

Edvarda Lien

Statiske beregninger av typisk gravitasjonsdam i mur

Juli 2019

Statiske beregninger av typisk gravitasjonsdam i mur

Edvarda Lien

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juli 2019

Hovedveileder: Karl Vincent Høiseth

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet



MASTEROPPGAVE 2019

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 02.07.2019	ANTALL SIDER: 89
------------------------------------	---------------------	---------------------

TITTEL:

Statiske beregninger av typisk gravitasjonsdam i mur

Static calculations of representative gravity dam in masonry

UTFØRT AV:

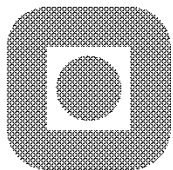
Edvarda Lien



FAGLÆRER: Karl Vincent Høiseth

VEILEDER(E): Karl Vincent Høiseth

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk



NORGES TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE
UNIVERSITET, NTNU
Institutt for konstruksjonsteknikk

MASTEROPPGAVE Vår 2019

Stud Techn Edvarda Lien

Statiske beregninger av typisk gravitasjonsdam i mur Static calculations of representative gravity dam in masonry

INNLEDNING

Murdammer er en variant av gravitasjonsdammer der hele tverrsnittet er bygd opp av stein eller steinblokker. Konstruksjonsmessig skiller man mellom murdammer lagt i mørtel i hele tverrsnittet og tørrmurte dammer. Førstnevnte har mørtel i alle fuger i hele tverrsnittet og damkroppen er derfor ikke drenerende. Tørrmurte dammer har imidlertid en godt drenerende damkropp, og en tetning på vannsiden som består av spekkede fuger, betongplate, torv eller andre løsmasser. De fleste murdammer ble bygd før 1930, da betong tok over som byggemateriale¹.

Murdammer er massive konstruksjoner som er avhengig av egen vekt for å være stabil. I tillegg kan de være utformet både som enkeltkrumme eller dobbeltkrumme hvelvkonstruksjoner for på den måten å sikre nødvendig lastbærende kapasitet. Ved stabilitets- og styrkeberegning av murdammer er både tverrsnittsanalyse og virkningen av geometrisk utforming viktig å ivareta.

OPPGAVE

Opgaven tar utgangspunkt i en typisk murdam med tekniske tegninger av typisk global geometri og tverrsnittoppbygging². Oppgaven kan inneholde følgende deler:

- Litteraturstudie murdammer i Norge – beskrivelse av hvordan ble statiske beregninger gjennomført
- Valg og beskrivelse av typisk løsning
- Tverrsnittsberegning stabilitet. Dammens tverrsnitt modelleres i 2D og beregnes for lasttilfellet HRV + islast. Beregningene gjennomføres som «håndberegninger»³ som

¹ https://snl.no/dam_-_demning

² NVE tegninger typisk murdam

³ Edvarda Lien, Prosjektoppgave 2018

- skal reproduseres ved hjelp av FEM-programmet Diana⁴. Tverrsnittskreftene fra håndberegninger og FEM-beregningene skal gjensidig verifiseres.
- Betydning av randbetingelser i tverrsnittsbetraktning, slik som poretrykk og grunnbolter studeres.
- Global analyse. Dammen modelleres i 3D og beregnes for samme lasttilfelle som tidligere: HRV + islast. Betydningen av global krumning dokumenteres ved å sammenligne resultatene med 2D-analysene.

Veiledere: Karl Vincent Høiseth

Oppgaven skal være gjennomført innen 11. juni 2019

Trondheim 11.01.2019

Karl Vincent Høiseth
Professor, faglærer

⁴ Diana 10

Sammendrag

Theisendammen er en murdam i Bymarka i Trondheim kommune i Trøndelag. Den består av naturstein murt i forband og ble oppført i 1877. Dammen ble lagd for å sikre en stabil vannforsyning til Ila møllebruk. Vannreservoaret som dammen demmer opp var i perioden 1889 til 1979 drikkevannskilde for Trondheim, men har i dag kun funksjon som rekreasjonsmål. Dammen er klassifisert i bruddkonsekvensklasse 3, som gir den nest høyeste alvorlighetsgraden ved brudd. [32] Dammen har en kompleks geometri sammenlignet med andre murdammer, og det er derfor denne dammen er valgt til å studeres.

I denne oppgaven skal Theisendammen analyseres ved hjelp av elementmetodeprogrammet DIANA. Det skal utføres to analyser, en 2D-analyse og en 3D-analyse for høyeste regulerte vannstand. Oppbygningen av 3D-modellen er basert på en dronescanning, og 2D-modellen er et valgt tverrsnitt gjennom et kritisk punkt i 3D-modellen.

Hensikten med oppgaven er å sammenligne resultatene fra 2D- og 3D-analysene for å oppsummere forskjellene. Resultatene fra stabilitetsanalysene skal sammenlignes og verifiseres med håndberegninger, hvor fokuset er på velting og glidning. Stabiliteten til dammen er gitt ved sikkerhetsfaktorer fastsatt av NVE. Theisendammen er interessant på grunn av dens geometriske utforming med tre knekkpunkt. Konsekvensene av denne utformingen skal undersøkes.

En 2D-analyse passer for dammer med regulær geometri, og det er ofte tilstrekkelig med en 2D-analyse for kontroll av stabilitet for slike dammer. En 3D-analyse må til hvis dammen har en irregulær geometri, som gjør at fordelingen av kreftene og øvrig respons vil variere ut i fra hvilken del av dammen man betrakter.

De ulike kreftene som virker på en murdam har blitt kartlagt sammen med materialene som dammen er bygget opp av. Randbetingelsene og innvirkningen av disse er bestemt.

For begge modellene er det undersøkt to ulike typer randbetingelser. Den første betingelsen er fast innspenning i bunnen hvor både translasjon og rotasjon er forhindre i alle retninger. Den andre betingelsen består av interface-elementer i bunnen. Dette tilfører en fjærstivhet mellom dammen og dammens fundament kun i høyderetning. Fjærstivheten sier noe om hvor stiv forbindelsen er og hvor mye fjellet kan deformeres. Ulike verdier for fjærstivheten undersøkes og effekten av disse for dammens stabilitet. Bruk av interface-elementer, gir mulighet til å påføre dammen et poretrykk. Poretrykket er en destabiliserende kraft og er derfor viktig å ta med i beregningen av stabilitet. Når man modellerer dammen som fast innspent, er det ikke mulig å sette på et poretrykk, og derfor er modellen med interface-elementer mer virkelighetsnær.

Resultatene fra både 2D- og 3D-analysene viste at dammen var sikker mot velting og glidning. Det oppstår en liten strekkraft på 3,05 kN i opplagerkreftene på oppstrøms side for 2D-modellen med interface-elementer og poretrykk. 3D-analysen viste også at det oppstår strekkrefter på henholdsvis 44,1 kN og 91,3 kN for modellen som er fast innspent og modellen med interface-elementer og poretrykk.

På tross av strekkreftene som oppstår, antar vi at dammen sannsynligvis er sikker ut i fra FEM-beregningene⁵. Lineær-elastiske analyser har sine begrensinger og man kan ikke si for sikkert at disse strekkreftene vil gjøre dammen ustabil. Håndberegningene indikerte at dammen var sikker mot velting og ikke glidning, noe som strider mot resultatene fra FEM-beregningene.

⁵ FEM-Finite Element Method, elementmetoden

Abstract

Theisendammen is a masonry dam located in Bymarka in the municipality of Trondheim in Trøndelag, Norway. The dam consists of natural rocks and was built in 1877. It was made to secure a stable water supply to a mill at Ila. The water reservoir that the dam holds, was used as the main source of drinking water for the inhabitants of Trondheim from 1889 to 1979. Today, the dam is only used for recreational purposes.

In this report, Theisendammen will be analyzed by using the Finite element method-program DIANA. Two analyses have been conducted, a 2D-analysis and a 3D-analysis for the highest regulated water level. The reconstruction of the 3D-model is based on a drone scanning and the 2D-model is a chosen cross section at a critical point in the 3D-model.

The aim for this thesis is to compare the results for the 2D- and the 3D-analysis and present the main differences. The results from the stability analysis are compared and verified against hand calculations with focus on overturning and slippage. The stability of the dam is indicated by safety factors given by NVE. What is interesting about Theisendammen is its geometrical shape as it has two breakpoints. The consequences of this shape are examined.

A 2D-analysis is suitable for dams with a regular geometry, and it is often sufficient to use a 2D-analysis when controlling the stability of such dams. A 3D-analysis should be used when a dam has an irregular geometry. Such geometry makes the distribution of forces and other responses vary along the dam.

The different forces acting on a dam have been studied as well as the construction materials. The boundary conditions and the effect of these have been determined.

Two different boundary conditions have been studied. The first condition is where the dam is completely fixed to the underlying foundation and both translation and rotation is prohibited in all directions. The second condition consists of interface elements along the bottom of the dam. This introduces a spring stiffness between the dam and the rock foundation that can be manipulated. The spring stiffness signifies how stiff the connection is and the magnitude of bedrock deflection. Different values for the spring stiffness and the effect of it have been tested.

Implementing interface elements to the dam, makes it possible to apply a pore pressure. The pore pressure is a destabilizing force, and it is therefore important to include it in the analysis. When the dam is fixed to the foundation, it is not possible to apply the pore pressure and this makes the model with interface elements more realistic.

The results from both the 2D- and the 3D-analyses showed that the dam was safe from overturning and slippage. A small tension force of 3,05 kN occurs in the support at the bottom closest to the water reservoir for the 2D-model with interface elements and pore pressure. The 3D-analysis resulted in a tension force of 44,1 kN for the fixed model and 91,3 kN for the model with interface elements and pore pressure.

Despite the tension forces that occur, we assume that the dam is probably safe based on the FEM-analyses. A linear elastic analysis has its restrictions, and it is difficult to

interpret whether these tension forces will make the dam unstable or not. The hand calculations indicated that the dam is safe from overturning but not slippage, which is contrary to the results from the FEM calculations.

Forord

Denne masteroppgaven er utført ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet i Trondheim våren 2019. Den markerer slutten på et 5-årig studie ved studieprogrammet Bygg- og miljøteknikk.

Jeg vil først og fremst rette en stor takk til min hovedveileder Karl Vincent Høiseth, som har hjulpet meg gjennom hele perioden og ledet meg på riktig spor med gode ideer og innspill.

Jeg vil også takke professor Jan Arve Øverli ved Institutt for konstruksjonsteknikk for veiledning og tilrettelegging i DIANA.

Oppgaven er en videreføring av en prosjektoppgave med tittelen «Stabilitetsvurdering av murdam» som ble skrevet i samarbeid med NVE og jeg vil takke Kari Bråtveit ved NVE for god hjelp og motivasjon til videre arbeid med masteroppgaven.

Grunnlaget til denne oppgaven er en scannet modell av Theisendammen tilhørende Multiconsult. Jeg vil derfor rette en takk til Multiconsult Trondheim for at jeg fikk tilgang til denne modellen og Ole Kristian Urke for hjelp med bearbeiding av modellen.

Arbeidet med oppgaven har vært en lang prosess med mye frustrasjon, men også flere oppturer og åpenbaringer. Jeg har fått en økt forståelse for fagfeltet dammer og spesielt murdammer, samt konstruksjonsmekanikk og elementmetode. Jeg har lært meg et nytt FEM-software og det har vært en positiv opplevelse å omsider mestre dette programmet.

Innholdsfortegnelse

Sammendrag.....	vii
1 Innledning.....	1
1.2 Bakgrunn og mål med oppgaven.....	3
1.3 Metode.....	4
1.4 Begrensninger ved oppgaven.....	5
2 Bakgrunnsteori.....	7
2.1 Murdammer.....	7
2.1.1 Oppbygging.....	7
2.1.2 Tørrmurte dammer.....	8
2.1.3 Murdammer med stein lagt i mørtel.....	9
2.2 Bruddmekanismer.....	10
2.2.1 Glidning ved skjærbrudd.....	10
2.2.2 Overtopping.....	12
2.3 Statistikk over dambrudd.....	13
2.4 Laster på murdammer.....	17
2.4.1 Islast.....	18
2.4.2 Vanntrykk.....	19
2.4.3 Poretrykk.....	20
2.4.4 Egenlast.....	22
2.4.5 Bølger.....	23
3. Dimensjoneringsprinsipper.....	25
3.1 Dimensjonering-historisk utvikling i Norge.....	26
4. Beregning.....	29
4.1 Todimensjonale forhold.....	30
4.1.1 Veltestabilitet.....	30
4.1.2 Glidestabilitet.....	31
4.1.3 Håndberegninger.....	33

4.2 Tredimensjonale forhold.....	33
4.2.1 Plan spenning og tøyning.....	33
5 Numerisk modellering.....	35
FEM-beregningsprogram	35
5.1 Linearitet.....	35
5.2 Elementmetoden	38
5.3 Elementformulering.....	45
6 Geometrisk vurdering.....	49
6.1 Geometrisk grunnlag.....	49
6.1.1 Buevirkning	49
6.1.2 Representasjon av geometri.....	53
6.1.3 Modell- og materialparametere.....	54
7 DIANA-modeller	55
7.1 2D-modell.....	55
Geometri.....	55
Laster	57
Randbetingelser	58
Diskretisering.....	58
7.2 2D-modell med interface-elementer	59
7.3 3D-modell.....	61
Geometri.....	61
Laster	61
Randbetingelser	61
Diskretisering.....	62
7.4 3D-modell med interface-elementer	63
8 Resultater	65
8.1 Resultater DIANA	65
8.1.1 2D-modell	65

8.1.2	3D-modell	72
8.2	Resultater fra håndberegninger	78
9	Diskusjon.....	79
9.1	Verifisering 2D-modell mot håndberegninger.....	80
9.2	Verifisering 2D- mot 3D-modell.....	83
9.3	Fjærstivheten innvirkning.....	84
9.4	Islastens innvirkning.....	85
9.5	Poretrykkets innvirkning	87
10.	Konklusjon.....	89
	Referanser.....	91
	Vedlegg	95
	Vedlegg A.....	96
	Håndberegninger av stabilitet.....	96
	Vedlegg B.....	99

1 Innledning

En dam er et byggverk som demmer opp vann i en innsjø eller elv. Dammens eksistens fører til at vann kan lagres i et magasin.

Et brudd på en dam kan gi konsekvenser for infrastruktur og bebyggelse og kan være en fare for samfunnet. I ytterste konsekvens kan menneskeliv gå tapt ved et dambrudd. Det er derfor viktig å kontrollere sikkerheten til dammer. I dag blir oppfølging av sikkerhet ved dammer og andre vassdragsanlegg ivaretatt av seksjon for damsikkerhet i NVE. Det er tiltakshaver som har ansvar for sikkerheten ved anlegget, som regel er dette eieren, og NVE sin oppgave er å sørge for at eieren følger opp de kravene som blir stilt gjennom regelverket.

Dammer, eller vassdragsanlegg, er delt inn i bruddkonsekvensklasser fra 0 til 4 som forteller om alvorlighetsgraden hvis dammen går til brudd. Klasse 0 har ubetydelige konsekvenser mens klasse 4 er mest alvorlig. Vassdragsanlegg i konsekvensklasse 2, 3 og 4 skal revurderes minst hvert 15. år og vassdragsanlegg i konsekvensklasse 1 minst hvert 20. år. Revurdering skal også foretas hvis det gjennom interntilsyn eller på annen måte avdekkes svakheter og mangler ved anlegget eller endringer i lastforutsetninger som kan påvirke sikkerhetsnivået. NVE kan kreve at slike revurderinger gjennomføres [2].

Det finnes over 3000 klassifiserte dammer i Norge, og av disse er 82 klassifisert i den mest risikofylte klassen. Alle klassifiserte dammer skal ha en vassdragsteknisk ansvarlig (VTA) som er kvalifisert og godkjent av NVE til å følge opp sikkerheten ved anlegget. En VTA må minst ha en bachelorgrad innenfor ingeniørfag, og hatt diverse kurs innen damsikkerhet. For dammer i den høyeste konsekvensklassen, blir gjerne konsultentselskap leid inn for å gjennomgå sikkerheten til anlegget. [3]

Når konsultentselskaper skal kontrollere sikkerheten til dammer, bruker de gjerne enkle beregningsprogrammer som tar utgangspunkt i et tverrsnitt av dammen og utfører en todimensjonal analyse. Dammen anses som monolittisk og man påfører de kreftene som er mest utslagsgivende for stabiliteten til dammen, dette innbefatter egenvekt, vanntrykk, islast og poretrykk.

Murdammer er damkonstruksjoner som består av steiner eller steinblokker i ulik størrelse. Murdammens egenskaper varierer i stor grad og er avhengig av materialene dammen er bygget opp av og sammensetningen av disse.

Det er gjort få lineær-elastiske analyser av hele damkonstruksjoner ved bruk av elementmetoden. Dette gjelder spesielt for murdammer, hvor det finnes begrenset litteratur om analysemetoder. De vanligste analysene som gjøres på dammer er hydrodynamiske analyser med bruk av CFD (Computational Fluid Dynamics), hydromekaniske analyser, dynamiske analyser over tid og seismiske analyser med hensyn på jordskjelv. For murdammer er det vanlig å utføre ikke-lineære analyser på grunn av ikke-lineær geometri og dermed uforutsigbar respons.

Det er kun utført lineær-elastiske analyser i denne oppgaven. Ikke-lineære analyser kan bli svært komplekse og usikkerheten kan bli stor. Man ender ofte opp med svært konservative resultater. Det har vært utenfor denne oppgaven å utføre slike analyser.

Murdammer er svært sensitive mot vibrasjoner og det er derfor utført flere studier av murdammers dynamiske respons. Vibrasjoner kan skyldes flere ting, som jordskjelv, trafikklast eller vibrasjoner induisert av vannet i magasinet. Seismiske vibrasjon er den mest fatale formen for dynamisk last og i deler av verden hvor jordskjelv forekommer hyppigere, er det viktig å utføre seismiske analyser av dammer.

Jordskjelvresponsen for en dam påvirkes av det hydrodynamiske trykket som virker på den. I litteraturen om jordskjelvindusert hydrodynamisk trykk blir reservoaret modellert ved bruk av elementmetoden (FEM) og «Boundary element method» (BEM), eller en kombinasjon av de to. Det er altså vanlig å modellere både dam, reservoar og fundamentet med elementmetode og undersøke samspillet mellom disse. Dette gir mulighet til å tilegne fjell og vann materialegenskaper, og man kan undersøke responsen. Det er vanlig å utføre CFD-analyser for å undersøke hvordan ulike laster fra vann påvirker en damkonstruksjon, som for eksempel bølger, tidevann, strømning i overløp osv.

Chopra, Anil K. har bidratt stort i utviklingen av FEM-programmer til å analysere jordskjelvrespons. En analysemetode som egner seg for dynamisk analyse av gravitasjonsdammer, er «scaled boundary finite element method» (SBFEM). SBFEM ble introdusert for første gang i 2000 av Wolf og Song og blir brukt innenfor konstruksjonsdynamikk, jord-konstruksjon interaksjon og bruddmodellering av betong.
[4]

1.2 Bakgrunn og mål med oppgaven

Theisendammen ble valgt til å kontrolleres etter ønske fra NVE. Dette ble først gjort i en Prosjektoppgave utført høsten 2018, hvor det ble utført stabilitetsberegninger for hånd. Det ble lagt vekk på poretrykkets innvirkning på stabiliteten.

I denne oppgaven er formålet å bruke et FEM-program til å utføre analyser på samme dam for å sammenligne 2D- og 3D-respons. Effekten av den geometriske utformingen til dammen skal studeres. Hypotesen er at dammens utforming er ugunstig og vil føre til strekkspenninger i konstruksjoner, og dette skal undersøkes. Buedammer er vanligvis utført slik at det oppstår trykkspenninger i konstruksjonen. Dammers stabilitet kontrolleres ved å se på et tverrsnitt av dammen. En slik kontroll er tilfredsstillende for en dam med regulær geometri, som er rett i lengderetning, men ettersom denne dammen har tre knekkpunkter som gir en slags krumning, så vil en stabilitetsanalyse av et tverrsnitt ikke være tilstrekkelig. Det skal ses på hvilken respons denne krumningen tilfører til det utvalgte snittet i 2D-modellen.

Det er utført et litteraturstudie på murdammer. Dette er brukt til å få en økt forståelse av hvilke krefter som spiller størst rolle for sikkerheten til en dam, hvordan grensesjiktet mellom dam og fundament bør modelleres, og hvilke materialparametere som bør brukes for en murdam.

Det er også utført håndberegninger av stabiliteten til dammen. Da tas det utgangspunkt i et tverrsnitt av dammen og kreftene som virker på dammen. De to bruddmekanismene som er aktuelle for en murdam er velting og glidning. Velting kontrolleres ved å se på resultanten av alle kreftene som virker på dammen og om denne vil gi et veltemoment om nedre damtå. For glidning ser man i hovedsak på de vertikale og horisontale kreftene. Resultatene fra håndberegningene skal sammenlignes med FEM-beregningene.

Dammer, eller vassdragsanlegg, er delt inn i bruddkonsekvensklasser som forteller om alvorlighetsgraden hvis dammen går til brudd. Vassdragsanlegg i konsekvensklasse 2, 3 og 4 skal revurderes minst hvert 15. år og vassdragsanlegg i konsekvensklasse 1 minst hvert 20. år. Revurdering skal også foretas hvis det gjennom interntilsyn eller på annen måte avdekkes svakheter og mangler ved anlegget eller endringer i lastforutsetninger som kan påvirke sikkerhetsnivået ved anlegget. NVE kan kreve at slike revurderinger gjennomføres [2].

1.3 Metode

Arbeidet med oppgaven startet med å etablere en 3D-modell av Theisendammen for å kunne analysere den i DIANA. Det ble tatt utgangspunkt i en scanning av dammen utført av Multiconsult høsten 2018. Scanningen ble utført med drone og resultatet ble en punktsky som gjenspeiler geometrien til dammen. Denne ble redigert og eksportert til DIANA. Dette beskrives nærmere i kapittel 7.1.2 Representasjon av geometri.

Det har blitt utført FEM-beregninger av både en 3D- og en 2D-modell av dammen ved hjelp av DIANA. 2D-modellen er et tverrsnitt av dammen og er beskrevet i kapittel 7.3 2D-modell.

I prosjektoppgaven [9] ble det utført håndberegninger på samme tverrsnitt som 2D-modellen som analyseres i denne oppgaven. Det ble kontrollert for velting og glidning og i denne oppgaven skal resultatene fra håndberegningene sammenlignes med analysene i DIANA.

I håndberegningene antas det at velting vil oppstå hvis resultanten av alle kreftene ligger ugunstig plassert. I DIANA-modellene antas det at modellen er ustabil hvis det oppstår strekk i deler av dammens bunn. Man ser på reaksjonskreftene i z-retning i bunnen av dammen.

I håndberegningene vurderes de horisontale kreftene mot de vertikale når det kontrolleres for glidning. Det samme gjøres i DIANA-modellen, ved at de horisontale reaksjonskreftene langs bunnen summeres og sammenlignes med summen av de horisontale kreftene.

1.4 Begrensninger ved oppgaven

Som nevnt tidligere, er det kun utført lineær-elastiske analyser som har sine begrensninger. Områdene der randbetingelsene har sine ytterpunkter sammenfaller med maksimal verdi av poretrykket, og i disse områdene oppstår det store diskontinuiteter i belastning og randbetingelser. Slike områder bør det gjøres grundige undersøkelser av, men det har vært utenfor denne oppgaven å gå inn på slike, mer detaljerte vurderinger/analyser.

Hvilke krefter og spenninger som skal kontrolleres har og vært et tema for oppgaven. Det er valgt å se på opplagerkreftene i vertikal og horisontal retning, samt spenninger i z-retning. Det er altså flere aspekter ved dammens respons som er utelukket fra oppgaven, og som kunne være interessante å se på.

En viktig del av oppgaven er å minimere modelleringsfeil, det vil si at man tilstreber å lage en matematisk modell som gjenspeiler det fysiske problemet så eksakt som mulig. Geometri, materialoppførsel, relevante laster og randbetingelser skal representeres så korrekt som mulig.

I denne oppgaven er det gjort flere antagelser, blant annet om randbetingelsene. I DIANA er det laget en modell som er fast innspent i bunn og en modell som er forbundet til fjellet med interface-elementer som fungerer som en slags fjærstivhet mellom dam og fjell. Det er undersøkt for flere verdier av fjærstivheten for å avgjøre hvilken effekt den har. Det er ikke gjort geologiske undersøkelser for å kunne fastslå denne stivheten, og antagelsen er basert på litteraturstudie.

I DIANA tutorial Construction and Operation of an Arch Dam [31] blir det brukt en «normal stiffness modulus» i z-retning på $1 \times 10^8 \text{ kN/m}^3$. I denne tutorial-en modelleres det et system med dam, fundament og reservoar. Hvis man multipliserer «normal stiffness modulus» med arealet under tverrsnittet av dammen, får vi $10.9 \times 10^8 \text{ kN/m}$, eller $10.9 \times 10^{11} \text{ N/m}$ som fjærstivhet. Det er tatt utgangspunkt i en fjærstivhet på $25 \times 10^9 \text{ N/m}$, noe som tilsvarer stivheten til en betongsøyle på 1m x 1m med høyde 1 meter som utsettes for aksielt trykk. Det er altså søylens stivhet mot deformasjon i aksial retning, som tilsvarer z-retningen.

Hovedpunktet i denne oppgaven er å sammenligne 2D- og 3D-virkningen for en dam. Dammen som skal analyseres er Theisendammen. Denne dammen ble valgt på oppfordring fra NVE, som ønsket en stabilitetsanalyse av dammen, som ble utført i prosjektoppgaven med håndberegninger. For formålet å sammenligne 2D- og 3D-respons, er ikke dammen optimal med tanke på geometrisk utforming og resultatene viser ikke store avvik mellom modellene. Det kunne vært ønskelig å analysere andre dammer med annen utforming, men det viste seg vanskelig å gjennomføre. Mye av tiden som er brukt til å arbeide med oppgaven, har gått til å få tilgang til og etablere 3D-modellen av dammen. I utgangspunktet ønsket NVE at dammen skulle anonymiseres og det var knyttet usikkerhet til om det i det hele tatt ville bli gitt tillatelse til å bruke scanningen fra Multiconsult som grunnlag for en FEM-analyse.

Det har også oppstått en del problemer i arbeidet med DIANA og modellering av dammen. En god del tid ble brukt på å modellere i DIANA IE, en annen versjon av

programmet, og da denne modellen ikke holdt mål, ble det valgt å bruke DIANA FemGen. Dette førte til at mye tid og arbeid ble forkastet. Det viser seg at programmet ikke egner seg for å modellere konstruksjoner med kompleks geometri. Det egner seg snarere til konstruksjoner med enkel, regulær geometri, men gir mulighet til å gjennomføre komplekse analyser.

2 Bakgrunnsteori

I dette kapitlet gis det en beskrivelse av begreper og termer som er nyttige å ha kjennskap til og gir et teorigrunnlag for resten av oppgaven. Først beskrives murdammer, utførelsen av disse og de ulike typene av murdammer. De vanligste bruddmekanismene og lastene som virker på murdammer blir presentert. Det blir også presentert statistikk over dambrudd.

2.1 Murdammer

En murdam er definert som en damkonstruksjon bygd opp av stein eller steinblokker som står mot vanntrykket hovedsakelig ved hjelp av sin egenvekt. En slik dam kalles en gravitasjonsdam.

2.1.1 Oppbygging

En murdam kan være bygget opp på ulike måter. Man skiller mellom tørrmurte dammer og dammer av stein lagt i mørtel. Steinene skal være lagt i forband, altså skal hvert steinskift være forskjøvet i forhold til det forrige. Steinene er gjerne rektangulære, men form og størrelse på steinene kan variere mye. Dette har sammenheng med at disse dammene ble bygget på en tid da man ikke hadde store maskiner og transportmidler tilgjengelig, og mye av arbeidet var manuelt og ved hjelp av menneskelig kraft. Dermed brukte man gjerne stein som var lett tilgjengelig, og ikke måtte fraktes over store avstander. Bruddstein i nærområdet ble ofte brukt.

Det er også vanlig med en form for tetning i dammen, og dette kan for eksempel være en tetningsplate av betong på oppstrøms side. Tradisjonelt har det blitt brukt en tetning av torv i dammens midtsnitt. Murdam med sentral torvtetning er en «klassiker fra gruvetiden» på 1600-1700-tallet. Dammen er bygget opp med en sentral torvtetning av rosentorv med steinfylling på hver side. Det er kun torvkjernen og nedstrøms mur som bidrar til stabiliteten og oppstrøms mur sin funksjon er kun å holde torvtetningen på plass [5].

Dammer skal også være bygget med et overløp eller et flomløp for å kunne avlede vannet for å unngå overtopping av dammen. Det vil si at vannet går over damtoppen, noe som kan gi uheldige konsekvenser som avskjæring i toppen av dammen.

Oppbyggingen av en murdam kan være svært varierende og konstruksjonsmessig kan noen murdammer bli betraktet på samme måte som en gravitasjonsdam av betong mens andre dammer har flere likhetstrekk med fyllingsdammer. Blant annet kan en murdam med røysfylling beregnes som en fyllingsdam og en murdam med stein lagt i mørtel kan beregnes som en gravitasjonsdam i betong.

Murdammer er hovedsakelig eldre konstruksjoner der det kan være behov for alternative løsninger for dimensjonering og utforming ved en fornying. Det vises da til § 5-1 i Damsikkerhetsforskriften [6].

For eldre murdammer kan det være vanskelig å bestemme oppbyggingen av dammen ved å kun observere den fra utsiden. I løpet av mange år har vegetasjon, som mose, busker og trær dekket til dammens ytre noe som gjør det vanskelig å vurdere dammens tilstand og oppbygning. Det er svært viktig å kunne bestemme oppbyggingen av dammen for å kunne beregne stabilitet. Dammens indre oppbygning kan dokumenteres ved å fjerne enkelte steiner i overflaten eller grave sjakt fra damtoppen. Der dette er vanskelig, kan kjerneboring være aktuelt [6].

2.1.2 Tørrmurte dammer

Tørrmurte dammer er dammer bygget opp av steinblokker uten festemiddel mellom steinene. Det er stor variasjon i utførelsen av dammene. De kan være murt med veltilpassede steinblokker av lik størrelse murt i forband og med jevne steinskift slik som Dam Solbergvann i Figur 2.2.1. Dammer murt på denne måten, gir lavere hulromsprosent og dermed høyere egenvekt enn løst sammensatt murverk med steinfylling inne i dammen [5]. Et eksempel på en dam med løst sammensatt murverk, er Herberndammen i Bymarka i Trondheim. Steinene har ulik størrelse og form og er ikke konsistent murt i forband, men steinene er lagt slik at de utfyller hulrom og er tilpasset til hverandre.



Figur 2.1: Dam Solbergvann, tørrmurt dam bygget i 1903, bruddkonsekvensklasse 3 [13].



Figur 2.2: Herberndammen, nedstrøms side.

2.1.3 Murdammer med stein lagt i mørtel

En murdam med stein lagt i mørtel har mørtel i hele tverrsnittet i motsetning til tørrmurte dammer. Disse dammene ble innført etter de tørrmurte dammene, og overgangen fra en murdam lagt i mørtel og en betongdam, ble nå vanskeligere å skjelne [7].

En murdam med stein lagt i mørtel regnes som en betongdam, jf. § 5-11 i Damsikkerhetsforskriften. Mørtelen i fugene gir murdammen egenskaper som er mer nærliggende egenskapene til en betongdam, og den skiller seg fra en tørrmurt dam når det kommer til egenvekt, poretrykk på grunn av permeabilitet og drenering samt bruddmekanismer. Dammen får tilnærmet monolittiske egenskaper og vil grense mot en betong dam med mye sparstein («prosentstein») [5].

2.2 Bruddmekanismer

Når man skal beregne sikkerheten til murdammer, er det i hovedsak to bruddmekanismer man tar hensyn til; velting og glidning. Kravet til velte- og glidestabilitet i brudd- og ulykkesgrensetilstand for murdammer er tilsvarende som for gravitasjonsdammer jfr. § 5-11 i Damsikkerhetsforskriften. Dette fordrer at murdammen består av stein lagt i mørtel og at dammen i første rekke vil bli påvirket som en sammenhengende unison masse, og ikke som uavhengige steiner som i en steinrøys. Om dammen er tørrmurt derimot, kan andre bruddmekanismer være aktuelle. Dette inkluderer skjærbrudd, utrasing og utstøtning av steinskift, som har sammenheng med friksjonen mellom steinblokkene.

2.2.1 Glidning ved skjærbrudd

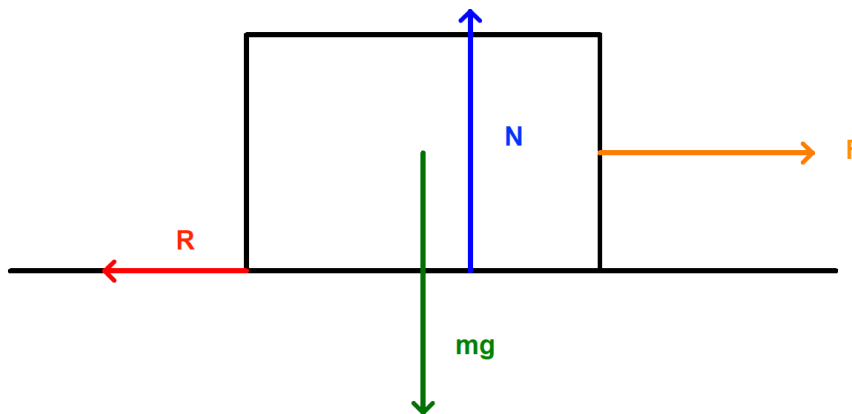
En vanlig glidningsmekanisme i murdammer, er skjærbrudd i øvre del av dammen. Denne mekanismen drives i hovedsak av islasten, og vannlasten vil ha mindre betydning. Islasten er en destabiliserende kraft som vil gi et veltende moment og en horisontalt rettet skyvekraft. For en murdam med stein lagt i mørtel, anser man dammen som monolittisk og man kan bruke vanlig likevektsbetraktning for å regne på velte- og glidestabilitet. Dammen er ikke drenerende og man kan ikke regne med redusert poretrykk eller indre poretrykk i damkroppen. Tørrmurte dammer er derimot ikke monolittiske og kan ikke betraktes på samme måte som en dam med stein lagt i mørtel. Utsettes dammen for laster ut over sin bæreevne, vil det mest sannsynlig ikke føre til velting, men til skjærbrudd og utrasing, hel eller delvis [10].

