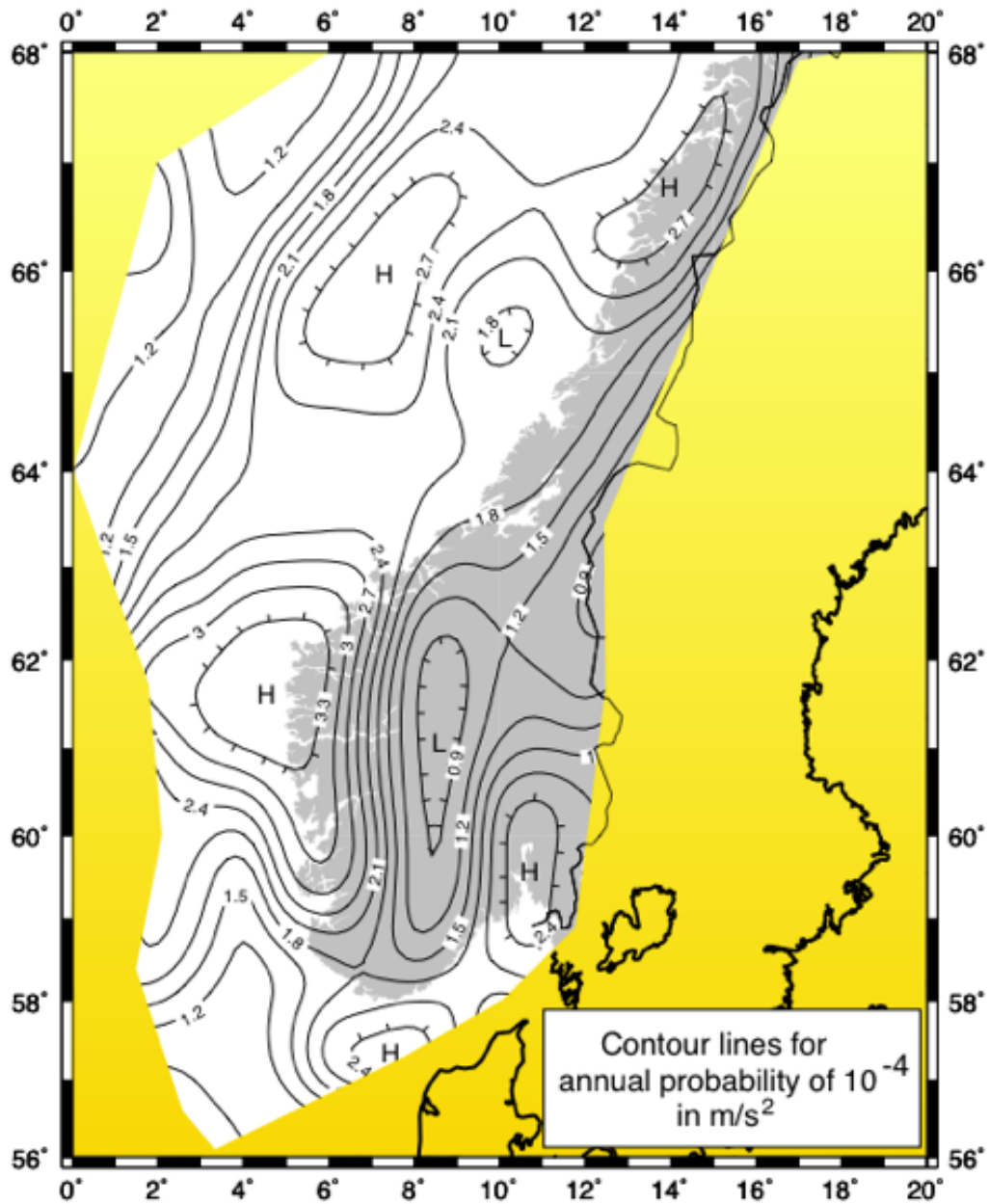


Figur A.1: Seismiske soner i det sørlige Norge, a_{g40Hz} gitt i m/s^2 for returperiode på 475 år. [31]

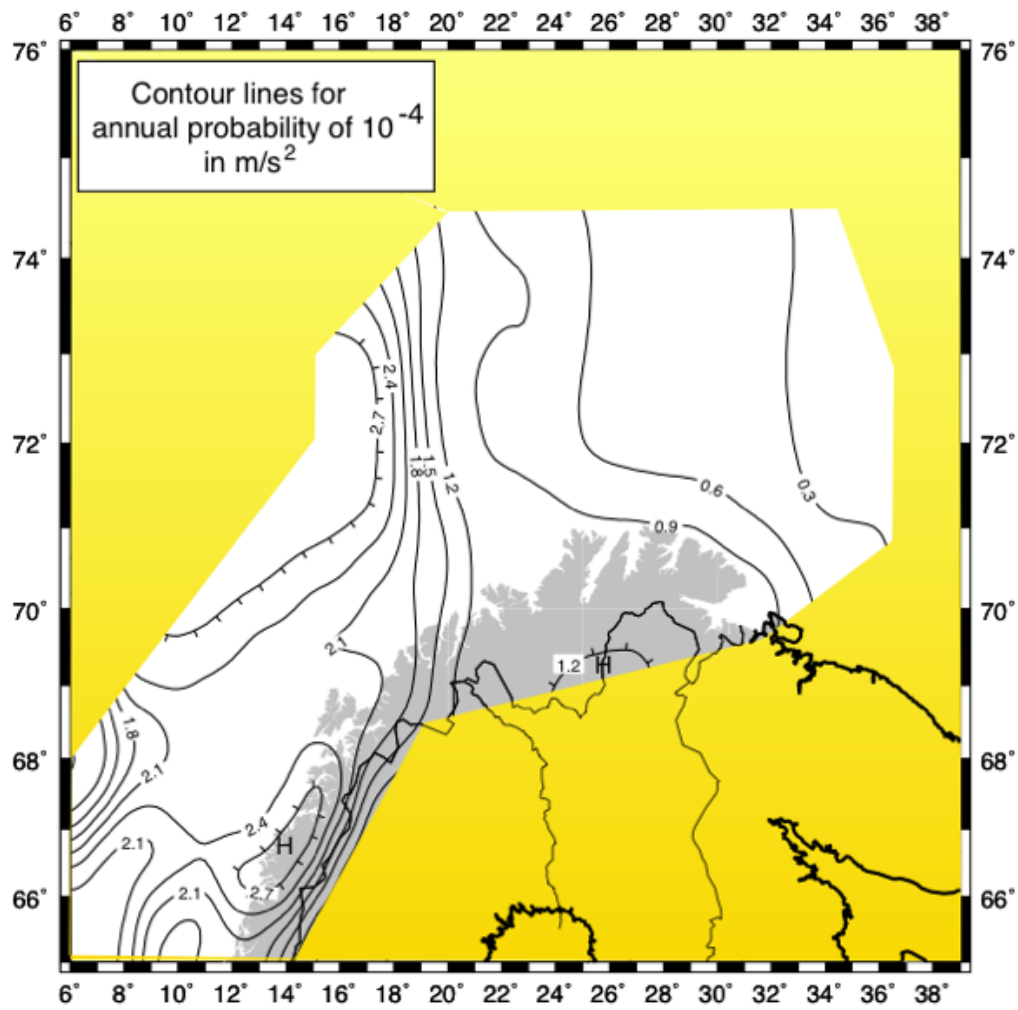


Figur A.2: Seismiske soner i det nordlige Norge, a_{g40Hz} gitt i m/s^2 for returperiode på 475 år. [31]

A.2 10 000 års returperiode



Figur A.3: Seismiske soner i det sørlige Norge, a_{g40Hz} gitt i m/s^2 for returperiode på 10000 år. [31]



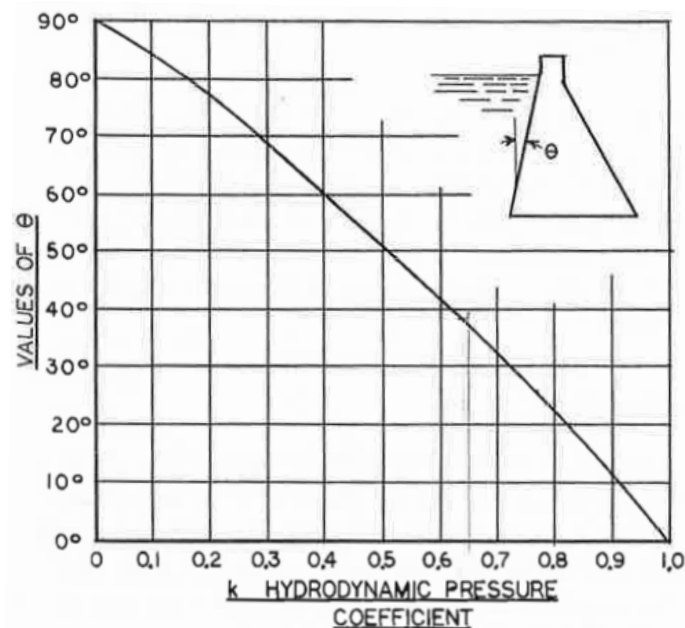
Figur A.4: Seismiske soner i det nordlige Norge, a_{g40Hz} gitt i m/s^2 for returperiode på 10000 år. [31]

Vedlegg B

Hydrodynamiske trykkoeffisienter ved oppstrøms helning

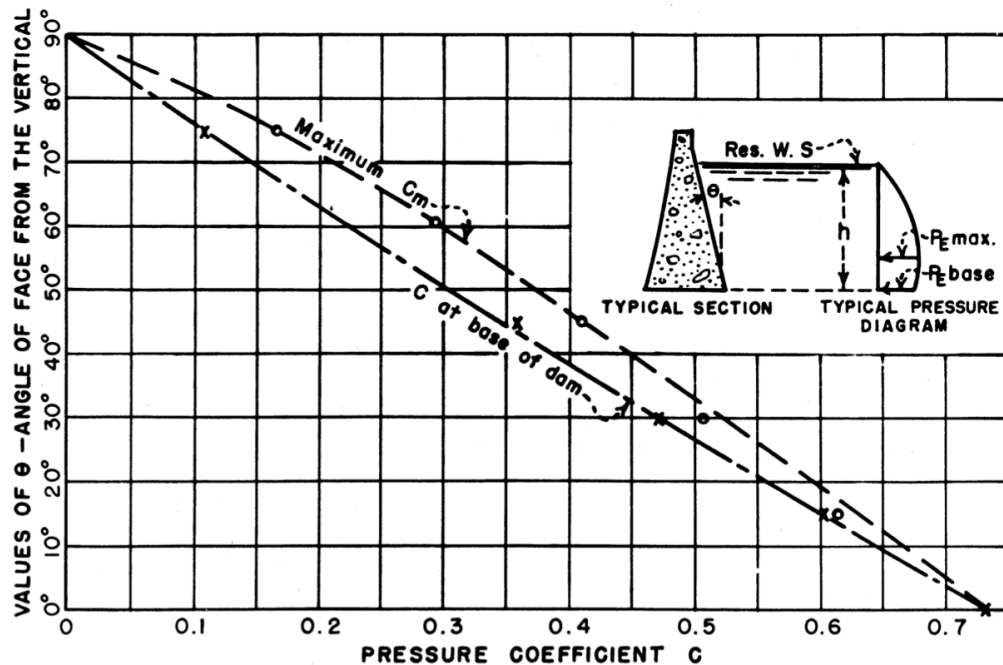
Dette vedlegget presenterer figurer for bestemmelse av hydrodynamiske trykkoeffisienter for dammer med oppstrøms helning for beregning ved Westergaards og Zangars teorier.

B.1 Westergaards teori

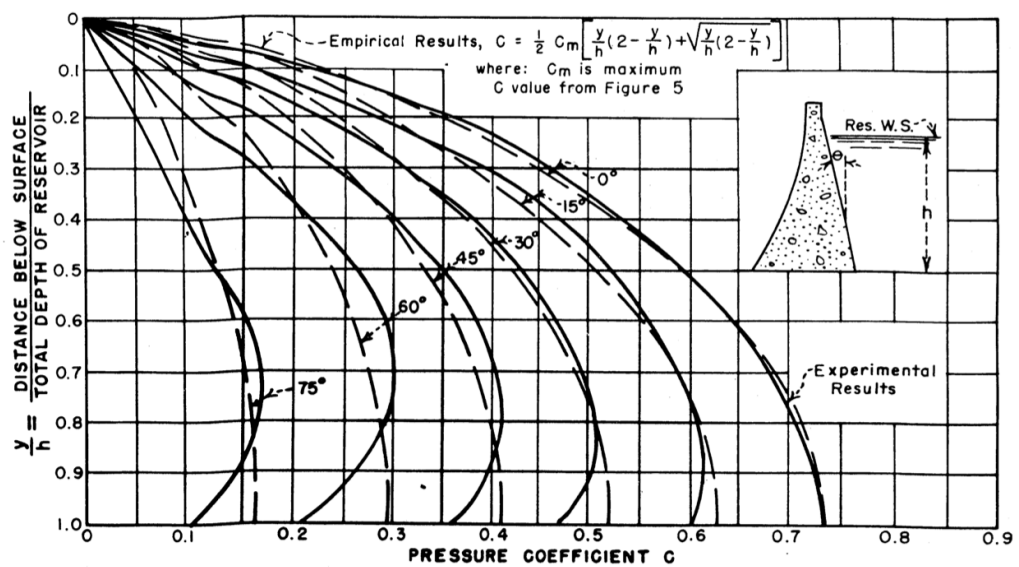


Figur B.1: Trykkoeffisient avhengig av oppstrøms helning til bruk ved Westergaards teori. [37]

B.2 Zangars teori



(a) Trykkoeffisient for konstant hellende plate



(b) Sammenligning av trykkfordelingskurver fra empiriske og eksperimentelle forsøk

Figur B.2: Zangars trykkoeffisienter for hellende overflater. [38]

Vedlegg C

Beskrivelse av dammer

Dam Håen og Storfosdammen representerer typiske trekk ved norske platedammer. Nærhet til Trondheim gjorde dammene egnet for befaringer, og de er derfor studert og benyttet gjennom arbeidet med denne oppgaven.

Dette vedlegget presenterer generell informasjon om dammene, i tillegg til et utvalg av typiske trekk ved utførelse og egenskaper. Den presenterte informasjonen er basert på befaring ved dammene i tillegg til prosjektert tegningsgrunnlag og revurderingsrapporter.

