

Hvelvdammer- Deformasjoner i vederlag

Kjersti Strifeldt Ittelin

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Leif Lia, IVM

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for vann- og miljøteknikk

Oppgavetekst

NTNU
Norges teknisk-naturvitenskapelige
universitet

Fakultet for ingeniørvitenskap
og teknologi
Institutt for vann- og miljøteknikk



MASTEROPPGÅVE

Student: *KJERSTI STRIFELDT ITTELIN*

Tittel: **KVELVDAMMAR – DEFORMASJONAR I VEDERLAG**

1 BAKGRUNN

Kvelvdammar byggast i hovudsak som to typer; i) slanke og armerte og ii) massive kvelvdammar. Begge damtypane overfører i større eller mindre grad kreftene over til vederlaga på sidene, slik at eigenskapane til vederlaga er ein viktig del av sikkerheten til dammane. Historisk sett har mange av dei alvorlege dambrota på kvelvdammar internasjonalt skjedd etter forskyvningar i vederlag. Medan total sikkerhetsfaktor for sjølve kvelvet vil ligge langt over vanlege krav til sikkerhet, vil i mange tilfeller sikkerhetsfaktoren til vederlaga vere lågare enn for sjølve betongkonstruksjonen.

Samvirket mellom kvelv og vederlag er viktig på mange måtar, men i hovudsak vil deformasjonar i vederlag føre til endring av opptredande spenningar i betongkvelvet. Det er i det norske dammiljøet lite kjent korleis slik deformasjonar påverkar konstruksjonane og det har vore lite forskning på temaet tradisjonelt sett. God bergkvalitet vil ikkje alltid gje alle svar, så forhold som svakhetssoner og oppsprekking vil endre den globale kapasiteten. Stadig betre rekneverktøy gjer at analyser som tidlegare ikkje har vore mogelege, no kan utførast raskt og med tilstrekkeleg sikkerhet til å gje oss gode svar. Hovudformålet med oppgåva er å finne samanhengane mellom deformasjonar i vederlag og kritiske spenningar i slanke og armerte kvelvdammar.

Multiconsult arbeider for tida med revurderingar på fleire kvelvdammar, og på den måten finnast det etablerte FEM-modellar for kvelvdammar. Formålet er å nytte eksisterande (generelle) FEM-modellar for å vurdere spenningsforholda.

2 ICOLD

Mykje av arbeidet med dammar og damsikkerhet i verda organiserast innanfor ICOLD – International Commission on Large Dams. Det finnst eigne grupper som arbeider med betongdammar og det finnst ei stor mengde litteratur på området. Det er naturleg at ICOLD vert bindeleddet ut mot internasjonal praksis og at nivået på litteraturen publisert i ICOLD dannar basis for oppgåva.

3 GJENNOMFØRING AV OPPGÅVA

Arbeidet med oppgåva kan delast inn i tre fasar:

3.1 *Bakgrunnsmateriale*

Tidlegare rapportar, teikningar, artiklar, bøker, programdokumentasjon m.m. dannar bakgrunnsmateriale for oppgåva. Materialet skal leie fram mot scenarier for deformasjonar og andre svekkingar av vederlag for kvelvdammar.

Metodar og modellar anna enn FEM-modellar må vurderast dersom det er tilgjengeleg. Enkle modellar for berekningar på oversiktsnivå må også vurderast.

Norske forhold og regelverk skal takast omsyn til i oppgåva, slik at det som vurderast har sterk relevans til slanke og armerte kvelvdammar i Noreg.

3.2 *Etablering av FEM-modell*

Situasjonar og forutsetningar som skal reknast på må definerast og verifiserast.

I samarbeid med Multiconsult skal det setjast opp ein FEM-modell for bruk i oppgåva. Det må nyttast tid til å finne eit eigna oppsett spesifikt for denne oppgåva. Ulike forutsetningar og situasjonar skal reknast i modellen slik at resultatata vert tilgjengelege i oppgåva. Resultata skal nyttast vidare i totalvurderingane for dammen.