Friksjon

Den generelle ligningen for friksjon er gitt ved:

$$R = \mu N$$

Hvor R er friksjonskraften, μ er friksjonskoeffisienten og N er normalkraften. Slik friksjon kalles Coulomb-friksjon, eller statisk friksjon. μ avhenger av materialtypen og ruheten til materialene.



Figur 2.3: viser en kloss på et plant underlag med normalkraft N , friksjonskraften R og en ytre kraft F tegnet inn.

På Figur 2.3 er normalkraften N som virker på klossen lik gravitasjonskraften, altså $N=mg$. Hvis den ytre kraften $F > R$, vil klossen begynne å bevege på seg og akselerere.

Hvis vi skal overføre denne teorien til en murdam, så ser vi for oss at klossen i Figur 2.3 er en vilkårlig stein i murdammen. μ er da friksjonskoeffisienten for stein mot stein.

μ regnes normalt lik 1,0 for fundament – fjell, som vil si betong mot berg. [8]

Fra prosjektoppgaven «Stabilitetsvurdering av murdam» [9] har NVE oppgitt en friksjonsvinkel φ for dammen på 36° , som gir $\mu = \tan(36^\circ) = 0,73$. $0,73 < 1,0$, velger derfor $\mu = 0,73$, som blir mest konservativt.

F blir nå den totale vertikale kraften som virker på steinen, og om denne overstiger verdien av R , vil steinen flytte på seg og dammen oppleve glidning eller skjærbrudd. R blir derfor et uttrykk for skjærkapasiteten til dammen. Vi ser kun på statisk og ikke kinetisk friksjon i dette tilfellet, ettersom en hver bevegelse som oppstår mellom steiner ikke er ønskelig. Man kan evaluere sikkerheten mot glidning på globalt nivå, altså ta for seg hele damtverrsnittet med dets tyngde og se på glidning/avskjæring i et horisontalt snitt, eller se på kun en stein og om denne vil begynne å gli med den gitte lasten.

Skjærkapasiteten antas her å være ren Coulomb-friksjon. Det er konservativt å anta at dammens skjærkapasitet kun er basert på Coulomb-friksjon fordi dammen har mørtel i fugene som binder konstruksjonen sammen og bidrar til skjærmotstand.

Helning α

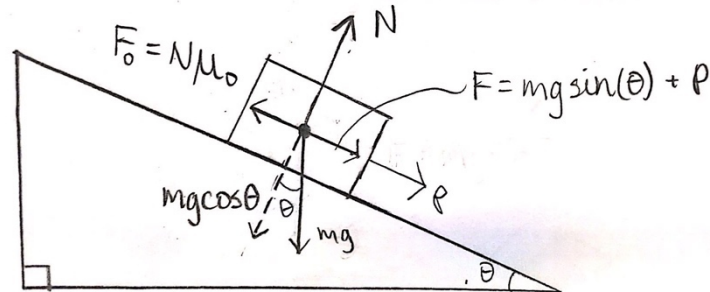
Fra Figur av snitt A-A og B-B ser man at fjellet under dammen har en helning med vinkel α . For å ta hensyn til denne helningen, kan man betrakte en kloss på et skråplan slik som i Figur 2.4.

For Figur 2.4:

$$\text{Friksjonskraften } F_0 : F_0 = N\mu_0 = mg\cos(\theta)\mu_0$$

Legemet vil ligge i ro så lenge $F < F_0$

Hvis $F > F_0$ vil legemet gli, og friksjonskoeffisienten $\mu < \mu_0$



Figur 2.4: Fritt-legeme diagram av kloss på skråplan.

Friksjonskoeffisienten μ_0 for en murdam bestemmes ut i fra mange faktorer, gitt av type bergart, steinenes form, fasthet, overflateruhet, bearbeidethet og om de er i våt eller tørr tilstand. Dette betyr at stein av samme bergart kan ha ulike friksjonsegenskaper, og disse avhenger mer av formen på steinene [5].

I håndberegningene er helningen til dammen tatt høyde for, men for FEM-beregningene av dammens tverrsnittet er det antatt at fjellet under dammen er plant.

2.2.2 Overtopping

Utstøtning av steinskift kan forekomme når det skapes undertrykk mellom strålen fra overløpet og underlaget. Når overløpshøyden er lik den dimensjonerende, vil overløpsstrålen ikke utøve noen krefter på damseksjonen. Ved overløpshøyder mindre enn den dimensjonerende, vil strålen til en viss grad hvile på betongen under, men denne belastningen ser man vanligvis bort fra ved dimensjonering.

Hvis overløpshøyden i en ekstrem situasjon skulle bli høyere enn den dimensjonerende, vil strålen fra overløpet løfte seg fra overløpet og det vil skape undertrykk mellom strålen og underlaget. Dette er derimot en ekstrem situasjon, og dammer er vanligvis dimensjonert for en slik belastning for en kort periode. Er overløpet dårlig utformet slik at delvis undertrykk oppstår og luft slippes inn periodisk, vil dette kunne føre til sterke vibrasjoner, som kan være skadelig for dammen [10].

Dette vil kunne føre til utstøtning av steinskift på nedstrøms side av dammen.

ICOLD Bulletin 99 «Dam failures, statistical analysis» fra 1995 gir oversikt over 33 dambrudd og årsaken til dambruddene.

For murdammer var overtopping (43 %) etterfulgt av erosjon i fundamentet (29 %) den vanligste årsaken til brudd. Det finnes ingen fullstendig oversikt over dambrudd på murdammer. Dette kan skyldes at informasjon om historiske brudd er ufullstendig og kan inneholde feil og mangler. I tillegg kan lokale forhold påvirke statistikken, blant annet kvaliteten på byggematerialene, fundamentforhold og nasjonale standarder [11]. I kapittel 2.3 gjennomgås statistikk over dambrudd grundigere.

Statistikken for dammer er derfor egnet for å gi indikasjoner på trender, men kan ikke benyttes for å trekke klare konklusjoner. Noen forhold utmerker seg likevel:

- Sannsynligheten for brudd er størst ved første gangs fylling og de første 5 årene etter at dammen er ferdig.
- Sikkerheten ved dammer er blitt bedre med årene, slik at nye dammer generelt har en bedre sikkerhet sammenlignet med dammer bygget før 1950 [11].

I denne oppgaven er det ikke tatt hensyn til overtopping. Tverrsnittet som kontrolleres er ikke tatt ut fra delen med overløp og dammen kontrolleres for HRV, høyeste regulerte vannstand. I 3D-modellen er overløpet fjernet slik at høyden på damtoppen er lik for hele dammen. En CFD-analyse (Computational Fluid Dynamics) kan være nyttig for vurdering av overtopping.

2.3 Statistikk over dambrudd

Å studere statistikk over dambrudd kan gi økt forståelse for hvordan dammer bør dimensjoneres og hvilke laster og lastsituasjoner som er kritiske. Det finnes ikke en offisiell database over dambrudd i Norge eller verden, og dette skyldes at dambrudd fra tidligere tider ikke har blitt dokumentert og informasjon kan være feil eller misvisende. Det finnes likevel statistikk man kan lese trender ut i fra og man kan da konkludere med følgende:

- Sannsynligheten for brudd er størst ved første gangs fylling og de første 5 årene etter dammen er ferdig.
- Sikkerheten ved dammer er blitt bedre med årene, slik at nye dammer generelt har en bedre sikkerhet sammenlignet med dammer bygget før 1950.[11]

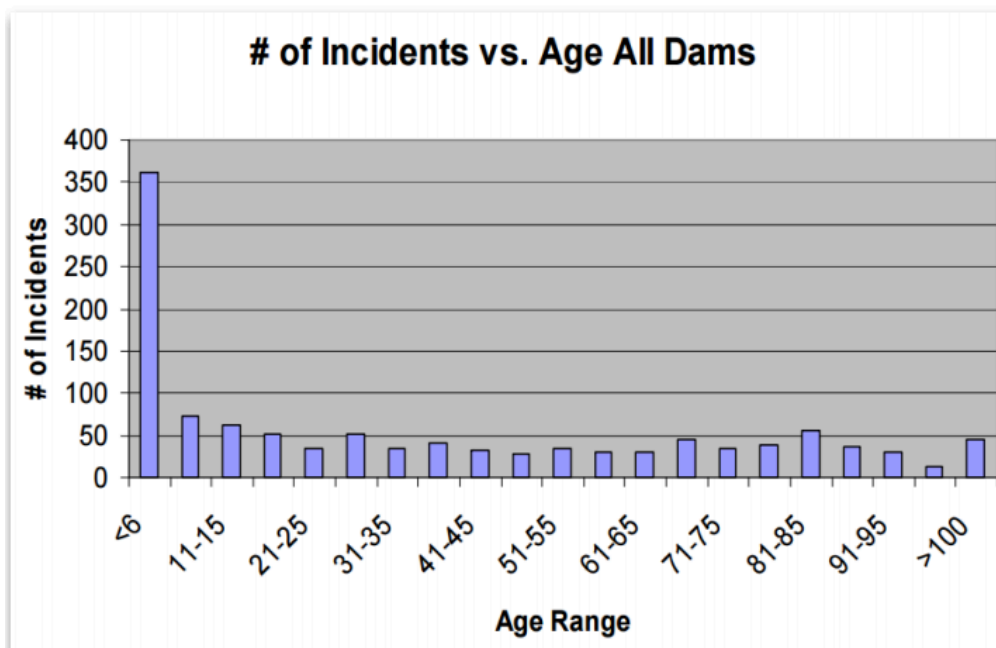
Bruddmekanismer for dammer er komplekst, men ut i fra statistikken over dambrudd, så kan bruddmekanismene inndeles i 3 hovedkategorier:

- (i) Svikt i fundament
- (ii) Flom/Overtopping
- (iii) Svikt i konstruksjonen

Databaser for statistikk over dambrudd:

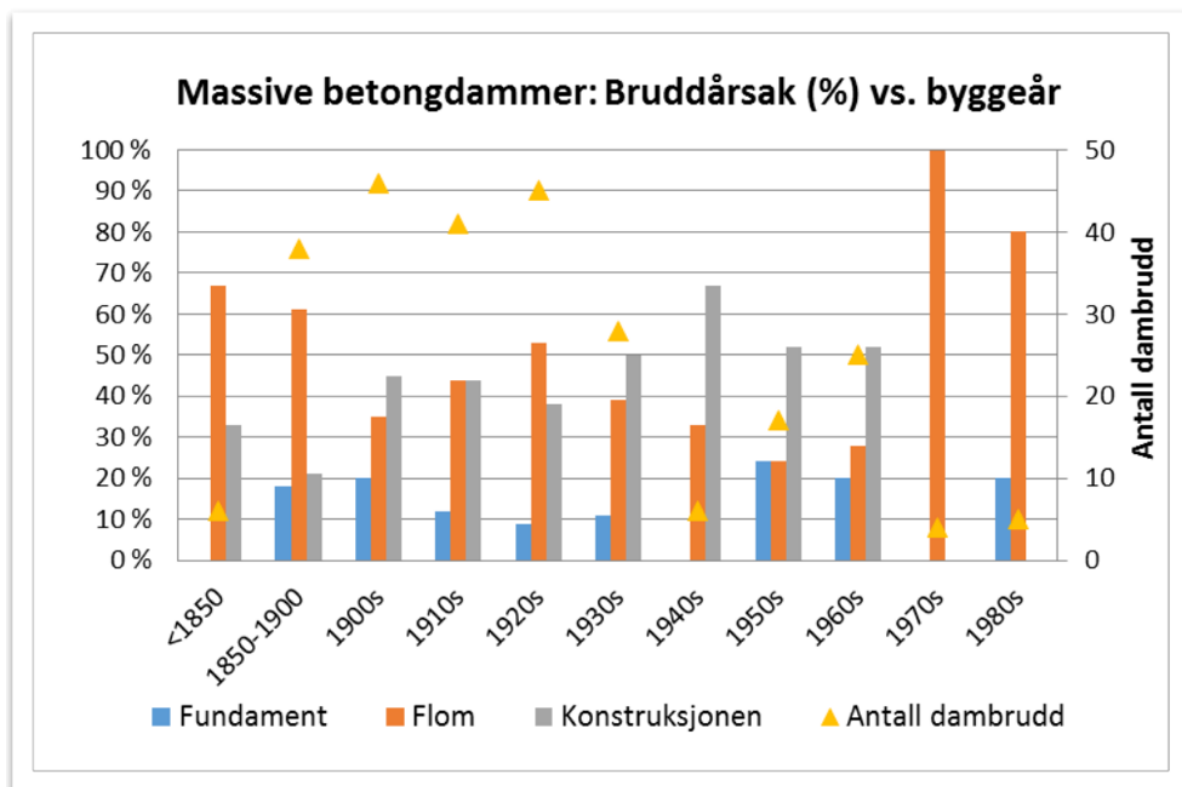
- ICOLD-Bulletin 99 (1995)
- The incidents database

“The Incidents Database” er en database som inneholder informasjon om 4000 dambrudd og unormale hendelser fra 88 land. Den ble publisert i en artikkel fra USSD Annual Conference i 2009 med artikelforfatter Patric J. Reagan.



Figur 2.5: Oversikt over dambrudd sammenlignet med dammens alder.

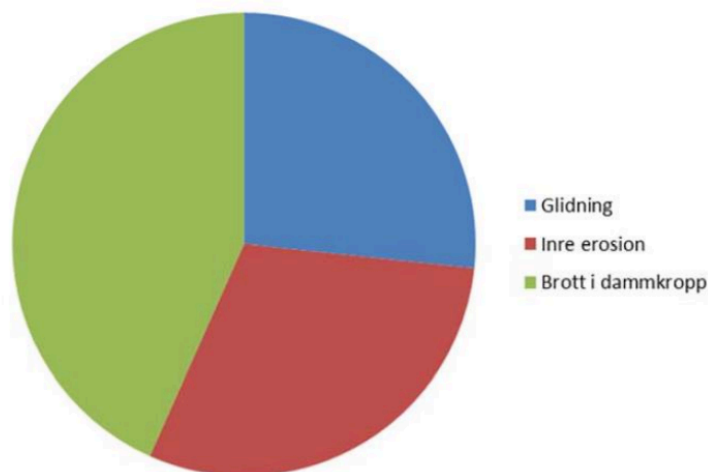
Fra Figur 2.5 er det tydelig at det oppstår flest ulykker og brudd på dammer i de fem første leveårene til en dam. Etter dette er antall ulykker relativt konstant, og det vil si at dammens alder etter at den har passert 5 år, ikke spiller en stor rolle for ulykker og unormale hendelser.



Figur 2.6: Bruddårsak for massive betongdammer i forhold til årstall dammen ble bygget.

De fleste av de registrerte dammene i Figur 2.6 er fra USA, hvor det ble bygget mange nye dammer helt fra til 1960-tallet. Figuren viser en nedadgående trend for dambrudd fra 1940 og utover. Det er mye usikkerhet knyttet til denne figuren og man kan stille spørsmål ved hvor mye man kan stole på tallene som er presentert. For eksempel skiller 1940-tallet seg ut om en periode med unormalt få dambrudd, og på 1970-tallet skyldtes alle dambrudd som ble registrert, flom. Figuren viser ikke hvor mange dammer som ble bygget i perioden, og dette kan ha stor innvirkning på antall dambrudd, om vi legger dataene fra Figur 2.5 til grunn.

Figur 2.6 viser at flomskade er den dominerende årsaken til dambrudd for nye dammer, samt at brudd i fundamentet er den minst dominerende årsaken til brudd. Dette strider imot hva som ble funnet i ICOLD-Bulletin 99 [33] og dette kan skyldes at de fleste dammene i «The Incident Database»-studien var lave dammer hvor poretrykk og vanntrykk som påvirker fundamentet, ikke er like sentrale laster.



Figur 2.7: Diagram over bruddårsak for 30 dammer. [12]

Figur 2.7 er hentet fra en rapport utgitt av Energiforsk i 2015 «Betongdammars Brottförlopp – Literaturstudie och utvecklingspotential» [12] og stammer fra en doktorgradsavhandling utført av Dr Kurt John Douglas ved The University of New South Wales.[13] Den viser at brudd i dammkropp er den største årsaken til dambrudd.

Dr Kurt John Douglas har også sammen med Robin Fell og Matt Spannagle utgitt en bok ved navn «Analysis of concrete and masonry dam incidents». I boka presenteres en samling av ulykker ved betong- og murdammer, og det er forsøkt å lage en sannsynlighetsvurdering for brudd basert på disse hendelsene. De viktigste funnene/konklusjonene i boka er presentert her:

- For murdammer er sannsynligheten for brudd mer jevnt fordelt på dammens alder, mens for betongdammer så er sannsynligheten for brudd de første fem leveårene til en dam betydelig større, akkurat som vist i Figur 2.5.
- Glidning, lekkasje og indre erosjon er de vanligste årsakene til brudd i betongdammer, mens for murdammer er den vanligste årsaken overtopping.
- De fleste dambrudd for både betong- og murdammer skyldes feil eller mangler under prosjektering eller i byggefasen. Blant annet har mange av dammene en ugunstig bratt helning på nedstrøms side.
- Indre erosjon forekommer oftest i fundament bestående av løsmasser og sandstein. Kombinasjonen av sandstein og skifrige bergarter viste seg å være ugunstig med tanke på brudd.
- Fundament bestående av skifrige bergarter er mer utsatt for glidning, spesielt skifer med svakhetssoner med kalkstein.
- Det er ikke dokumentert brudd på dammer med fundament av basalt, som er en magmatisk bergart.

Klasse	Kontroll	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
		Velting	Glidning	Velting	Glidning
2, 3 og 4	Generelt	$S > 1,3$	$S > 1,5$	$S > 1,1$	$S > 1,1$
	DFV uten bolter			$S > 1,1$	$S > 1,1$
1	Generelt	$S > 1,2$	$S > 1,35$	$S > 1,0$	$S > 1,0$
	DFV uten bolter			$S > 1,0$	$S > 1,0$

Figur 2.8: Forslag til stabilitetskriterier for eksisterende murdammer fra EnergiNorge. [14]

Det anbefales at beregninger av stabilitet baseres på en geometrisk kontroll av anlegget. Når det gjelder kriteriet for velting av murdammer, er det mulig at dette bør fjernes som et bruddkriterie. Beregninger utført i dette prosjektet kan indikerer at velting normalt ikke vil være dimensjonerende for murdammer. [14]

2.4 Laster på murdammer

Det første som må bestemmes når man skal prosjektere en damkonstruksjon, er å bestemme hvilke laster som virker på den.

Disse lastene kan deles inn i statiske og dynamiske laster. De mest sentrale statiske lastene som skal gjennomgås i denne oppgaven er istrykk, vanntrykk, poretrykk og egenlast. Bølgekrefter blir også beskrevet i dette kapittelet, men på oppfordring fra veiledere og NVE, blir ikke bølgekrefter tatt med hverken i FEM-beregningene eller håndberegningene.

De fleste av disse kreftene er vanskelig eller umulig å bestemme eksakt. Størrelse, retning og angrepspunkt må fastlegges ut fra en inngående vurdering av alle tilgjengelige fakta omkring prosjektet og basert på erfaring og kunnskaper hos andre som har behandlet lignende problemstillinger [15].

Likevel må man ta hensyn til lokale forhold og ikke kun basere dimensjonering av en dam på erfaringer fra lignende prosjekter.

2.4.1 Islast

Islast virker som en horisontal linjelast i høyde med eller rett under magasinets vannhøyde. Kraften som isen utøver på dammen skapes av at is endrer volum ved temperaturendring. Først vil isen fryse og volumet vil minke ettersom temperaturen synker og det skapes strekkspenninger i isen. Disse strekkspenningene fører til at det dannes sprekker i isen. Sprekkene vil fylles med vann som igjen fryser til is. Når temperaturen stiger, vil isen utvide seg og utøve en trykkraft eller trykkspenning på dammen fordi utvidelsen forhindres.

Murdammer er spesielt utsatt for brudd ved påført islast grunnet den geometriske utformingen og egenskapene til denne damtypen [16]. Islasten kan føre til skjærbrudd i den øverste delen av dammen. Det er vanskelig å avgjøre en eksakt verdi for kraften fra is fordi is har påfallende plastiske egenskaper. Trykket som utvikles avhenger derfor av hvor hurtig temperaturen stiger og hvor lenge den høyere temperaturen vedvarer. Det siste har sammenheng med isens tykkelse.

Det er bevist at temperaturstigning og trykkstigning er positivt korrelert [15]. Forsøkene er utført på isterninger og forholdene i den virkelige verden vil kunne avvike fra resultatene fra forsøk. Temperaturen i isen vil variere med istykkelse og mulig snølag oppå isen.

Det er blitt beregnet maksimale teoretiske islaster opp mot $P_{is} = 1500 \text{ kN/m}$ [16]. Det er derimot usannsynlig at en slik verdi for islast vil oppstå i den virkelige verden. NVE fastsetter en dimensjonerende islast på 100 kN/m for dammer i laveste bruddkonsekvensklasse. Ved spesielle tilfeller kan det aksepteres en lavere verdier, hvis den valgte verdien kan begrunnes [15]. Både undersøkelser fra Sverige og norske målinger fra dam Silvann i Narvik tyder på at maksimal islast opptrer ved en istykkelse på 50-60 cm istykkelse. I følge NVE skal normverdi for islast forutsettes å ligge mellom 100 kN/m og 150 kN/m i hele Norge. Linjelasten opptrer da $0,25 \text{ m}$ under HRV og istykkelsen er $0,5 \text{ m}$.

Hvis dammen har bobleanlegg eller oppvarmingssystem installert, kan trykkraften fra is reduseres. Den kan også reduseres hvis oppstrøms side av konstruksjonen er svakt hellende og isen kan skli oppover en skråning.

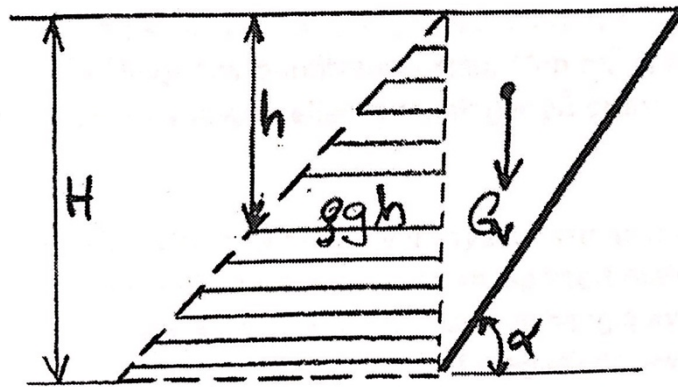
Ved enkelte typer konstruksjoner (pilarer, lave dammer) bør isens løftekraft ved vannstandsstigning tas med i beregningene. Krefter i størrelsesorden 10 kN/m har vært brukt [15].

2.4.2 Vanntrykk

Det hydrostatiske vanntrykket som virker på en dam er gitt ved formelen:

$$p = \rho gh$$

hvor h er vannhøyden, ρ er tyngetettheten til vann og g er tyngdeakselerasjonen. Tettheten til vann, ρ er lik 1000 kg/m^3 og tyngdeakselerasjonen g er satt til 10 m/s^2 . ρg kan slås sammen til tyngdetettheten $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$. Enheten til vanntrykket er N/m^2 eller Pascal. Det er vannet på oppstrøms side som utøver trykket på dammen.



Figur 2.9: Vanntrykk på en skrå flate

Vanntrykket varierer lineært langs dammens høyde, det er lik 0 ved vannoverflaten, eller HRV, altså den høyeste regulerte vannstanden, og øker lineært til et maksimum ved dammens bunn. Hvis den totale vannhøyden er H , vil resultanten av det horisontale vanntrykket bli

$$V_H = \frac{1}{2} \rho g H^2$$

Hvis dammen har en skrå helning med vinkel α slik som Figur 4.2.1 viser, vil det oppstå et vertikalt vanntrykk i tillegg til det horisontale. Dette trykket kommer fra trekanten av vann som ligger oppå damkroppen. På Figur 4.2.1 er resultanten av det vertikale vanntrykket gitt som G_v .

$$G_v = \frac{1}{2} \rho g H^2 \frac{1}{\tan \alpha} = \frac{1}{2} \rho g H^2 \cot \alpha$$

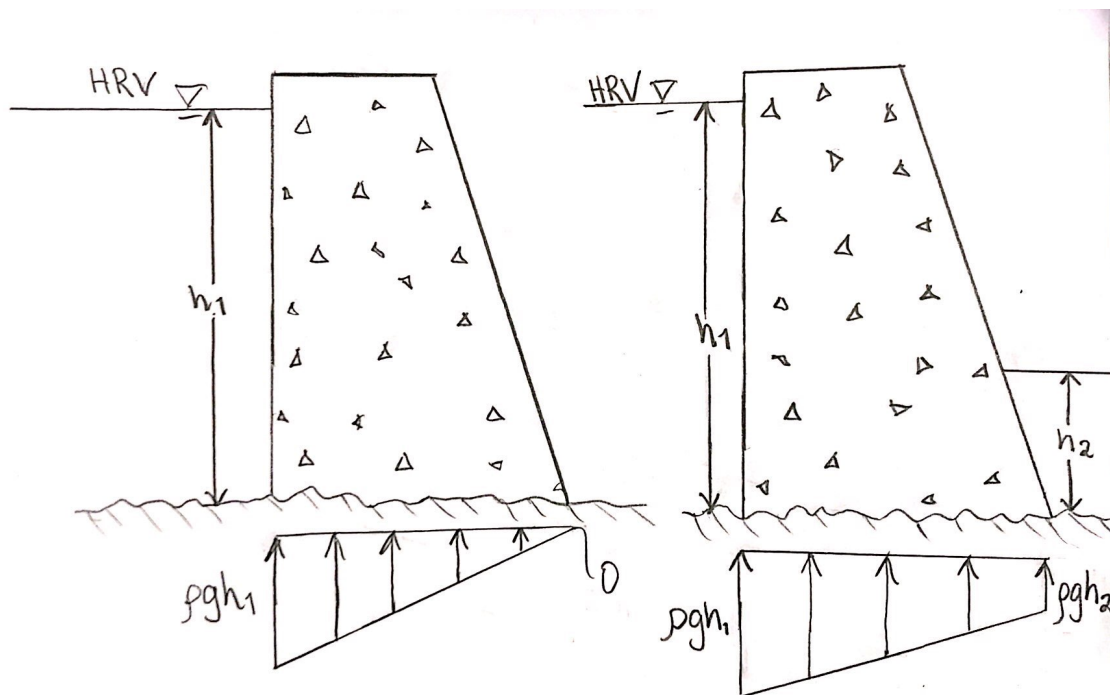
Både den horisontale og den vertikale resultanten virker i tredjedelspunktet. Hvis det er vann på nedstrøms side, vil det også virke et vanntrykk på denne siden som blir

stabiliserende for dammen. Likevel må stabiliteten beregnes med hensyn på at dammen kan bli tørrlagt på nedstrøms side om dette er mulig.

Tettheten ρ gjelder for ferskvann. For saltvann er tyngdetettheten litt høyere, 1025 kg/m³. Tettheten kan også bli betydelig høyere hvis det er mye sedimenter i vannet og spesielt i elver kan sedimentinnholdet være høyt.

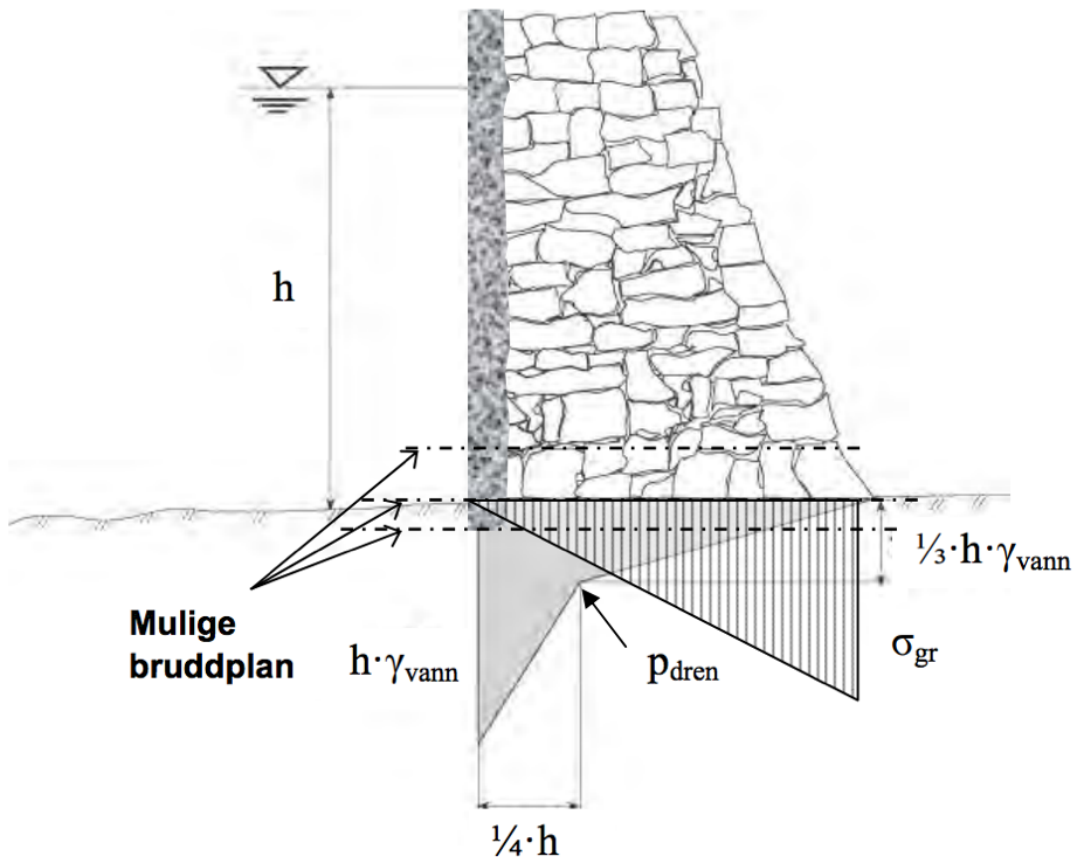
2.4.3 Poretrykk

Dammen er ikke utsatt for vanntrykk bare på de ytre flatene, men også i fundamentfugen og inne i materialet dammen er bygget av [15]. Dette indre vanntrykket kalles poretrykk. Når dammen utsettes for poretrykk fra grunnen, blir den effektive vekten redusert og dette fører til at dammen får en oppdrift. Dette virker destabiliserende på damkonstruksjonen. Fra Figur 4.3.1 vil poretrykket under en ikke drenerende/tett dam være lik ρgh_1 ved oppstrøms side og avta lineært til 0 ved nedstrøms side. Poretrykket vil variere ut i fra hvilke materialer dammen er bygget opp av. Hvor mye porer og sprekker dammen inneholder er avgjørende for størrelsen og helningen til poretrykksdiagrammet. Dette skyldes at trykket vil reduseres jo mer porer og sprekker vannet kan bli presset opp i. I denne oppgaven vil jeg kun ta hensyn til poretrykket fra grunnen som gir oppdrift og ikke det indre poretrykket fra vann i hulrom i dammen.



Figur 2.10: a) Poretrykk under udrenert dam med tørrlagt nedstrøms side. b) Poretrykk under udrenert dam med vannhøyde h_2 på nedstrøms side.

Figur 2.10 viser poretrykk under en udrenert betongdam, på Figur 2.10 a) er h_1 vannhøyden på oppstrøms side og dammen er tørrlagt på nedstrøms side. På Figur 2.10 b) er det vann på nedstrøms side og poretrykket varierer lineært fra $\rho g h_1$ på oppstrøms side til $\rho g h_2$ på nedstrøms side. Er damkroppen ikke drenerende, skal det regnes poretrykk som for betongdammer, jf. Retningslinjer for betongdammer punkt 2.2.1 og punkt 3.7 [5].



Figur 2.11: Poretrykk under tørrmurt dam med oppstrøms tetning på fjell med trykkspenninger i hele fundamentverrsnittet [17].

Figur 2.11 viser hvordan poretrykket reduseres når en tetningsplate av betong monteres på dammens oppstrøms side. Hvis tetningen er effektiv og damkroppen er drenerende, vil det reduserte poretrykket i drenasjeplanet være

$$p_{\text{dren}} = k h \gamma_{\text{vann}}$$

Hvor p_{dren} ligger $\frac{1}{4} h$ fra oppstrøms vannside, k er en faktor som er satt til $\frac{1}{3}$, h er oppstrøms vannstand og γ_{vann} er tyngdetettheten til vann. På denne figuren er også trykkspenninger σ_{gr} illustrert.

På Figur 2.10 og 2.11 er poretrykket lineært avtagende, noe som er en tilnærming til virkeligheten. Sprekker og porer er ikke uniformt fordelt i konstruksjonen og poretrykket vil variere ut i fra sprekkemønsteret.

Fjell som fundament

Bergarter er bygd opp av mineraler. Mineralenes orientering og sammensetning bestemmer bergartens egenskaper. De fleste bergarter har utviklet kløyvretninger, såkalte svakhetsretninger, hvor diskontinuiteter og sprekker gjerne oppstår. Berggrunnen i Norge har generelt lav porøsitet, ofte under 1%. Dette skyldes at flere istider har erodert bort de øvre lagene av berggrunnen som ofte består av sterkt oppsprukket berg og svakere bergarter. Berggrunnen er generelt av god kvalitet, selv om områder med varierende forhold også eksisterer. Bergartene i Norge er stort sett impermeable. Det vil si at vannstrømningen gjennom bergmassen stort sett foregår langs sprekker [18].

Fundamentforholdene i Norge tilsier at poretrykket generelt sett er lavt sammenlignet med andre steder i verden, men som nevnt finnes det områder med varierende forhold [10].