C.1 Dam Håen

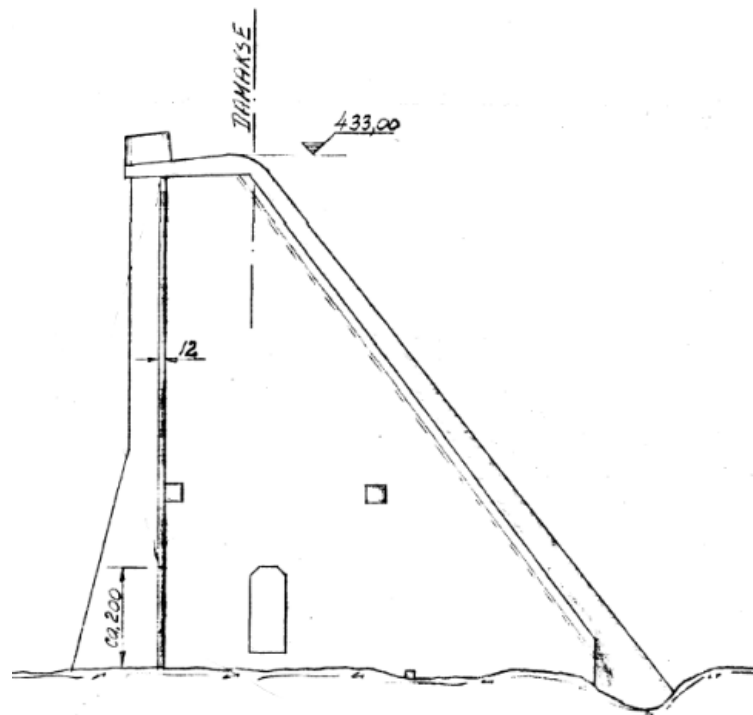
Dam Håen danner inntaksmagasin for Håen kraftverk i Lundesoknavassdraget. Generelle data for dam Håen er presentert i det følgende [48]:

Plassering	Melhus kommune, Sør-Trøndelag
Maksimal høyde	12 meter
Lengde	198 meter
Bygget	1963-64
Bruddkonsekvensklasse	3

Figur C.1 viser dam Håen sett fra nedstrøms side. Dammen er utformet som en typisk norsk platedam i betong med oppstrøms helning lik 5:4, isolasjonsvegg nedstrøms dammens akse og senteravstand mellom pilarene på 5 meter. Platene er lagt kontinuerlig over vekselvis to og tre felt med plateskjøt i momentnullpunkt. Det er i tillegg installert to sett avstivningsbjelker. Figur C.2 presenterer et typisk tverrsnitt av dam Håen.



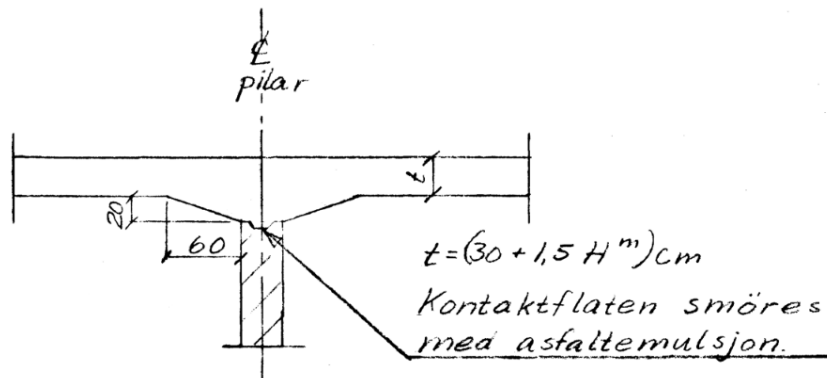
Figur C.1: Dam Håen sett fra nedstrøms side.*



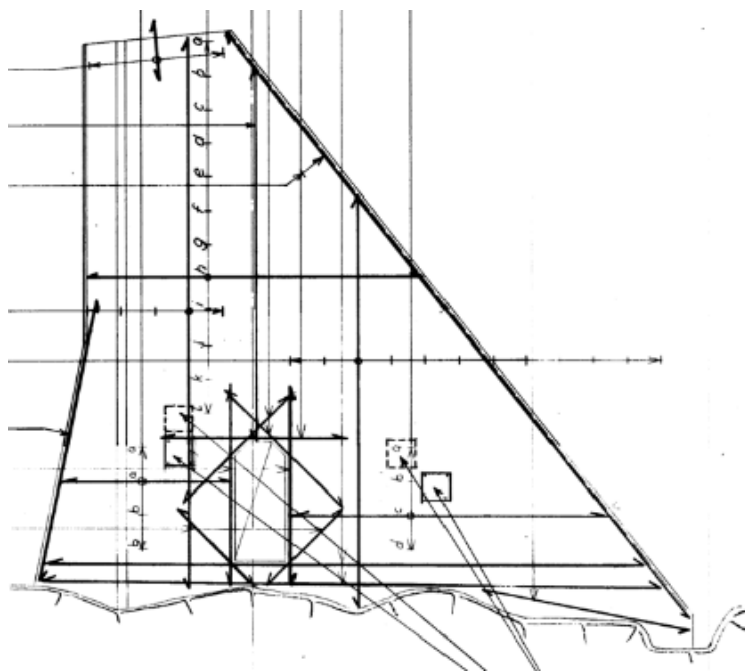
Figur C.2: Typisk tverrsnitt av Dam Håen. [3]

*Meddelt av Morten Skoglund, TrønderEnergi AS

Tverrsnittet av damplaten over pilarer er utvidet ved vuter. Kontakt mellom pilar og vute er utført ved fortanning og påsmurt asfaltemulsjon, som vist i figur C.3. Figur C.4 viser fordeling av armering i en typisk pilar.

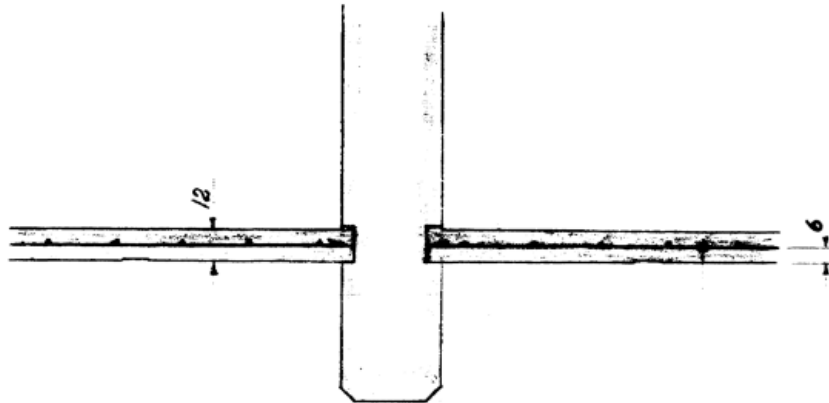


Figur C.3: Utførelse av kontakt mellom pilar og damplate i dam Håen. [49]



Figur C.4: Fordeling av armering i en typisk pilar i dam Håen. [50]

Dammens isolasjonsvegg er utført som en enkel plasstøpt betongvegg. Figur C.5 viser utførelsen av isolasjonsveggene mot pilar og armeringens plassering midt i veggens tverrsnitt. Figur C.6 viser isolasjonsveggen sett fra oppstrøms damtå.



Figur C.5: Utførelse av kontakt mellom pilar og isolasjonsvegg i dam Håen. [3]

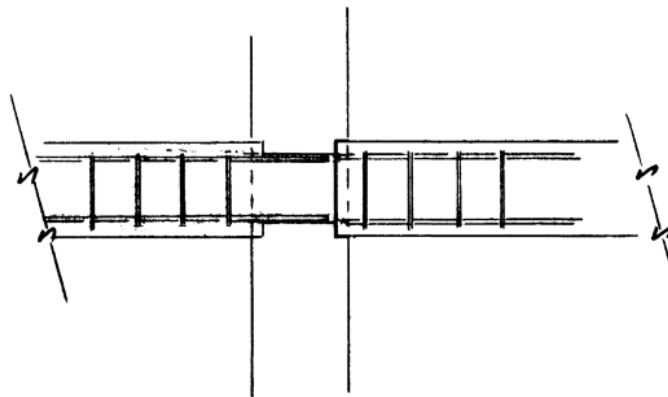


Figur C.6: Isolasjonsvegg i dam Håen.

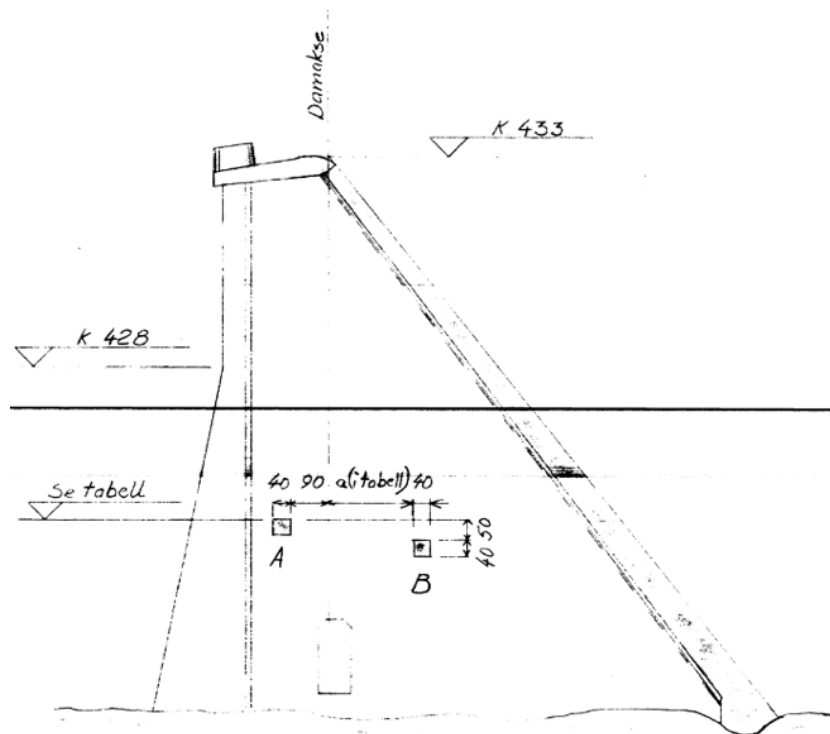
Dammen er utført med to sideveis avstivningsbjelker langs dammens akse, vist i figur C.7. Bjelkenes dimensjon er $400 \cdot 400 \text{ mm}$ og bjelkenes opplagring mot pilar er vist i figur C.8. Plassering av bjelkene i en typisk pilar er gitt i figur C.9 og oppriss av fordelingen over dammens bredde er presentert i figur C.10.



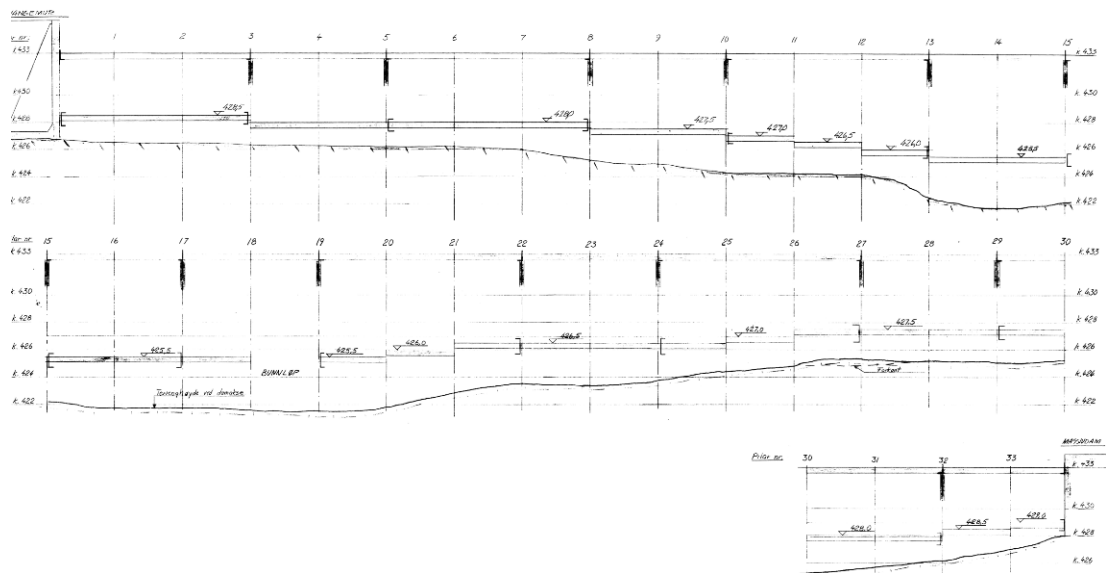
Figur C.7: Typisk utførelse av avstivningsbjelke og vute mellom pilar og damplate i dam Håen.



Figur C.8: Utførelse av kontakt mellom pilar og typiske avstivningsbjelker i dam Håen. [51]



Figur C.9: Plassering av avstivningsbjelker i typisk pilar i dam Håen. [52]



Figur C.10: Oppriss av avstivningsbjelkenes fordeling i dam Håen sett fra nedstrøms side. [52]

C.2 Storfosdammen

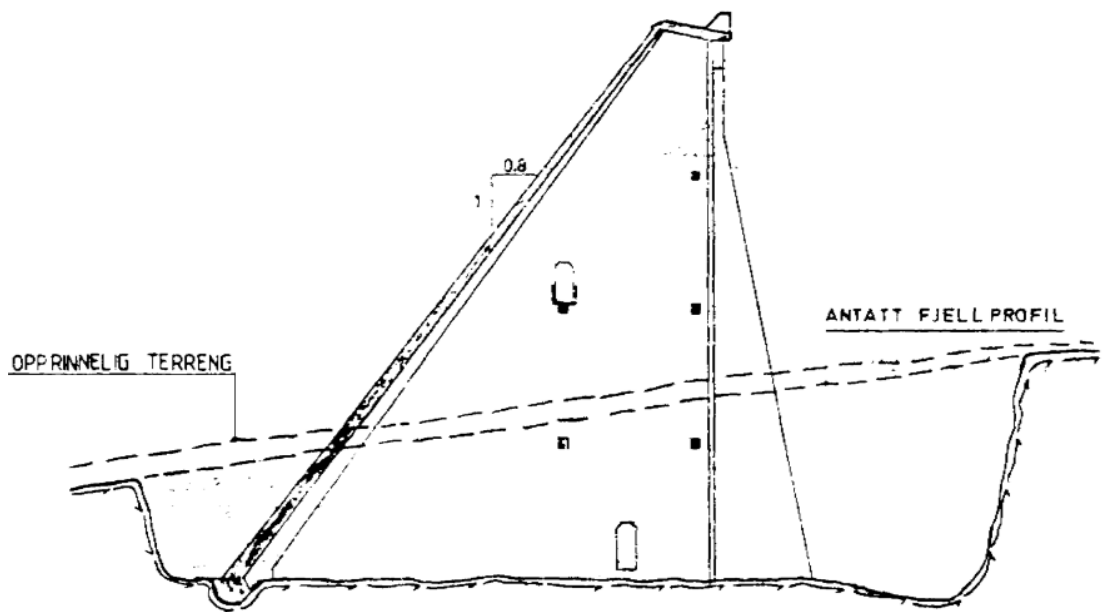
Storfosdammen danner inntaksmagasin for Brattset kraftverk i Orklavassdraget. Generelle data for Storfosdammen er presentert i det følgende: [53]

Plassering	Tynset kommune, Hedmark
Maksimal høyde	25 meter
Lengde	190 meter
Bygget	1982
Bruddkonsekvensklasse	2

Figur C.11 viser Storfosdammen sett fra nedstrøms side. Dammen er utformet som en typisk norsk platedam i betong med oppstrøms helning lik 5:4, men med senteravstand mellom pilarene på 6 meter. Platene er lagt kontinuerlig over to felt med plateskjøt i momentnullpunkt. Isolasjonsvegg er ikke installert. Figur C.12 presenterer er typisk tverrsnitt av Storfosdammen.