3.3 *Resultat*

Resultat ifrå FEM-berekningar må samanliknast med forhold som har blitt rapportert for kvelvdammar internasjonalt og det må visast korleis dette påverkar sikkerheten til konstruksjonen. Det må i hovudsak skiljast mellom situasjonane

1. Ikkje signifikant svekking
2. Alvorleg svekking, krev tiltak
3. Brot på konstruksjonen

Det må visast korleis resultatata ifrå berekningar gjev føringar for val av tiltak for forsterking, der dette er nødvendig med tanke på damsikkerheten.

Arbeidet skal leie fram mot ein konklusjon.

4 KONTAKTPERSONAR

NTNU	Leif Lia, Professor, formell rettleiar
Multiconsult	Richard Duncumb, medrettleiar
NVE	Rune Engesæter

Det vil bli etablert ei uformell gruppe av alle master- og PhD-studentar som arbeider med betongdammar (5) på IVM.

Det vil i tillegg vere aktuelt å knytte kontakt med fagmiljø som er aktive innanfor studier av betongkonstruksjonar som Sintef Betong, EnergiNorge, NVE m.fl.

5 RAPPORTFORMAT, REFERANSAR OG ERKLÆRING

Oppgåva skal skrivast i eit tekstbehandlingsprogram slik at figurar, tabellar, foto osv. får god rapportkvalitet. Rapporten skal innehalde eit samandrag, ei innhaldsliste, ei liste over figurer og tabellar, ei litteraturliste og opplysningar om andre relevante referansar og kjelder. Oppgåva skal leverast i A4 format som pdf i DAIM og trykkast i tre eksemplar som leverast faglærer/institutt.

Samandraget skal ikkje ha meir enn 450 ord og skal være eigna for elektronisk rapportering.

Masteroppgåva skal ikkje leverast seinare enn mandag 11. juni 2012.

Trondheim, 16. januar 2012

Leif Lia
Professor

Sammendrag

Opp gjennom tidene har dambrudd i hvelvdammer ofte vært forårsaket av deformasjoner i vederlagene. Det har derfor vært av interesse å finne en metode som kan belyse hvor store deformasjoner som kan oppstå i vederlaget før det får sikkerhetsmessige konsekvenser for hvelvdammen.

I denne oppgaven har virkningen av deformasjoner i kun ett vederlag blitt analysert. Modellen som har blitt brukt er en 40 meter tynn enkelkrum hvelvdam. Som analyseverktøy har elementmetode- programmet ANSYS og betongdimensjonerings- programmet MultiCon blitt benyttet.

Resultatene av analysen er presentert som forskjellige skadeklasser. Klassifisering i skadeklasser ble brukt for å gi en ide om hvor kritisk en gitt forskyvning er, og hvilke tiltak som eventuelt må gjøres.

Resultatene viste at selv ved bortfall av de øverste 10 meter i vederlaget, vil ikke konstruksjonen gå til fullstendig dambrudd. Det vil kun oppstå lokal oppsprekking i den delen av hvelvet som forskyves. Lokalt brudd og dermed skadeklasse 3, oppstår for forskyvninger mellom 80 og 258 mm. Restkapasiteten i øvrige deler av hvelvet vil fortsatt gi en sikkerhet mot dambrudd.

For forskyvning mellom 124 og 709 mm av de øverste 15 meter i vederlaget, vil store deler av hvelvet være utnyttet over kapasiteten og det vil være fare for dambrudd (skadeklasse 4).

For forskyvninger mellom 14 og 58 mm av de øverste 36.5 meter av vederlaget, vil konstruksjonen være i skadeklasse 4 med fare for dambrudd.