2.4.4 Egenlast

Dammens egenlast eller egenvekt avhenger av hvilke materialer dammen består av. Tyngetettheten til bergartene som dammen består av, om dammen er tørrmurt eller utført med mørtel i fugene og graden av drenering og hulrom i konstruksjon. Det kan være vanskelig å fastsette en eksakt verdi for egenvekten til en dam og det anbefales å ta prøver for å bestemme denne.

Prøvene gir hulromsprosenten til dammen og egenvekten kan videre beregnes ved å bruke verdiene i Tabell 2.1. For tørrmurte dammer med tilpasset stein i hele tverrsnittet er det forutsatt en hulromsprosent på 22% og for 40% for sentral røysfylling i tabellen.

Der dammens oppbygning ikke er kjent, skal det forutsettes at dammen er bygget opp med en sentral røysfylling. Tabellen under finnes i NVEs Retningslinjer for murdammer og gir angivelse av tyngetetthet for murdammer [17].

Tabell 2.1: Tabell med angivelse av tyngdetetthet for murdammer

Damtype	Tyngdetetthet [kN/m ³]
Naturstein (granitt) (fra NS-EN 1991-1-1)	27
Mørtel (fra NS-EN 1991-1-1)	18
Murdam med stein lagt i mørtel	25
Tørrmurte dammer med tilpasset stein i hele tverrsnittet	21
Røysfylling, tørrmurte dammer	16
Leire og silt – vannmettet	20
Torv – vannmettet*	13-20

*tettheten til torv kan variere ut i fra hvor mye nedbryting torven har gjennomgått, tettheten kan antas å være 13 kN/m³ hvis egenvekten virker stabiliserende og 20 kN/m³ hvis den virker destabiliserende [19].

For murdam med mørtel i alle fuger kan densiteten variere mellom 25,5-26,5 kN/m³ avhengig av fugevolumet som igjen varierer fra 10-20% og for en densitet til stein på 26-27 kN/m³ [20].

Egenvektens resultant angriper i tyngdesenteret til dammen. Plasseringen til resultanten er svært avgjørende for stabiliteten til dammen.

2.4.5 Bølger

Bølger kan deles inn i tre kategorier:

- Bølger og bølgeopp skyling
- Vindoppstuvning
- Stående bølger

Av disse tre har bølger og bølgeopp skyling den største innvirkningen på dammer. Dammer skal dimensjoneres med fribord som må ha en viss høyde over dimensjonerende flomvannstand i magasinet. Når magasinet er fullt er vannstanden lik HRV og flomvannstanden kommer i tillegg til dette.

I følge de norske retningslinjene skal det tas utgangspunkt i det mest ugunstige av følgende to lasttilfeller når man tar hensyn til effekten fra bølger:

- Dimensjonerende flomvannstand (DFV) med tillegg av bølgeopp skyling som er generert av vind med 50 års gjentaksintervall samt vindoppstuvning.
- Høyeste regulerte flomvannstand (HRV) med tillegg av bølgeopp skyling som er generert av vind med 1000 års gjentaksintervall samt vindoppstuvning [10].

Bølger skapes av vind og vindpåvirkningen er avhengig av vindhastighet og effektiv strøk. Strøk angis ved en effektiv strøklengde og er et beregnet vindfang for en bestemt retning. For å karakterisere en stasjonær bølgetilstand brukes signifikant bølgehøyde H_s , hvor H_s er definert som gjennomsnittet av den høyeste tredjedelen av bølgene.

Signifikant bølgehøyde er basert på vindhastighet og effektiv strøk og kan finnes ved hjelp av et diagram, men det vil ikke bli gått mer inn i detalj på hvordan man går fram i beregningene av bølgepåvirkning.

Bølgeoppskyllingen er den vertikale avstanden mellom stille vannsnivået og det høyeste punktet på dammen bølgen når opp til. Både bølger og bølgeoppskylling virker som en dynamisk last på dammen og man må ta hensyn til utmattingsbrudd og dammens naturlige frekvenser.

Vindoppstuvning oppstår når vind blåser over en innsjø i en bestemt retning over en viss tid. Dette skaper en skjærkraft som gjør at vannmassene bygger seg opp i den ene enden av innsjøen. Stående bølger er svingninger i vannstanden som forårsakes av skiftende vindretninger, forandringer i lufttrykket eller skiftninger i inn- og utløp fra magasin [10].

3. Dimensjoneringsprinsipper

I følge Damsikkerhetsforskriften, skal murdammer i Norge kontrolleres i tre grensetilstander:

- Bruksgrensetilstand
- Bruddgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand

I bruks- og bruddgrensetilstand skal det legges til grunn dimensjonerende laster, mens i ulykkesgrensetilstanden brukes det ulykkeslaster. De dimensjonerende lastene kan opptre samtidig og kan derfor kombineres, mens for ulykkeslastene så må det vurderes hvilke laster som kan opptre samtidig og man regner det som svært lite sannsynlig at flere ulykkeslaster opptrer samtidig.

Dimensjonerende laster på dammer er egenlast, vanntrykk, jordtrykk, deformasjonslaster, nyttelaster og miljølaster som bølger, vindoppstuvning, is, tele og snø. Ulykkeslaster er laster som dammen blir utsatt for ved unormale tilstander, som ulykker eller naturkatastrofer. Det kan for eksempel være maksimal påregnelig flomvannstand, ras i magasinet, jordskjelv og eksplosjonslaster [10].

For dammer i høyere konsekvensklasse, bestemmer NVEs beredskapsavdeling skal det også tas hensyn til laster som kan forekomme under krigshandlinger og sabotasje.

For murdammen som skal undersøkes i denne oppgaven, skal det kun kontrolleres for ett lasttilfelle i bruddgrensetilstand:

- Høyeste regulerte vannstand (HRV) + islast + poretrykk + egenlast

Stabilitet kontrolleres for tre fenomener:

- Velting,
- Glidning
- Kontroll av spenninger i damkroppen

NVEs "Retningslinjer for murdammer" gir dimensjoneringsprinsipper for murdammer med tanke på velte- og glidestabilitet. Dette beskrives nærmere i kapittel 4.1.1 og 4.1.2.

Ved kontroll i bruddgrense, eksempelvis DFV, krever Damsikkerhetsforskriften at dammen har trykkspenning σ_{gr} , under hele fundamentet som vist i Figur 4.3.2. Resultanten skal ligge innenfor kjernetverrsnittet; dvs. minst B/3 fra nedstrøms damtå. Videre skal også sikkerhet mot glidning, $S_g > 1,5$ [9].

Fundamentforhold og sprekke-mønstre som kan gi svake glideplan i fjellet og dette må kartlegges av en geolog gjennom en geologisk rapport som vurderer grunnforholdene. Det er viktig å skille mellom krav i lover/forskrifter og anbefalinger i retningslinjer/veiledere til NVE ved dimensjonering av en dam.

Dammer med drenasje skal kontrolleres i ulykkesgrense for lasttilfelle med poretrykk som for dam uten drenasje. Kontrollen gjennomføres med vannstand ved HRV. [6]

3.1 Dimensjonering-historisk utvikling i Norge

Det var ikke før i 1981 da Olje- og energidepartementet publiserte «Forskrifter for dammer» [26] at man hadde en forskrift å følge ved dimensjonering av dammer. Før den tid sjekket NVE hver dam for seg og kontrollerte tegninger og beregninger. Forskriften fra 1981 ble erstattet av en ny forskrift i 2001 med retningslinjer som bygget opp om denne. Den nyeste forskriften «Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg» tredde i kraft 1. januar 2010.

Før forskriften fra 1981 kom, ble følgende kriterier brukt ved kontroll av stabilitet:

- Velting: $\frac{\Sigma \text{stabiliserende moment}}{\Sigma \text{veltende moment}} \geq 1,5 - 1,3$ (*varierende*)
- Glidning: $\frac{\Sigma \text{Horisontale krefter}}{\Sigma \text{Vertikale krefter}} \leq 0,9 - 0,7$ (*varierende*)
- Grunntrykk (f) mot nedstrøms tå: $\leq 4,5 \text{ N/mm}^2$

Beregning av spenninger før 1981

«Forskrift for dammer» (OED 1981) innførte bruddgrensebetraktning for betongdammer ved dimensjonering for stabilitet mot velting og glidning. I bruddgrensetilstand er alle lastkoeffisienter 1,2 bortsett fra koeffisienten for jordtrykk og stabiliserende laster, som er på 1,0. Kontroll av stabilitet ble utført etter følgende krav:

- Velting: Resultanten skulle ligge innenfor tyngdepunktet av den minste trykksone som kan tillates for overføring av resulterende kraft. Denne trykksonen var gitt ved forholdet N_y/f_c hvor N_y er kraftkomponenten normalt mot fundamentplanet og f_c er dimensjonerende betongtrykkfasthet. Ved lastkombinasjoner som inkluderte istrykk kunne kapasiteten av fjellbolter tas med i beregning av resultatens størrelse og beliggenhet. (direkte sitat, Evaluering av sikkerhet, energinorge s15)
- Glidning eller skjær: kapasiteten ble regnet å være tilstrekkelig når kraftkomponenten parallelt med fundamentflaten ikke oversteg skjærkapasiteten $0,2 \cdot f_c A_{cx}$ hvor f_c er betongens dimensjonerende trykkfasthet og A_{cx} er arealet av betongtrykksone. Ved lastkombinasjoner som inkluderte istrykk kunne fjellbolter regnes med som armering. (direkte sitat, Evaluering av sikkerhet, energinorge s15)

Disse kravene gjaldt for betongdammer. Etter år 2001 ble det bygget så godt som ingen nye dammer og beregninger i denne perioden gjaldt i hovedsak revurdering av eldre konstruksjoner. Damsikkerhetsforskriften fra 2001 (OED 2001), og senere retningslinjer tilhørende denne forskriften fra 2002, innførte krav for gravitasjonsdammer som da innebefattet murdammer med stein lagt i mørtel.

Krav for gravitasjonsdammer etter nye retningslinjer i 2002:

Tabell 2.2: Krav for gravitasjonsdammer i brudd- og ulykkesgrensetilstand etter 2002.

Bruddgrensetilstand	
Velting	$R > 1/3 B$
Glidning	Sikkerhet > 1,5
Lastfaktor	$\gamma_1 = 1,0$
Materialfaktor	$\gamma_m = 1,0$
Ulykkesgrensetilstand	
Velting	$R > 1/6 B$
Glidning	Sikkerhet > 1,1
Lastfaktor	$\gamma_1 = 1,0$
Materialfaktor	$\gamma_m = 1,0$

Forklaring:

f_c = betongens dimensjonerende trykkfasthet

A_{cx} = betongtrykksonen

R = Resultantens plassering fra nedstrøms damtå

B = Bredden av tverrsnittet mot fundament

Før 2001 ble sikkerheten ved damanlegg ivaretatt med sikkerhetsfaktorer og materialfaktorer. Med de nye retningslinjene i 2002 kom en overordnet sikkerhetsfaktor som omslutter sikkerheten gjennom hele prosjekteringsfasen.

Det ble også innført kontroll av at det er trykk i hele fundamentet for gravitasjonsdammer. Fra 2010 ble kravene fra retningslinjene fra 2002 inkludert i Damsikkerhetsforskriften, og de var nå ikke kun anbefalinger, men absolutte krav.

Nye krav til sikkerhet mot velting for gravitasjonsdammer medførte at stabiliteten i større grad var avhengig av dammens profil eller tverrsnitt.[11]

Kravene for sikkerhet mot glidning ble gjort mer konservative etter 2014 (og dette førte til at mange eksisterende dammer ikke lenger var beregningsmessig stabile etter krav i forskriftene.

Det er blitt utført en spørreundersøkelse for å kontrollere NVEs virksomhet og kontroll av dammer. Generelt er NVE fornøyd med sin egen vurdering og kompetanse, mens bransjen, dameier, rådgivende ingeniør, for øvrig er mindre fornøyd med NVE sin utførelse av kontroll av dammer. [27]

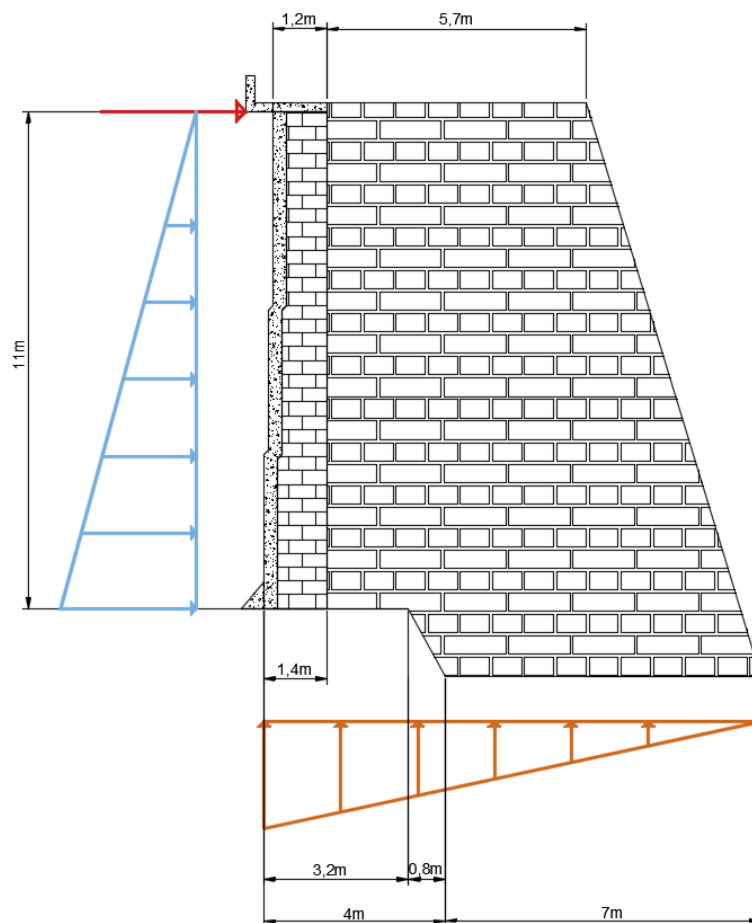
4. Beregning

Det skal regnes på en murdam i bruddgrensetilstand med dimensjonerende laster og lasttilfelle HRV + islast. Kraftene som virker på dammen er:

- Egenlast
- Hydrostatisk trykk/vanntrykk
- Islast
- Poretrykk

Figur 4.1 viser et tverrsnitt av dammen og lastene som virker.

Det er utført håndberegninger i Excel basert på NVEs krav til velte- og glidestabilitet, og det er utført analyser i DIANA. I DIANA er både et tverrsnitt/2D-modell og en 3D-modell av dammen analysert. Resultatene skal sammenlignes og verifiseres.



Figur 4.1: Tverrsnitt av Theisendammen med lastene som virker på den. Islasten er markert med rødt, vanntrykket er blått og poretrykket er oransje.

Tabell 4.1: Oversikt over lastene som virker på dammen.

Last	Verdi [N]
Egenlast	2 520 000
Hydrostatisk trykk	605 000
Islast	100 000
Poretrykk	599 500

Tabell 4.1 gir lastene som virker på dammen samt angir størrelsen på lastene. Resultantkraften er gitt for de jevnt fordelte lastene. Ettersom både vanntrykket og poretrykket har trekantform, ligger resultantkraften i tredjedelspunktet til lasten.

4.1 Todimensjonale forhold

Dammer som ikke krummer og har stor utstrekning i lengderetning, kan antas å være i plan tøyning. For slike dammer er det ofte tilstrekkelig å utføre todimensjonale analyser, hvor man tar utgangspunkt i et tverrsnitt av dammen og utfører beregninger på dette. Theisendammen er derimot ikke rett i lengderetning, men har en krumning, og det er derfor diskutabelt om en tverrsnittsbetraktning kan representere hele dammens respons. Dette er et av hovedpunktene som skal undersøkes i denne oppgaven.

4.1.1 Veltestabilitet

Velting vil si at dammen får en rotasjon om bakre damtå og prinsippet er at man regner momentlikevekt om dette punktet. Man deler kreftene inn i horisontale og vertikale komponenter og resulterende momenter inn i stabiliserende og veltende momenter. Kravet til veltestabilitet er ivaretatt når resultanten av alle kreftene ligger innenfor tverrsnittets tredjedelspunkt. I retningslinjer for betongdammer står det at gravitasjonsdammer som kan oppleve strekk i deler av damtverrsnittet og oppsprekking som følge av dette, skal sikkerheten mot velting kontrolleres ved å påvise at resultanten av alle krefter som virker på dammen ligger innenfor nærmere angitte grenser.

En murdam kan karakteriseres som en dam hvor riss kan gi økt poretrykk og dermed oppdrift.

Krav til veltestabilitet:

Kravet til veltestabilitet i dimensjonerende lasttilfelle er ivaretatt når resultanten ligger innenfor tverrsnittets tredjedelspunkter, kjernetverrsnittet. For et ulykkeslasttilfelle er sikkerheten ivaretatt når resultanten ikke ligger nærmere nedstrøms kant enn 1/6 av tverrsnittsbredden. Regnes det med fjellbolter og spennstag skal det først kontrolleres for at resultanten ligger innenfor damtverrsnittet uten medvirkning fra bolter og spennstag.

Sikkerhet mot velting er gitt ved forholdet mellom veltende og stabiliserende moment og uttrykkes gjennom forholdet:

$$S = \frac{M_s}{M_v}$$

der:

S = sikkerhetsfaktor

M_s = stabiliserende moment

M_v = veltende moment

For dimensjonerende lasttilfelle blir sikkerheten mot velting ivaretatt når sikkerhetsfaktoren S er større enn 1,4, og for ulykkeslasttilfelle skal S være større enn 1,3.

4.1.2 Glidestabilitet

Glidning vil si at dammen «glir» som følge av at skjærkraften overskrider bruddkapasiteten til dammen i et gitt snitt. Sikkerheten mot glidning er blant annet basert på friksjonskoeffisienten som igjen er gitt av tangens av friksjonsvinkelen f.

Kontrollen av glidestabilitet går ut på å påvise at horisontallastene kan overføres fra konstruksjonen til fundamentet. Den skal utføres på kritiske glideplan i dammen, i flata mellom dam og fundament og i grunnen og det skal tas hensyn til glideplanets helning. Figur 4.3.2 indikerer mulige bruddplan for glidning. Sikkerheten er gitt ved sikkerhetsfaktoren S:

$$S = \frac{F}{\sum H}$$

F er bruddkapasiteten til snittet, $\sum H$ er summen av horisontalkrefter mot dammen over snittet. For et tilfeldig plan som avviker fra horisontalplanet med en vinkel α , blir F gitt ved formelen:

$$F = \frac{cA}{\cos\alpha(1 - \text{tg}\varphi \times \text{tg}\alpha)} + (N - U)\text{tg}(\varphi + \alpha)$$

Ved $\alpha=0$, det horisontale planet, blir S redusert til:

$$S = \frac{cA + \sum V \times \text{tg}\varphi}{\sum H}$$

der:

S = sikkerhetsfaktor

φ = friksjonsvinkel

$\text{tg } \varphi$ = friksjonskoeffisient

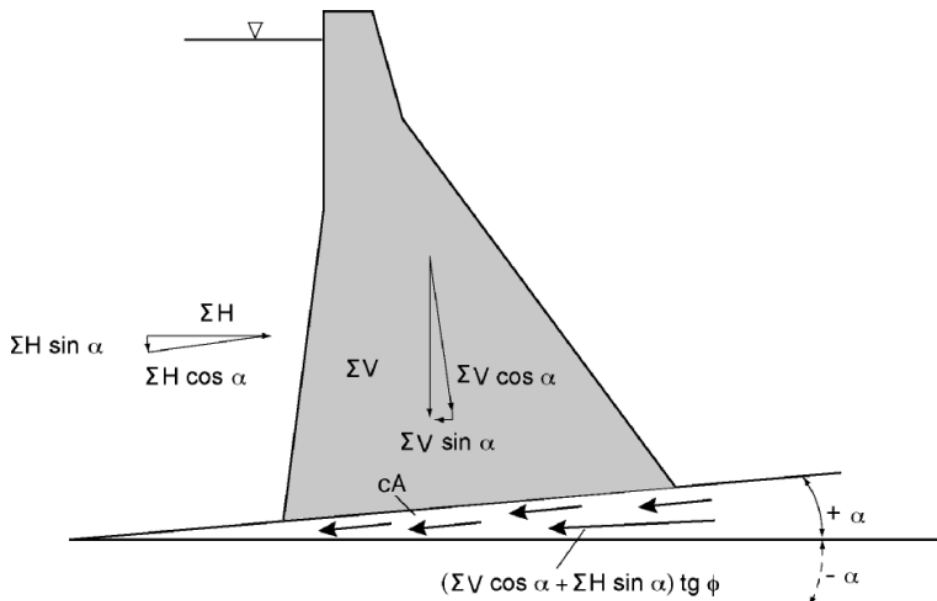
α = glideplanets helning med horisontalplanet

c = kohesjon

A = arealet som gir trykk i kontaktflaten

U = poretrykk som gir oppdrift

N = normalkraft på glideplanet
 $\Sigma V = N - U$
 ΣH = resultanten av horisontalkrefter i glideplanet



Figur 4.2: Glidemotstand på et plan med vinkel α til horisontalplanet [7].

Hvis vinkelen α er negativ, som den er for dammen som skal beregnes, så vil sikkerhetsfaktoren mot glidning bli redusert.

I Retningslinjer for betongdammer er det angitt at kohesjon mellom dam og undergrunn ikke skal tas med i beregningen av glidning uten at kohesjonen er bestemt ved hjelp av forsøk.

Krav til glidestabilitet:

For gravitasjonsdammer skal sikkerhetsfaktoren S være minimum 1,5 for lasttilfeller med dimensjonerende laster når det ikke regnes med kohesjon. For ulykkeslasttilfellet skal S være minimum 1,1 når det ikke regnes med kohesjon.

Regnes det med kohesjon skal sikkerhetsfaktoren være 3 for dimensjonerende laster og 2 for ulykkeslasttilfelle. For dammen i denne oppgaven, er kohesjon ikke inkludert i beregningene [27].

Tabell 2.2 i NVEs Retningslinjer for murdammer gir friksjonsvinkel i fuger for granitt og skifer. Verdiene i denne tabellen skal brukes så lenge friksjonsvinkelen ikke er dokumentert ved prøver. Friksjonsvinkelen i fuger i tørrmurer kan ikke settes høyere enn 36° . For tverrsnitt A og B som regnes på i denne oppgaven, er friksjonsvinkelen satt til 36° . Friksjonsvinkelen er en egenskap til et granulært materiale. Størrelsen på friksjonsvinkelen avhenger av massenes sammensetning, komprimering og poretrykket [28].

Jo større friksjonsvinkel, jo høyere friksjon er det mellom bestanddelene i materialet og for en murdam gir en større friksjonsvinkel større motstand mot glidning. Å velge en friksjonsvinkel på 36° er ikke et konservativt valg fordi det er den maksimale verdien man kan velge for en tørrmurt dam i følge retningslinjer for murdammer.

Ved å velge en lavere verdi for friksjonsvinkelen, blir sikkerhetsfaktoren for kontroll mot glidning redusert.

4.1.3 Håndberegninger

Håndberegningene av dammen er basert på en likevektsbetraktning av dammens tverrsnitt. I beregningene er det inkludert følgende punkter:

- Velting ved påvisning av resultantens plassering, jf. Retningslinjer for betongdammer og Damsikkerhetsforskriften § 5-11 som beskrevet i 4.1.1.
- Glidning uttrykt som forholdet mellom glideplanets kapasitet til å motstå bevegelse og de påførte laster, jf. Retningslinjer for betongdammer og Damsikkerhetsforskriften § 5-11 som beskrevet i 4.1.2.
- Kontroll av spenninger i damkropp og fundament.

4.2 Tredimensjonale forhold

Et hovedpunkt i denne oppgaven er å studere konsekvensene av den geometriske utformingen av Theisendammen. For å gjøre dette, må det utføres en tredimensjonal analyse av dammen i sin helhet. Det skal vurderes hvor aktiv buevirkningen er for denne dammen og om det oppstår strekk i deler av konstruksjonen som følge av den geometriske utformingen.

4.2.1 Plan spenning og tøyning

Ofte kan den generelle 3-dimensjonale spennings-/tøyningstilstanden forenkles (tilnærmes) til en 2-dimensjonal tilstand.

Plan spenning har man når normalspenningen i én retning kan neglisjeres, for eksempel i z-retning. Da får man:

$$\sigma_z = 0$$
$$\epsilon_z = -\frac{(\sigma_x + \sigma_y)\nu}{E}$$

Hvor σ er spenningen i retningen angitt, ϵ er tøyning i gitt retning, E er Youngs modulen til materialet og ν er Poissons tall.

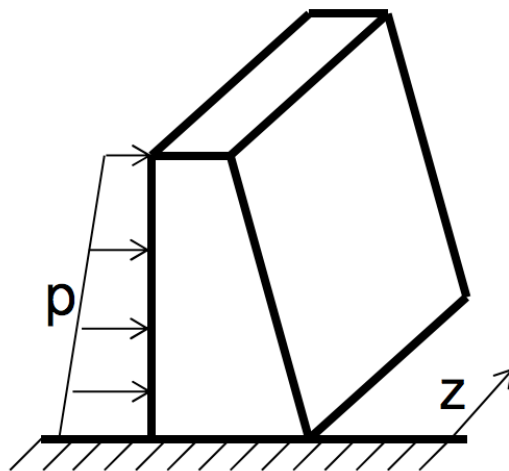
For tynne skiver antar man ofte en plan spenningstilstand.

Plan tøyningstilstand har man når normaltøyningen i én retning er neglisjerbar, for eksempel i z-retning. Dette gir:

$$\epsilon_z = 0$$

$$\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y)$$

Man antar plan tøyning når utstrekningen i en retning, z-retningen, er mye større enn i de to andre retningene, x- og y-retning. Figur 4.3 viser en dam hvor z er lengderetningen og hvis dammen er helt rett i lengderetningen, altså at den ikke krummer, kan man ofte anta plan tøyning.



Figur 4.3: Dam med lengde i z-retning. [21]

Ettersom dammen har knekkpunkter i lengderetning, kan man ikke anta plan tøyningstilstand for dammen i sin helhet.

Poissons tall

Poissons tall er tverrkontraksjonstallet dividert med relativ lengdeforandring ved små deformasjoner av elastiske legemer.

Poisson-tallet er avgjørende for å kunne anta plan spenning eller tøyning.

Hvis poisson-tallet er lik 0, har vi plan tøyning og spenning og det betyr at et legeme som deformeres i én retning på grunn av en belastning, ikke vil føre til deformasjoner i de andre retningene.

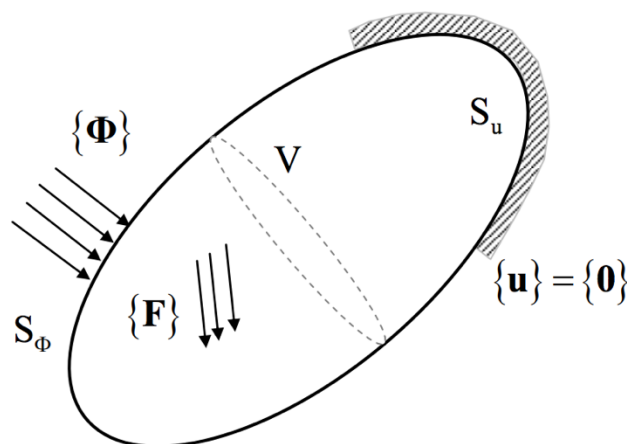
5 Numerisk modellering

FEM-beregningsprogram

FEM-beregningene, eller elementmetodeberegningene er utført i DIANA. DIANA er et elementmetodeprogram som er spesialtilpasset til å analysere betong- og murkonstruksjoner. Det finnes flere versjoner av programmet, den nyeste er versjon 10.2. Det finnes også ulike brukergrensesnitt i DIANA, det nyeste heter DIANA Interactive Environment. I denne oppgaven er DIANA FemGen og FemView brukt.

5.1 Linearitet

I elastisitetsteori antar man et legeme med volum V som er omsluttet av en rand (overflate) S . Det er foreskrevne randbetingelser på randen S_u i form av spesifiserte forskyvninger $\{u\} = \{u_c\}$, typisk $\{u\} = \{0\}$. På randen S_ϕ er det foreskrevet randbetingelser i form av spesifiserte flatekrefter $\{\Phi\} = \{\Phi_c\}$. Legemet er også påkjent av volumkrefter $\{F\}$. [22]



Figur 5.1: Legeme med volum V med spesifiserte forskyvninger $\{u\}$ langs S_u , flatekrefter $\{\Phi\}$ på randen S_ϕ og påkjent av volumkrefter $\{F\}$.

Legemet må oppfylle tre krav; krav til likevekt, kompatibilitet og lineær elastisk spennings-tøyningsrelasjon.

Differensialligninger som uttrykker likevekt er gitt ved:

$$[\partial] \{\sigma\} + \{F\} = \{0\}$$

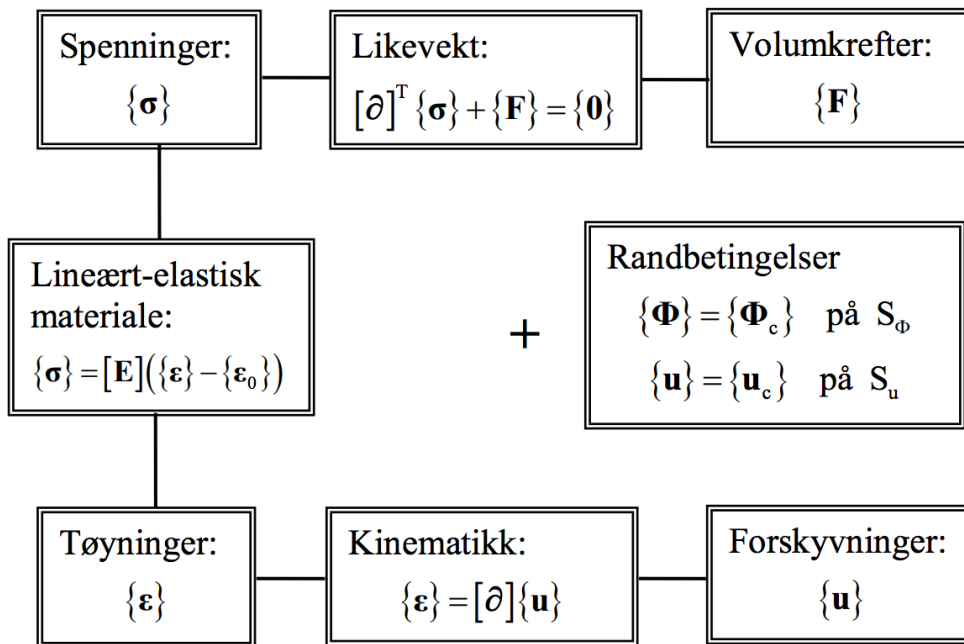
Differensialligninger som uttrykker kompatibilitet er gitt ved:

$$\{\boldsymbol{\varepsilon}\} = [\boldsymbol{\partial}]\{\mathbf{u}\}$$

Lineær elastisk spennings-tøyningsrelasjon er gitt ved:

$$\{\boldsymbol{\sigma}\} = [\mathbf{E}](\{\boldsymbol{\varepsilon}\} - \{\boldsymbol{\varepsilon}_0\})$$

Der $\{\boldsymbol{\varepsilon}_0\}$ er initialtøyninger, f. eks. forårsaket av temperatur.



Figur 5.2: Oversikt over elastisitetsteoriens grunnligninger. [22]

Ligninger og ukjente

Tabell 5.1: Ligninger

Type ligning	Antall ligninger		
	3D	2D	1D
Likevekt $[\partial]^T \{\sigma\} + \{F\} = \{0\}$	3	2	1
Materiallov $\{\sigma\} = [E](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\})$	6	3	1
Kinematikk $\{\varepsilon\} = [\partial]\{u\}$	6	3	1
Totalt	15	8	3

Tabell 5.2: Ukjente

Type ukjent	Antall ukjente		
	3D	2D	1D
Spenninger $\{\sigma\}$	6	3	1
Tøyninger $\{\varepsilon\}$	6	3	1
Forskyvninger $\{u\}$	3	2	1
Totalt	15	8	3

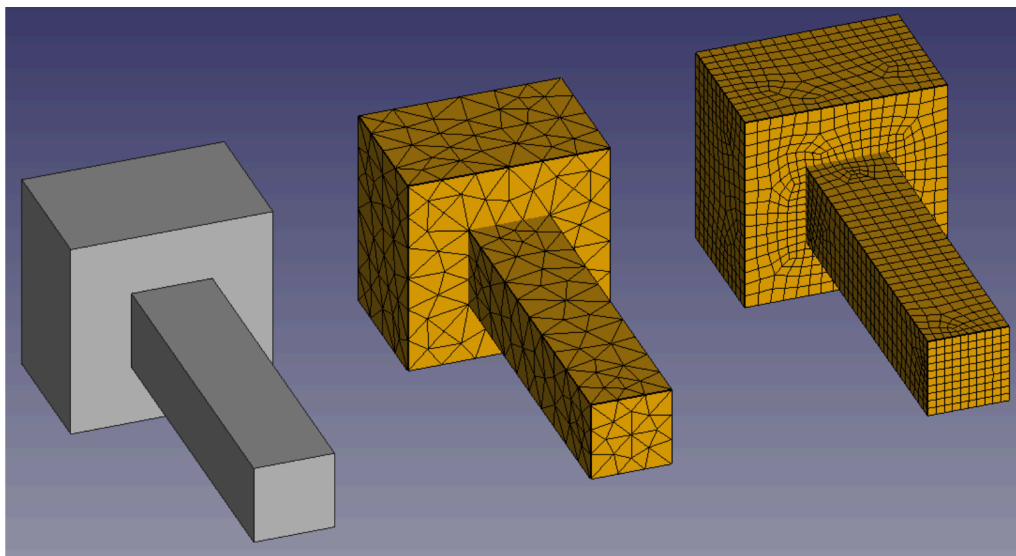
Disse ligningssystemene og de relevante randbetingelsene gir en eksakt løsning på et vilkårlig elastisitetsteoretisk problem. Eksakte løsninger kan kun etableres for konstruksjoner med enkel geometri, belastning og randbetingelser. Slike eksakte løsninger brukes som referansepunkter i elementmetoden for eksempel ved uttesting av nye elementer, sjekk av materialmodeller og ved evaluering av løsningsalgoritmer. Det er svært få praktiske problemer i 2D og 3D som er analytisk løsbare, og derfor tyr man til numeriske løsningsmetoder, blant annet elementmetoden. For de fleste faststoffmekaniske problemer er den numerisk tilnærmede løsningen basert på elementmetoden.