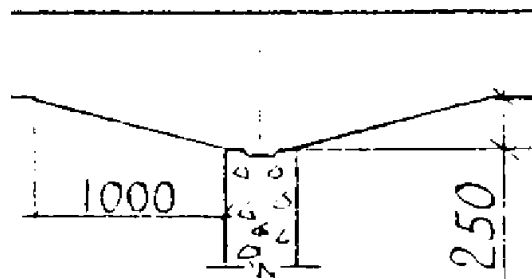


Figur C.11: Storfosdammen sett fra nedstrøms side.

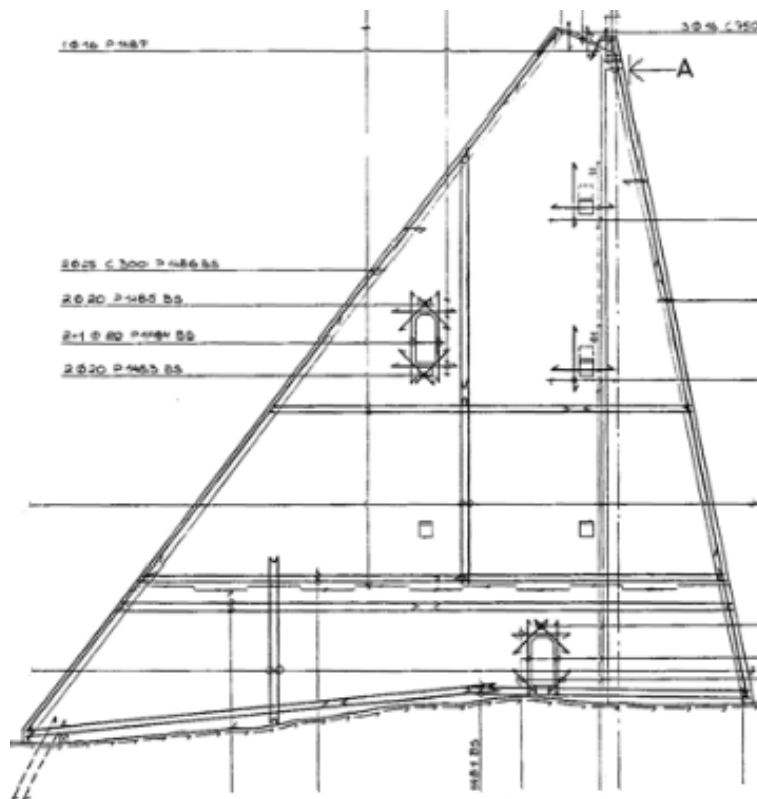


Figur C.12: Typisk tverrsnitt av Storfosdammen. [54]

Tverrsnittet av damplaten over pilarer er utvidet ved vuter. Kontakt mellom pilar og vute er utført ved fortanning og påsmurt asfaldemulsjon, som vist i figur C.13. Figur C.14 viser fordeling av armering i en typisk pilar.

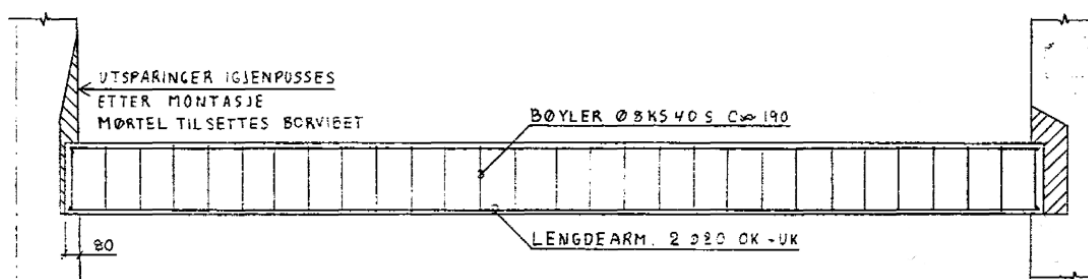


Figur C.13: Utførelse av kontakt mellom pilar og damplate i Storfosdammen. [55]

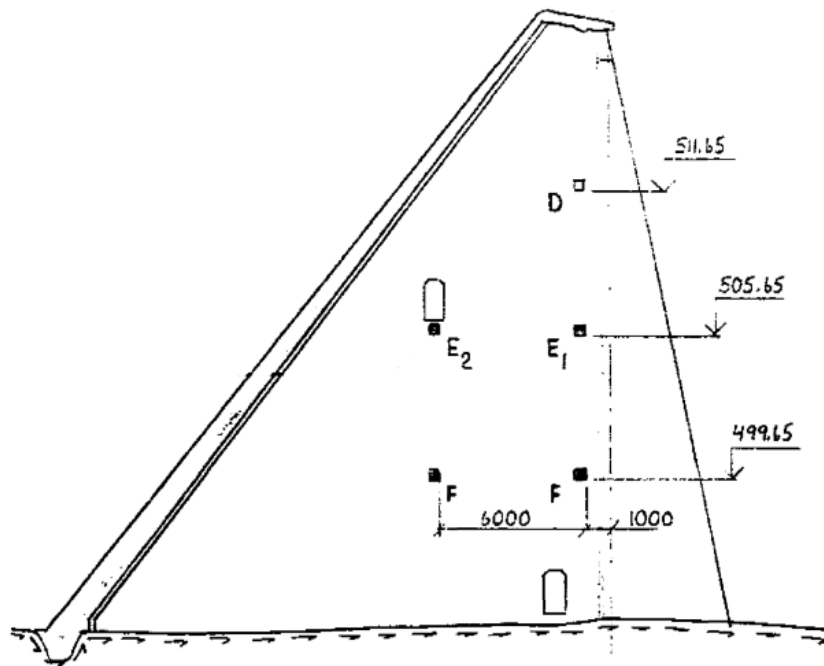


Figur C.14: Fordeling av armering i en typisk pilar i Storfosdammen. [56]

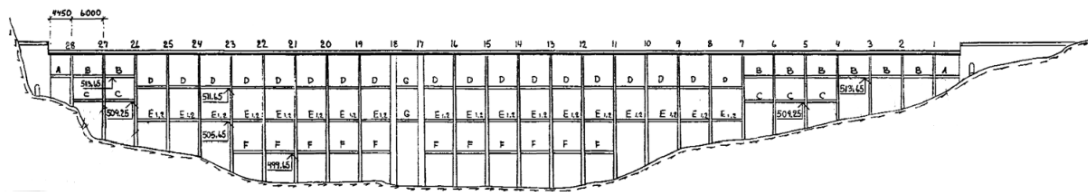
Dammen er utført ved sideveis avstivningsbjelker med en dimensjon $400 \cdot 400 \text{ mm}$. Utførelse av avstivningsbjelkene og opplagring mot pilar er vist i figur C.15 og bjelkenes antall og plassering i en typisk pilar er gitt i figur C.16. Oppriss av avstivningsbjelkenes fordeling er presentert i figur C.17 og typisk utseende av kontakt mellom pilar og avstivningsbjelke er vist i figur C.18.



Figur C.15: Utførelse av avstivningsbjelke og opplagring mot pilar i Storfosdammen. [47]



Figur C.16: Plassering av avstivningsbjelker i typisk pilar i Storfossdammen. [47]



Figur C.17: Oppriss av avstivningsbjelkenes fordeling i Storfossdammen sett fra nedstrøms side. [47]



Figur C.18: Typisk utseende av kontakt mellom pilar og avstivningsbjelke i Storfossdammen.

Vedlegg D

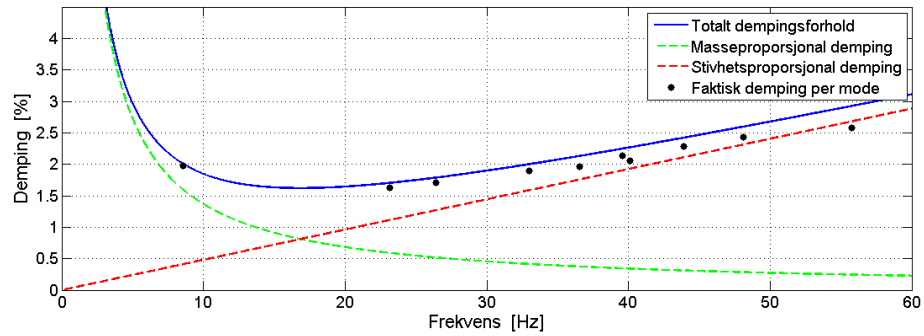
Demping

Dette vedlegget presenterer resulterende kombinasjonskoeffisienter for rayleigh-demping ved valgt dempingsforhold, presentert i tabell D.1, og fordeling av modellenes demping som funksjon av frekvens.

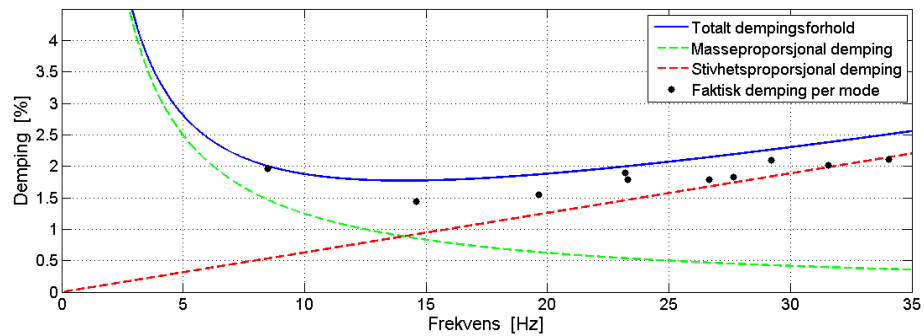
Tabell D.1: Benyttede svingemoder og resulterende kombinasjonskoeffisienter for rayleighdemping ved dempingsforhold, $\xi = 2\%$.

Modell A	Beregningstilfelle 1	$f_1 = 8,6 Hz$	$\alpha = 1,715$
		$f_4 = 33,0 Hz$	$\beta = 0,00015$
	Beregningstilfelle 2	$f_1 = 8,5 Hz$	$\alpha = 1,565$
		$f_5 = 23,3 Hz$	$\beta = 0,00020$
	Beregningstilfelle 3	$f_1 = 14,8 Hz$	$\alpha = 2,275$
		$f_4 = 23,3 Hz$	$\beta = 0,00017$
Modell B	Beregningstilfelle 1	$f_1 = 3,3 Hz$	$\alpha = 0,721$
		$f_6 = 21,9 Hz$	$\beta = 0,00025$
	Beregningstilfelle 2	$f_1 = 3,3 Hz$	$\alpha = 0,667$
		$f_4 = 13,6 Hz$	$\beta = 0,00038$
	Beregningstilfelle 3	$f_1 = 11,7 Hz$	$\alpha = 1,570$
		$f_2 = 13,4 Hz$	$\beta = 0,00025$

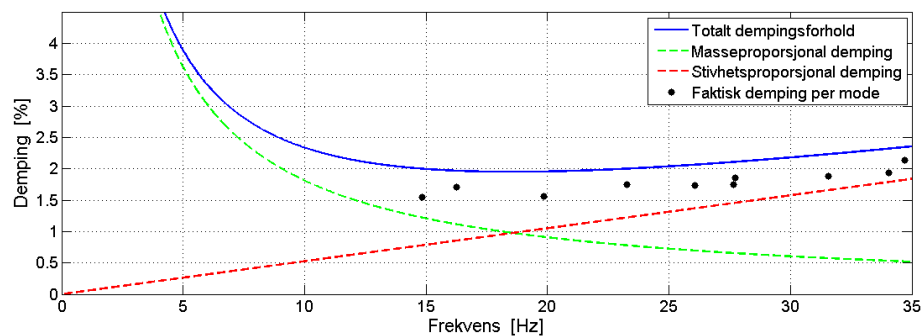
Figur D.1 og figur D.2 viser fordelingen av total demping og stivhets- og masseproporsjonale demping som funksjon av frekvens. Fordelingen er sammenlignet med det faktiske dempingsforholdet i den numeriske modellen ved hver svingemode.



(a) Beregningstilfelle 1

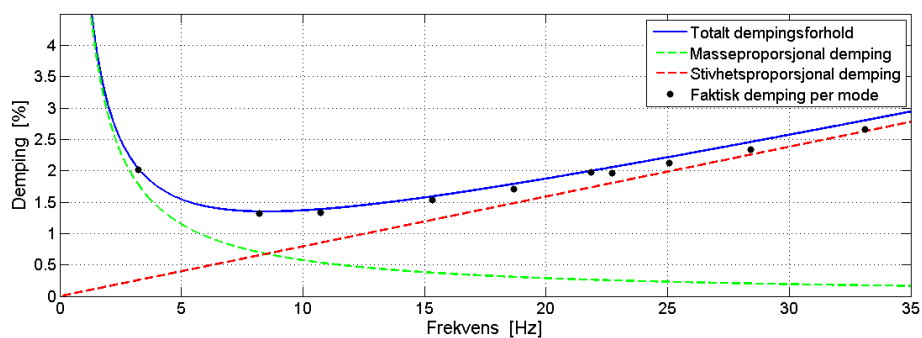


(b) Beregningstilfelle 2

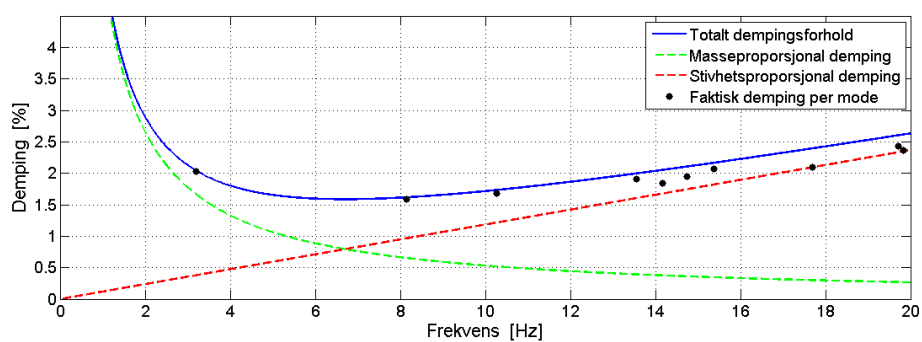


(c) Beregningstilfelle 3

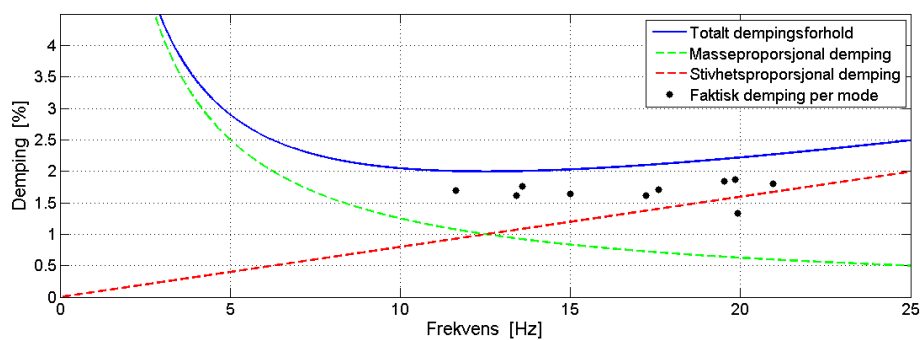
Figur D.1: Fordeling av demping i modell A.