I tilfeller der skaden på dammen fører til fare for lokalt brudd eller dambrudd, må supplerende undersøkelser og beregninger utføres. Hvis det etter nye undersøkelser viser seg nødvendig å bedre stabilitetsforholdene, kan utstøping, forankring eller reduksjon av poretrykk i vederlagene være alternativer for forbedringer.

Abstract

Arch dam failures have been caused by deformations in the abutments. Therefore, it has been of interest to find the dimension of the deformation that will influence the safety of the dam.

In this thesis, the effect of deformation in only one abutment has been analysed. The arch dam model used in the analysis, is a 40 m thin single curvature arch dam. The finite element analysis software *ANSYS*, and the concrete design software *MultiCon* has been used as analysis tools.

The results of the analysis has been classified in different classes of structural damage. The classification has been used to give an idea of how critical a given deformation is, and what action may be done to improve the stability of the structure.

The results indicate that even with no strength left in the upper 10 meters of the abutment, the construction will not fail. It will only cause local cracking in that part of the dam which is deformed. Local failure and thus 3rd class, occurs when the deformation is between 80 and 258 mm. The capacity in the remaining part of the arch dam, will provide against dam breach.

A deformation between 124 and 709 mm in the upper 15 meters of the abutment, will result in a utilization factor greater than 100% in large parts of the arch dam. This may result in a dam breach.

A deformation between 14 and 58 mm in the upper 36.5 meters of the abutment, may result in a dam breach.

At the risk of local or total collapse of the dam, supplementary examinations and calculations should be performed. If an improvement of the stability conditions is still required, anchoring or reduction of pore pressure in the abutment should be done to improve the safety of the dam.

Forord

Først vil jeg takke Multiconsult med Richard Duncumb, Stig Arne Strokkenes, Erlend Eithun Åsheim, Andrew Bekkelund og Trine Indergård Carr.

De har bidratt med oppfølging og støtte, både i forbindelse med numerisk analyse, dam fag generelt, oppgavetekst og befaring. Altså hjelp til det meste!

Videre takker jeg Leif Lia for god veiledning.

Torstein Tjelde, Christian Bue, Bjørn Erik Bue, Kristin Strifeldt Ittelin, Kjersti M. Often og Øystein Rønningen fortjener også en takk for tiden de har brukt på meg og oppgaven min.

Oppgaven er et resultat av samarbeidet med Richard Duncumb (Multiconsult) og Leif Lia. De kunne tilby en oppgave som går ut på å analysere effekten av deformasjoner i vederlag på spenninger i hvelvdammer. Jeg valgte denne oppgaven fordi det er en fin måte å kombinere konstruksjonsfag med vassdragsteknikk. Samtidig var det en god anledning til å lære et nytt analyseverktøy, elementmetode- programmet ANSYS. I tillegg er hvelvdammer imponerende konstruksjoner som vekker min interesse.

En eksisterende elementmodell av hvelvdammen ble benyttet som utgangspunkt for analysene. Siden jeg ikke hadde erfaring med programvaren fra før, har MultiConsult stilt med både modell og rettleiding. Første del av perioden ble brukt til å sette meg inn i modellen.

Når analysene etterhvert var klare, kom det fram at ANSYS alene ikke kunne benyttes for å beregne spenningene i betonghvelvet. MultiConsult har imidlertid en egenutviklet programvare for å løse også dette. Etersom jeg allerede hadde brukt mye tid på å sette meg inn i ANSYS, stilte MultiConsult v/ Erlend Eithun og Andrew Bekkelund med betongdimensjoneringen.

Litteraturen er ikke basert på ICOLD publikasjoner. Det kommer av at litteraturen som er tilgjengelig ikke har vært relevant. For å få tilgang på alle publikasjonene kreves egen brukertilgang.