5.2 Elementmetoden

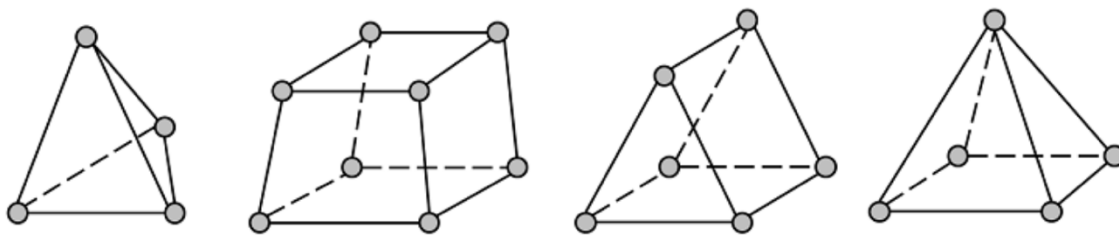
Elementmetoden (FEM-Finite Element Method) er en numerisk metode for å finne en tilnærmet løsning av et fysisk problem. Metoden ble utviklet av ingeniører innen luftfartsteknologi på 50-tallet, som en generalisering av beregningsmetoder for fagverk og rammer til 2D/3D-problemer, plater og skall. I dag brukes metoden innenfor flere teknologiske fagfelt, blant annet konstruksjonsteknikk, geoteknikk, termodynamikk og biomekanikk.

I FEM beskriver man problemet matematisk med partielle differensialligninger (PDE). I stedet for å finne en løsning for hele problemet, som i praksis kun er mulig for enkle geometrier og randbetingelser, blir konstruksjonen delt inn (diskretisert) i et endelig antall elementer («finite elements»). Inndelingen kalles et «mesh» eller elementnett. Innen hvert enkelt element blir problemets primære ukjente, som i forskyvingsmetoden er representert ved forskyvningene, uttrykt ved et sett av frihetsgrader (dofs) i elementenes knutepunkter (noder) og et tilhørende sett av antatte formfunksjoner («shape functions»).

Hver node har i utgangspunktet tre frihetsgrader; to translasjonsfrihetsgrader og en rotasjonsfrihetsgrad. Translasjonsfrihetsgradene er delt inn i en vertikal og en horisontal. Jo finere elementnett man etablerer, jo mer nøyaktig blir løsningen, men dette krever flere iterasjoner og øker beregningstiden (computational time CPU). Eller man kan etablere et grovere elementnett med færre elementer slik at beregningstiden blir kortere, men det går på bekostning av nøyaktigheten.



Figur 5.3: Et legeme diskretisert på to måter med to ulike mesh.



Figur 5.4: Ulike elementtyper med noder i hvert knutepunkt. Fra venstre: tetraeder-element, heksaeder-element, «wedge»-element og pyramideelement.

Formfunksjonene, som vanligvis er polynomer må oppfylle visse kriterier for at løsningen skal konvergere mot eksakt verdi når elementnettet gjøres finere og finere

$$n_{dof} \rightarrow \infty (h \rightarrow 0)$$

og er også avgjørende for hvordan forskyvningene varierer innen elementet, og dermed også elementets egenskaper.

Oppsummert kan man si at FEM erstatter et kontinuerlig problem med et uendelig antall frihetsgrader med løsningen av et diskretisert system med et endelig antall frihetsgrader. [23]

I de senere år har metoden økt i popularitet, og dette skyldes utviklingen av raskere og kraftigere datamaskiner som har minsket beregningstiden betraktelig.

Selv om slike programmer kan løse komplekse konstruksjoner med flere ulike lasttilfeller, og presentere resultatene i alle mulige former for diagrammer, plot og tabeller, så er det viktig å være kritisk i arbeidet med slike programmer. Man bør alltid verifisere at resultatene, for eksempel spenninger og deformasjoner, stemmer overens med virkeligheten ved å gjøre en kvalifisert overslagsberegning. Brukeren har selv ansvar for å sjekke resultatene og kan ikke stole blindt på programmet. Brukeren bør derfor ha god kunnskap til de grunnleggende prinsippene i elementmetoden og teoretisk bakgrunn innen mekanikk og statikk.

Overordnet kan elementmetoden beskrives med følgende punkter:

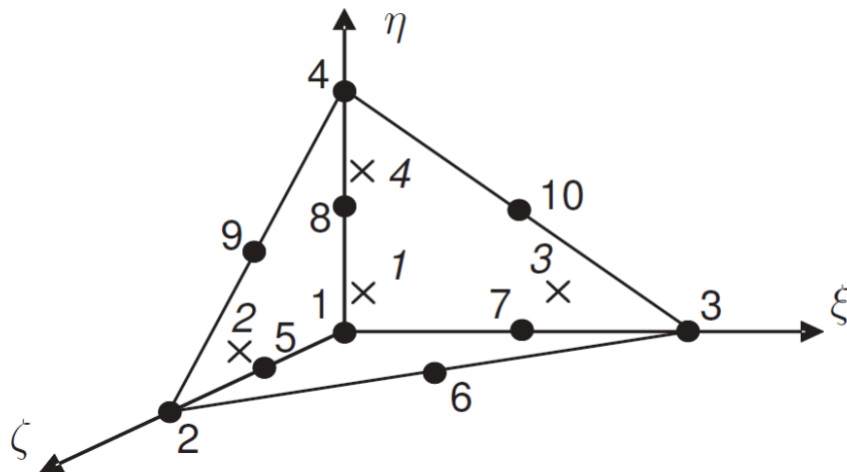
- 4 Diskretisering: Konstruksjonen deles inn i elementer, $e=1,2,\dots,n_{els}$.
- 5 Elementanalysen: Etablerer elementenes stivhetsmatrise, k_e , og lastvektoren S^0_e .
- 6 Systemanalysen: Elementene settes sammen på en slik måte at i knutepunktene tilfredsstilles både statisk likevekt og kinematisk kompatibilitet.
- 7 randbetingelser: Innfører foreskrevne (og fastholdte) forskyvninger.
- 8 Ligningsløsning: Løser de modifiserte systemligningene med hensyn på systemets frihetsgrader.
- 9 Tilbakesubstitusjon: Beregner avledede størrelser, som tøyninger, spenninger og krefter, ved å derivere forskyvningsfeltene

Beregner avledede størrelser, som tøyninger, spenninger og

krefter, ved å derivere forskyvningsfeltene, $\mathbf{u} = \mathbf{N}_e \mathbf{v}_e$, som er uttrykt ved knutepunktsforskyvningene, $\mathbf{v}_e = \mathbf{a}_e \mathbf{r}$, og formfunksjonene, \mathbf{N}_e , et tilstrekkelig antall ganger (m):

$$\mathbf{FEM} \Rightarrow \boldsymbol{\sigma}_e = \begin{bmatrix} \sigma \\ \tau \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E & 0 \\ 0 & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon \\ \gamma \end{bmatrix} = \mathbf{C} \boldsymbol{\varepsilon}_e = \mathbf{C} \mathbf{B}_e \mathbf{v}_e = \mathbf{C} \mathbf{B}_e \mathbf{a}_e \mathbf{r} \quad \text{hvor} \quad \mathbf{B}_e = \Delta \mathbf{N}_e$$

Valget av elementtype har mye å si for nøyaktigheten til løsningen og beregningstiden. Basiselementene er bjelkeelementer, plateelementer og volumelementer. Generelt sett bestemmes elementtype ut i fra fordeling av noder og Gauss integrasjonspunkter for spenning. Hvert element har et spesifikt antall noder distribuert langs sidekantene som sørger for at det er kontinuitet mellom nærliggende elementer. Figur 5.5 viser et 10-noders tetraedrisk element med noder og Gauss integrasjonspunkter.



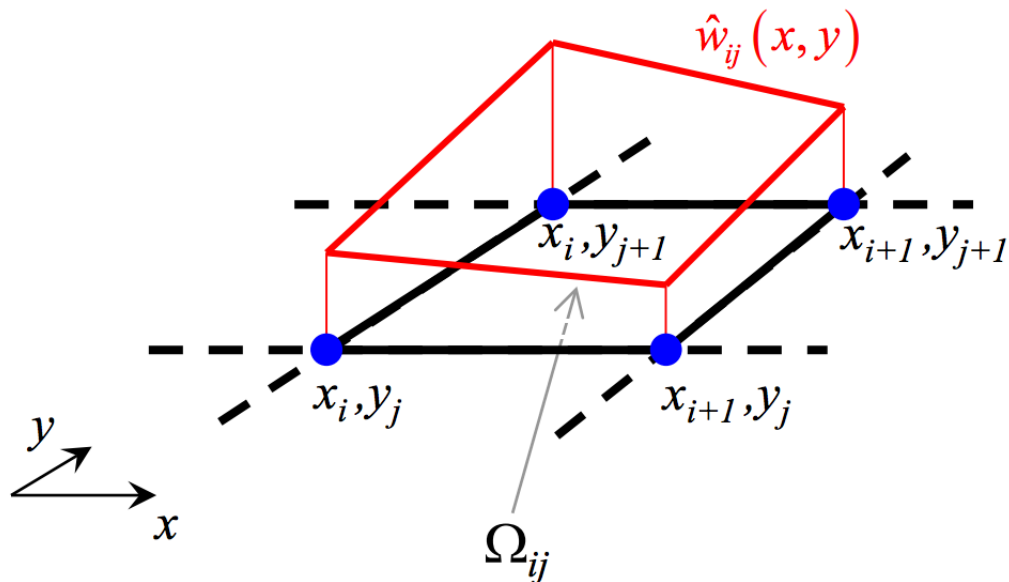
Figur 5.5: 10-noders tetraedrisk element. Noder er markert med svarte prikker og Gauss integrasjonspunkt med kryss.

Fordi verdier som krefter og forskyvninger blir beregnet i nodene, betyr det at antall ligninger og CPU tid øker proporsjonalt med antall noder. Formfunksjonene gir en passende interpolasjon av de diskrete nodeverdiene mellom nodene. Formfunksjonenes grad påvirker også nøyaktigheten og beregningstiden. Vanligvis gir et polynom av lav grad eller en lineær formfunksjon gode nok resultater. [24]

I praksis løses alle numeriske problemer i dag ved bruk av datamaskin. Datamaskinen kan i praksis kun utføre én ting; algebraiske regneoperasjoner, det vil si addisjon og multiplikasjon. Man må derfor reformulere eller diskretisere problemet slik at den partielle differensialligningen erstattes med et algebraisk ligningssystem, gjerne formulert på matriseform.

Ideen i elementmetoden er å benytte en tilnærmet løsningsfunksjon \hat{w}_{ij} i et valgt delområde Ω_{ij} (element) av problemets totale definisjonsområde.

$$w(x, y) \cong \hat{w}_{ij}(x, y), \quad (x, y) \in \Omega_{ij}$$



Figur 5.6: Element med koordinater i x-y-planet med antatt forskyvningsfunksjon $\hat{w}_{ij}(x, y)$.

I et FEM-beregningsprogram, deler man beregningsprosessen inn i tre deler:

- Preprosessering
- Ligningsløsning
- Postprosessering

Preprosessering

Preprosesseringen består av idealisering av konstruksjonen eller delens geometri for å etablere en modell. Laster og randbetingelser bestemmes og påføres modellen. Deretter diskretiseres modellen i et elementnett. Man ønsker gjerne å diskretisere modellen med elementer som er mest mulig regulære. Det er også viktig å passe på at overgangen mellom elementene fungerer bra.

Ligningsløsning

Denne fasen starter når man kjører analysen. Datamaskinen løser det algebraiske ligningssystemet.

Postprosessering

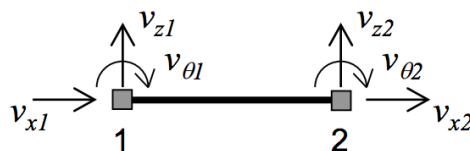
Postprosesseringen går ut på å presentere og vurdere resultatene fra analysen.

Definisjoner

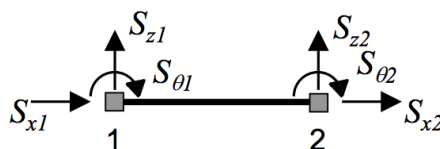
- Knutepunkter og frihetsgrader:
 - Hvert knutepunkt har én eller flere frihetsgrader (DOF-degrees of freedom).
 - Det finnes to typer frihetsgrader i styrkeanalyse: forskyvning og rotasjonsvinkel.
 - Frihetsgradene er de primære ukjente når problemet skal løses med FEM.
- Elementer:
 - Elementene er forbundet i knutepunktene via frihetsgradene.
 - Interpolasjon: Funksjonen $\hat{w}_{ij}(x, y)$ etableres, som beskriver et antatt forskyvningsfelt i hele elementet. Frihetsgradene blir koeffisienter i denne interpolasjonsfunksjonen.
 - Etter at verdien av alle frihetsgradene er bestemt, kan sekundære verdier som momenter, skjærkrefter, spenninger og tøyninger bestemmes via derivasjon av interpolasjonsfunksjonen og etablerte sammenhenger i faststoffmekanikk (solid mechanics).
 - De forskjellige typene av elementer som finnes er: stav, bjelke, skive, volum, skall osv.
- Elementmodell:
 - En samling av elementer blir til sammen et elementnett (mesh). Som nevnt gir et finere nett med flere elementer en mer nøyaktig løsning.
 - De sekundære størrelsene beregnes etter at problemet er løst med hensyn på de ukjente frihetsgradene.

Man skiller mellom elementnivå og systemnivå:

Elementnivå:



Figur 5.7: Frihetsgrader v_{xi} , v_{zi} og $v_{\theta i}$ i knutepunkt 1 og 2 for et bjelkeelement.



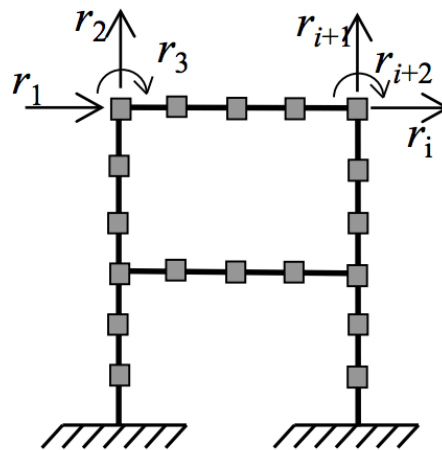
Figur 5.8: Aksialkrefter S_{xi} , skjærkrefter S_{zi} og momenter $S_{\theta i}$ i knutepunkt 1 og 2 for et bjelkeelement.

Elementstivhetsrelasjonen:

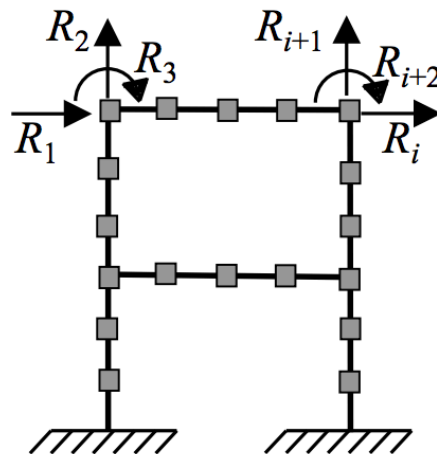
$$\mathbf{S} = \mathbf{k}\mathbf{v} + \mathbf{S}^0$$

Hvor \mathbf{k} er elementstivhetsmatrisen og \mathbf{S}^0 er knutepunktskreftene forårsaket av last inne på elementet.

Systemnivå:



Figur 5.9: Frihetsgrader r_i på systemnivå.



Figur 5.10: Knutepunktskrefter/momenter R_i på systemnivå.

Systemstivhetsrelasjonen:

$$\mathbf{K}\mathbf{r} = \mathbf{R} - \mathbf{R}^0$$

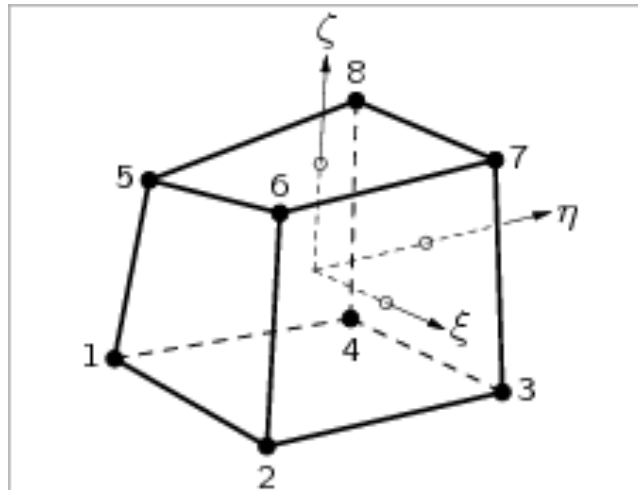
Hvor \mathbf{K} er systemstivhetsmatrisen og \mathbf{R}^0 er knutepunktskrefter på grunn av ytre belastning utenom knutepunktene.

Når man bruker et dataprogram til å utføre en analyse av en konstruksjon, er det mange deler av analyseprosessen som skjer automatisk og som lett kan bli oversett hvis brukeren ikke er oppmerksom. Dette gjelder for eksempel etablering av stivhetsmatrisen \mathbf{K} , håndtering av ytre påkjenning og randbetingelser. Det er derfor viktig at vi som bruker ført og fremst idealiserer vårt fysiske problem på best mulig måte slik at det stemmer overens med virkeligheten. Vi må også velge et analyseprogram som egner seg til den type analyse vi skal utføre og typen konstruksjon vi skal analysere. Deretter må vi velge en hensiktsmessig elementtype og antall elementer, det vil si hvor fint elementnettet skal være, og vi må påføre laster, bestemme randbetingelser og relevante materialparametere.

En lineær elementanalyse er basert på antagelsen om at materialene konstruksjonen består av har en lineærelastisk oppførsel og at deformasjoner er små nok til at det ikke skaper ikke-lineære lastsituasjoner. [25]

5.3 Elementformulering

Prismeelement HX24L



Figur 6.7: Element HX24L [30]

HX24L-elementet er et 8-noders volumelement. Det er basert på lineær interpolasjon og Gauss-integrasjon. Polynomene for translasjonen u_{xyz} kan uttrykkes slik:

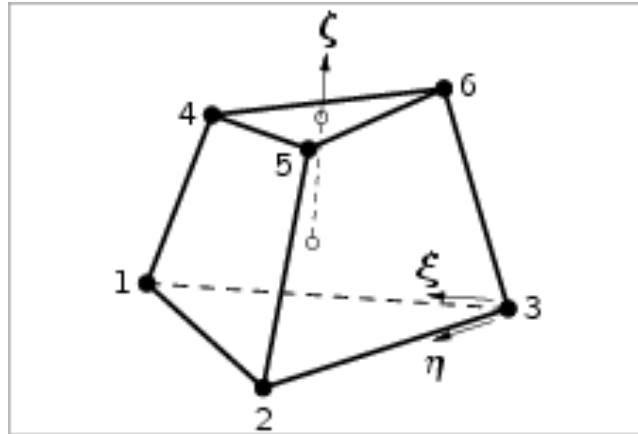
$$u_i(\xi, \eta, \zeta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta + a_6\zeta\xi + a_7\xi\eta\zeta$$

Et rektangulært prismeelement følger typisk en tøyings- og spenningsfordeling omtrent som følgende. Tøyning ε_{xx} og spenning σ_{xx} er konstante i x-retning og varierer lineært i y- og z-retning. Tøyning ε_{yy} og spenning σ_{yy} er konstante i y-retning og varierer lineært i x- og z-retning. Tøyning ε_{zz} og spenning σ_{zz} er konstante i z-retning og varierer lineært i x- og y-retning. I følge DIANA-manualen bør det brukes inkompatibel «bubble» forskyvning hvis bøyning er dimensjonerende for elementet. (kilde)

DIANA bruker $2 \times 2 \times 2$ ($n_\xi = 2, n_\eta = 2, n_\zeta = 2$)-integrasjon som standard for dette prismeelementet. $1 \times 1 \times 1$ -integrasjon er og mulig hvis man antar elementet som fastholdt mot tøyning. $1 \times 1 \times 1$ -integrasjon er basert på en antatt uniform tøyingsfordeling med ortogonal timeglasskontroll. [34]

Integrasjonsorden høyere enn $2 \times 2 \times 2$ er ikke mulig. [30]

Pyramideelement TP18L



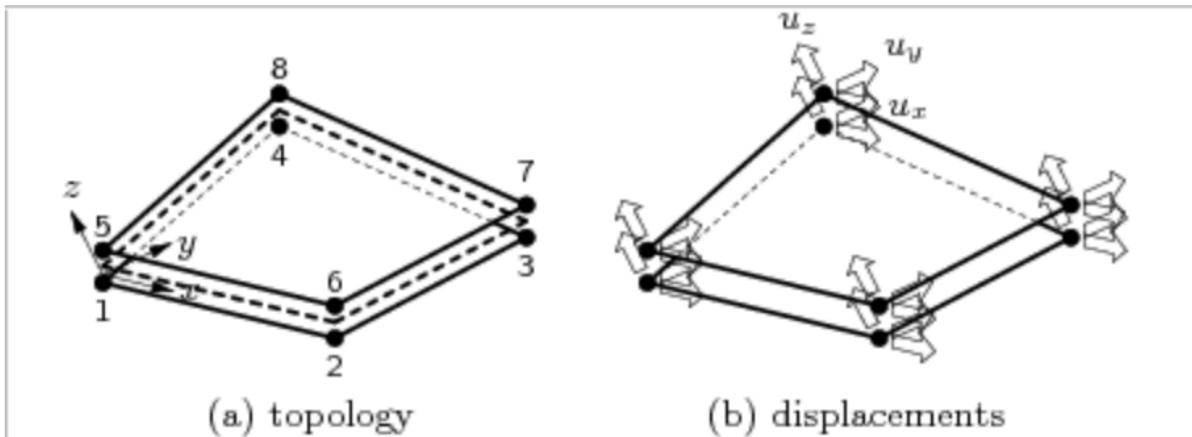
Figur 6.8: Element TP18L [30]

TP18L-elementet er et 6-noders isoparametrisk volumelement. Det er basert på lineær arealinterpolasjon i det triangulære domenet og en isoparametrisk interpolasjon i ζ -retning. Polynomene for translasjonen u_{xyz} kan uttrykkes slik:

$$u_i(\xi, \eta, \zeta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\zeta + a_5\eta\zeta$$

Disse polynomene gir en konstant tøyings- og spenningsfordeling over hele elementets volum. DIANA bruker ettpunkts integrasjon ($n_{1c} = 1$) som standard i det triangulære domenet og toppunkts integrasjon ($n_\zeta = 2$) i ζ -retning. Integrasjonsorden høyere enn 1×2 er ikke mulig. [30]

Interface-element Q24IF



Figur 6.9: Element Q24IF. (a) Topologi (b) Forskyvning [30]

Plant rektangulært element, 4+4 noder, tredimensjonalt.

Q24IF er et interface- eller kontaktelement mellom to flater/plan i en tredimensjonal konfigurasjon. De lokale xyz-aksene for forskyvning evalueres i den første noden, med x fra node 1 til node 2 og z vinkelrett på planet. Variabler er orientert etter de lokale xyz-aksene. Elementet er basert på lineær interpolasjon og DIANA bruker en 3x3 Newton-Cotes [$n_{\xi=3}, n_{\eta=3}$] integrasjon. Alternative integrasjonsordninger er 2x2 og 4x4 Newton-Cotes, 2x2 og 3x3 Gauss, 2x2, 3x3 og 4x4 Lobatto, og «nodal lumping scheme». [30]

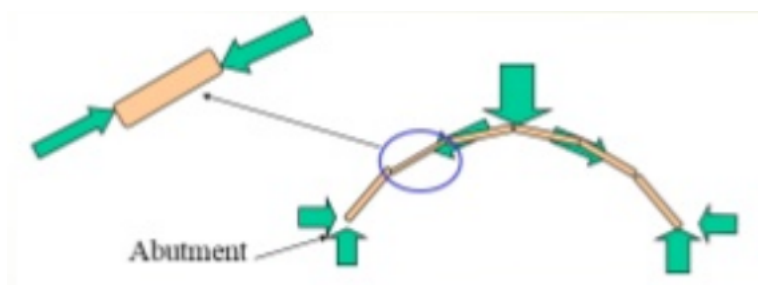
6 Geometrisk vurdering

6.1 Geometrisk grunnlag

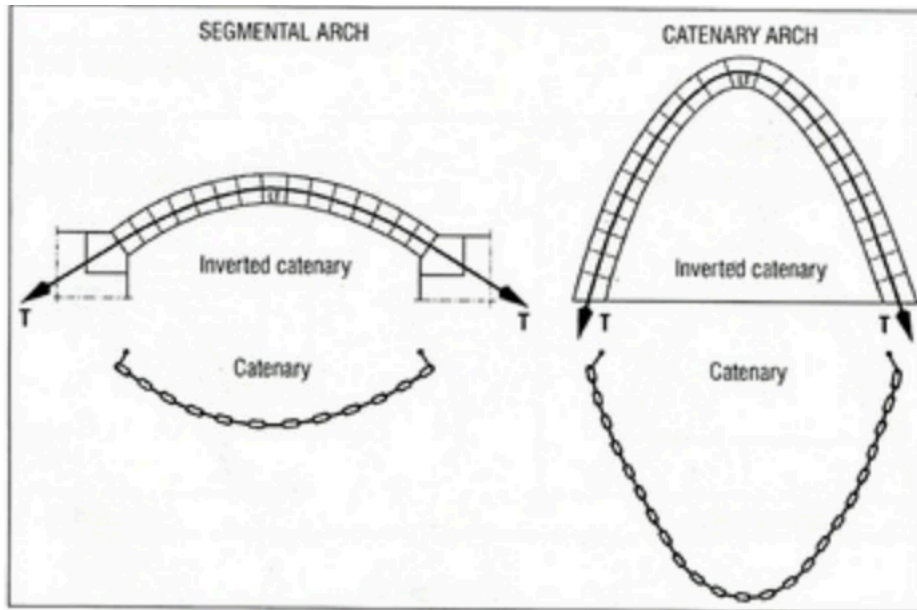
I dette kapitlet presenteres det geometriske grunnlaget for dammen.

6.1.1 Buevirkning

En buekonstruksjon står hovedsakelig i trykk og håndterer ikke strekkrefter. Den kopierer prinsippet til en kabel eller et tau som henger ned, bare invertert, slik at strekkreftene i en kabel byttes ut med trykkrefter. I en bue av mur, så vil hvert element være i trykk og trykke på det nærliggende elementet som vist i Figur 6.1.



Figur 6.1: Bue med belastning som gir trykk i hvert element i buen. «Abutment» er oppleggene.



Figur 6.2: Illustrasjon av en buekonstruksjoner som fungerer som en invertert kabel («inverted catenary»).

Betong- og mur er trykksterke materialer og dammer i disse materialene er tradisjonelt utformet slik at dette utnyttes. Buedammer eller hvelvdammer er derfor konstruert slik at vanntrykket står på toppen av buen, slik at det skaper trykkspenninger i dammen som vist på Figur 6.1. Det samme prinsippet utnyttes i buebruer.

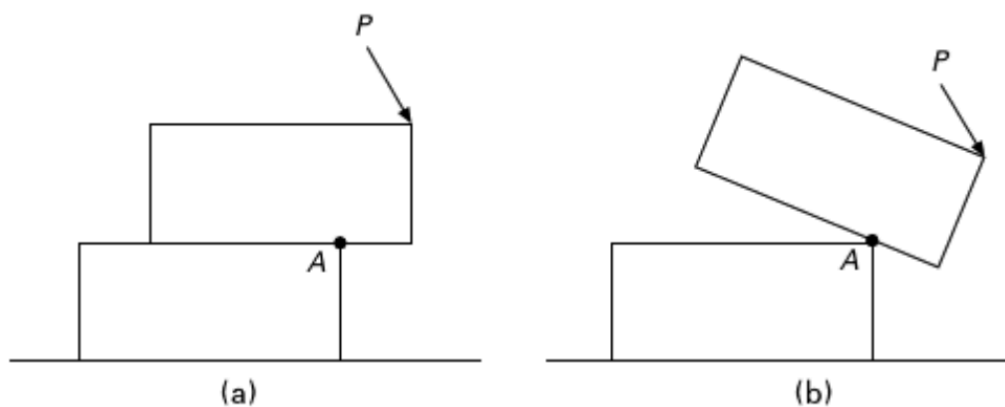


Figur 6.3: Verbund, buedam av betong i Salzburg, Østerrike.

Gravitasjonsdammer og buedammer har ulike virkningsmåter. Gravitasjonsdammer opprettholder sin stabilitet ved sin egenvekt og de har ofte massive tverrsnitt, mens buedammer utnytter buevirkningen til å overføre kreftene til fjellveggene. For å kunne utnytte buevirkningen optimalt, må buedammer ha slanke tverrsnitt. Mange dammer er en kombinasjon av gravitasjonsdam og buedam og disse dammene har større tverrsnitt enn rene buedammer, men utnytter også fordelene ved buevirkningen. [29]

Designing av murbuer krever en annen fremgangsmåte enn for konvensjonelle rammekonstruksjoner. De tre hovedkriteriene for en konstruksjon er: styrke, stivhet og stabilitet. Ved design av en murbue er det tredje kriteriet; stabilitet, det viktigste å ta hensyn til. På grunn av den høye egenvekten og de lave trykkspenningene, vil et uarmert murhvelv typisk være utsatt for stabilitetsproblemer heller enn kapasitetsproblemer. Trykkapasiteten til en uarmert murkonstruksjon er generelt mye større enn lastene den utsettes for, og strekkapasiteten kan konservativt antas som null. Målet når man designer en murkonstruksjon, er å ivareta trykk i hele konstruksjonen for alle lasttilfeller som konstruksjonen utsettes for.

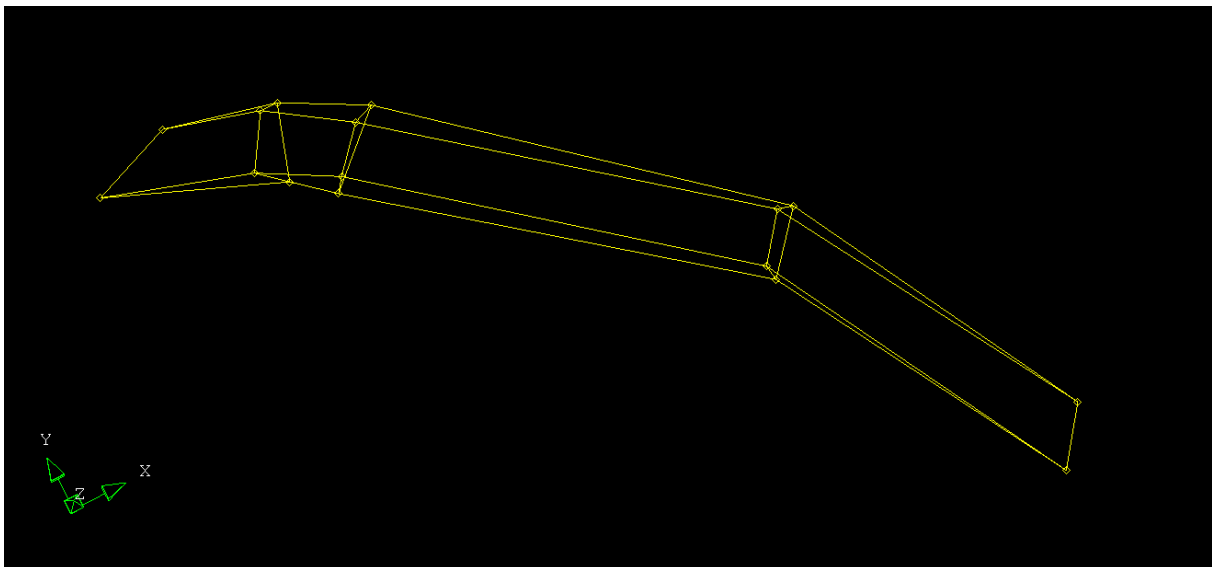
Stivhet er sjeldent et problem for murkonstruksjoner ettersom de lave spenningene gir små deformasjoner fordi mur deformeres elastisk. Som nevnt er stabilitetsproblemer mest kritisk for murkonstruksjoner, og de er derfor utsatt for bevegelse i fundamentet eller seismisk aktivitet. Figur 6.4 viser et system av to steinblokker som illustrerer virkningen i en murdam. Man ser tydelig at stabiliteten til systemet er mer kritisk enn trykkapasiteten til de to steinblokkene.



Figur 6.4: System med to steinblokker påkjent av en punktlast.



Figur 6.5: CAD-modell av Theisendammen. Sett fra nedstrøms side.



Figur 6.6: Theisendammen sett ovenfra.