(a) Beregningstilfelle 1



(b) Beregningstilfelle 2



(c) Beregningstilfelle 3

Figur D.2: Fordeling av demping i modell B.

Vedlegg E

Avstivningsbjelkenes kapasitet

Avstivningsbjelkenes kapasitet er kontrollert ved forenklete beregninger for knekning og trykk. Bjelkenes dimensjoner er presentert i kapittel 4.1.3 og betongens materialegenskaper er benyttet som for resten av dammen, presentert i kapittel 4.3.1.

Kneknning

Avstivningsbjelkenes maksimale knekklast er beregnet i ligning E.1 ved Eulerlasten, uten hensyn på 2. ordens teori og eksentrisitet.

$$I = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}(400mm)^4 = 2,13 \cdot 10^9 mm^4$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(L_k)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 31 \cdot 10^3 MPa \cdot 2,133 \cdot 10^9 mm^4}{(5000mm)^2} = \underline{26100 kN} \quad (E.1)$$

Trykkapasitet

Avstivningsbjelkenes trykkapasitet er beregnet ved ligning E.2, ut fra dimensjonerende trykkfasthet uten hensyn på normallastens eksentrisitet.

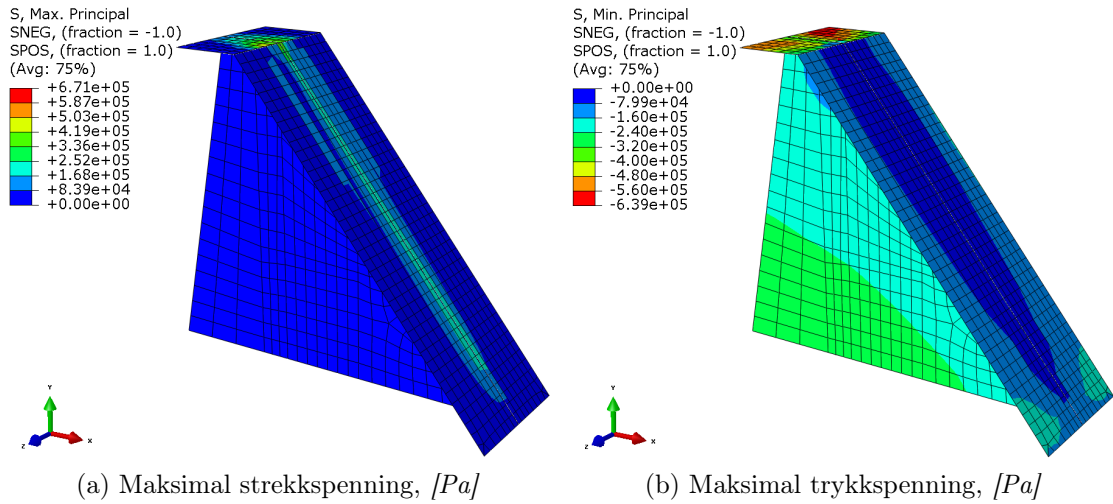
$$P_{cd} = f_{cd}A_c = 17MPa \cdot (400mm \cdot 400mm) = \underline{2720 kN} \quad (E.2)$$

Vedlegg F

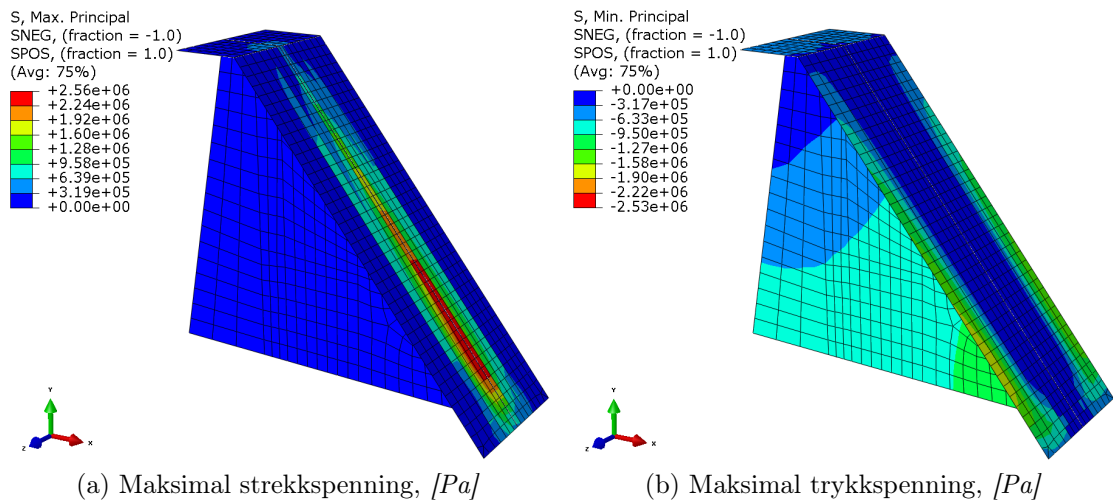
Statisk spenningsnivå

Dette vedlegget presenterer det normale spenningsnivået ved statisk belastning i modell A og modell B med og uten vann i magasinet.

Modell A

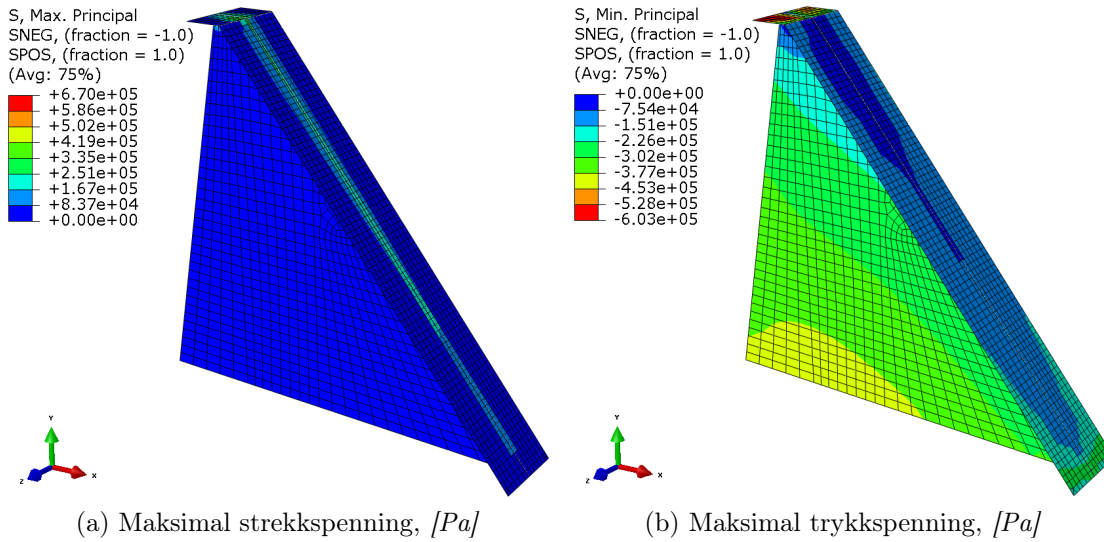


Figur F.1: Statisk spenningstilstand i modell A ved gravitasjon.

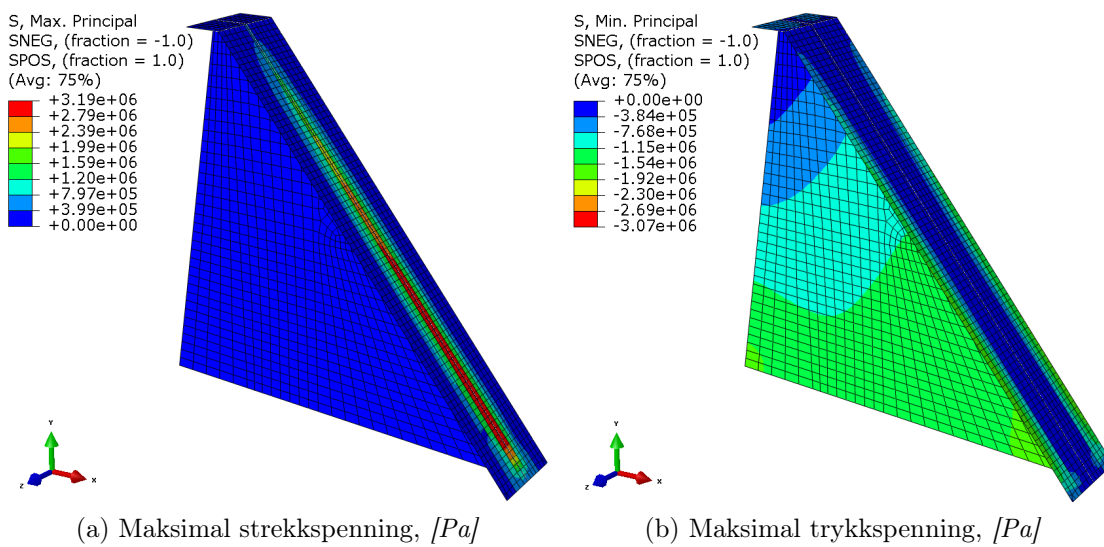


Figur F.2: Statisk spenningstilstand i modell A ved gravitasjon og vannstand i HRV.

Modell B



Figur F.3: Statisk spenningstilstand i modell B ved gravitasjon.



Figur F.4: Statisk spenningstilstand i modell B ved gravitasjon og vannstand i HRV.

Vedlegg G

Svingemoder

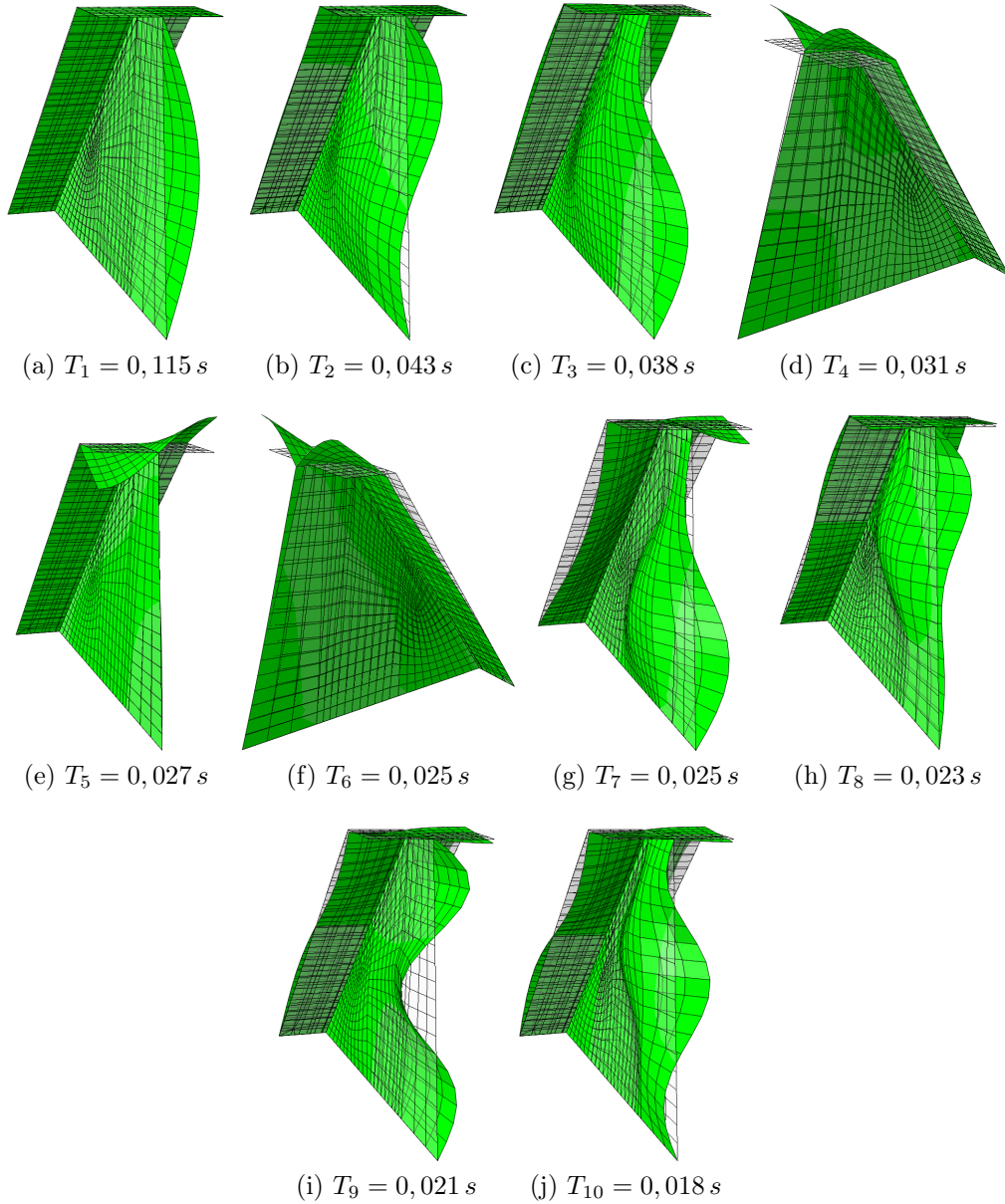
Dette vedlegget presenterer de beregnede svingemodene for modell A og modell B. De ti første svingemodene er beregnet for hvert beregningstilfelle. Modenes svingeform som representerer den relative bevegelsen mellom nodene er presentert i kombinasjon med modenes svingeperiode T_n , egenfrekvens f_n , modale masse m_n^* og bidragsfaktor (*participation factor*) i systemets tre ortogonale retninger Γ_n .