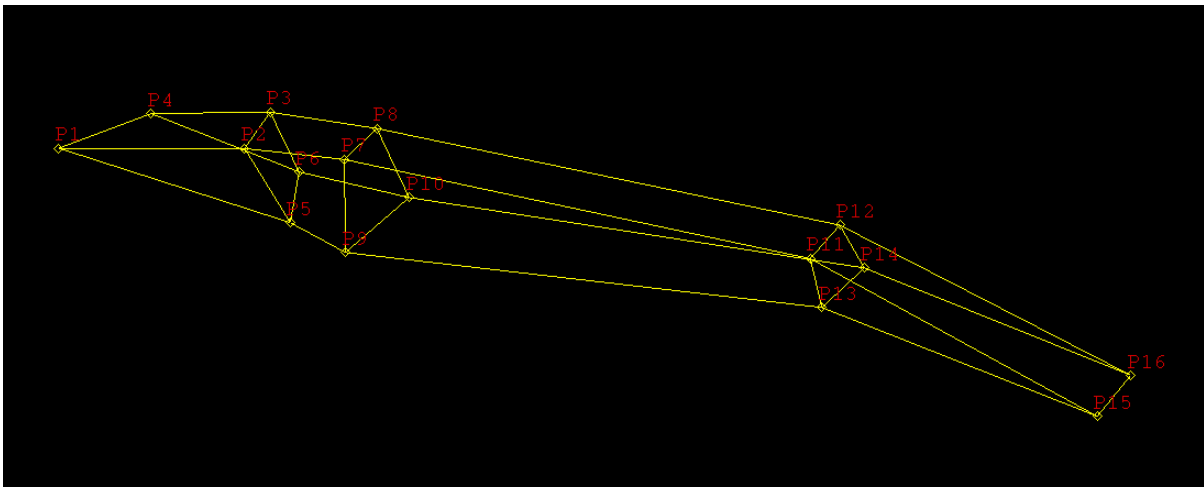
Theisendammen har en utforming som er interessant fordi den ved første øyekast kan virke ugunstig. På grunn av de tre knekkpunktene langs dammen, skapes det en krumning motsatt vei av hva som gir trykk i en buekonstruksjon, se Figur 6.6. Det er derfor nærliggende å tro at det oppstår strekk i dammen. Disse strekkraftene vil oppstå i lengderetning av dammen. I denne oppgaven blir det ikke spesifikt sett på kreftene i denne retningen, men opplagerkreftene i vertikal retning. Det blir derfor undersøkt hvilken effekt denne geometrien har på opplagerkreftene i vertikal retning.

Det er interessant å analysere denne dammen for å se hvordan kreftene faktisk fordeler seg i konstruksjonen og om det oppstår strekk i noen deler av dammen. Om dette skulle oppdages, er det svært ugunstig for sikkerheten til anlegget.

En viktig del av denne oppgaven er å modellere dammen så korrekt som mulig opp mot den reelle konstruksjonen, både med tanke på geometri, randbetingelser og laster.

6.1.2 Representasjon av geometri

For å etablere 3D-modellen av dammen er det tatt utgangspunkt i en dronescanning av dammen gjort av Multiconsult høsten 2018. Scanningen resulterte i en punktsky. Punktskyen har blitt redigert i Recap og deretter er den blitt brukt til å ta ut en forenklet geometri av dammen ved å følge dammens hovedlinjer langs topp og bunn. Disse linjene ble eksportert til AutoCad og fra denne modellen ble det igjen plukket ut koordinater til sentrale punkter på dammen. De sentrale punktene er knekkpunktene til dammen, og man antar at delene mellom er lineære. Det ble til sammen plukket ut 16 punkter, som er vist på Figur 6.7.



Figur 6.7: Modell av dammen med de 16 punktene nummerert.

Overføringen til analyseprogrammet DIANA ble gjort manuelt, ved å plote inn koordinatene til de 16 punktene. Deretter ble punktene koblet sammen med linjer og så ble det laget flater mellom linjene. Dammen ble delt inn i fire «bodies» eller blokker som vist på Figur 6.7. Vedlegg B viser hvordan dammen er modellert i DIANA.

6.1.3 Modell- og materialparametere

Modellparametere

Det er valgt å benytte SI-enheter for alle størrelser i modellene slik Tabell 6.1 viser:

Tabell 6.1: Fysiske enheter benyttet i DIANA-modellene

Lengde	Masse	Kraft	Tid	Temperatur
Meter (m)	Kilogram (kg)	Newton (N)	Sekund (s)	Kelvin (K)

Dette fører til at resultatene i plottene fra DIANA får følgende enheter:

Tabell 6.2: Enheter til resultatene fra DIANA

Spenning	Gen. moment	Gen. kraft	Deformasjoner
N/m ²	Nm/m	N/m	m

Materialparametere

Samtlige analyser er gjennomført med lineær-elastisk materialoppførsel, hvor det er antatt et isotropt materiale for murdammen. For murdam med mørtel i alle fuger kan densiteten variere mellom 25,5-26,5 kN/m³ avhengig av fugevolumet som igjen varierer fra 10-20% og for en densitet til stein på 26-27 kN/m³ [6]. Fra tabell 2.1: 25kN/m³ = 2550 kg/m³. Valgene av de øvrige materialparametere for murdammen er basert på norsk standard NS-EN 14580:2005.[35]

Tabell 6.3: Valgte materialparametere for murdam

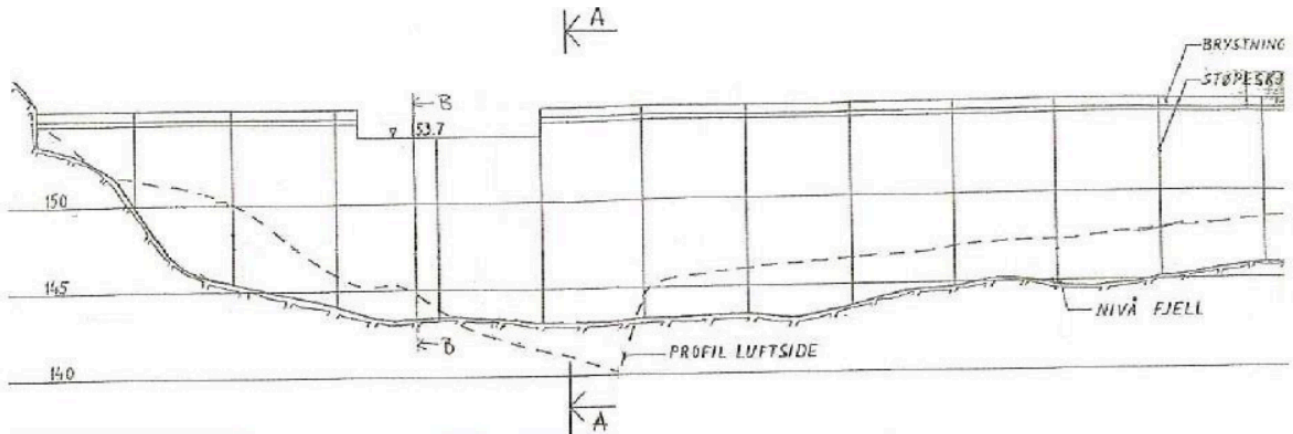
Materialparametere	Murdam
Egenvekt ρ [kg/ m ³]	2550
Youngs modul E [GPa]	25
Poissons tall ν [-]	0,2
Aggregattype	Kvartsitt

7 DIANA-modeller

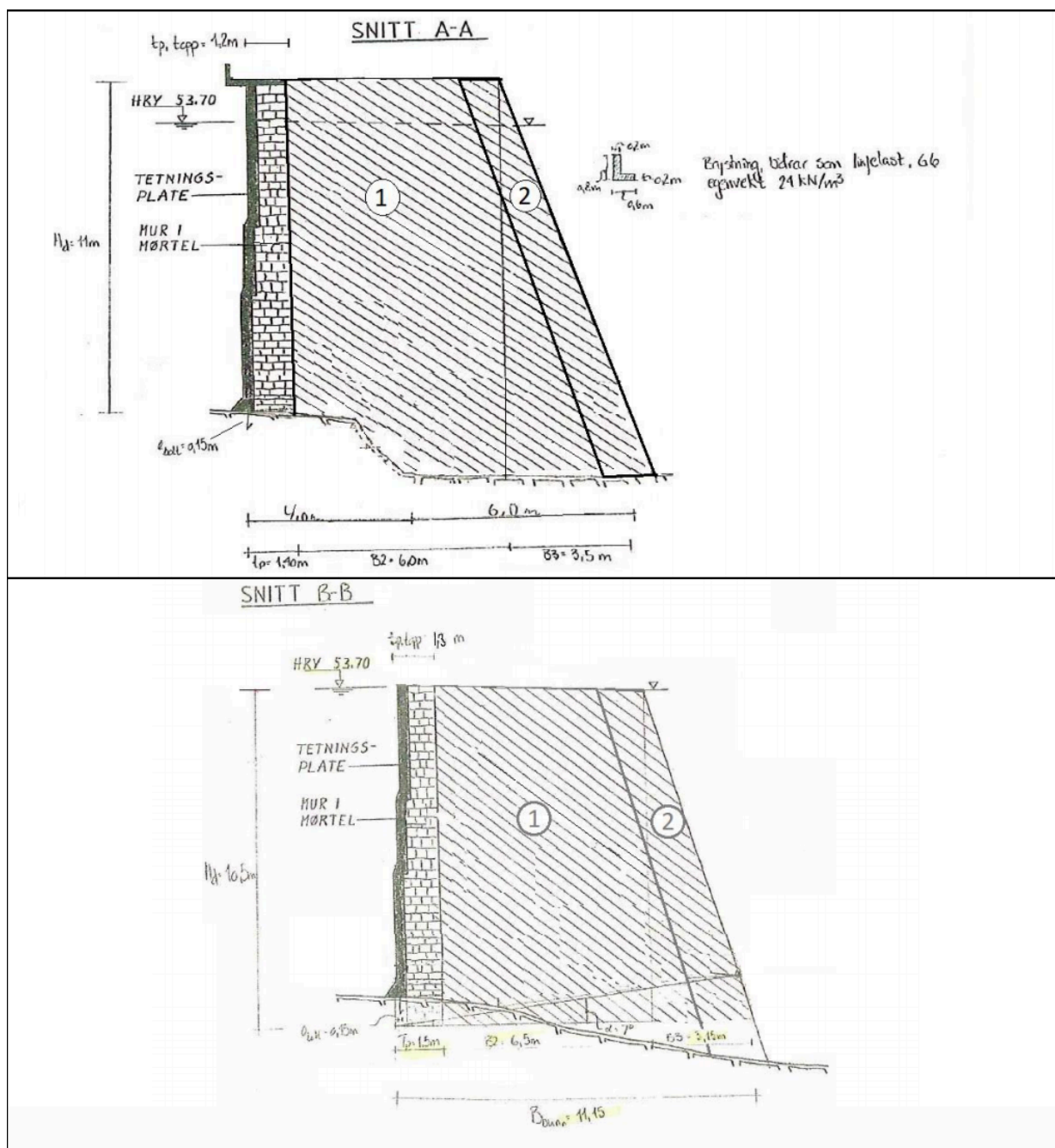
7.1 2D-modell

Geometri

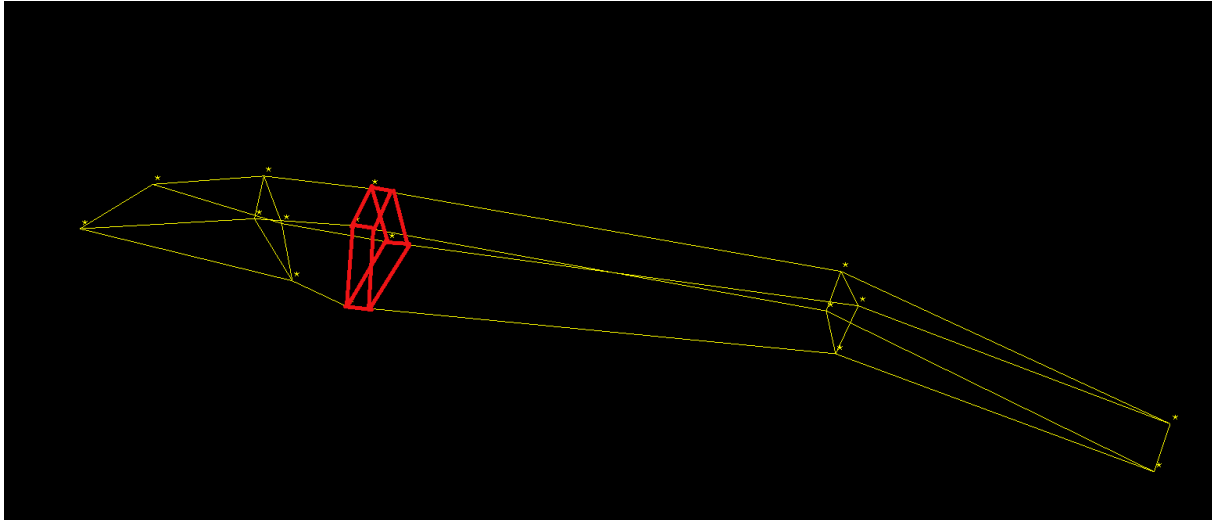
2D-modellen er et tverrsnitt av dammen tatt ut ved snitt A-A vist på Figur 6.10:



Figur 6.10: Lengdesnitt av Theisendammen.



Figur 6.11: Tverrsnitt av dammen markert på Figur 6.10, snitt A-A og B-B.



Figur 6.12: Markering av hvor 2D-modellen/tverrsnittet er tatt ut.

Tverrsnittet har en høyden på 11 meter, lengde 10,9 meter og bredde 1 meter. Bredden 1 meter er valgt fordi man da kan se på tverrsnittet i 2D med en enhetsbredde, slik at resultatene fra analysen gjelder per meter i lengderetning. Geometrien til tverrsnittet er idealisert, blant annet er vinkelen α satt lik 0. Vinkelen α angir helningen under dammen og man antar at bunnen ligger i det horisontale planet.

Det antas plan spenningstilstand fordi dammen ikke har en ensartet geometri i lengderetning, det vil si at spenningen i lengderetning settes lik 0. Dermed kan man forutsette en todimensjonal virkning.

Laster

Det skal tas høyde for lasttilfelle: HRV + is

Dette betyr at vannstanden er på høyde med HRV, høyeste regulerte vannstand, samt et istrykk.

Lastene som virker er:

- Egenlast
- Hydrostatisk trykk
- Islast

Egenvekten settes lik 2550 kg/m^3 , og dermed blir den totale egenvekten for tverrsnittet: $256\,657,5 \text{ kg}$, og egenlasten blir $2520,38 \text{ kN}$ per meter i lengderetning. Egenlasten er en punktlast som virker loddrett med sentrum i dammens tyngdesenter. Det hydrostatiske trykket har verdien $110\,000 \text{ N/m}^2$ ved bunnen og øker lineært til verdien 0 ved dammens topp, $H_w=11$ meter. Det står normalt på dammens vannside, altså normalt på tetningsplaten i betong. Islasten settes lik 100 kN/m [18] og er en linjelast som settes på toppen av dammen på nivå med HRV. De valgte randbetingelsene gjør det ikke mulig å sette på poretrykk, og dette er en mangel ved modellen.

Randbetingelser

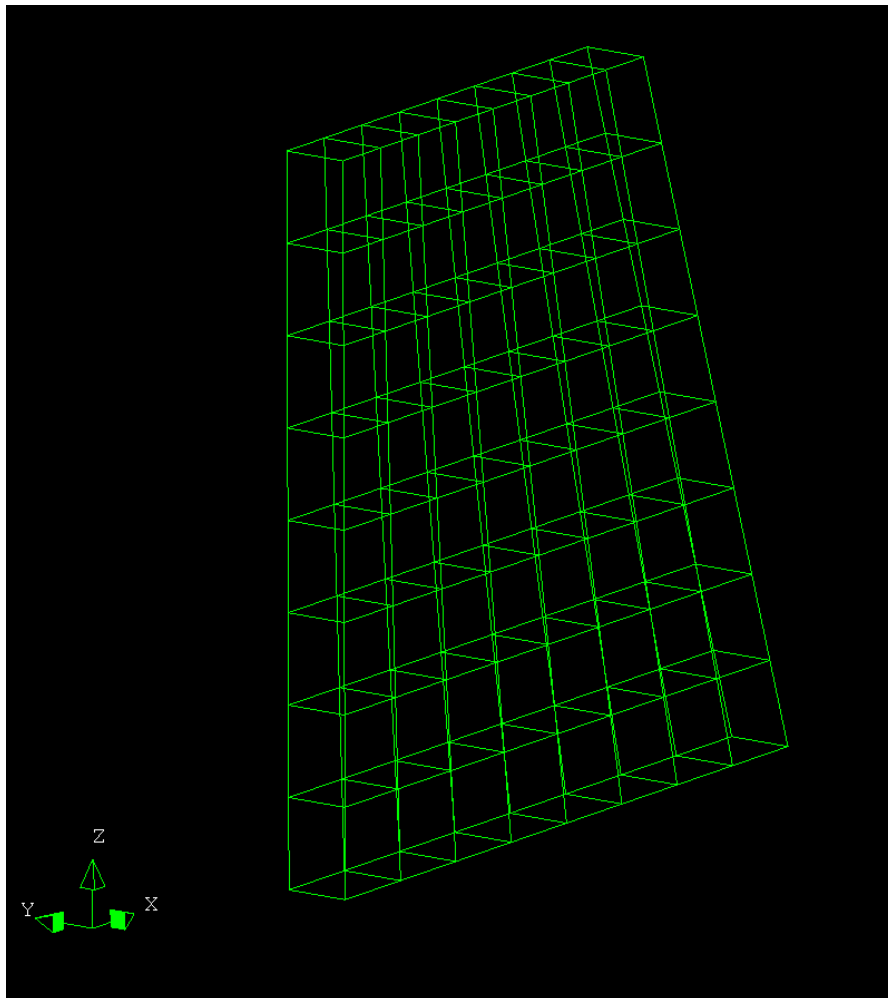
Modellen er fast innspent i bunnen, altså fastholdt mot translasjon og rotasjon i x-, y- og z-retning. Dammen er ikke helt stivt forbundet til fjellet i virkeligheten, og derfor er den også modellert med interface-elementer, og dette beskrives i kapittel 7.4. Sidekantene er frie, slik at deformasjon i y-retning er mulig. Det er også laget en modell som hvor sidekantene er fastholdt mot translasjon i y- og z-retning.

Diskretisering

Diskretiseringen eller elementinndelingen ble gjort ved å dele hver linje inn i segmenter. Dette ble gjort slik at hvert element fikk en størrelse på omtrent 1m x 1m.

Tverrsnittet består kun av HX24L-elementer.

Modellen består av til sammen 64 elementer, 8 elementer i høyden og 8 elementer i dybden. Figur 6.13 viser meshingen av modellen.



Figur 6.13: Elementmodell av tverrsnitt av dam med HX24L-elementer.

7.2 2D-modell med interface-elementer

Modellen er diskretisert med to ulike typer elementer, HX24L og Q24IF.

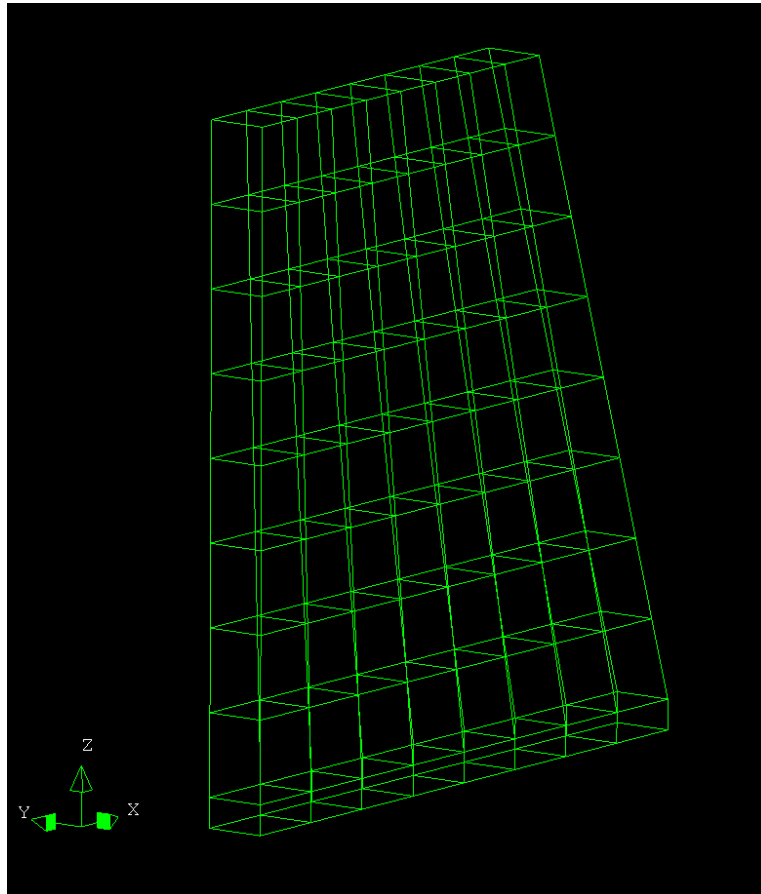
Elementinndelingen er gjort på tilsvarende måte som for 2D-modellen med kun HX24L-elementer. Den samsvarer med 2D-modellen fra det forrige punktet, bortsett fra en rad med interface-elementer Q24IF som er koblet til bunnen. Det er 8 elementer langs bunnen som har en høyde på 0,5 meter. Modellen består dermed av 72 elementer til sammen.

Randbetingelser

Denne modellen tilsvarer modellen fra kapittel 6.3, men forskjellen er at det er lagt til interface-elementer Q24IF i bunnen. Disse elementene tilfører en fjærstivhet mellom dam og fjell og elementene er fast innspent i bunnen. Med slike randbetingelser, gir man fjellet egenskapen at det kan deformeres. Fjærstivheten virker kun i z-retning, og dammen er fastholdt mot bevegelse i x- og y-retning. Verdien til fjærstivheten er ikke gitt, og valget av verdi har innvirkning på responsen til modellen. I utgangspunktet ble det valgt en fjærstivhet på 25×10^9 N/m, som tilsvarer stivheten eller evnen til deformasjon for en betongsøyle med høyde 1m og areal 1m^2 utsatt for aksielt trykk. Det er også blitt testet for andre verdier for fjærstivheten og resultatene av dette presenteres i kapittel 7.

Poretrykk

I tillegg til egenlast, hydrostatisk trykk og islast, har denne modellen også påført et poretrykk. Det antas at damkroppen består av en tetningsplate av betong på vannsiden og mur med stein lagt i mørtel i resten av tverrsnittet. Damkroppen er ikke drenerende og man antar derfor fullt poretrykk under dammen. Det vil si at poretrykket har verdi $\rho \times g \times h = 110 \text{ kN/m}$ ved nedre kant på oppstrøms side og avtar lineært til 0 ved nedre kant på nedstrøms side. Poretrykket virker som et jevnt fordelt trykk på dammens underside og virker i positiv z-retning. Det står altså normalt på dammens bunn.

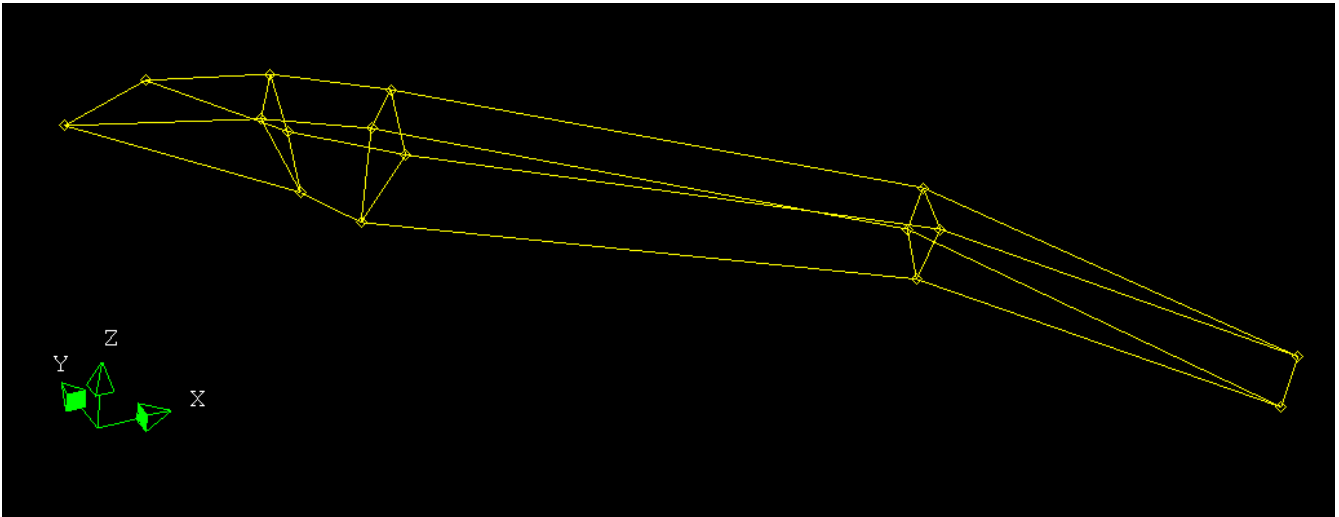


Figur 6.14: Elementmodell av tværsnitt av dam med interface-elementer Q24IF i bunnen, resten av modellen består av HX24L-element.

7.3 3D-modell

Geometri

Geometrien til dammen er beskrevet i kapittel 7.2. Som for 2D-modellen, er også denne modellen en idealisering. Geometrien er forenklet og det er blitt trukket rette linjer som følger dammens form omtrentlig.



Figur 6.15: 3D-modellen

Laster

Det skal tas høyde for samme lasttilfelle som for 2D-modellen, altså HRV + is og de samme lastene virker.

Randbetingelser

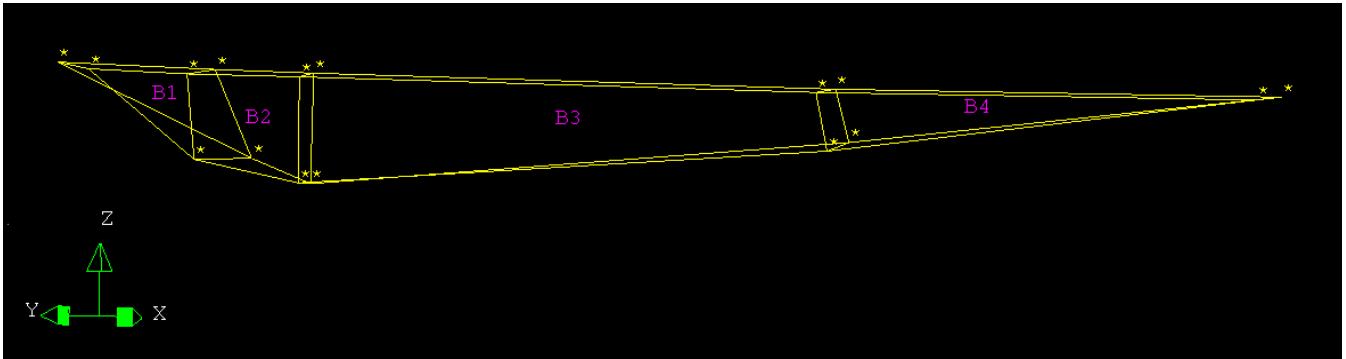
Dammen er modellert som helt stivt forbundet til fundamentet, altså er den fastholdt mot translasjon og rotasjon i x-, y- og z-retning i hvert knutepunkt på dammens underside. Dette er en antagelse som ikke representerer virkeligheten helt korrekt, ettersom man da antar at fundamentet, som er fjell ikke kan deformeres. I realiteten er dette mulig, og at dammen er helt fast innspent i bunnen blir derfor en lite konservativ antagelse med tanke på velting og glidning.

En annen måte å modellere koblingen mellom dam og fundament er ved å anta den som delvis fast innspent. Dette gjøres ved å anta at dammen står på fjærer. Da kan man justere fjærstivheten slik at den tilsvarer det virkelige tilfellet.

Diskretisering

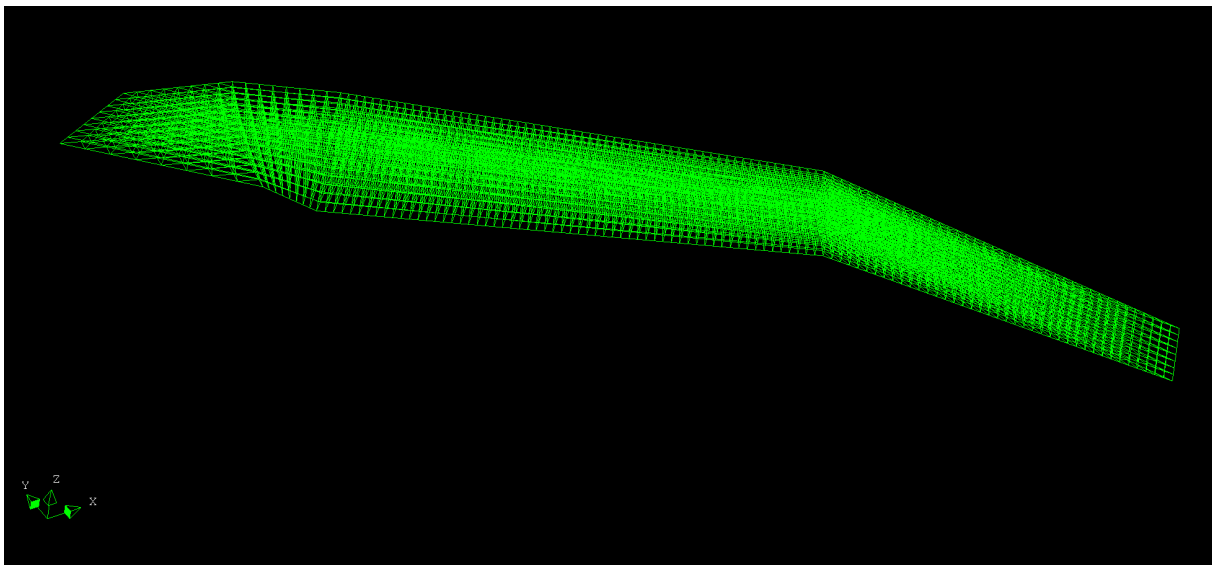
Denne modellen er en rekonstruksjon av hele damkroppen i 3D. Den er delt inn i fire «bodies» B_i , som igjen er diskretisert med to typer elementer:

- HX24L, prismeelementer i de to midterste delene
- TP18L, pyramideelementer i de to ytterste delene



Figur 6.16: 3D-modellen hvor hver «body» B_i er markert.

Elementinndelingen er gjort ved å dele linjene modellen består av, inn i segmenter. Til sammen består modellen av 7680 elementer som er omtrent 1mx1m i størrelse.



Figur 6.17: Elementmodell av 3D modell av dam med HX24L- og TP18L-elementer

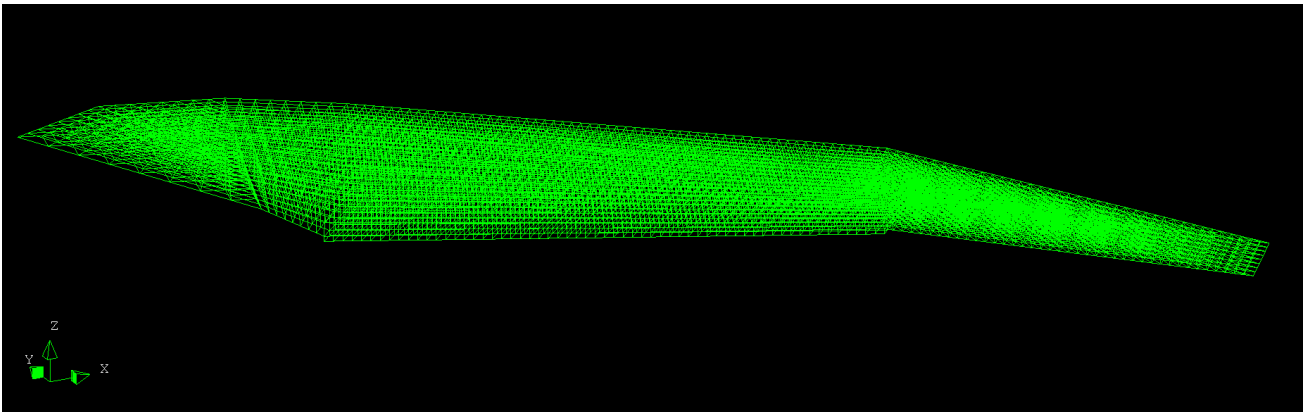
DIANA velger automatisk de elementene som egner seg best og gir et mest regulært elementnett for modellen. Ettersom B_1 og B_4 har 5 sider og er kile-formede, så passer TP18L-elementet godt for disse delene. De to midterste «bodiene» B_2 og B_3 er prismeformede og representeres fullstendig av HX24L-elementer. Ettersom modellen kun

består av to typer elementer med omtrent lik størrelse, får vi et pent og regulært elementnett.

Kontaktformulering

De to elementtypene som er valgt passer med hverandre ettersom sidene til pyramideelementet TP18L har fire noder og danner en rektangulær side som gir en god overgang til det heksagonale elementet HX24L.

7.4 3D-modell med interface-elementer



Figur 6.18: 3D-modell med interface-elementer modellert i bunnen på dammens midterste del (body 3, B3).

Modellen er lik som tidligere, men det er lagt til interface-elementer Q24IF under den midterste delen av dammen, «body» B3. Elementene er heksagonale og har tykkelse 0,5 m. Fjærstivheten til interface-elementene er 25×10^9 N/m.

Det er også satt på et poretrykk på B3, med samme verdi som for 2D-modellen, altså 110 kN/m ved kanten på vannsiden og lineært avtagende til 0 på luftsiden. Trykket virker i positiv z-retning, men står ikke normalt på undersiden av B3, ettersom denne siden ikke ligger i x-y-planet, men er ujevn.

8 Resultater

I dette kapitlet presenteres resultatene fra analysene utført i DIANA og håndberegningene utført i Excel. Først blir resultatene fra FEM-analysene av henholdsvis 2D- og 3D-modellen i DIANA presentert, og deretter håndberegningene i Excel.

8.1 Resultater DIANA

I dette delkapitlet presenteres resultatene fra FEM-analysene i DIANA. Resultatene som presenteres er:

- Reaksjons- eller opplagerkreftene i x-retning
- Opplagerkreftene i z-retning
- Spenning i z-retning.

8.1.1 2D-modell

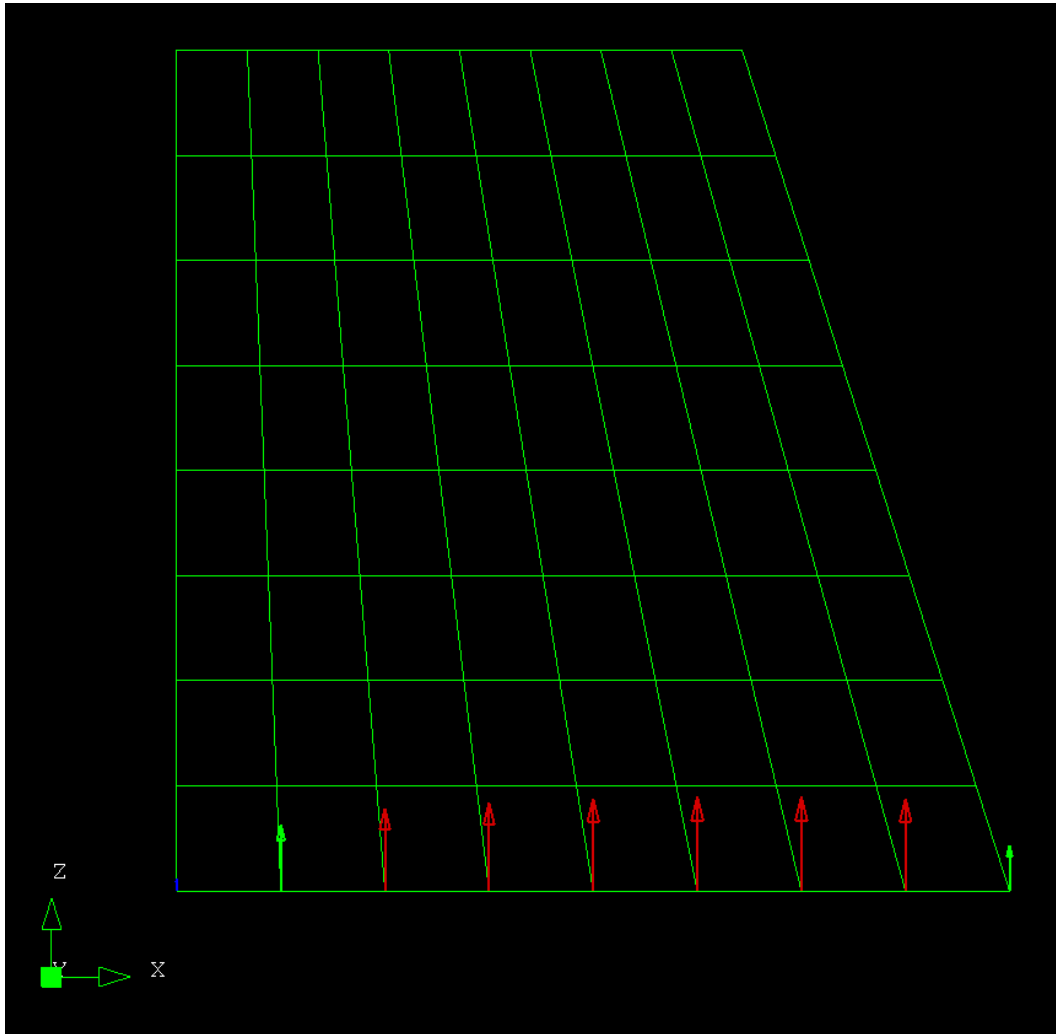
2D-modell, fast innspent

Vertikale reaksjonskrefter F_z :

Tabell 8.1: Reaksjonskrefter i vertikal retning for 2D-modell som er fast innspent i bunn.

Reaksjonskrefter F_z [N]:
22400
126000
155000
167000
174000
178000
178000
174000
86900

Integrert opp får vi en total reaksjonskraft i vertikal retning på 1261300 N, eller 1261,30 kN.



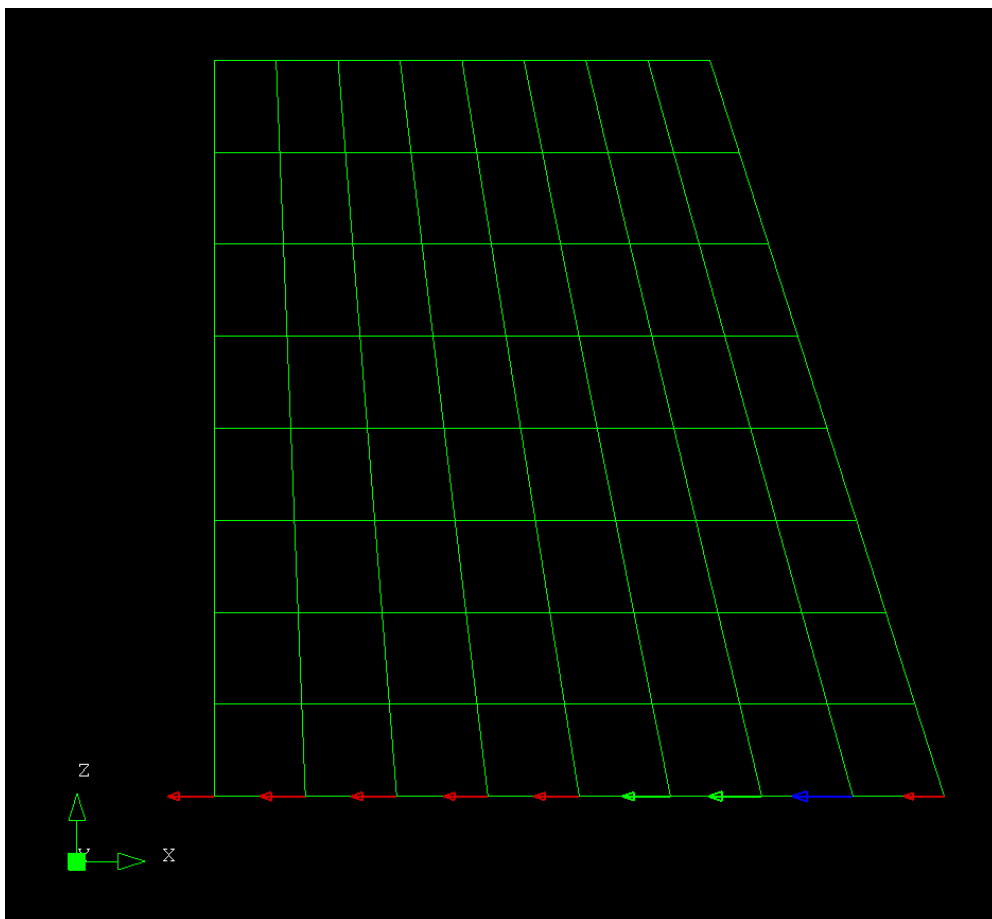
Figur 8.1: Reaksjonskrefter F_z illustrert med vektorer for 2D-modellen som er fast innspent.

Horisontale reaksjonskrefter F_x :

Tabell 8.2: Reaksjonskrefter i horisontal retning for 2D-modell som er fast innspent i bunn.

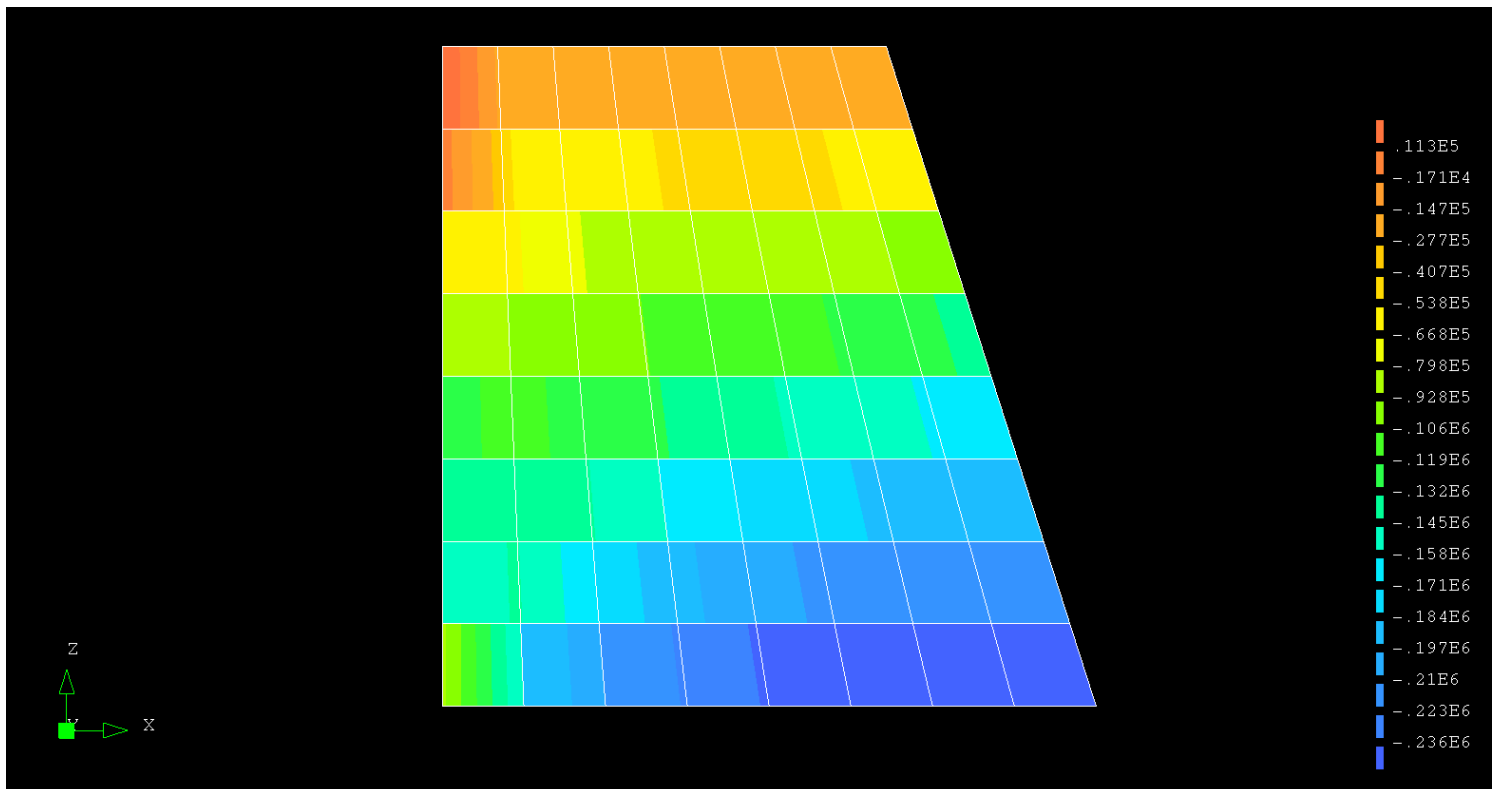
Reaksjonskrefter F_x [N]:
-38000
-37700
-37300
-36100
-37100
-39400
-43500
-49800
-33600

Integrert opp får vi en total reaksjonskraft i horisontal retning på 352500 N, eller 352,50 kN.



Figur 8.2: Reaksjonskrefter F_x illustrert med vektorer for 2D-modellen som er fast innspent.

Spenninger:



Figur 8.3: Plott av spenning σ_z for 2D-modellen som er fast innspent.

Ut i fra Figur 8.3, ser vi at det oppstår strekkspenninger i toppen av dammen på vannsiden, og disse spenningene skyldes nok islasten som er påført her.

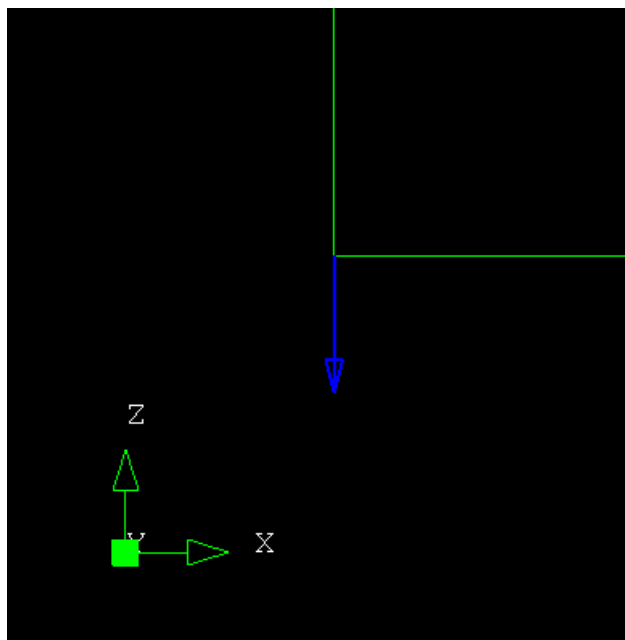
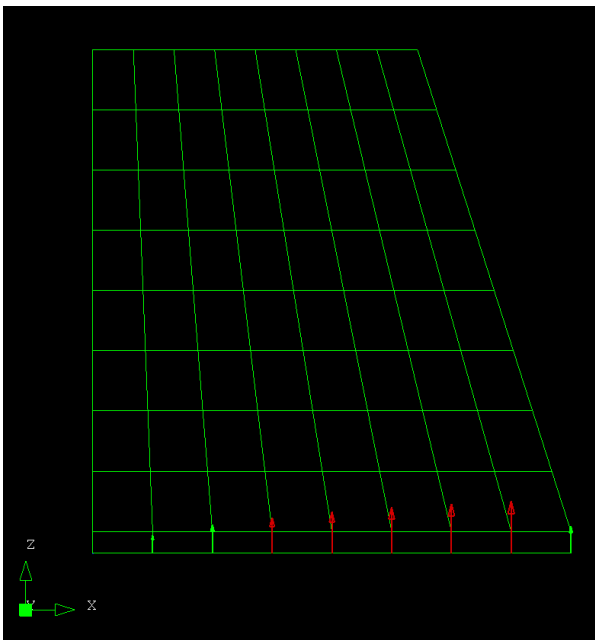
2D-modell med interface-elementer

Vertikale reaksjonskrefter F_z :

Tabell 7.3: Reaksjonskrefter i vertikal retning for 2D-modell med interface-elementer.

Reaksjonskrefter F_z [N]:
-3050
57500
93000
116000
134000
148000
160000
168000
86900

Fjærstivheten er $25 \times 10^9 \text{N/m}$.

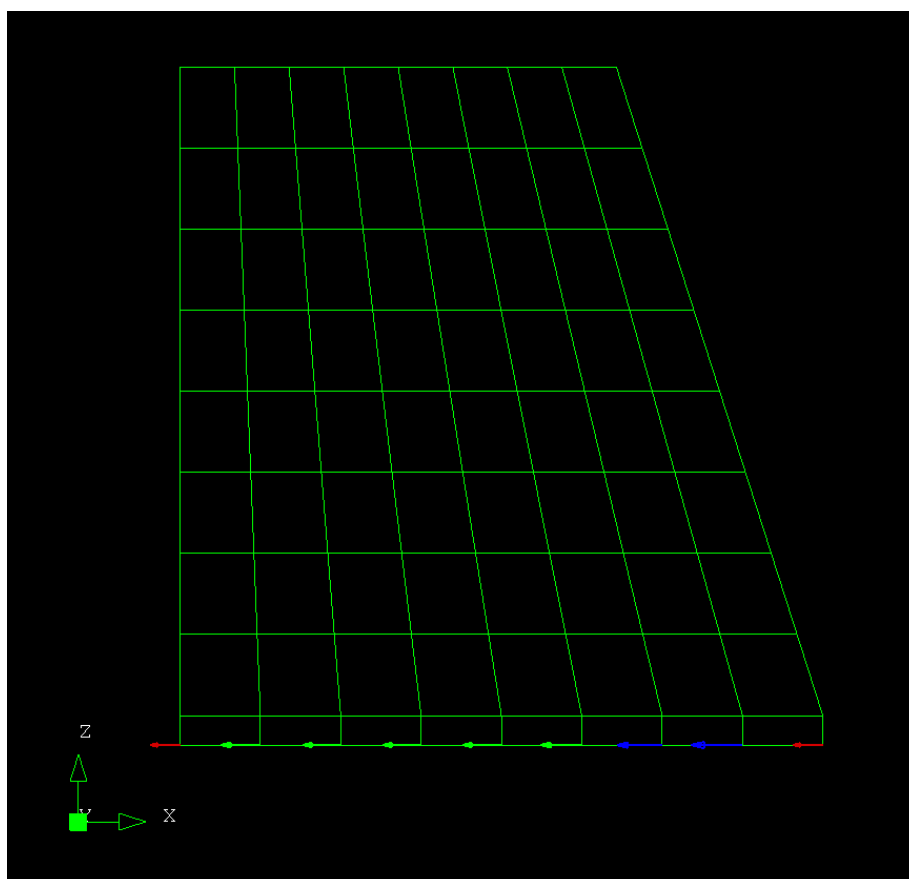


Figur 8.4: Reaksjonskrefter F_z illustrert med vektorer for 2D-modellen med interface-elementer og poretrykk. b) Forstørring av reaksjonskraft i nedre hjørne på vannsiden.

Horisontale reaksjonskrefter F_x :

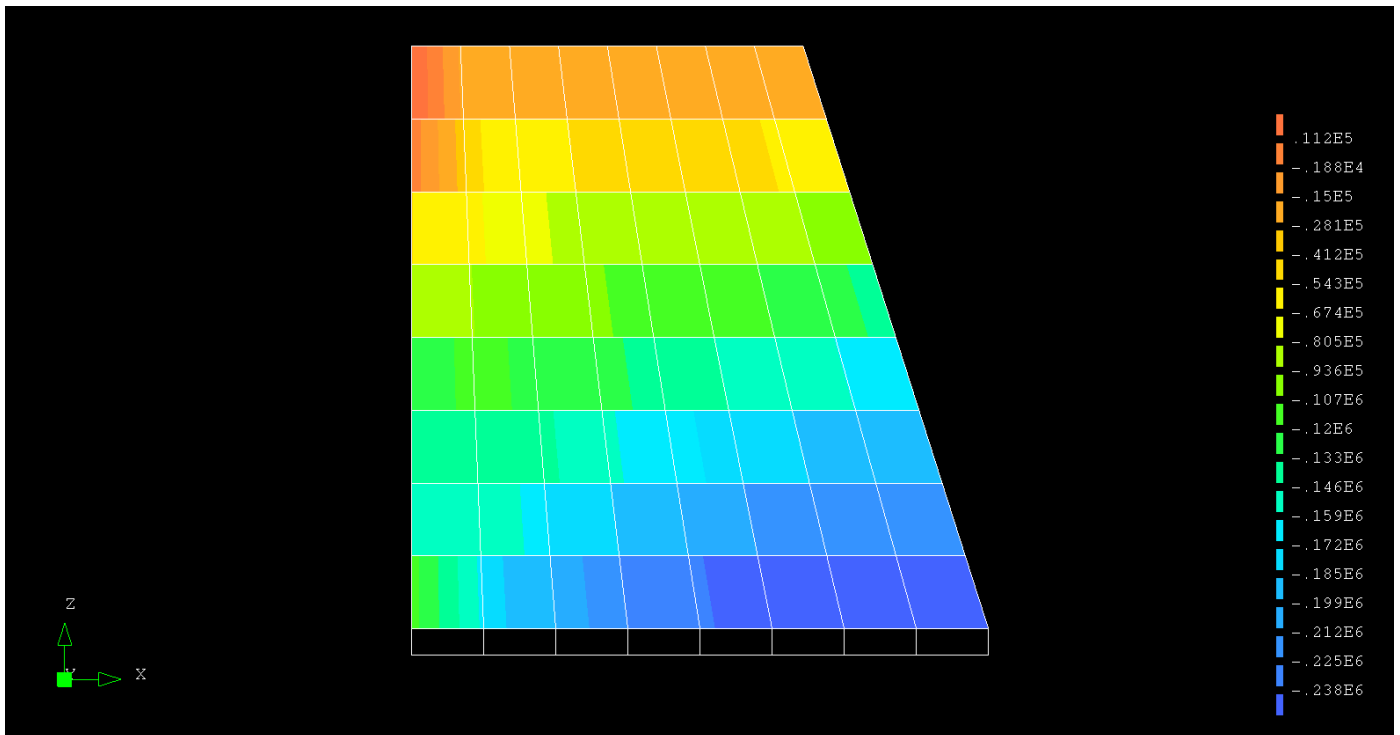
Tabell 7.3: Reaksjonskrefter i horisontal retning for 2D-modell med interface-elementer.

Reaksjonskrefter F_x [N]:
-29700
-39300
-38100
-38000
-39100
-41500
-45300
-51100
-30300



Figur 8.5: Reaksjonskrefter F_x illustrert med vektorer for 2D-modellen med interface-elementer og poretrykk.

Spenninger:



Figur 8.6: Plott av spenning σ_z for 2D-modellen med interface-elementer og poretrykk.

Ut i fra Figur 8.3, ser vi at det oppstår strekkspenninger i toppen av dammen slik som for modellen som er fast innspent. Plottene av σ_z viser at spenningsbildet for de to 2D-modellene er likt.

8.1.2 3D-modell

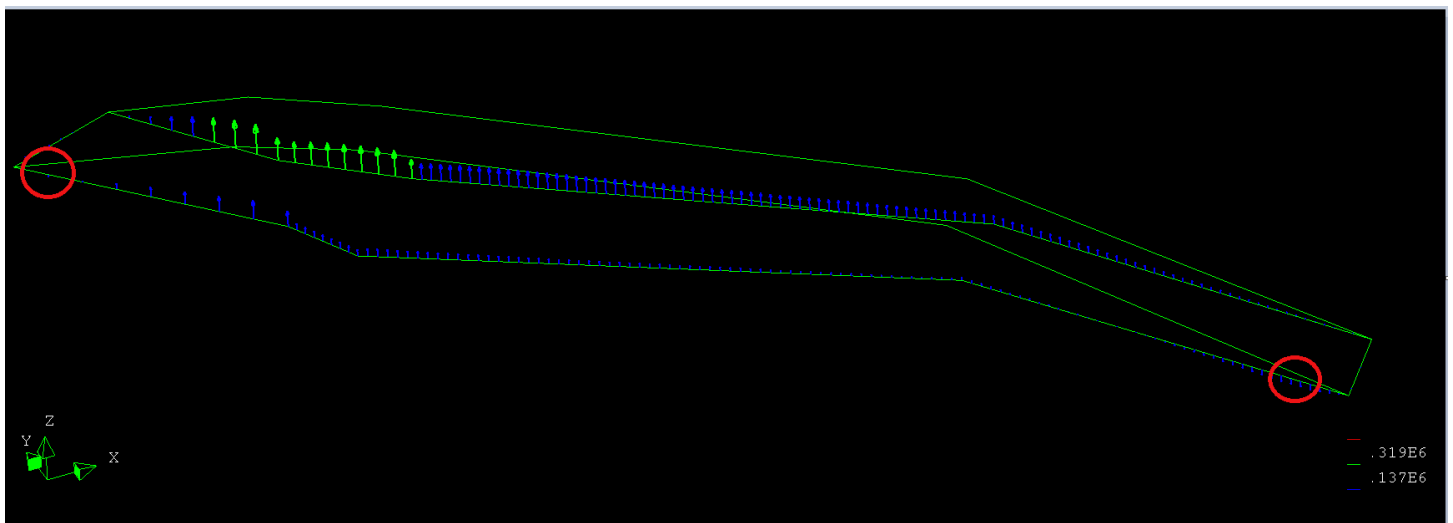
3D-modell, fast innspent

Vertikale reaksjonskrefter F_z :

Reaksjonskrefter F_z plukket ut i snitt A-A fra 3D-modellen som er fast innspent.

Tabell x: Reaksjonskrefter F_z for 3D-modellen som er fast innspent.

Reaksjonskrefter F_z [N]:
45800
178000
218000
242000
260000
273000
278000
273000
138000



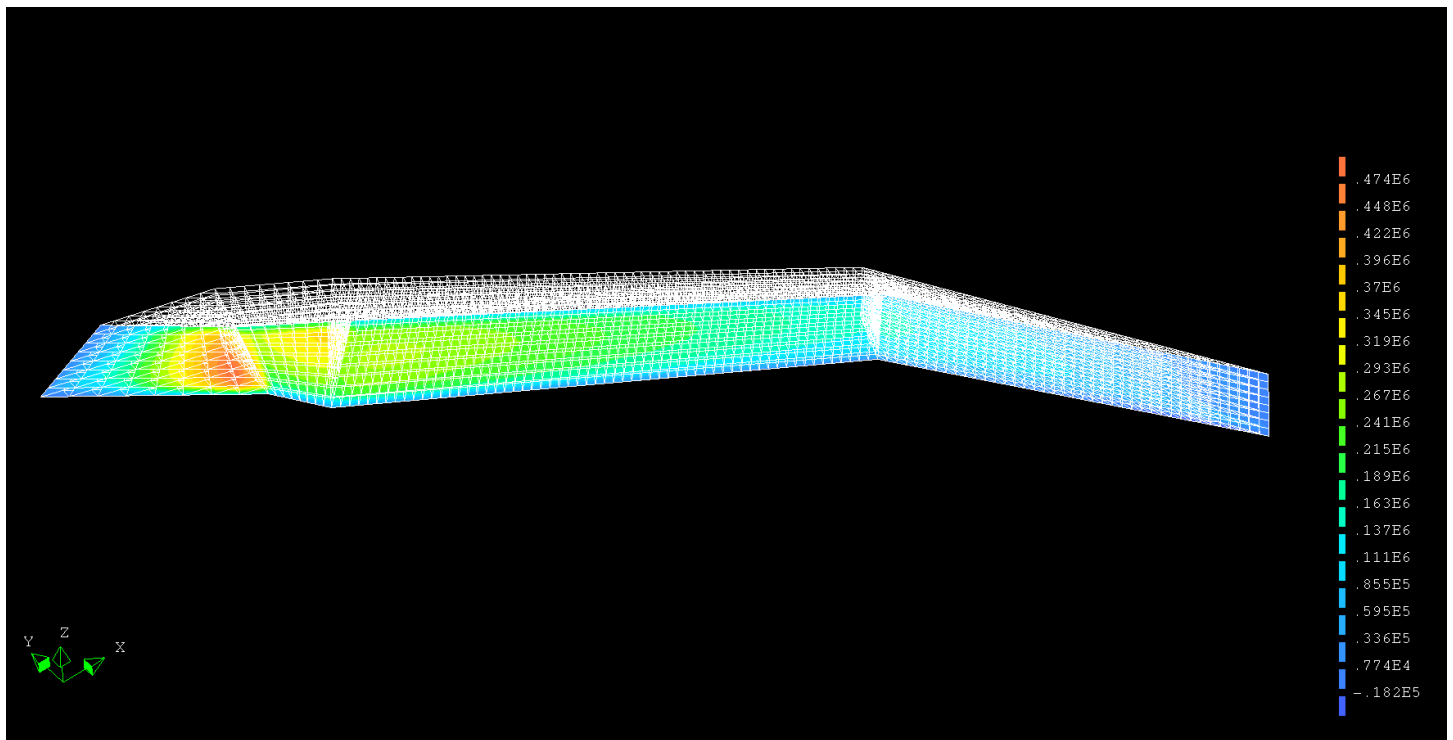
Figur 8.7: 3D-modell som er fast innspent i bunn hvor det er markert hvor strekk oppstår på konstruksjonen.

Det oppstår ikke strekk i elementene langs dammens bunn hvor 2D-modellen er tatt ut. Dette er i samsvar med 2D-modellen som er fast innspent.

Global betraktning:

Når man betrakter modellen globalt, så ser man at det oppstår strekk i noen opplagere. Den største strekkspenningen som oppstår er 44100 N, eller 44,1 kN. Denne strekkspenningen er mye større enn den som oppstår i 2D-modellen og kan ikke sees på som ubetydelig.

Den oppstår i det høyre hjørnet, mot dammens ende. Det oppstår også strekkspenninger i dammens venstre ende, som markert på Figur 7.5.



Figur 8.8: Figuren viser et konturplott av opplagerkreftene F_z for 3D-modellen av dammen som er fast innspent.

Figur 8.8 er et konturplott av opplagerkreftene F_z . Positivt fortegn indikerer trykkrefter og negativt fortegn indikerer strekk. Den røde fargen indikerer de største trykkreftene langs dammens bunn. Den blå fargen indikerer de minste opplagerkreftene, og de beveger seg over i strekkrefter langs randen på vannsiden i enkelte områder som tidligere vist i Figur 8.7.

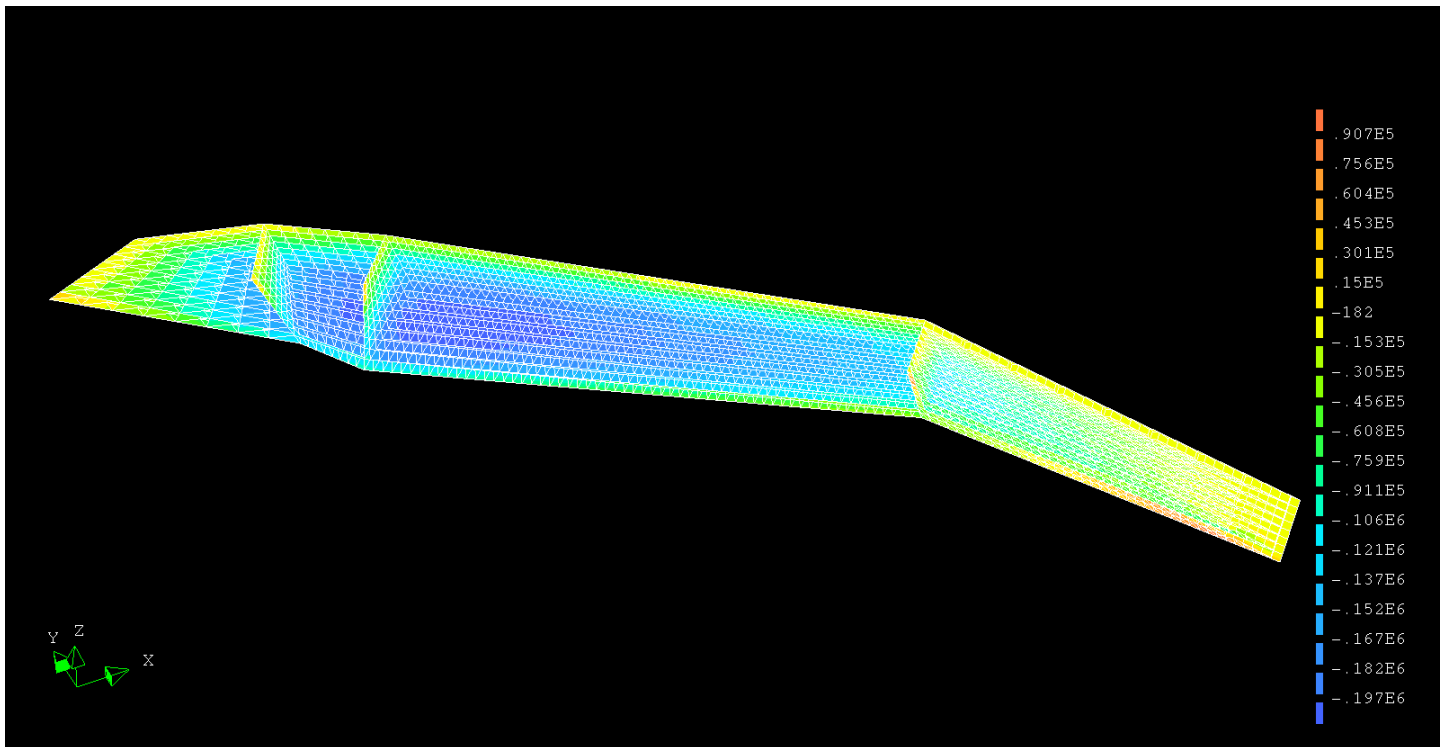
Horisontale opplagerkrefter F_x :

Tabell x: Reaksjonskrefter F_x for 3D-modellen som er fast innspent.

Reaksjonskrefter F_x [N]:
-26600
-14700
-13400
-14100
-17000
-21700
-29000
-39100
-27500

På grunn av strekkspenningene som oppstår i denne 3D-modellen, anser vi at dammen ikke er sikker mot velting. Sikkerhetsfaktoren for glidning blir 9,06 >> 1,5. dette kan skyldes at kreftene i x-retning fordeles over hele bunnen.

Spenninger:



Figur 8.9: Plott av spenning σ_z for 3D-modellen som er fast innspent.

Fra Figur 8.3 legger vi spesielt merke til at det oppstår strekkspenninger langs bunnen på vannsiden til høyre på dammen. Dette samsvarer med opplagerkreftene i z-retning i dette området.