Bidragsfaktoren er presentert i systemets tre ortogonale retninger, der følgende notasjon er benyttet for de ulike retningene:

X	Oppstrøms-nedstrøms retning
Y	Vertikal retning
Z	Aksiell retning

G.1 Modell A - 12 meter høy platedam

Beregningstilfelle 1: Uten vann

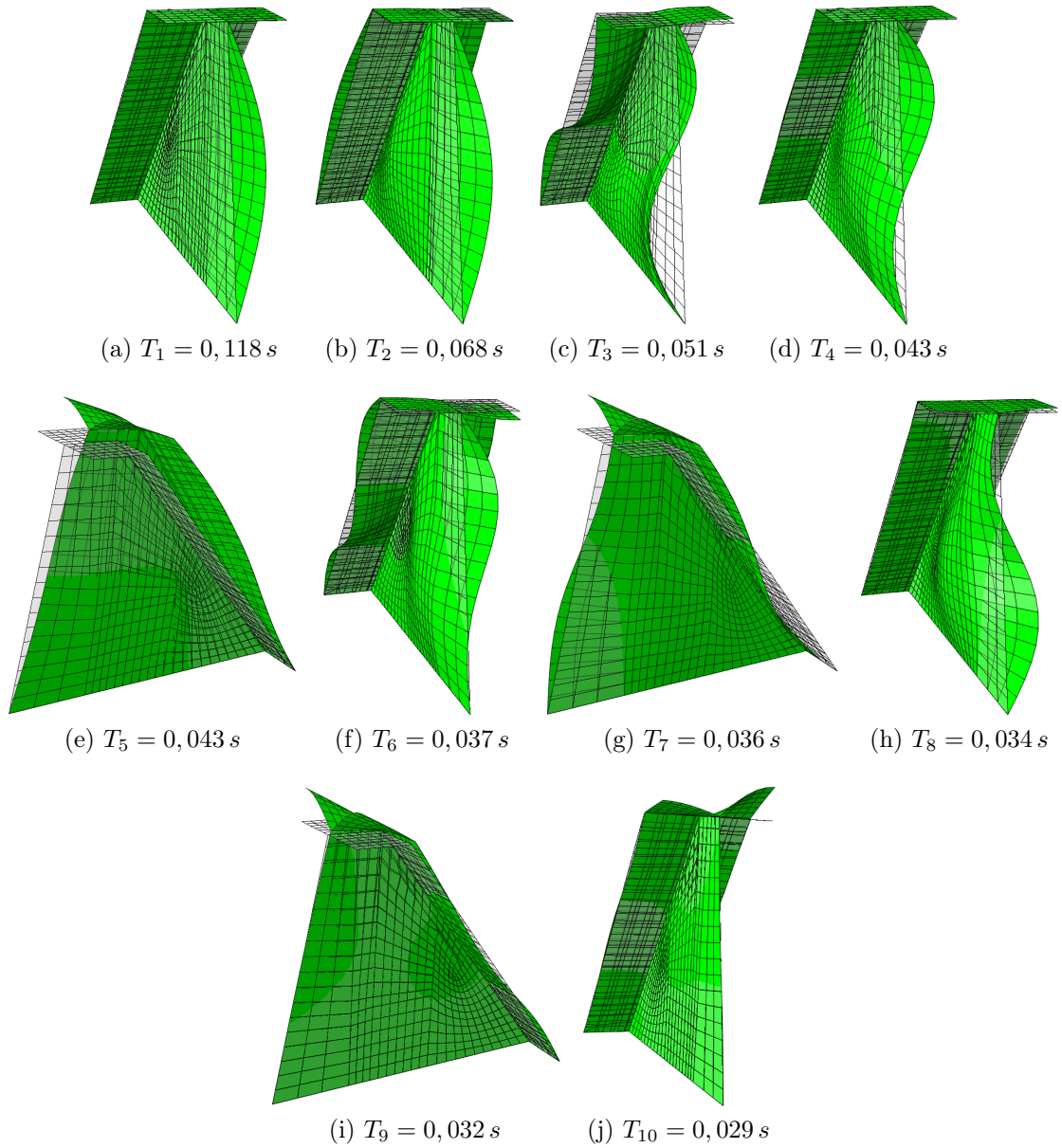


Figur G.1: Svingemoder for modell A, beregningstilfelle 1.

Tabell G.1: Svingemoder for modell A, beregningstilfelle 1.

n	$f_n[Hz]$	$T_n[s]$	$m_n^*[kg * 10^3]$	Γ_n^X	Γ_n^Y	Γ_n^Z
1.	8,6	0,115	13,7	-	-	2,0
2.	23,2	0,043	7,1	-	-	-0,9
3.	26,4	0,038	11,8	-	-	-0,9
4.	33,0	0,031	2,4	3,3	2,5	-
5.	36,6	0,027	2,1	1,6	0,4	-
6.	39,6	0,025	3,2	-4,9	-0,12	-
7.	40,1	0,025	34,1	-	-	-
8.	43,9	0,023	9,4	-	-	0,7
9.	48,1	0,021	10,0	-	-	0,5
10.	55,8	0,018	11,2	-	-	-

Beregningstilfelle 2: Vannstand i HRV

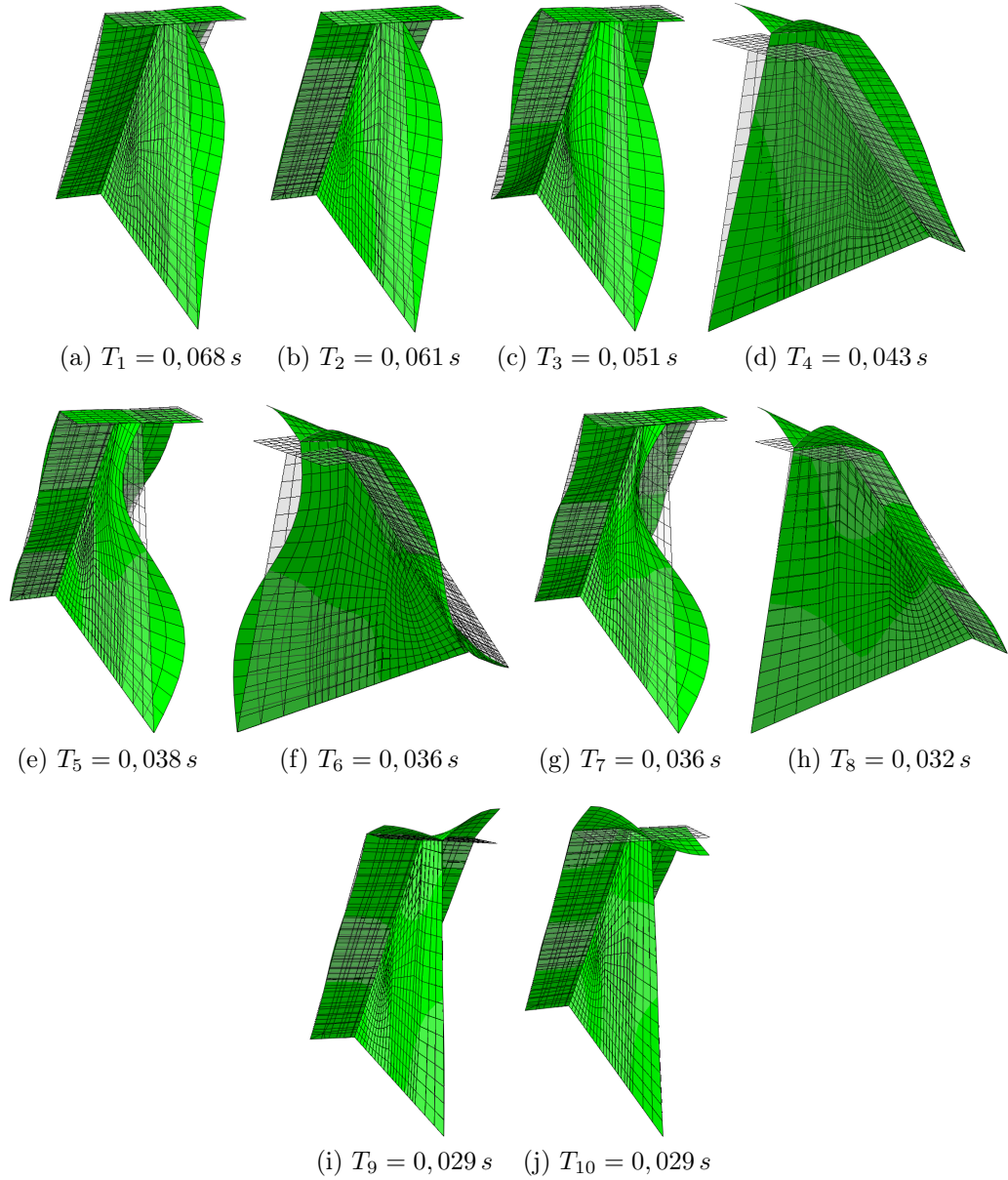


Figur G.2: Svingemoder for modell A, beregningstilfelle 2.

Tabell G.2: Svingemoder for modell A, beregningstilfelle 2.

n	$f_n[Hz]$	$T_n[s]$	$m_n^*[kg * 10^3]$	Γ_n^X	Γ_n^Y	Γ_n^Z
1.	8,5	0,118	14,6	-	-	1,9
2.	14,6	0,068	116,4	-	-	-
3.	19,7	0,051	180,5	-	-	-
4.	23,2	0,043	8,9	2,2	1,5	-0,6
5.	23,3	0,043	61,7	-2,1	-1,4	-
6.	26,7	0,037	56,5	-0,2	-0,1	-
7.	27,7	0,036	139,9	-0,6	-0,5	-
8.	29,3	0,034	11,1	-0,1	-	-1,1
9.	31,6	0,032	18,3	1,0	0,8	-
10.	34,1	0,029	29,4	-0,2	-	-

Beregningstilfelle 3: Vannstand i HRV og avstivningsbjelker



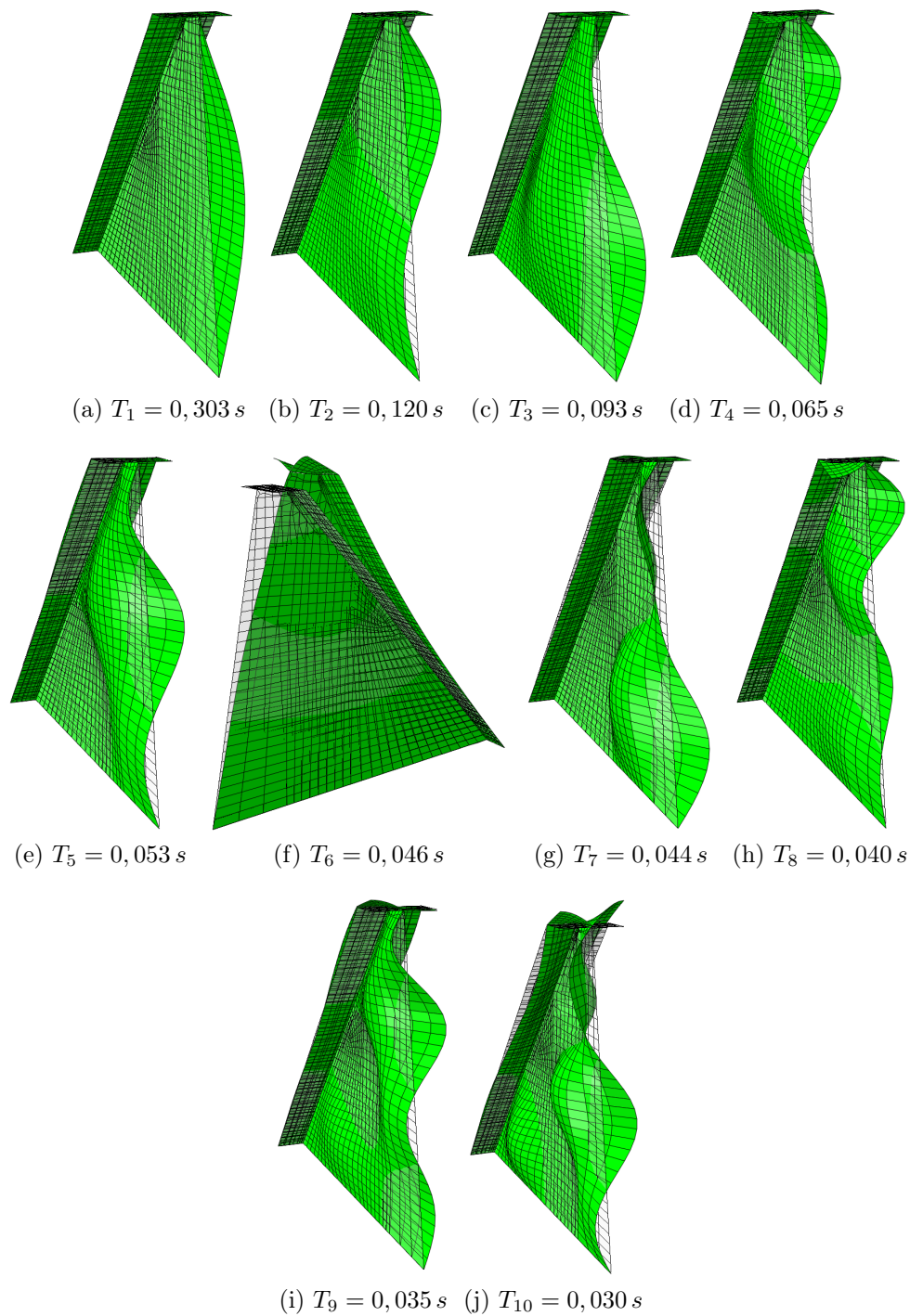
Figur G.3: Svingemoder for modell A, beregningstilfelle 3.