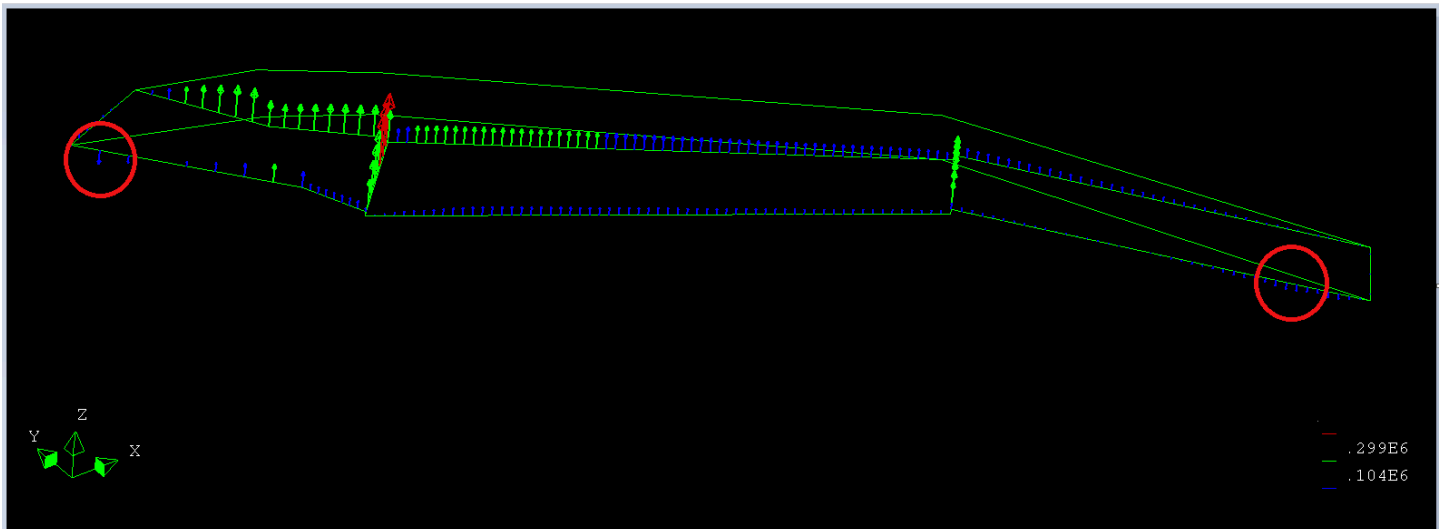
3D-modell med interface-elementer

Vertikale reaksjonskrefter F_z :

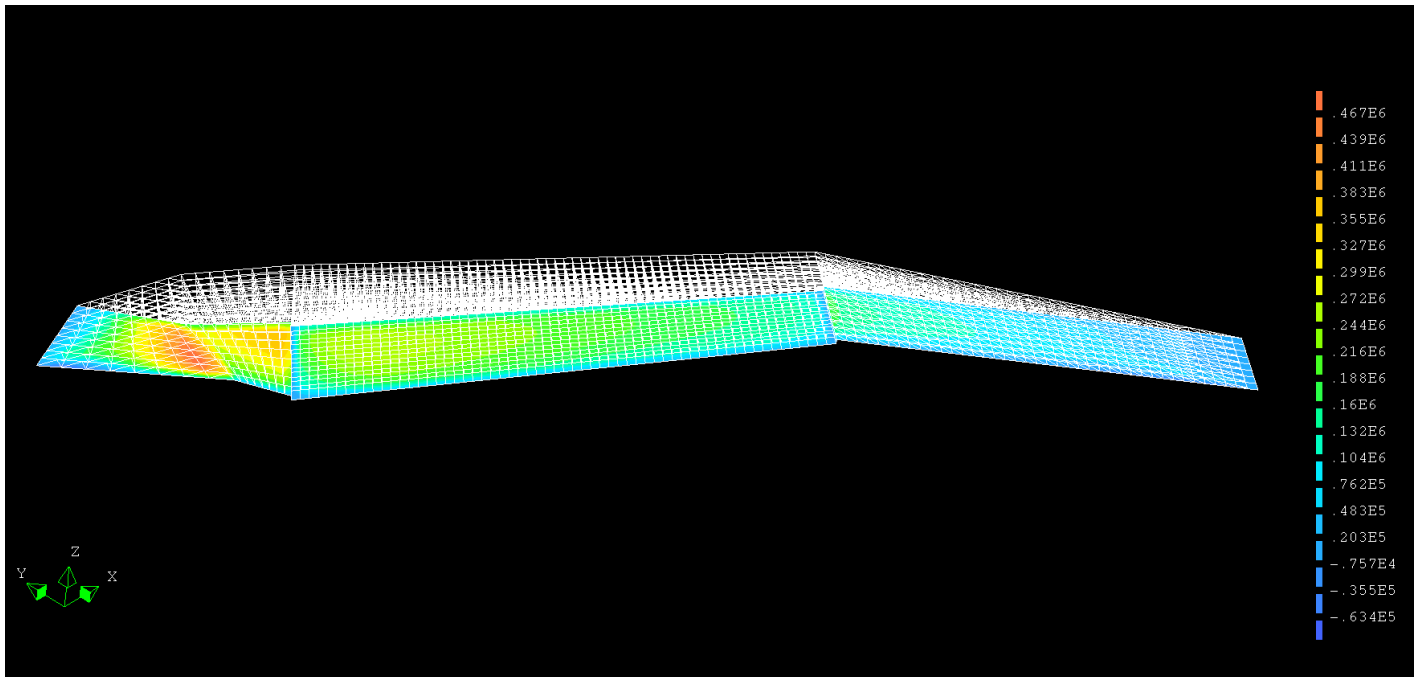
Reaksjonskrefter F_z plukket ut i snitt A-A fra 3D-modellen med interface-elementer og poretrykk. Fjærstivheten er $25 \times 10^9 \text{N/m}$.

Tabell x: Reaksjonskrefter F_z for 3D-modellen med interface-elementer og poretrykk.

Reaksjonskrefter F_z [N]:
23100
148000
211000
253000
288000
316000
335000
340000
172000



Figur 8.10: 3D-modell med interface-elementer hvor det er markert hvor strekk oppstår på konstruksjonen.



Figur 8.11: Figuren viser et konturplott av opplagerkreftene F_z for 3D-modellen av dammen med interface-elementer og poretrykk.

Hovedforskjellen mellom 3D-modellen som er fast innspent og modellen med interface-elementer og poretrykk, er at det oppstår større strekkspenninger i sistnevnte modell. Den største strekkkraften oppstår i venstre hjørne, med verdi 91,3 kN, sammenlignet med 44,1 kN i høyre hjørne for modellen som er fast innspent.

Horisontale opplagerkrefter F_x :

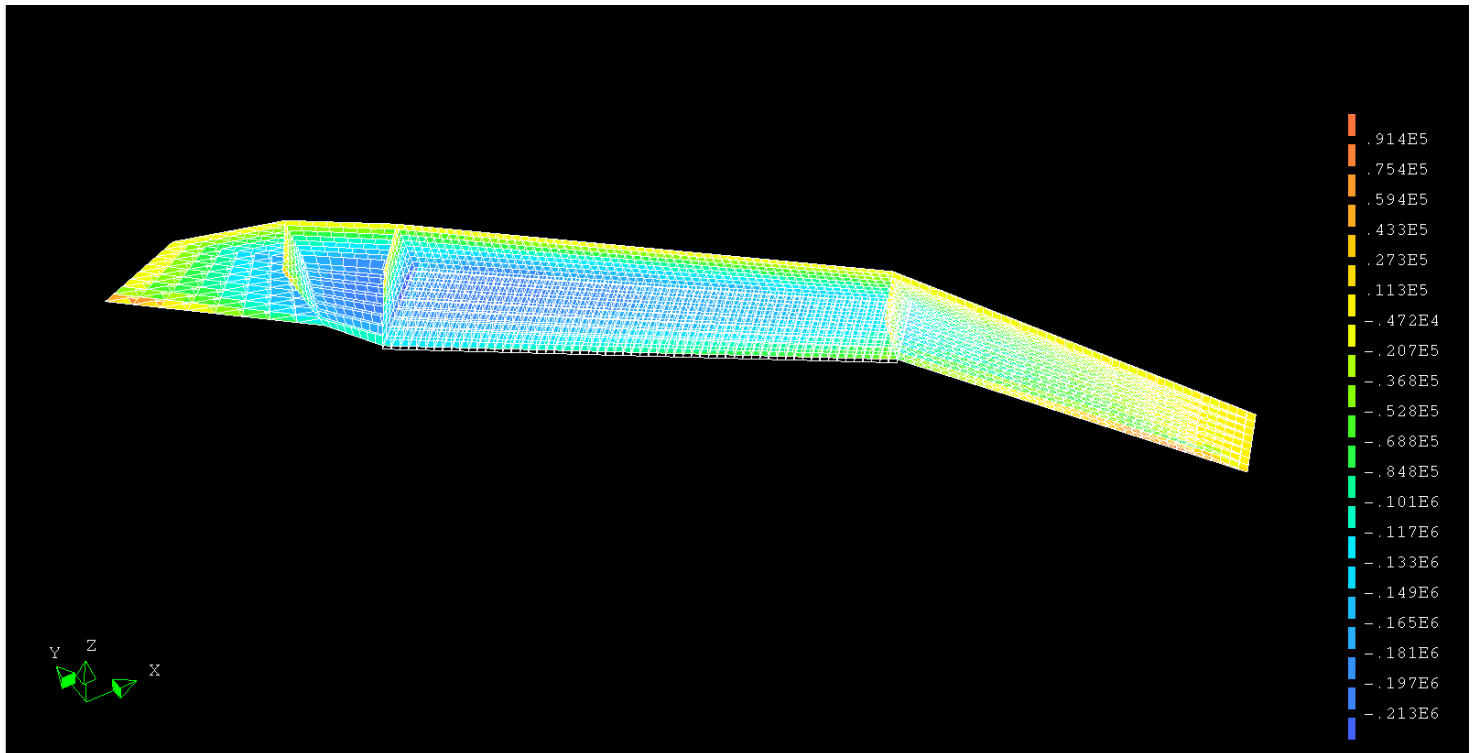
Tabell x: Reaksjonskrefter F_x for 3D-modellen med interface-elementer og poretrykk.

Reaksjonskrefter F_x [N]:
-23900
-3960
-474
-729
-2200
-7840
-17000
-30300
-24600

På grunn av strekkspenningene som oppstår i denne 3D-modellen, antar vi at dammen ikke er sikker mot velting. Sikkerhetsfaktoren for glidning blir 17,38 \gg 1,5. dette kan skyldes at kreftene i x-retning fordeles over hele bunnen.

Det kan virke rart at sikkerhetsfaktoren for glidning er større for modellen med poretrykk, ettersom poretrykket virker destabiliserende ved at den virker mot egenlasten. Grunnen til at sikkerhetsfaktoren blir større for modellen med interface-elementer og poretrykk, er at de totale horisontale reaksjonskreftene blir mindre. Dette skyldes nok fordelingen av kreftene, kan ikke gi forklaring på hvorfor det blir slik.

Spenninger:



Figur 8.12: Plott av spenning σ_z for 3D-modellen med interface-elementer og poretrykk.

Spenningsene i Figur 8.12 er tilnærmet like som for den fast innsente 3D-modellen. Vi observerer også her at det oppstår små strekkspenninger i hvert ytterpunkt av dammen på vannsiden.

8.2 Resultater fra håndberegninger

Resultatene fra håndberegningene er sammenstilt i Vedlegg A. Beregningene er utført med hensyn på velte- og glidestabilitet.

9 Diskusjon

I dette kapittelet skal resultatene fra kapittel 8 vurderes og verifiseres opp mot hverandre. For å verifisere resultatene fra FEM-analysene mot håndberegningene, betraktes velting og glidning slik som i håndberegningene. I tillegg kontrolleres spenningene i dammen. Det er påkrevd en grunnspenning σ_{gr} i hele fundamentet til en dam jamfør Damsikkerhetsforskriften. [9]

Resultatene fra FEM-beregningene tolkes på følgende måte:

- Velting: hvis opplagerkreftene F_z viser strekk i deler av fundamentet, antar vi at velting kan oppstå. Får vi trykk i hele fundamentet er dermed sikkerheten mot velting tilfredsstillende.
- Glidning: blir tolket på samme måte som i håndberegningene, hvor man ser på en sikkerhetsfaktor S gitt ved:

$$S = \frac{N \times \mu}{H}$$

Hvor N er de totale vertikale kreftene, altså de ytre påførte laster, som tilsvarer egenlasten, μ er friksjonskoeffisienten lik 0,73 og H er den totale horisontale kraften som er tatt som de horisontale reaksjonskreftene F_x i x-retning.

- Kontroll av spenninger: ønskelig med trykkspenninger i hele damkroppen. Hvis det oppstår strekkspenninger, skal størrelsen på disse spenningene kontrolleres. Kravet for velting oppfyller også kravet fra Damsikkerhetsforskriften om trykkspenninger σ_{gr} i hele fundamentet.

Vi betrakter dammen som en monolittisk sammenhengende konstruksjon og ser på opplagerkreftene i z-retning i forbindelse med velting. Vi antar derfor velting for hele dammens tverrsnitt, uten at dammen går til brudd eller opplever utrasing. På grunn av geometrien og lastenes plassering, vil strekkspenninger i bunnen først opptre nærmest vannsiden.

Man antar null strekkfasthet for damkonstruksjonen som består av naturstein og mørtel. Dette gjør at enhver strekkspenning som oppstår, er kritisk for sikkerheten til dammen. Strekkspenninger på vannsiden ved dammens bunn indikerer en begynnende velting, og derfor blir dette brukt i tolkningen av velting i FEM-analysene.

I Retningslinjer for betongdammer er velting basert på moment om nedre damtå, og det deles inn i stabiliserende og destabiliserende krefter. De stabiliserende kraften er egenvekten, mens vanntrykk, poretrykk og islast virker destabiliserende. Poretrykket er en viktig last, og bør medregnes ettersom den er destabiliserende. Det kan derfor virke mest realistisk å vurdere modellen med interface-elementer og poretrykk.

Fra tabell 4.1 ser vi at poretrykket er av vesentlig størrelse sammenlignet med de andre lastene.

Det er valgt å se på spenningene i z-retning σ_z , ettersom vi er mest interessert i responsen i denne retningen

9.1 Verifisering 2D-modell mot håndberegninger

For den fast innspente modellen:

Velting: Det oppstår ikke strekk i opplagerkreftene i z-retning for 2D-modellen som er fast innspent. Dermed er sikkerheten for velting tilfredsstilt, samt at kravet om trykkspenninger i hele fundamentet er tilfredsstilt.

Sikkerhetsfaktoren for glidning

$$S = \frac{2520 \text{ kN} \times 0,73}{352,5 \text{ kN}} = 5,22$$

$S = 5,22 > 1,5$, og glidning vil derfor ikke oppstå.

For modellen med interface-elementer og poretrykk:

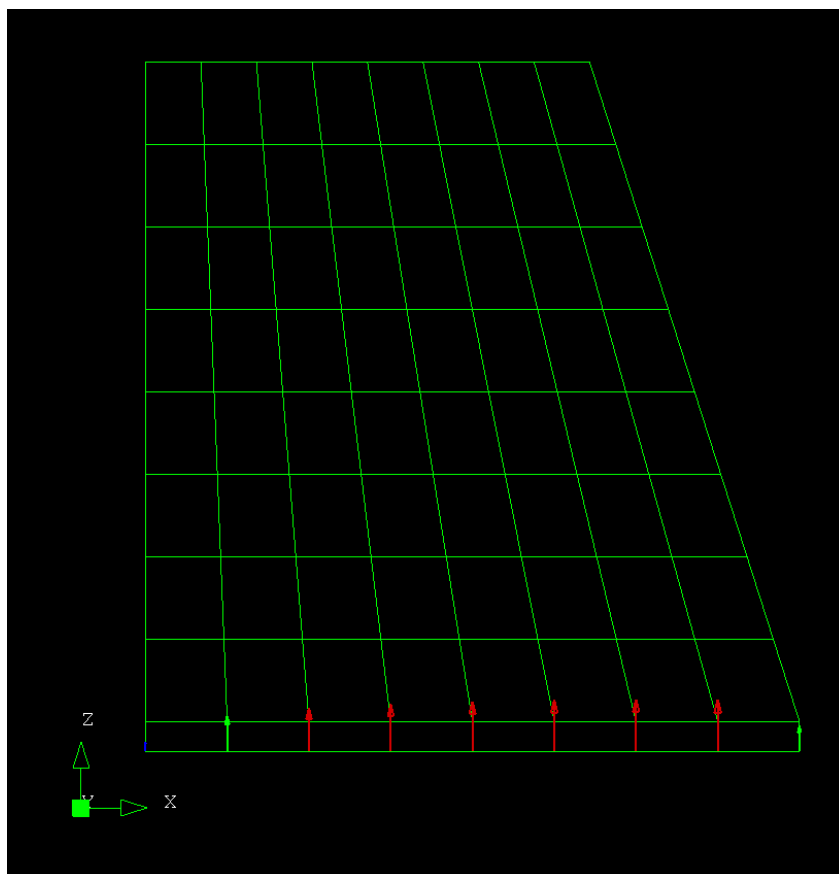
Velting: Vi observerer at det oppstår en strekkraft i det nederste venstre hjørnet for modellen med interface-elementer og poretrykk. Strekkraften er på 3050 N, eller 3,05kN, og denne kraften er liten sammenlignet med kreftene som virker på dammen. Ut i fra kravet om at det ikke aksepteres noen strekkspenninger i fundamentet, er ikke denne modellen sikker mot velting og kravet om trykkspenninger er heller ikke tilfredsstilt.

Glidning: sikkerhetsfaktoren S for glidning blir $S = 3,98 > 1,5$ og glidning vil ikke oppstå i dette tilfellet. Kravet om trykkspenninger i hele fundamentet er ikke tilfredsstilt.

2D-modell med interface-elementer uten poretrykk

Det er også utført en analyse med interface-elementer, men uten poretrykk. Denne modellen får ikke strekk, og trykkraften i venstre hjørne er 33,2 kN. Vi ser altså at å innføre interface-elementer, gjør at fordelingen av opplagerkreftene blir endret, men gir ikke strekk i opplagrene.

Dermed kan det også bekreftes at det er poretrykket som fører til strekk i 2D-modellen med interface-elementer.

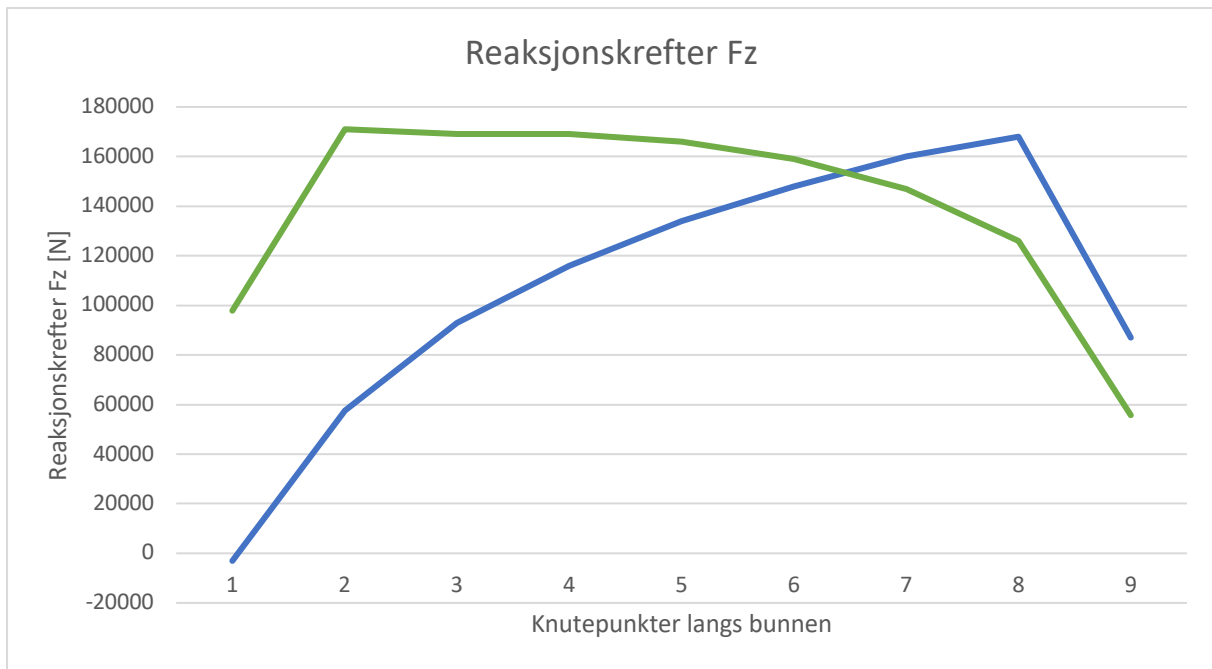


Figur 9. 1: Opplagerkrefter i z-retning for 2D-modell med interface-elementer, men uten poretrykk.

Resultatene fra håndberegningene er gitt i vedlegg A. Konklusjonen fra disse beregningene er at glidestabiliteten ikke er tilstrekkelig jamfør NVEs retningslinjer. Veltestabiliteten er tilfredsstillt.

Dette strider altså mot det som er funnet i FEM-analysene, hvor sikkerheten mot glidning er tilfredsstillt, men sikkerheten mot velting ikke er tilfredsstillt.

Figur 9.2 viser et sammenligningsplott for reaksjonskrefter F_z for 2D-modell med og uten interface-elementer og poretrykk.



Figur 9.2: Reaksjonskraft F_z i knutepunkter langs dammens bunn for modell som er fast innspent og modell med interface-elementer og poretrykk.

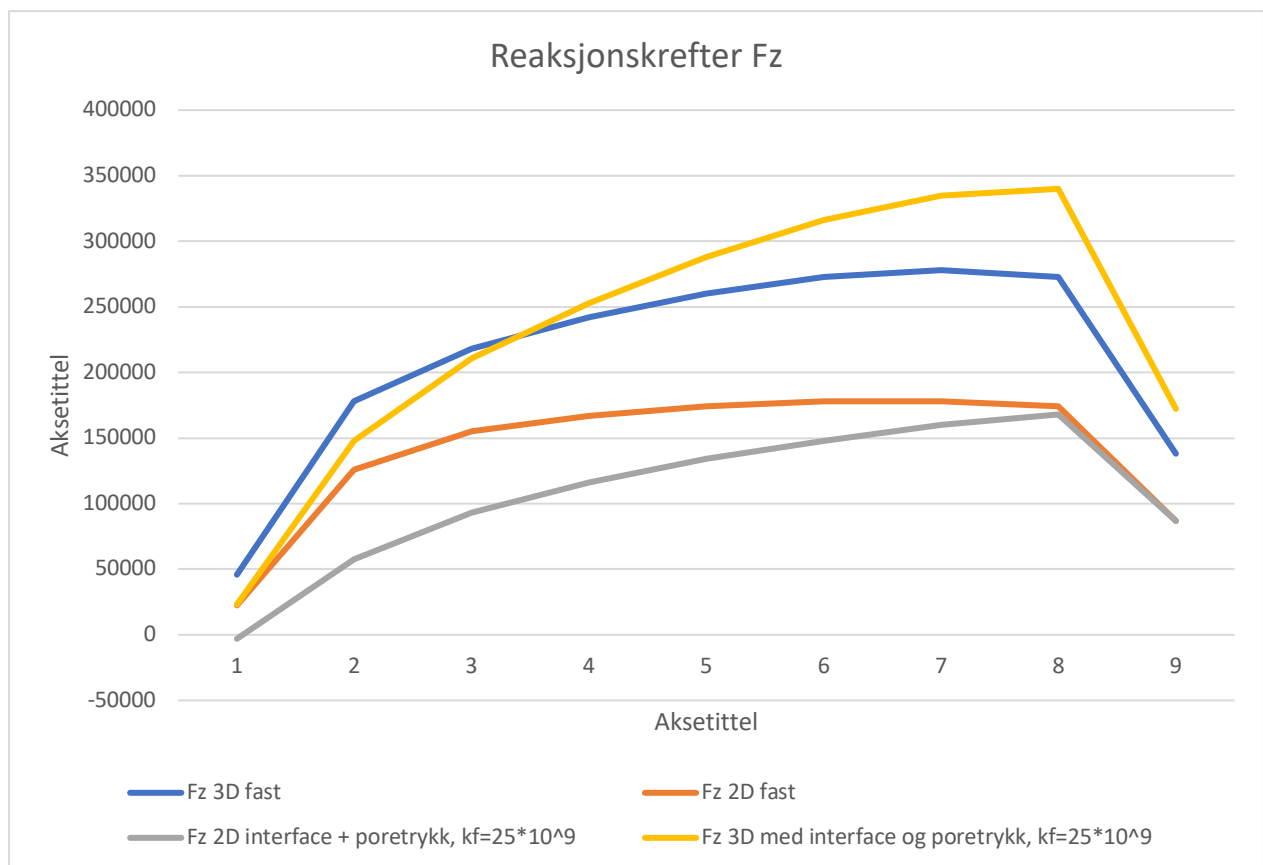
Den blå kurven på Figur 9.2 viser reaksjonskreftene F_z til 2D-modellen med interface-elementer og poretrykk inkludert, mens den grønne kurven viser det samme for modellen som er fast innspent i bunn.

Det er 9 knutepunkter eller noder på dammens underside hvor reaksjonskrefter virker. Knutepunktene er nummerert fra vannsiden og mot luftsiden. Knutepunkt 1 er derfor det punktet som ligger nærmest vannsiden, mens knutepunkt 9 representerer kreftene ved nedre damtå.

9.2 Verifisering 2D- mot 3D-modell

I dette delkapittelet skal innvirkningen av tredimensjonaliteten i 3D-modellen vurderes opp mot 2D-modellen. Innvirkningen skal ses i sammenheng med kontroll for velting og glidning, samt kontroll av spenninger.

Figur 9.4 viser en sammenligning av F_z for 2D- og 3D-modellen med og uten interface-elementer og poretrykk. Diagrammet viser hvordan tredimensjonaliteten påvirker opplagerkreftene F_z .



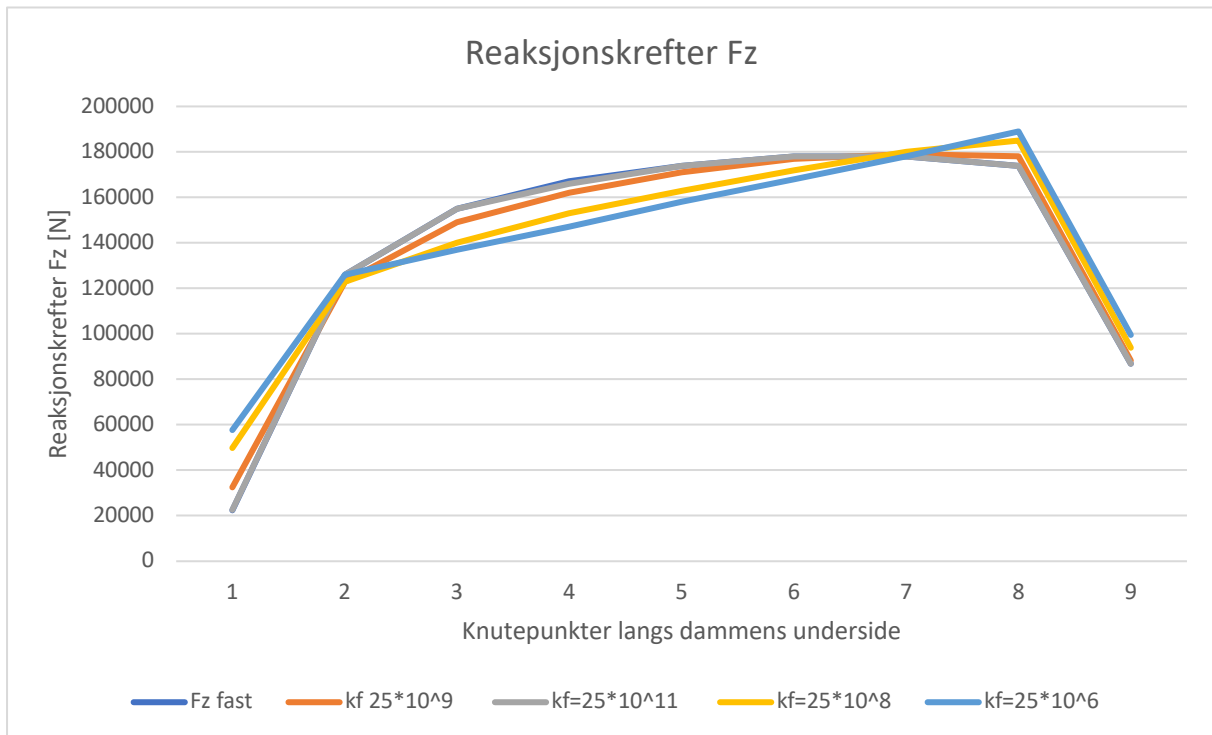
Figur 9.2: Diagram som viser reaksjonskreftene/opplagerkreftene i z-retning for 2D-og 3D-modellen med og uten interface-elementer og poretrykk.

Vi ser at grafen for 2D-modellen som er fast innspent og grafen for 3D-modellen med tilsvarende innfestning, har nokså lik form. Dette gjelder også for modellene med interface-elementer og poretrykk. Reaksjonskreftene for 3D-modellene er omtrent 2-3 ganger så stor som for 2D-modellen i hvert knutepunkt. Kun en av grafene viser at det oppstår strekk i første knutepunkt, og det 2D-modellen med interface-elementer og poretrykk.

9.3 Fjærstivheten innvirkning

I dette delkapittelet skal valg av verdi for fjærstivheten og innvirkningen av denne på opplagerkreftene, undersøkes. Det er blitt utført analyser med fire ulike verdier for fjærstivheten k_f og en med fast innspente randbetingelser.

Figur 9.5 viser en sammenligning av F_z for 2D-modell med ulike verdier for fjærstivheten sammenholdt med modell som er fast innspent.



Figur 9.3: Diagram som viser opplagerkreftene i z-retning for 2D-modellen med ulike verdier for fjærstivheten.

Modellen som er fast innspent i bunn tilsvarer en fjærstivhet som er uendelig.

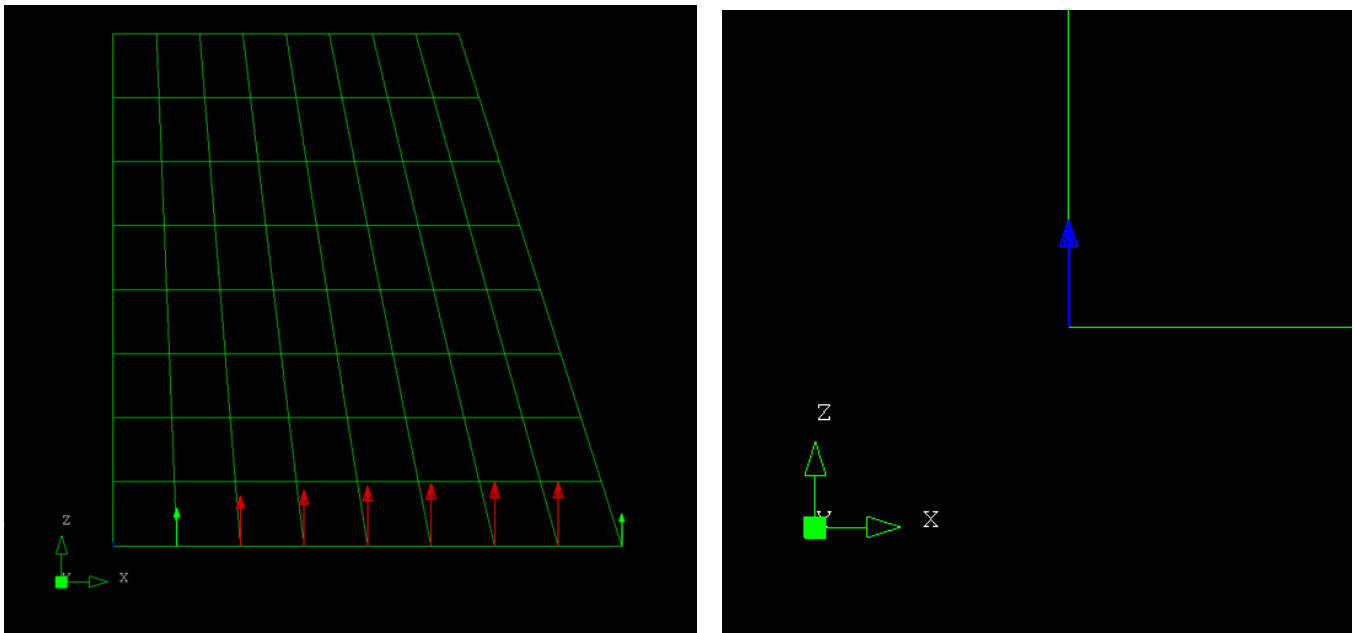
Vi observerer at grafen for den høyeste fjærstivheten, $k_f = 25 \times 10^{11}$, sammenfaller med grafen for den fast innspente modellen. Vi observerer også at grafen blir mer lineær jo lavere k_f er.

Ellers legges det merke til at det ikke er store forskjeller i reaksjonskreftene for de ulike verdiene av k_f . Differansen er størst i det første knutepunktet og i knutepunkt 3 og 4.

9.4 Islastens innvirkning

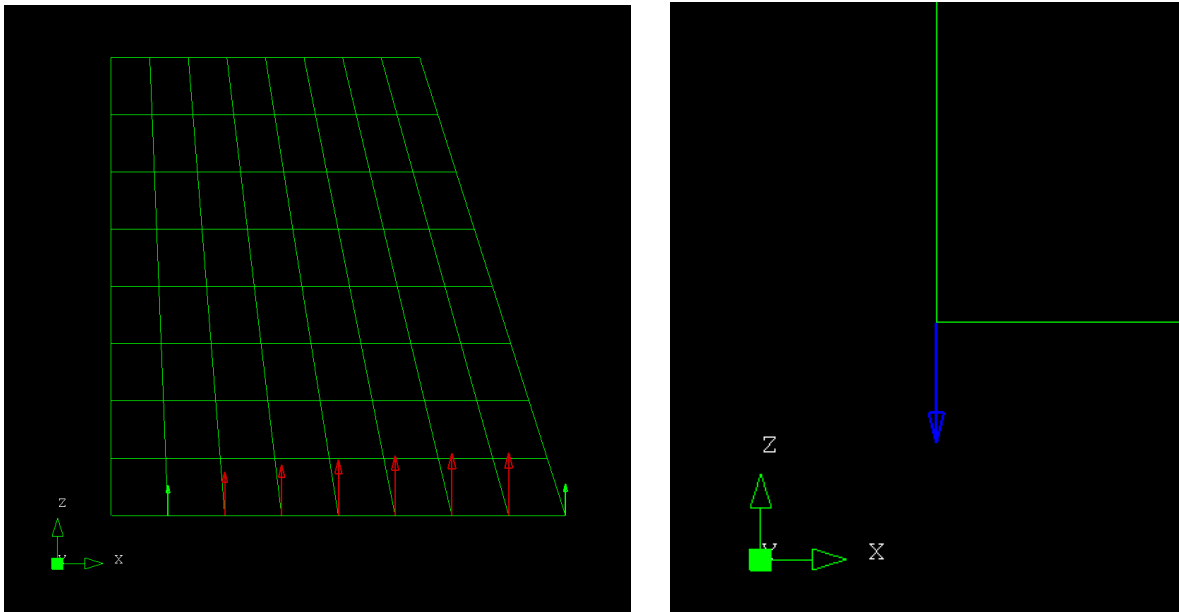
I dette delkapittelet skal det undersøkes hvor stor islast som må til for at det skal oppstå strekkrefter i oppleggene. Det er ønskelig å sjekke hvor stor økning av islasten som må til for å oppnå strekk fordi den valgte verdien av islasten er en normverdi fastsatt av NVE og i teorien kan islasten bli større. Undersøkelser viser at islasten i ekstreme tilfeller kan bli opp mot $P_{is}=1500 \text{ kN/m}$ [16].

Det ble testet for en teoretisk islast med verdi 150 kN/m og 200 kN/m . Figur 7.2 viser opplagerkreftene for 2D-modellen som er fast innspent med islast 150 kN/m .



Figur 9.4: a) Reaksjonskrefter F_z illustrert med vektorer for 2D-modellen som er fast innspent med islast 150 kN/m . b) Forstørring av reaksjonskraft i nedre hjørne på vannsiden.