Tabell G.3: Svingemoder for modell A, beregningstilfelle 3.

n	$f_n[Hz]$	$T_n[s]$	$m_n^*[kg * 10^3]$	Γ_n^X	Γ_n^Y	Γ_n^Z
1.	14,8	0,068	64,1	-	-	0,3
2.	16,3	0,061	8,4	-	-	1,6
3.	19,8	0,051	103,2	-	-	-
4.	23,3	0,043	205,2	1,2	0,9	-
5.	26,1	0,038	29,1	-0,2	-0,1	0,2
6.	27,7	0,036	145,3	-0,6	-0,5	-
7.	27,8	0,036	10,8	-0,3	-0,3	0,4
8.	31,6	0,032	18,2	1,0	0,8	-
9.	34,1	0,029	29,5	-0,2	-	-
10.	34,7	0,029	1,8	-1,9	0,4	-

G.2 Modell B - 25 meter høy platedam

Beregningstilfelle 1: Uten vann

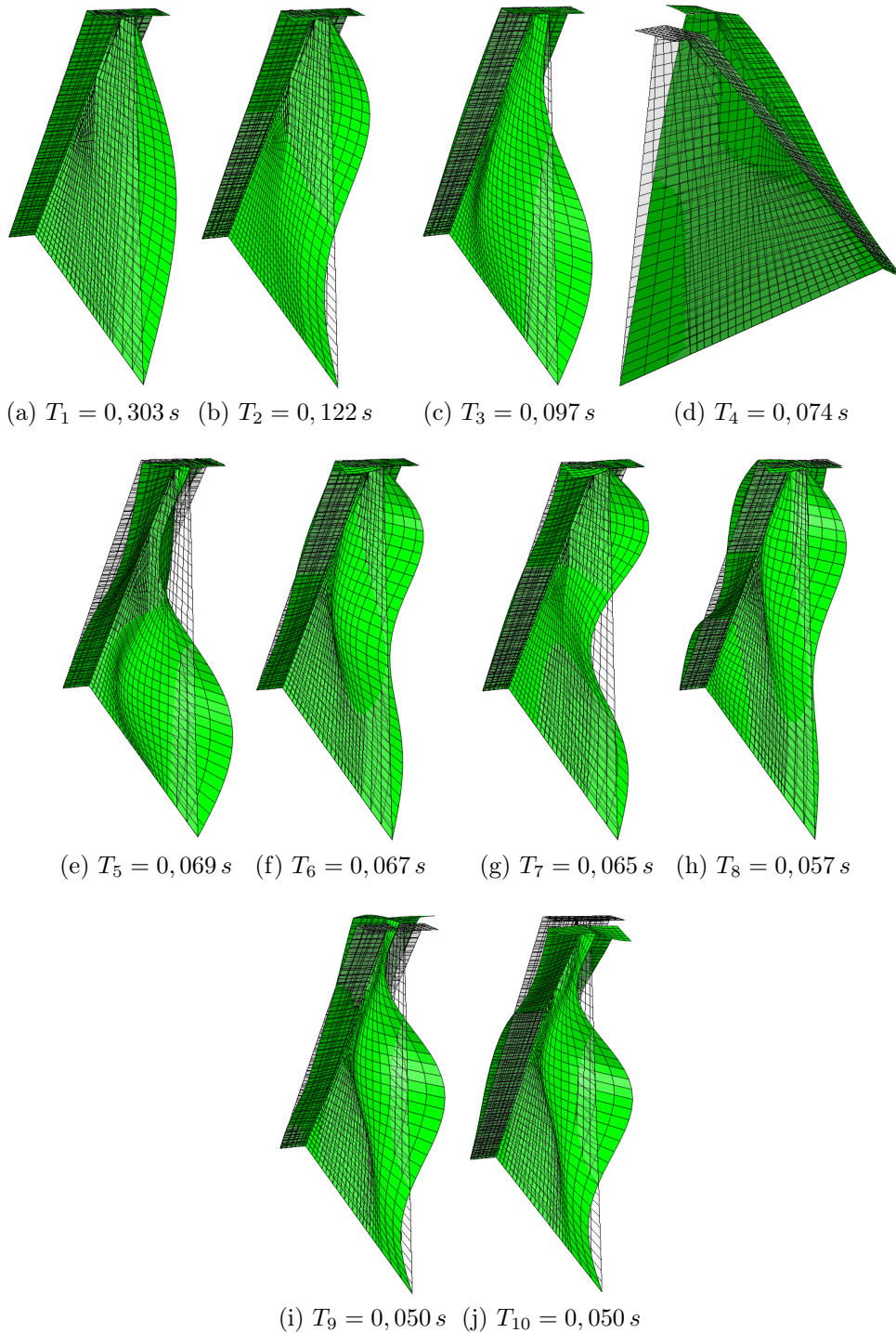


Figur G.4: Svingemoder for modell B, beregningstilfelle 1.

Tabell G.4: Svingemoder for modell B, beregningstilfelle 1.

n	$f_n[Hz]$	$T_n[s]$	$m_n^*[kg * 10^3]$	Γ_n^X	Γ_n^Y	Γ_n^Z
1.	3,3	0,303	65,8	-	-	2,0
2.	8,3	0,120	26,5	-	-	-0,9
3.	10,8	0,093	58,5	-	-	-1,1
4.	15,4	0,065	17,0	-	-	1,4
5.	18,8	0,053	29,8	-	-	0,1
6.	21,9	0,046	109,0	1,8	0,4	-
7.	22,9	0,044	53,5	-	-	0,8
8.	25,1	0,040	14,4	0,2	-	-0,3
9.	28,6	0,035	21,4	-	-	-0,5
10.	33,3	0,030	44,1	-	-	-0,2

Beregningstilfelle 2: Vannstand i HRV

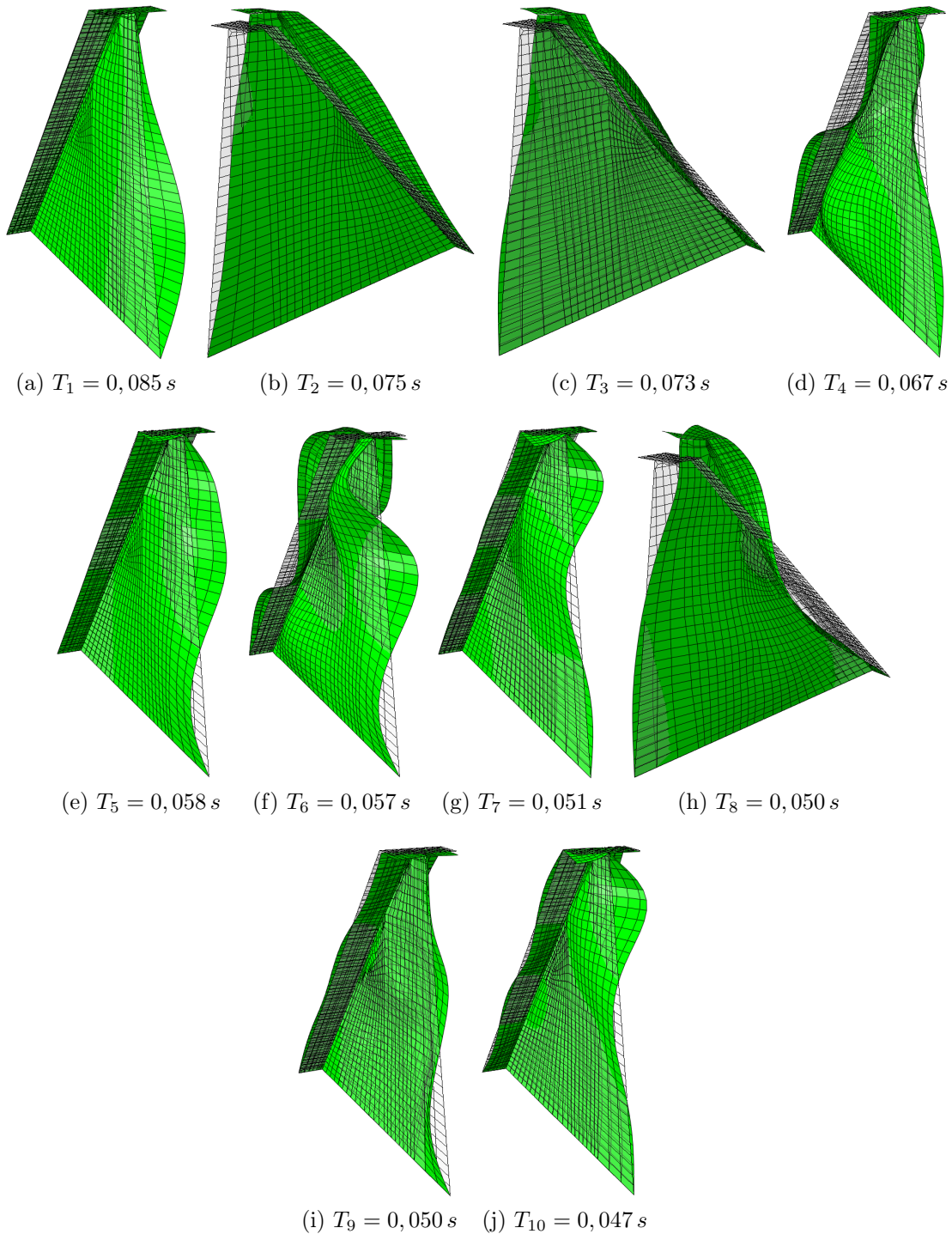


Figur G.5: Svingemoder for modell B, beregningstilfelle 2.

Tabell G.5: Svingemoder for modell B, beregningstilfelle 2.

n	$f_n[Hz]$	$T_n[s]$	$m_n^*[kg * 10^3]$	Γ_n^X	Γ_n^Y	Γ_n^Z
1.	3,3	0,303	66,1	-	-	2,0
2.	8,2	0,122	27,1	-	-	-0,8
3.	10,3	0,097	70,9	-	-	-0,9
4.	13,6	0,074	458,2	1,5	0,9	-
5.	14,4	0,069	233,8	-0,2	-0,1	-0,2
6.	14,9	0,067	61,7	-	-	0,4
7.	15,5	0,065	27,3	-	-	0,9
8.	17,7	0,057	183,0	-	-	-
9.	20,0	0,050	19,7	-1,3	-1,1	0,1
10.	20,1	0,050	19,9	1,3	1,0	-

Beregningstilfelle 3: Vannstand i HRV og avstivningsbjelker



Figur G.6: Svingemoder for modell B, beregningstilfelle 3.

Tabell G.6: Svingemoder for modell B, beregningstilfelle 3.

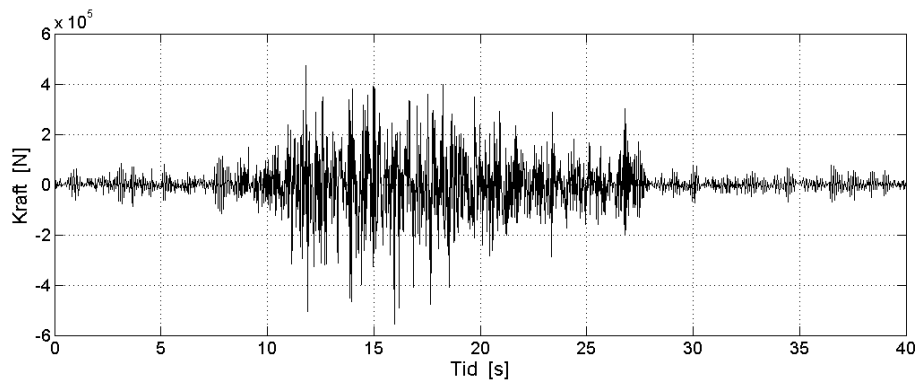
n	$f_n[Hz]$	$T_n[s]$	$m_n^*[kg * 10^3]$	Γ_n^X	Γ_n^Y	Γ_n^Z
1.	11,7	0,085	26,0	-	-	1,7
2.	13,4	0,075	468,6	0,7	0,4	0,2
3.	13,7	0,073	439,5	1,4	0,9	-0,1
4.	15,0	0,067	617,8	-	-	-
5.	17,3	0,058	17,0	-	-	-0,2
6.	17,6	0,057	257,9	-	-	-0,1
7.	19,6	0,051	13,1	0,3	0,2	0,9
8.	20,0	0,050	746,6	-0,8	-0,6	-
9.	20,2	0,050	144,7	0,3	0,2	1,3
10.	21,2	0,047	30,3	-	-	0,9

Vedlegg H

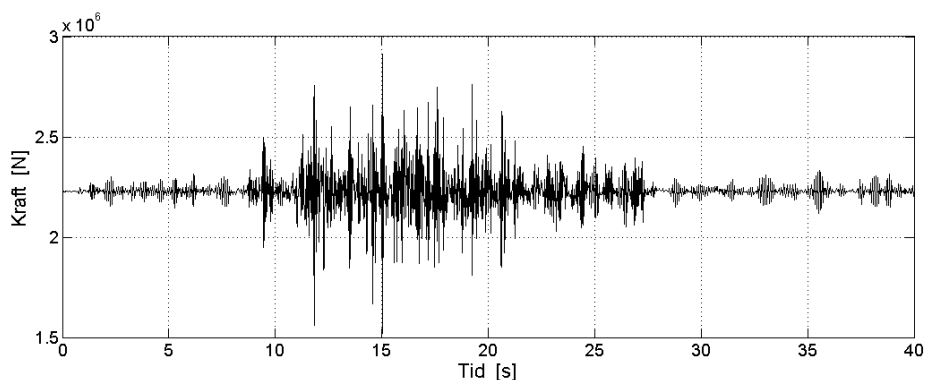
Reaksjonskrefter

De totale reaksjonskreftene ved fundamentet i vertikal og oppstrøms-nedstrøms retning gjennom den seismiske hendelsen for modell A er presentert i figur H.1 til figur H.3.

Modell A

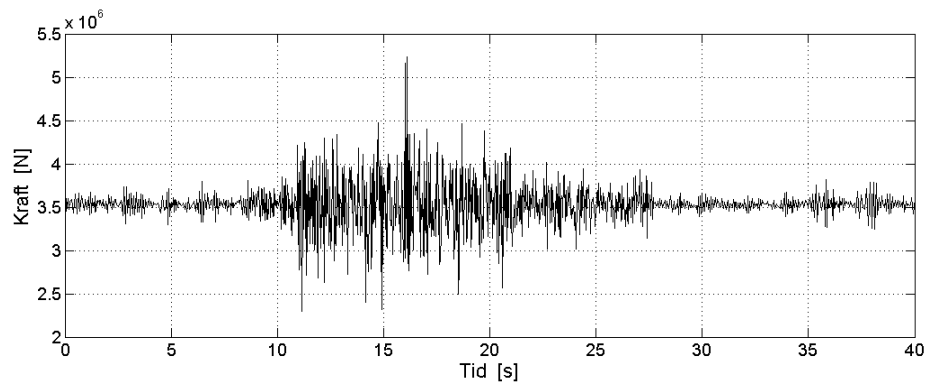


(a) Horisontalt

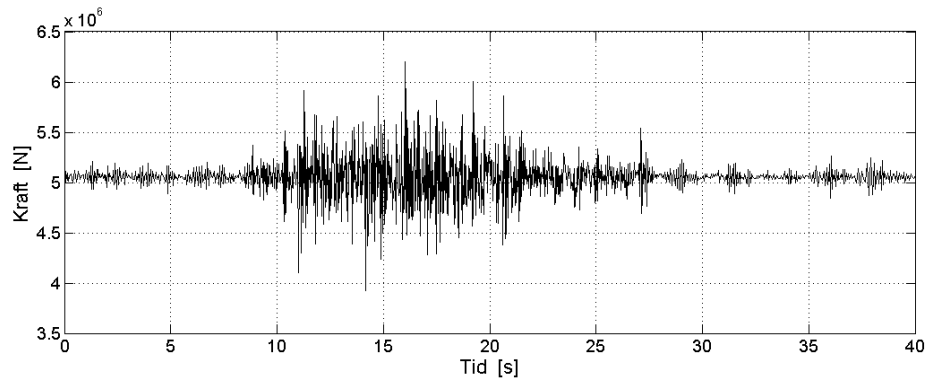


(b) Vertikalt

Figur H.1: Reaksjonskrefter ved fundament for modell A, beregningstilfelle 1.

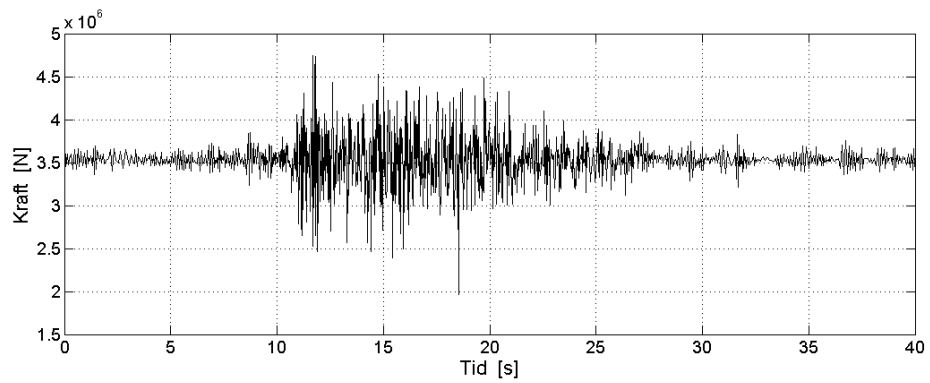


(a) Horisontalt

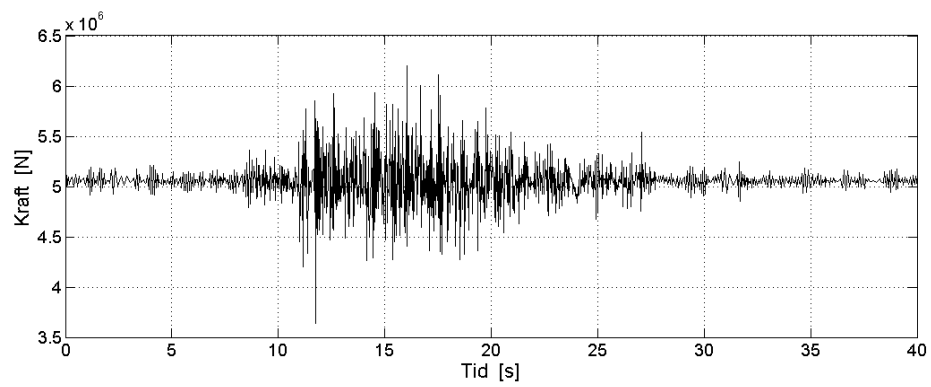


(b) Vertikalt

Figur H.2: Reaksjonskrefter ved fundament for modell A, beregningstilfelle 2.



(a) Horisontalt



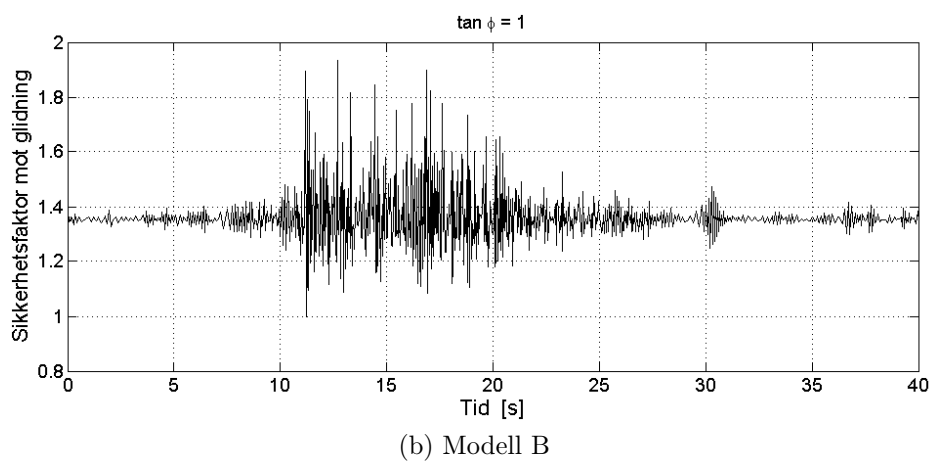
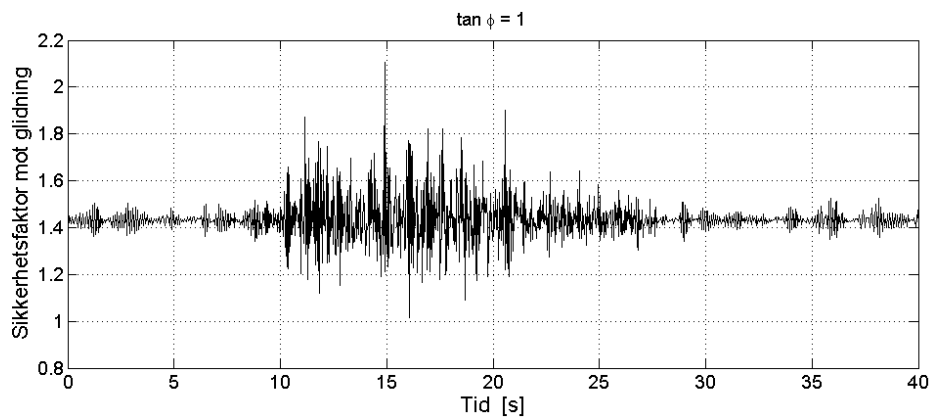
(b) Vertikalt

Figur H.3: Reaksjonskrefter ved fundament for modell A, beregningstilfelle 3.

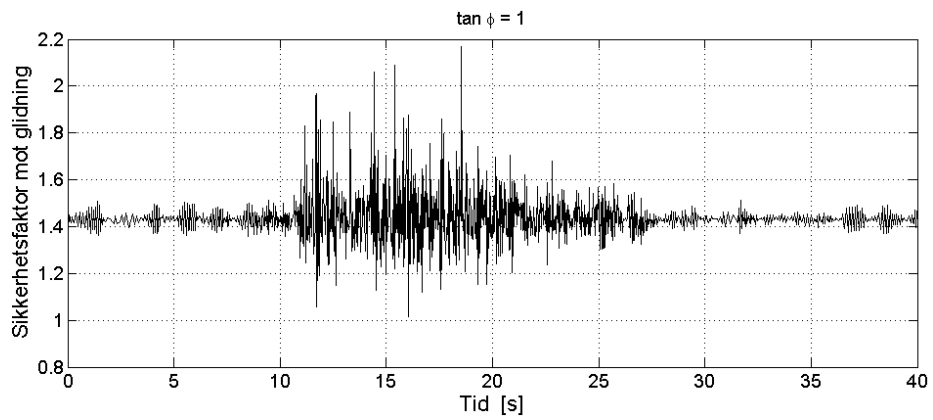
Vedlegg I

Sikkerhetsfaktor mot glidning

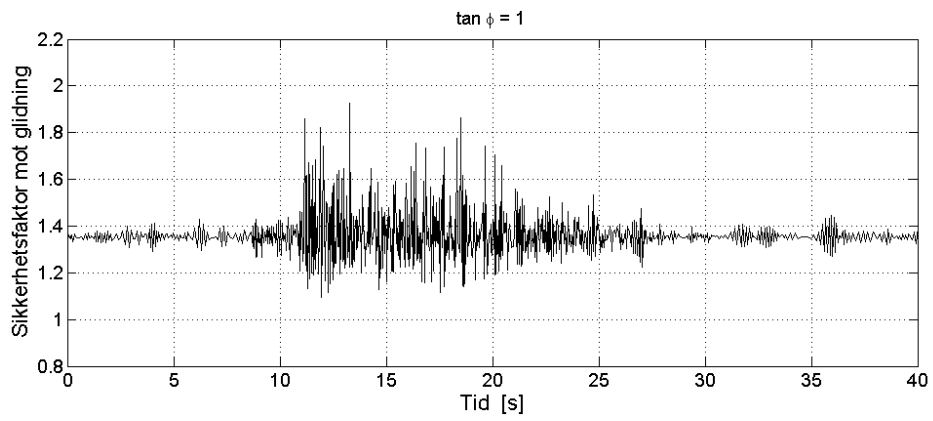
Den teoretiske sikkerhetsfaktoren mot glidning gjennom den seismiske hendelsen for beregningstilfelle 2 er presentert i figur I.1 og for beregningstilfelle 3 er presentert i figur I.2.



Figur I.1: Teoretisk sikkerhetsfaktor mot glidning gjennom seismisk hendelse for beregningstilfelle 2.



(a) Modell A



(b) Modell B

Figur I.2: Teoretisk sikkerhetsfaktor mot glidning gjennom seismisk hendelse for beregningstilfelle 3.

Vedlegg J

Stony Gorge Dam - Befaringsrapport



NNCOLD
Den Norske Damkomiteen

Herman Bjørn Smith

Stony Gorge Dam

Befaring 18. mars 2013

Trondheim, Mai 2013

NTNU

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi
Institutt for vann- og miljøteknikk



Innhold

Innholdsfortegnelse	I
1 Innledning	1
1.1 Beliggenhet	2
2 Beskrivelse av dammen	3
2.1 Generell orientering	3
2.2 Utførte oppgraderinger	4
2.2.1 Økt flomavledningskapasitet	5
2.2.2 Oppgradering for seismiske laster	5
3 Bilder fra befaring	9
3.1 Generelle bilder	9
3.2 Økt flomavledningskapasitet	13
3.3 Oppgradering for seismiske laster	14
Bibliografi	19
Figurer	21

Kapittel 1

Innledning

Denne rapporten er skrevet som en oppsummering fra befarings ved Stony Gorge Dam, 18. mars 2013. En beskrivelse av dammen er presentert i kapittel 2 og bilder fra den utførte befaringsen er presentert i kapittel 3.

Befaringsen er utført som en del av arbeidet med masteroppgaven *Platedammer og jordskjelv* våren 2013 ved Institutt for vann- og miljøteknikk på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Støtte til reisekostnader er gitt av Den norske damkomité og Energi Norge.

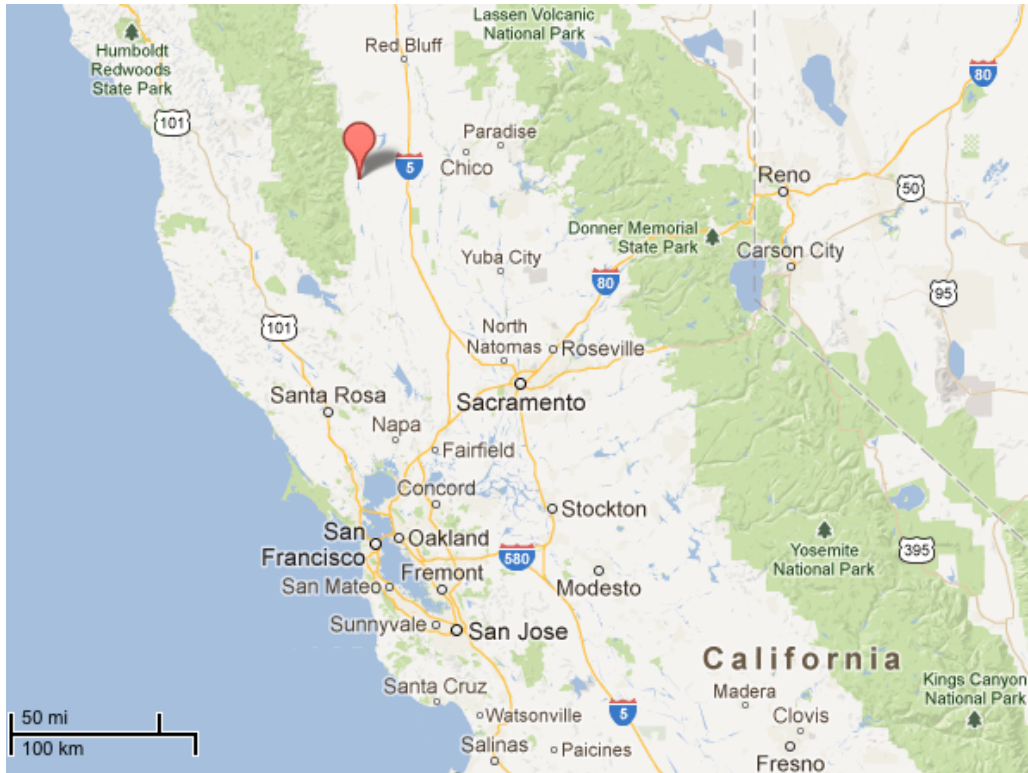
United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, la velvillig til rette for både befarings av dammen og for diskusjon med ansvarlige ingeniører ved deres kontor i Denver.

Følgende personer var tilstede på befaringsen av Stony Gorge Dam, 18. mars 2013:

- Fra U.S. Bureau of Reclamation, Northern California Area Office:
 - Mark A. Cram
 - Laurie Larson
 - Bonnie Castro
- Fra U.S. Bureau of Reclamation, Dam Safety Department:
 - Joan Goodwin
- Fra NTNU:
 - Herman B. Smith

1.1 Beliggenhet

Stony Gorge Dam ligger i Glenn County i California, USA. Dammens plassering er vist på figur 1.1.



Figur 1.1: Plassering av Stony Gorge Dam, markert ved rødt ikon. [1]

Kapittel 2

Beskrivelse av dammen

Dette kapitlet gir en generell orientering om dammen og beskriver utførte oppgraderinger.