Med islast 150 kN/m oppstår det ikke strekk i oppleggene. Kraften i Figur 7.2 b) er $10,7 \text{ kN}$.



Figur 9.5: a) Reaksjonskrefter F_z illustrert med vektorer for 2D-modellen som er fast innspent med islast 200 kN/m. b) Forstørring av reaksjonskraft i nedre hjørne på vannsiden.

Figur 9.5 viser opplagerkreftene for 2D-modellen som er fast innspent med islast 200 kN/m. ut i fra Figur 9.5 b), ser vi at det oppstår en strekkraft i det ytterste opplageret på vannsiden. Strekkraften har en verdi av 1,09 kN, som er en liten strekkraft sammenlignet med størrelsesordenen på de andre kreftene.

Vi observerer derfor at for en islast med verdi mellom 150 og 200 kN/m, vil det oppstå strekk i fundamentet. Det må med andre ord en økning av islasten på omtrent 100% for å få strekk. Ved 200 kN/m oppstår det en minimal strekkraft, men det kan ikke garanteres at denne kraften vil gi velting.

Sikkerhet mot velting og kravet om trykkspenninger i fundamentet fra Damsikkerhetsforskriften, er ikke tilfredsstillt.

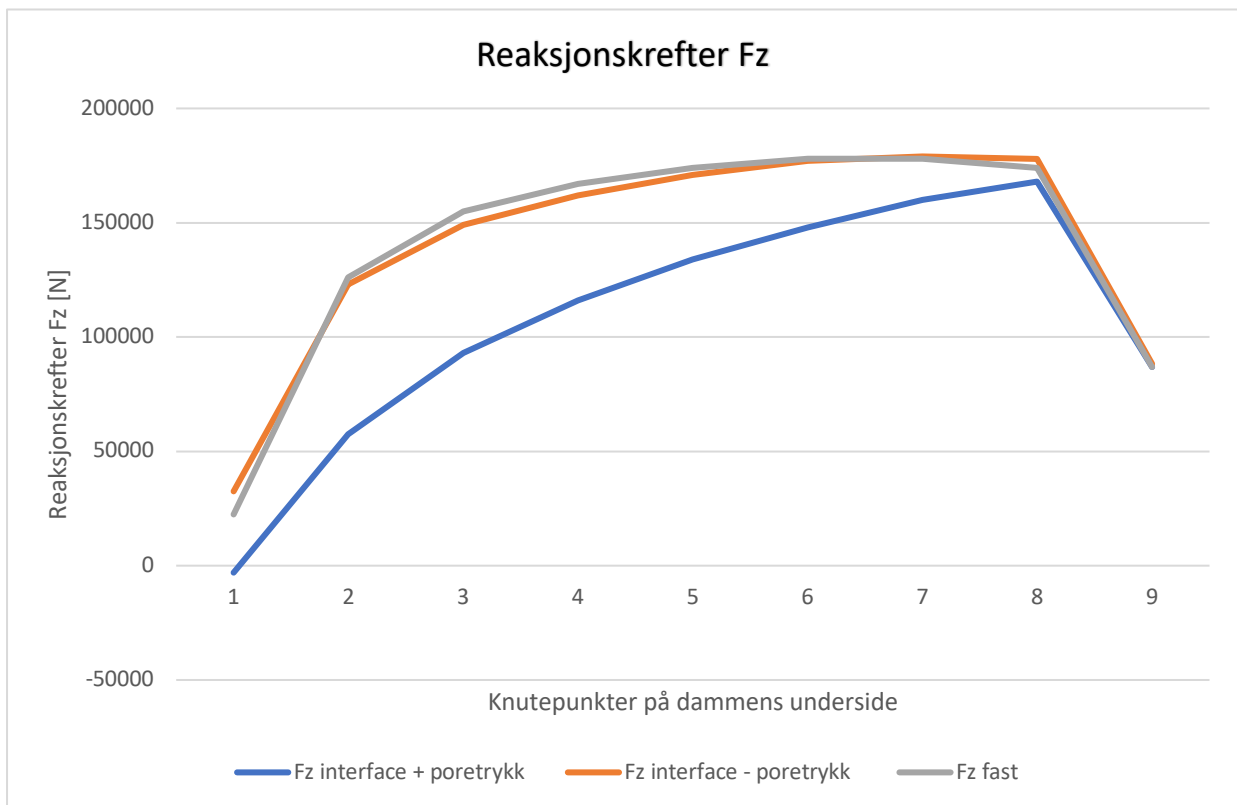
Sikkerheten mot glidning blir:

$$S = \frac{2520 \text{ kN} \times 0,73}{402,5 \text{ kN}} = 4,57 > 1,5 \rightarrow \text{sikkert}$$

9.5 Poretrykkets innvirkning

I dette delkapittelet skal poretrykkets innvirkning på opplagerkreftene F_z drøftes.

Figur 9.6 viser en sammenligning av opplagerkrefter i z-retning for 2D-modellen som er fast innspent og modellen med interface-elementer med og uten poretrykk. Figur 1 er laget med den hensikt å se på poretrykkets innvirkning på opplagerkreftene.



Figur 9.6: Diagram som viser opplagerkreftene i z-retning for 2D-modellen med ulike randbetingelser og laster. Retning fra vannsiden mot luftsiden.

Ut i fra Figur 9.6, ser vi at poretrykkets innvirkning er større enn innvirkningen til interface-elementene. Grafene for opplagerkreftene for den fast innspente modellen og modellen med interface-elementer, sammenfaller nokså nøyaktig. Grafen for modellen med interface-elementer og poretrykk, avviker signifikant fra de to andre.

10. Konklusjon

Formålet med denne oppgaven har vært å bruke et FEM-program til å utføre analyser av Theisendammen for å sammenligne 2D- og 3D-respons. Resultatene er blitt sammenlignet og verifisert, samt verifisert opp mot håndberegninger av damkonstruksjonen.

Håndberegninger er en overslagsberegning som baserer seg på resultantkreftene som virker på dammen. De er forbeholdt å vurdere velting og glidning av dammen. FEM-beregninger kan gi mer detaljerte resultater, og kan inkludere spenninger, opplagerkrefter og deformasjoner.

Håndberegningene indikerer at dammen er sikret mot velting, men ikke sikret mot glidning i følge NVEs beregningsmetoder. Sikkerheten for velting og glidning er basert på sikkerhetsfaktorer hvor grenseverdien er bestemt av NVE. Sikkerhetsfaktoren for velting er 2,0, og tilfredsstillende dermed NVEs krav som er gitt ved en sikkerhetsfaktor $>1,4$. Sikkerhetsfaktoren for glidning er 1,23 og kravet på $>1,5$ er ikke tilfredsstillende.

For FEM-beregningene, utført i DIANA, er sikkerheten mot glidning tilfredsstillende for både 2D- og 3D-modellene. Dette er basert på ren Coulomb-friksjon mellom dam og fundament.

Ved betraktning av velting i DIANA, ble det sett på reaksjonskreftene i vertikal retning langs dammens bunn. For 2D-modellene:

- Det oppstår ikke strekk i reaksjonskreftene for 2D-modellen som er fast innspent uten poretrykk.
- Det oppstår strekk for 2D-modellen modellert med interface-elementer og poretrykk.

For 3D-modellene:

- Det oppstår strekk i deler av konstruksjonen i analysen av 3D-modellen, både med fast innspenning og med poretrykk og interface-elementer.

Disse strekkreftene oppstår i dammens ytterpunkter, og det oppstår ikke strekk i delen som tilsvarer snitt A-A hvor 2D-modellen er hentet fra. Strekkreftene som oppstår i 3D-modellen er relativt mye større enn for 2D-modellen. For 3D-modellen som er fast innspent blir den største strekkraften 44,1 kN. For 3D-modellen med interface-elementer og poretrykk blir den største strekkraften 91,3 kN. Sammenlignet er strekkraften i 2D-modellen på 3,05 kN.

Spenningene i z-retning ble også kontrollert, og her ble det også funnet små strekkspenninger. Strekkspenningene og strekkreftene er kritiske, og tilfredsstillende ikke NVEs krav om trykkspenninger i hele fundamentet til en dam.

Selv om det oppstår strekk, så betyr ikke dette nødvendigvis at dammen er usikker, vil gå til brudd, eller velte. Alle analysene er basert på lineærelastiske forhold, som har sine begrensninger, men der resultatene altså viser strekkspenninger i utsatte områder. Det

dreier seg om områder der randbetingelsene har sine ytterpunkter, som også sammenfaller med innføring av antatt poretrykk, med maksimal verdi. Det er nettopp slike områder, der store diskontinuiteter i belastning og randbetingelser møtes, som må vurderes i lys av elementoppløsning, antatte randbetingelser, innføring av poretrykk og eventuell utvikling mot brudd. Det har vært utenfor denne oppgaven å gå inn på slike, mer detaljerte vurderinger/analyser.

Dammen er sannsynligvis sikker ut i fra FEM-beregningene, mens håndberegningen viser at sikkerheten mot glidning ikke er tilfredsstillt i følge NVEs krav til sikkerhet for dammer.

Referanser

- [1] NVE (2014): *Veileder for klassifisering*, kapittel 2.1. Veileder nr. 3/2014 datert juni 2014.
- [2] Grzanic G., Molkersrød K., Norum T. D., Engesæter R. (2018): *Revurdering av vassdragsanlegg Veileder til damsikkerhetsforskriften*.
<https://www.nve.no/damsikkerhet-og-energiforsyningsberedskap/damsikkerhet/regelverk/veileder-for-revurdering-av-vassdragsanlegg/> Norges vassdrags- og energidirektorat (2018)
- [3] Ulvestad L. (2014): *Her er Norges farligste dammer*. Teknisk ukeblad:
<https://www.tu.no/artikler/her-er-norges-farligste-dammer/230450>
- [4] Lin G., Wang Y., Hu Z. (2011): *An efficient approach for frequency-domain and time-domain hydrodynamic analysis of dam-reservoir systems*. School of Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, China.
<https://onlinelibrary.wiley.com/doi/epdf/10.1002/eqe.2154>
- [5] Thorstensen R. (1998): *Damsikkerhet II: Mur- og tredammer*.
- [6] Pedersen V., Hyllestad E., Bachke D., Andersen R.(2011): nr. 3/2011 *Retningslinjer for murdammer*. Norges vassdrags- og energidirektorat
- [7] Midtømme H. G. (2007): *Norsk dambygging*. NVE-Konsesjon og tilsynsavdelingen, Seksjon for damsikkerhet
- [8] Bane Nor (2019): Teknisk regelverk: Bruer og konstruksjoner/Prosjektering og bygging/Fundamentering:
https://trv.jbv.no/wiki/Bruer_og_konstruksjoner/Prosjektering_og_bygging/Fundamentering)
- [9] Lien E. (2018): *Stabilitetsvurdering av murdam*. Prosjektoppgave ved Institutt for konstruksjonsteknikk, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet
- [10] Rognes M.(2014): *Poretrykk under betongdammer fundamentert på fjell*. Institutt for vann- og miljøteknikk NTNU
- [11] Konow T., Engseth M. (2016): *Eksisterende betong- og murdammer: Evaluering av sikkerhet-Utkast for diskusjon*. Dr. Techn. Olav Olsen
- [12] Energiforsk (2015): *Betongdammars Brottförlopp – Literaturstudie och utvecklingspotential*, Rapport 2015:122.
- [13] Douglas, Kurt John (2002): *The Shear Strength of Rock Masses*, doktoravhandling ved The University of New South Wales, Australia.
- [14] Konow T., Engseth M. (2017): *Evaluering av eksisterende betong- og murdammer*. Rapport fra EnergiNorge, Dr. Techn. Olav Olsen
- [15] Guttormsen O. (2013): *Vassdragsteknikk* |. NTNU Institutt for Vann- og Miljøteknikk
- [16] Foss B. A. (2017): *Islast mot dammer med varierende vannstand* Institutt for bygg- og miljøteknikk NTNU
- [17] Pedersen V., Hyllestad E., Bachke D., Andersen R.(2011): nr. 3/2011 *Retningslinjer for murdammer*. Norges vassdrags- og energidirektorat
- [18] Norges vassdrags- og energidirektorat (2003): *Retningslinjer for laster og dimensjonering* til §§ 4-1 og 4-2 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg

- [19] Nilsen, B. og Broch, E. (2011): *Ingeniørgeologi-Berg Grunnkurskompendium*. Trondheim, Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU
- [20] Ødegård N. (1997): *Damsikkerhetskurs II-Betongdammer*. Grøner Anlegg Miljø AS
- [21] Universitetet i Oslo, Det matematisk-naturvitenskapelige fakultet. Forelesningsnotat MEK2500 (2012) Faststoffmekanikk 7. forelesning.
- [22] Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet, Fakultet for ingeniørvitenskap. Forelesningsnotat TKT4124 (2019) Løsningsmetoder i elastisitetsteori.
- [23] Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet, Fakultet for ingeniørvitenskap. Forelesningsnotat TKT4180 (2019) Elementmetoden.
- [24] Stensløkken A. (2016): *Study of the Effect of Added Soil Mass on Earthquake Response of Subsea Structures on Closed Caisson Foundations* Institutt for bygg- og miljøteknikk NTNU
- [25] Hinton, E. (1992): *NAFEMS Introduction to Nonlinear Finite Element Analysis*. National Agency for Finite Element Methods & Standards, Glasgow, Great Britain.
- [26] Olje- og energidepartementet (1981): *Forskrift for dammer (Damforskriftene)*, fastsatt ved kgl. res. 14.11. 1980. Gjeldende fra 1. januar 1981.
- [27] Olje- og energidepartementet ED (2014): Rapport, «NVEs virksomhet for tilsyn med dammer, Evaluering av tilsynet – Vurderinger og anbefalinger». Utført av Norconsult.
- [28] Jansen B. R. (1988): *Advanced Dam engineering for Design, Construction and Rehabilitation*. Springer US
- [29] Hall M. R., Lindsay R., Krayenhoff M. (2012): *Modern Earth Buildings : Materials, Engineering, Constructions and Applications*. Elsevier Science and Technology.
- [30] DIANA FEA (2017): DIANA User's manual release 10.2
- [31] DIANA FEA Tutorial: Construction and Operation of an Arch Dam. <https://dianafea.com/system/files/tutorial-construction103.pdf>
- [32] Lommekjent.no Theisendammen rundt <http://www.lommekjent.no/turer/947292>
- [33] ICOLD (1995): ICOLD Bulletin 99, Dam Failures, Statistical analysis.
- [34] Flanagan, D. P., Belytschko, T. (1981): *A uniform strain hexahedron and quadrilateral with orthogonal hourglass control*. Int. J. Num. Meth. Eng. 17, 679-706
- [35] NS-EN 14580:2005: *Prøvningsmetoder for naturstein - Bestemmelse av statisk elastisitetsmodul*. Standard Norge

Vedlegg

Vedlegg A

Håndberegninger av stabilitet

Snitt A-A

Bruddgrensetilstand med dimensjonerende laster

Lasttilfelle: HRV + Is			
Størrelser			Enhet
Damklasse	3	3	
Damhøyde	Hd	11	m
Damkronehøyde	Hdk	0	m
Trykkehøyde	Hw	11	m
Damplatetykkelse, bunn	Tp	1,4	m
Damplatetykkelse topp	Tp, topp	1,2	m
Bunnbredde	Bbunn	10,9	m
	B1	0	m
	B2	6	m
	B3	3,5	m
Beregningsbredde B	B	1	m
Egenvekt betong/mur	gamma_b	20	kN/m ³
Egenvekt plate	gamma_p	24	kN/m ³
Egenvekt vann	gamma_w	10	kN/m ³
Istrykk	Pis	100	kN/m
Jevnt fordelt last	G5	0	kN/m ²
Linjelast	G6	5,8	kN/m
Arm for linjelast	A1	7	m
Glideplanets helning	alfa	-9	grader
Drenert/udrenert		drenert	
Drenasjeplan	D	2,75	m
Friksjonsvinkel	f	36	grader
Tillatt stålspenning	fsd	180	N/mm ²
Tvsn. areal fjellbolt	Abolt	314	mm ²
Avst fra bolt til oppstrøms kant	Lbolt	0,15	m
Antall bolter per meter	N	0	stk/m

Drivende krefter				Lastfaktor	Kraft	Arm	Moment
		kraft	arm		kN	m	kNm
Vanntrykk Hw<Hd	Pw1	$B*1/2*\gamma_w*Hw^2$	$1/3*Hw$	1	605	3,67	2218
Vanntrykk Hw>Hd	Pw2	$B*\gamma_w*(Hw-Hd)*Hd$	$1/2*Hd$	1	0	0	0
Vanntrykk Hw>Hd	Pw3	$B*1/2*\gamma_w*Hd^2$	$1/3*Hd$	1	0	0	0
				1		0	0
				1		0	0
				1		0	0
Poretrykk, drenert	Totalt			1	402	8,31	3338,03
Istrykk	Pis	B*Pis	Hw-0,25	1	100	10,75	1075

				Lastfaktor	Kraft	Arm	Moment
		kraft	arm		kN	m	kNm
Egenvekt, dam	G1	$B*B1*Hd*1/2*\gamma_b$	$Bbunn-2/3*B1-Tp$	1	0	9,5	0
Egenvekt, dam	G2	$B*B2*Hd*\gamma_b$	$B3+B2/2$	1	1320	6,5	8580
Egenvekt, dam	G3	$B*B3*(Hd-Hdk)*1/2*\gamma_b$	$B3*2/3$	1	385	2,3	898
Oppstrøms plate	G4	$B*(Tp+Tp,topp)/2*Hd*\gamma_p$	$Bbunn-1/2*Tp-1/2*B1$	1	343	10,2	3501
Jevnt fordelt last	G5	$B*G5*(B2+Tp,topp)$	$(B2+Tp,topp)*1/2*B3$	1	0	7,1	0
Linjelast	G6	B*G6	A1+B3	1	6	10,5	61
Vannvekt	Gw	$B*0,2m*10m*\gamma_w$	Bbunn	1	20	10,9	218
Fjellbolter/ tag	Fbolt	$B*Abolt*fsd*N$	Bbunn-Lbolt	1	0	10,75	0

Veltende moment M_v | 6631 kNm

Stabiliserende moment M_s | 13258 kNm

Sum vertikale krefter	N	1673 kN
Sum Horisontale krefter	H	705 kN

Kontroll mot velting		
Avstand resultant fra bakre tå	$a=(M_s-M_v)/N$	3,96m
Sikkerhetsfaktor	$S=M_s/M_v$	2,00

Kravet til veltestabilitet er ivaretatt når resultanten ligger innenfor tverrsnittets tredjedelspunkt, kjernetverrsnittet og når sikkerhetsfaktoren $S > 1,4$ for dimensjonerende lasttilfelle.

Tredjedelspunktet for denne dammen: $B_{\text{bunn}}/3 = 3,63\text{m}$

For lasttilfellet HRV + is oppfyller dammen kravet til stabilitet mot velting. Resultanten faller innenfor kjernetverrsnittet (3,63m-7,27m) og $S > 1,4$.

Kontroll mot glidning			
Friksjonskoeffisient		$\tan(f)$	0,73
Sikkerhetsfaktor	S	F/H	1,23
Bruddkapasitet	F	$N*\tan(f+\text{alfa})$	866,94kN

Sikkerhetsfaktoren S i formelen skal være minimum 1,5 for lasttilfeller med dimensjonerende laster når det ikke regnes med kohesjon.

For lasttilfellet HRV + is oppfyller dammen ikke kravet til stabilitet mot glidning.

Sikkerhetsfaktoren S er mindre enn 1,5.

Vedlegg B

FEM-beregninger i DIANA
HIS-fil for 2D-modell, fast innspent

```
GEOMETRY POINT COORD P1 0 0 11
GEOMETRY POINT COORD P2 7.4 0 11
GEOMETRY POINT COORD P3 0 0 0
GEOMETRY POINT COORD P4 10.9 0 0
GEOMETRY POINT COORD P5 0 1 11
GEOMETRY POINT COORD P6 7.4 1 11
GEOMETRY POINT COORD P7 0 1 0
GEOMETRY POINT COORD P8 10.9 1 0
LABEL GEOMETRY POINTS
GEOMETRY LINE STRAIGHT L1 P1 P2
GEOMETRY LINE STRAIGHT L2 P2 P4
GEOMETRY LINE STRAIGHT L3 P4 P3
GEOMETRY LINE STRAIGHT L4 P3 P1
GEOMETRY LINE STRAIGHT L5 P1 P5
GEOMETRY LINE STRAIGHT L6 P2 P6
GEOMETRY LINE STRAIGHT L7 P3 P7
GEOMETRY LINE STRAIGHT L8 P4 P8
GEOMETRY LINE STRAIGHT L9 P5 P6
GEOMETRY LINE STRAIGHT L10 P6 P8
GEOMETRY LINE STRAIGHT L11 P8 P7
GEOMETRY LINE STRAIGHT L12 P7 P5
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S1 L1 L5 L9 L6
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S2 L3 L7 L11 L8
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S3 L5 L4 L7 L12
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S4 L9 L12 L11 L10
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S5 L6 L2 L8 L10
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S6 L1 L4 L3 L2
GEOMETRY BODY 6SURFS B1 S1 S2 S3 S4 S5 S6
UTILITY TABULATE GEOMETRY BODIES
MESHING DIVISION LINE ALL 8
MESHING DIVISION LINE L5 1
MESHING DIVISION LINE L6 1
MESHING DIVISION LINE L7 1
MESHING DIVISION LINE L8 1
MESHING DIVISION LINE L1 8
MESHING DIVISION LINE L9 8
MESHING DIVISION LINE L2 8
MESHING DIVISION LINE L4 8
MESHING DIVISION LINE L10 8
MESHING DIVISION LINE L11 8
MESHING DIVISION LINE L12 8
MESHING DIVISION LINE L3 8
PROPERTY MATERIAL MA1 ELASTIC ISOTROP 2.5E10 0.2
```

PROPERTY MATERIAL MA1 MASS DENSITY 2550.
PROPERTY ATTACH ALL MATERIAL MA1
PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT CO1 S2 X Y Z
CONSTRUCT SCURVE SC1 GLOBAL Z LIST 0 1 11 0
PROPERTY LOADS PRESSURE LO1 S3 110000.0
PROPERTY ATTACH LO1 SC1
PROPERTY LOADS PRESSURE LO2 L5 100000.0 X
PROPERTY LOADS GRAVITY LO4 ALL -9.82 3
MESHING GENERATE
DRAWING DISPLAY
LABEL MESH LOADS
LABEL GEOMETRY SURFACES
LABEL GEOMETRY POINTS
LABEL GEOMETRY LINES
LABEL GEOMETRY LINES OFF
EYE FRAME
EYE DIRECTION 0 -1 0

HIS-fil for 2D-modell, interface-elementer

```
GEOMETRY POINT COORD P1 0 0 11
GEOMETRY POINT COORD P2 7.4 0 11
GEOMETRY POINT COORD P3 0 0 0
GEOMETRY POINT COORD P4 10.9 0 0
GEOMETRY POINT COORD P5 0 1 11
GEOMETRY POINT COORD P6 7.4 1 11
GEOMETRY POINT COORD P7 0 1 0
GEOMETRY POINT COORD P8 10.9 1 0
LABEL GEOMETRY POINTS
GEOMETRY LINE STRAIGHT L1 P1 P2
GEOMETRY LINE STRAIGHT L2 P2 P4
GEOMETRY LINE STRAIGHT L3 P4 P3
GEOMETRY LINE STRAIGHT L4 P3 P1
GEOMETRY LINE STRAIGHT L5 P1 P5
GEOMETRY LINE STRAIGHT L6 P2 P6
GEOMETRY LINE STRAIGHT L7 P3 P7
GEOMETRY LINE STRAIGHT L8 P4 P8
GEOMETRY LINE STRAIGHT L9 P5 P6
GEOMETRY LINE STRAIGHT L10 P6 P8
GEOMETRY LINE STRAIGHT L11 P8 P7
GEOMETRY LINE STRAIGHT L12 P7 P5
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S1 L1 L5 L9 L6
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S2 L3 L7 L11 L8
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S3 L5 L4 L7 L12
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S4 L9 L12 L11 L10
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S5 L6 L2 L8 L10
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S6 L1 L4 L3 L2
GEOMETRY BODY 6SURFS B1 S1 S2 S3 S4 S5 S6
GEOMETRY SWEEP S2 S7 TRANSLATE TR1 0 0 -.5
UTILITY TABULATE GEOMETRY BODIES
MESHING DIVISION LINE ALL 8
MESHING DIVISION LINE L5 1
MESHING DIVISION LINE L6 1
MESHING DIVISION LINE L7 1
MESHING DIVISION LINE L8 1
MESHING DIVISION LINE L1 8
MESHING DIVISION LINE L9 8
MESHING DIVISION LINE L2 8
MESHING DIVISION LINE L4 8
MESHING DIVISION LINE L10 8
MESHING DIVISION LINE L11 8
MESHING DIVISION LINE L12 8
MESHING DIVISION LINE L3 8
MESHING DIVISION B2 8 1 1
MESHING TYPES B2 IS44 Q24IF
PROPERTY MATERIAL MA1 ELASTIC ISOTROP 2.5E10 0.2
PROPERTY MATERIAL MA2 ELASTIC INTERFAC 25E+9 25E+9 25E+9 25E+9 25E+9
25E+9
```

PROPERTY MATERIAL MA1 MASS DENSITY 2550.
PROPERTY ATTACH ALL MATERIAL MA1
PROPERTY ATTACH B2 MA2
PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT CO1 S7 X Y Z
CONSTRUCT SCURVE SC1 GLOBAL Z LIST 0 1 11 0
CONSTRUCT SCURVE SC2 GLOBAL X LIST 0 1 10.9 0
PROPERTY LOADS PRESSURE LO1 S3 110000.0
PROPERTY LOADS PRESSURE LO2 S2 110000.0
PROPERTY ATTACH LO1 SC1
PROPERTY ATTACH LO2 SC2
PROPERTY LOADS PRESSURE LO3 L5 100000.0 X
PROPERTY LOADS GRAVITY LO4 ALL -9.82 3
MESHING GENERATE
DRAWING DISPLAY
LABEL MESH LOADS
LABEL GEOMETRY SURFACES
LABEL GEOMETRY POINTS
LABEL GEOMETRY LINES
LABEL GEOMETRY LINES OFF

HIS-fil for 3D-modell med interface-elementer og poretrykk påført på den midterste delen

```
GEOMETRY POINT COORD P1 0 100 0
GEOMETRY POINT COORD P2 17.7418 94.2536 0
GEOMETRY POINT COORD P3 21.837 100.667 -.25
GEOMETRY POINT COORD P4 10.3904 103.996 -.2169
GEOMETRY POINT COORD P5 21.589 92.5016 -8.3741
GEOMETRY POINT COORD P6 24.625 101.67 -8.342
LABEL GEOMETRY POINTS
GEOMETRY LINE STRAIGHT L1 P1 P2
GEOMETRY LINE STRAIGHT L2 P2 P5
GEOMETRY LINE STRAIGHT L3 P1 P5
GEOMETRY LINE STRAIGHT L4 P4 P3
GEOMETRY LINE STRAIGHT L5 P3 P6
GEOMETRY LINE STRAIGHT L6 P4 P6
GEOMETRY LINE STRAIGHT L7 P4 P1
GEOMETRY LINE STRAIGHT L8 P3 P2
GEOMETRY LINE STRAIGHT L9 P6 P5
GEOMETRY SURFACE 3SIDES S1 L1 L2 L3
GEOMETRY SURFACE 3SIDES S2 L4 L5 L6
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S3 L1 L8 L4 L7
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S4 L8 L2 L9 L5
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S6 L3 L9 L6 L7
GEOMETRY BODY 5SURFS B1 S1 S2 S3 S4 S6
GEOMETRY POINT COORD P7 26.7878 89.1418 0
GEOMETRY POINT COORD P8 31.2855 94.2126 -.1598
GEOMETRY POINT COORD P9 26.2883 88.8694 -10.6303
GEOMETRY POINT COORD P10 34.6237 96.5259 -10.2072
GEOMETRY LINE STRAIGHT L10 P2 P7
GEOMETRY LINE STRAIGHT L11 P7 P9
GEOMETRY LINE STRAIGHT L13 P9 P5
GEOMETRY LINE STRAIGHT L14 P3 P8
GEOMETRY LINE STRAIGHT L15 P8 P10
GEOMETRY LINE STRAIGHT L16 P10 P6
GEOMETRY LINE STRAIGHT L17 P7 P8
GEOMETRY LINE STRAIGHT L18 P9 P10
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S7 L10 L11 L13 L2
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S8 L14 L15 L16 L5
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S9 L10 L17 L14 L8
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S10 L11 L18 L15 L17
GEOMETRY SURFACE 4SIDES S11 L13 L18 L16 L9
GEOMETRY BODY 6SURFS B2 S9 S11 S7 S10 S8 S4
GEOMETRY POINT COORD P11 66.9422 56.3129 .212E-1
GEOMETRY POINT COORD P12 71.2594 61.8721 -.1
GEOMETRY POINT COORD P13 67.5912 55.0369 -5.0749
GEOMETRY POINT COORD P14 73.5334 62.0721 -5.6493
GEOMETRY LINE STRAIGHT L19 P7 P11
GEOMETRY LINE STRAIGHT L20 P11 P13
GEOMETRY LINE STRAIGHT L21 P9 P13
```

GEOMETRY LINE STRAIGHT L22 P8 P12
 GEOMETRY LINE STRAIGHT L23 P8 P10
 GEOMETRY LINE STRAIGHT L24 P12 P14
 GEOMETRY LINE STRAIGHT L25 P10 P14
 GEOMETRY LINE STRAIGHT L26 P11 P12
 GEOMETRY LINE STRAIGHT L27 P13 P14
 GEOMETRY SURFACE 4SIDES S12 L19 L20 L21 L11
 GEOMETRY SURFACE 4SIDES S13 L22 L24 L25 L15
 GEOMETRY SURFACE 4SIDES S14 L22 L26 L19 L17
 GEOMETRY SURFACE 4SIDES S15 L26 L24 L27 L20
 GEOMETRY SURFACE 4SIDES S16 L25 L27 L21 L18
 GEOMETRY BODY 6SURFS B3 S14 S16 S12 S15 S13 S10
 GEOMETRY POINT COORD P15 87.4822 18.0532 .202E-1
 GEOMETRY POINT COORD P16 92.4972 24.7726 -.339E-1
 GEOMETRY LINE STRAIGHT L28 P11 P15
 GEOMETRY LINE STRAIGHT L29 P13 P15
 GEOMETRY LINE STRAIGHT L30 P12 P16
 GEOMETRY LINE STRAIGHT L31 P14 P16
 GEOMETRY LINE STRAIGHT L32 P15 P16
 GEOMETRY SURFACE 3SIDES S17 L28 L29 L20
 GEOMETRY SURFACE 3SIDES S18 L30 L31 L24
 GEOMETRY SURFACE 4SIDES S19 L26 L30 L32 L28
 GEOMETRY SURFACE 4SIDES S20 L27 L31 L32 L29
 GEOMETRY BODY 5SURFS B4 S17 S18 S19 S20 S15
 GEOMETRY SWEEP S16 S21 TRANSLATE TR1 0 0 -.5
 UTILITY TABULATE GEOMETRY BODIES
 MESHING DIVISION LINE ALL 8
 MESHING DIVISION LINE L12 60
 MESHING DIVISION LINE L19 60
 MESHING DIVISION LINE L21 60
 MESHING DIVISION LINE L22 60
 MESHING DIVISION LINE L25 60
 MESHING DIVISION LINE L28 40
 MESHING DIVISION LINE L29 40
 MESHING DIVISION LINE L30 40
 MESHING DIVISION LINE L31 40
 MESHING DIVISION LINE L34 60
 MESHING DIVISION LINE L36 1
 MESHING DIVISION LINE L37 1
 MESHING DIVISION LINE L38 1
 MESHING DIVISION LINE L39 1
 MESHING DIVISION B5 60 8 1
 MESHING TYPES B5 IS44 Q24IF
 PROPERTY MATERIAL MA1 ELASTIC ISOTROP 2.5E10 0.2
 PROPERTY MATERIAL MA2 ELASTIC INTERFAC 25E+9 25E+9 25E+9 25E+9 25E+9
 25E+9
 PROPERTY MATERIAL MA1 MASS DENSITY 2550.
 PROPERTY ATTACH ALL MATERIAL MA1
 PROPERTY ATTACH B5 MA2
 PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT CO1 S6 X Y Z

PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT CO2 S11 X Y Z
PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT CO3 S21 X Y Z
PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT CO4 S20 X Y Z
CONSTRUCT SCURVE SC1 GLOBAL Z LIST -11 1 .3E-1 0
CONSTRUCT SCURVE SC2 GLOBAL X LIST 26.2883 1 34.6237 0
PROPERTY LOADS PRESSURE LO1 S1 110000.0
PROPERTY LOADS PRESSURE LO2 S7 110000.0
PROPERTY LOADS PRESSURE LO3 S12 110000.0
PROPERTY LOADS PRESSURE LO4 S17 110000.0
PROPERTY LOADS PRESSURE LO5 S16 110000.0
PROPERTY ATTACH LO1 SC1
PROPERTY ATTACH LO2 SC1
PROPERTY ATTACH LO3 SC1
PROPERTY ATTACH LO4 SC1
PROPERTY ATTACH LO5 SC2
PROPERTY LOADS PRESSURE LO5 L1 95100.28 Y
PROPERTY LOADS PRESSURE LO6 L10 87000.78 Y
PROPERTY LOADS PRESSURE LO7 L19 77400.15 Y
PROPERTY LOADS PRESSURE LO8 L28 47300.00 Y
PROPERTY LOADS PRESSURE LO9 L1 30800.33 X
PROPERTY LOADS PRESSURE LO10 L10 49100.68 X
PROPERTY LOADS PRESSURE LO11 L19 63300.01 X
PROPERTY LOADS PRESSURE LO12 L28 88100.06 X
PROPERTY LOADS GRAVITY LO13 ALL -9.82 3
MESHING GENERATE
DRAWING DISPLAY
LABEL MESH LOADS
LABEL GEOMETRY SURFACES
LABEL GEOMETRY POINTS
LABEL GEOMETRY LINES
LABEL GEOMETRY LINES OFF
EYE FRAME