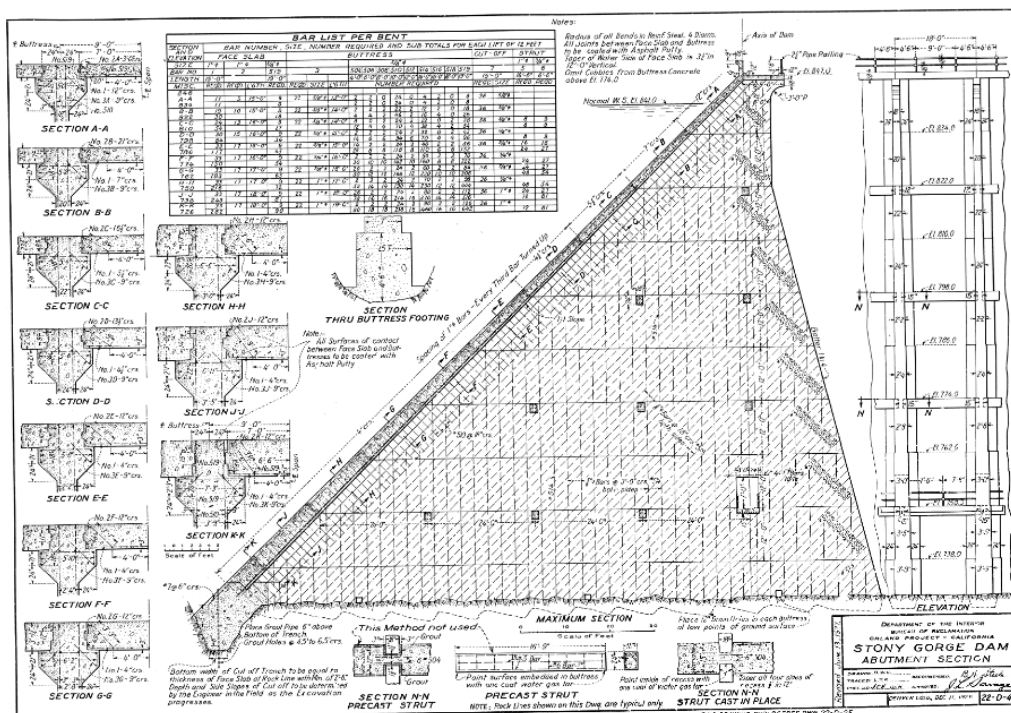
2.1 Generell orientering

Stony Gorge Dam er eid av United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation (USBR) og er reguleringsdam for Stony Gorge Reservoir. I tillegg til et lite kraftverk rett nedstrøms dammen, benyttes magasinet hovedsakelig til irrigasjonsformål og for flomkontroll. Generelle data for Stony Gorge Dam er presentert i det følgende [2]:

Plassering	Glenn County, California, USA
Type dam	Platedam, Ambursentype
Maksimal høyde	43 meter (140 fot)
Lengde	265 meter (868 fot)
Bygget	1928

Utført med en oppstrøms helning på 45 grader, besto dammen i utgangspunktet av tre hovedkomponenter. Pilarer med senteravstand på 5,5 meter, fritt opplagte plater og avstivningsbjelker. [3]

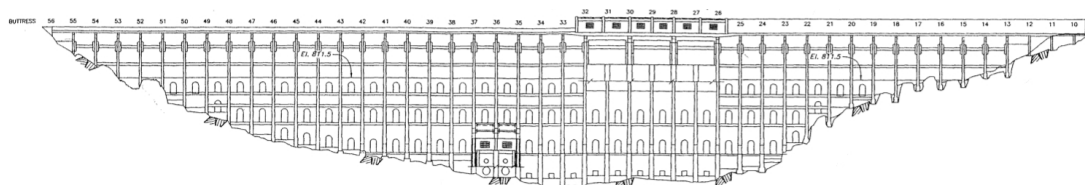
Tverrsnitt av en vederlagsseksjon i dammen som tegnet i 1926, er vist i figur 2.1.



Figur 2.1: Typisk tverrsnitt av Stony Gorge Dam som tegnet i 1926. [4]

2.2 Utførte oppgraderinger

Stony Gorge Dam har blitt oppgradert ved to anledninger, først på grunn av flomavledningskapasitet, deretter på grunn av seismiske laster. Figur 3.1 viser oppriss av dammen, sett fra nedstrøms side, slik dammen fremstår idag.



Figur 2.2: Oppriss av Stony Gorge Dam.*

*Meddelt av Barbara Mills-Bria, Structural Analysis Group, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation

2.2.1 Økt flomavledningskapasitet

På grunn av for liten flomavledningskapasitet ble dammen oppgradert i 1986. Denne oppgraderingen bestod av følgende elementer:

- Ledevegg over dammens venstre del for å sikre overløp på høyre side.
- Erosjonssikring av fundament langs høyre damtå ved støp av betongplate.
- Erosjonssikring mellom pilarer ved bruk av sprøytebetong.

2.2.2 Oppgradering for seismiske laster

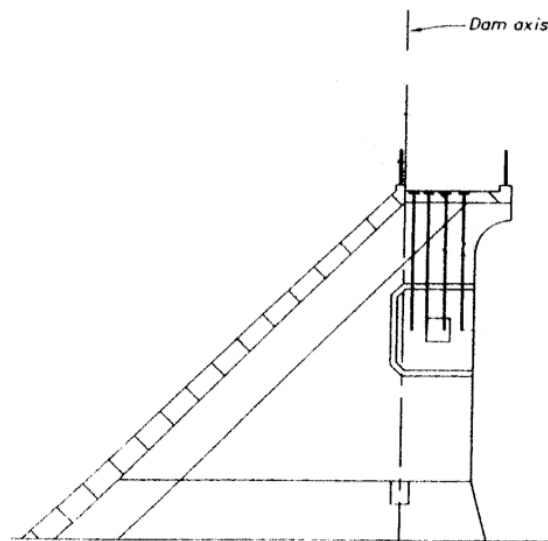
Ved risikoanalyse og gjennom en ikke-lineær elementmodell ble dammen analysert for seismiske laster. Pilarene ble vurdert som ikke stabile og med behov for forsterkning. De eksisterende avstivningsbjelkene tilførte ikke pilarene tilstrekkelig aksiell stabilitet. Gjennom et hendelsesforløp ble avstivningsbjelkene dessuten utsatt for krefter, opptil to ganger sin egen kapasitet.

I tillegg til ikke-strukturelle alternativer, som nedleggelse, ble alternativer som igjenfylling av dammen og rekonstruksjon av annen damtype vurdert. På bakgrunn av økonomiske vurderinger og risikoanalyse ble løsning valgt for å opprettholde konstruksjonens duktile egenskaper, og samtidig tilføre nødvendig aksiell stabilitet under seismisk belastning.

På bakgrunn av utførte analyser ble Stony Gorge Dam oppgradert for seismiske laster. Oppgraderingen bestod av følgende strukturelle endringer, ferdigstilt i 2008:

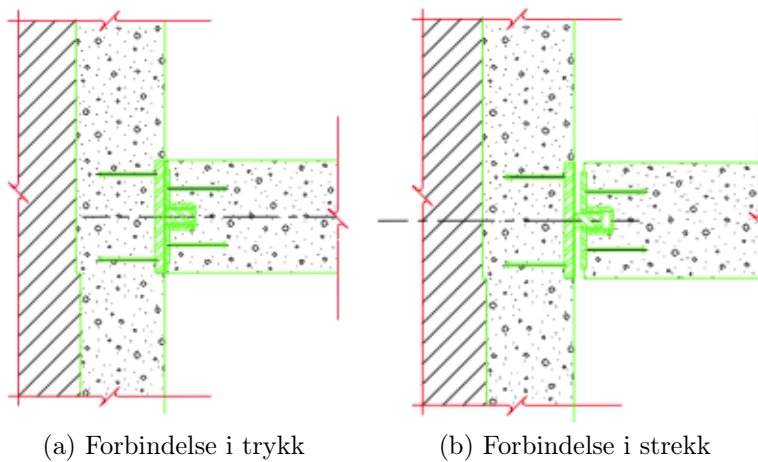
- Konstruksjon av kontinuerlig avstivningsvegg. Plassert rett oppstrøms dammens akse og fritt opplagt mot eksisterende pilarer.
- To sett med nye gjennomgående avstivningsbjelker, utført ved leddet forbindelse mot pilarer:
 - Midt på nedstrøms kant av pilarene
 - Nær topp av pilarene
- Dybler for å forsterke pilarenes øvre del.

Utførelsen av dyblene i pilarenes øvre del er presentert i figur 2.5.



Figur 2.4: Plassering av dybler i øvre del av pilar. [2]

Forbindelsen mellom pilarer og avstivningsbjelker er utført kun for å overføre trykkrefter. Prinsippskisse i ulike situasjoner av forbindelsen er presentert i figur 2.5.



Figur 2.5: Forbindelse mellom pilar og avstivningsbjelker. [2]

Kapittel 3

Bilder fra befaring

Dette kapitlet presenterer bilder fra den utførte befaringen. Generelle bilder av dammen er presentert før bilder direkte relatert til de utførte oppgraderingene presenteres.

3.1 Generelle bilder



Figur 3.1: Oversiktsbilde av dammen sett fra nedstrøms side.



Figur 3.2: Flomløp og bunntappeløp.



Figur 3.3: Energidreperbasseng og kraftverk rett nedstrøms dammen sett fra venstre vederlag.



Figur 3.4: Damkrone sett fra høyre vederlag.



Figur 3.5: Opplagring av plater på pilar, sett fra damkrone.



Figur 3.6: Typisk platefelt med originale avstivningsbjelker.

3.2 Økt flomavledningskapasitet



Figur 3.7: Ledevegg over dammens venstre del.

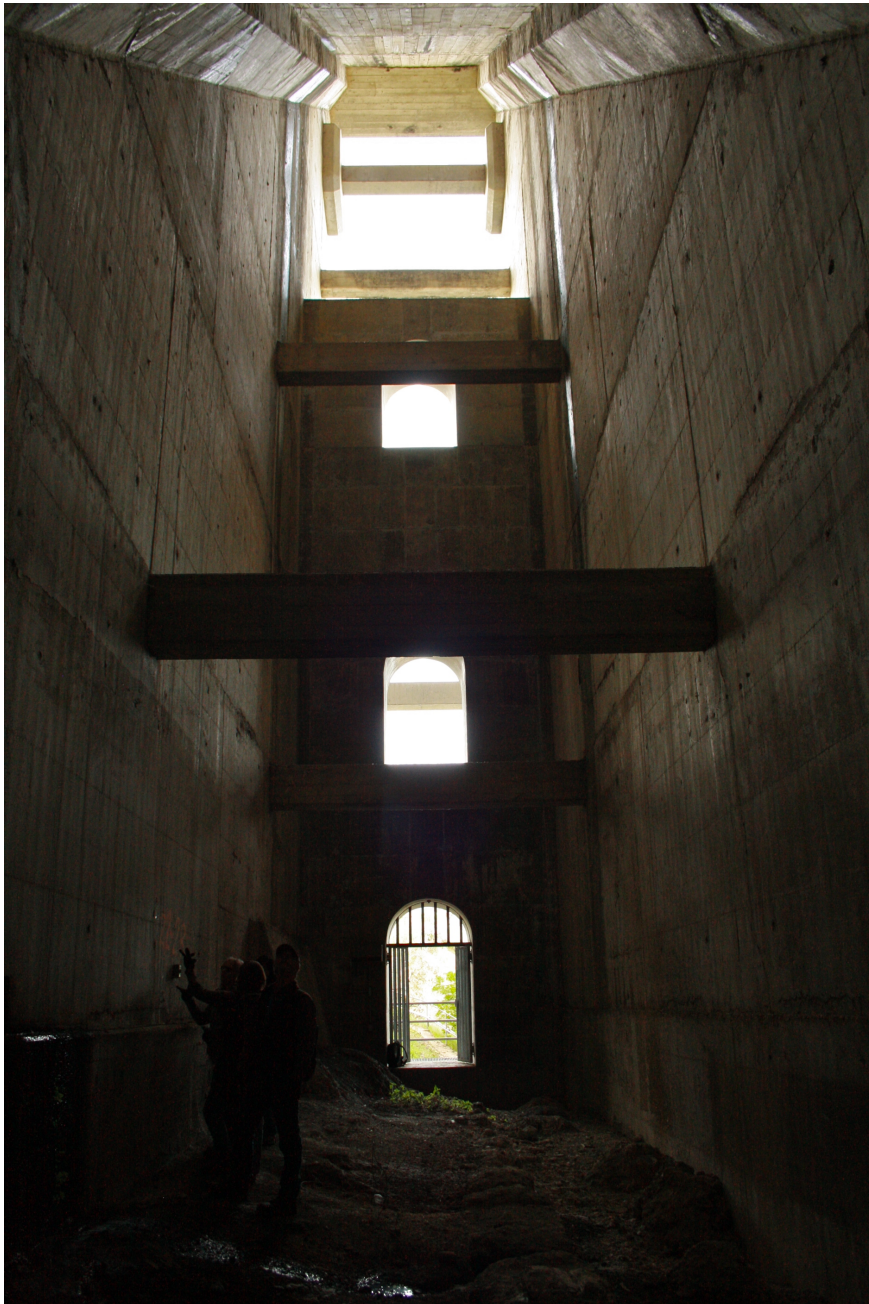


Figur 3.8: Erosjonssikring under overløpsseksjon.

3.3 Oppgradering for seismiske laster



Figur 3.9: Oversiktsbilde over utført oppgradering. Nye avstivningsbjelker er markert.



Figur 3.10: Avstivningsvegg i en typisk seksjon, sett fra oppstrøms damtå.



Figur 3.11: Utførelse av nye avstivningsbjelker i pilarens øvre del.



Figur 3.12: Overgang ved høyre vederlag mellom fundament og avstivningsbjelke i pilarens øvre del.



Figur 3.13: Øvre del av pilarene forsterket ved dybber.

Bibliografi

- [1] Google. Google Maps, 25. mars 2013. <http://maps.google.com/>.
- [2] Mills-Bria. *Stony Gorge Dam Modification Design - Structural Analysis and Design of Modification Alternative*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Mars 2008.
- [3] Trimbath. Maintaining ductility plays role in seismic modification of dam. *Civil engineering*, 76:30 – 31, 2006.
- [4] Scott et al. *Dam Safety Risk Analysis, Best Practices Training Manual*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation in cooperation with the U.S. Army Corps of Engineers, 2011. Utgave 2.2.

Figurer

1.1	Plassering av Stony Gorge Dam, markert ved rødt ikon. [1]	2
2.1	Typisk tverrsnitt av Stony Gorge Dam som tegnet i 1926. [4]	4
2.2	Oppriss av Stony Gorge Dam	4
2.3	Typiske tverrsnitt av Stony Gorge Dam. [3]	6
2.4	Plassering av dybler i øvre del av pilar. [2]	7
2.5	Forbindelse mellom pilar og avstivningsbjelker. [2]	7
3.1	Oversiktsbilde av dammen sett fra nedstrøms side.	9
3.2	Flomløp og bunntappeløp.	10
3.3	Energidreperbasseng og kraftverk rett nedstrøms dammen sett fra venstre vederlag.	10
3.4	Damkrone sett fra høyre vederlag.	11
3.5	Opplagring av plater på pilar, sett fra damkrone.	11
3.6	Typisk platefelt med originale avstivningsbjelker.	12
3.7	Ledevegg over dammens venstre del.	13
3.8	Erosjonssikring under overløpsseksjon.	13
3.9	Oversiktsbilde over utført oppgradering. Nye avstivningsbjelker er markert.	14
3.10	Avstivningsvegg i en typisk seksjon, sett fra oppstrøms damtå.	15
3.11	Utførelse av nye avstivningsbjelker i pilarens øvre del.	16
3.12	Overgang ved høyre vederlag mellom fundament og avstivningsbjelke i pilarens øvre del.	16
3.13	Øvre del av pilarene forsterket ved dybler.	17