Dato 11-06-2012

Kjersti Strifeldt Ittelin

1 Innholdsfortegnelse

Oppgavetekst.....	I
Sammendrag.....	V
Abstract.....	VII
Forord.....	IX
1 Innholdsfortegnelse.....	XI
2 Symbolliste	XV
3 Forklaring av ord	XVII
4 Figurliste, tabelliste	XIX
4.1 Figurliste	XIX
4.2 Tabelliste.....	XX
5 Innledning.....	2
5.1 Bakgrunn.....	2
5.2 Gjennomføring av oppgaven.....	2
5.3 Oppgavens avgrensning.....	3
6 Teori	4
6.1 Hvelvdammer.....	4
6.1.1 Tynne eller tykke hvelvdammer	4
6.2 Vederlagets egenskaper.....	6
6.3 Effekt av vederlagets deformasjonsmodul på hvelvdammer.....	7
6.3.1 J.R. Rydzewski	7
6.3.2 Division of Dam Safety and Inspections.....	7
6.4 Analysemetoder	10
6.4.1 Sylindermetoden.....	11
6.4.2 Skallteori	11
6.4.3 Prøvelasmetoden.....	11
6.4.4 Endelig element metoden	13
6.4.5 ANSYS Structural Mechanics	15
6.4.6 MultiCon	15
6.5 Klassifisering	19
6.6 Dimensjonering.....	20
6.6.1 Materialfaktorer.....	20
6.7 Laster	20

6.7.1	Lastkoeffisienter	21
6.7.2	Lastvirkninger.....	22
6.8	Tiltak.....	22
6.8.1	Undersøkelse av stabilitet i fundament.....	22
6.8.2	Overvåking og instrumentering.....	23
6.8.3	Forbedring av stabilitet	23
7	Metode.....	24
7.1	Analysemetode	24
7.2	Geometri.....	24
7.3	Elementtype.....	26
7.4	Modellering av forskyvning i høyre vederlag.....	28
7.5	Randbetingelser	29
7.6	Prosjekteringsgrunnlag.....	32
7.6.1	Betong.....	32
7.6.2	Armering	33
7.7	Laster	34
7.8	Lastkombinasjoner	35
7.9	Skadeklasser	35
8	Resultat	38
8.1	Verifikasjon av modell.....	38
8.1.1	Validering av laster	38
8.1.2	Forskyvningsplot.....	38
8.2	Dimensjonerende lastkombinasjoner	42
8.3	Deformasjon.....	43
8.4	Maksimal kapasitetsutnyttelse.....	45
8.4.1	Bruddgrensetilstand	45
8.4.2	Ulykkesgrensetilstand	49
9	Diskusjon.....	50
9.1	Deformasjon $-E_f/E_c$	50
9.2	Variasjon mellom vederlagene	50
9.3	Utstrekning av vederlaget som deformeres.....	53
9.4	Skadeklasser i bruddgrensetilstand.....	53
9.4.1	Set 0	53

9.4.2	Sett 1-3	55
9.4.3	Sett 4-6	55
9.4.4	Sett 7-9	56
9.5	Skadeklasser i ulykkesgrensetilstand.....	58
9.6	Totalvurdering av skadeklasse.....	58
9.6.1	Oppførselen av tynne i forhold til massive hvelvdammer.....	59
9.7	Innvirkning av modulforholdet E_f/E_c	59
9.8	Tiltak.....	59
9.8.1	Bruddgrensetilstand	59
9.8.2	Ulykkesgrensetilstand.....	60
9.9	Tolkning av resultat.....	61
9.10	Feilkilder.....	61
10	Konklusjon	62
11	Referanser	64
12	Vedleggsoversikt.....	66
12.1	Vedlegg 1.....	68
12.1.1	Formler for beregning av skjærkrefter.....	68
12.2	Vedlegg 2.....	70
Laster- OLC.....		70
12.2.1	OLC1 – Egenvekt av betongkonstruksjonen.....	70
12.2.2	OLC2 – Vanntrykk ved HRV	71
12.2.3	OLC3 – Vanntrykk ved dimensjonerende flomvannstand (DFV)	72
12.2.4	OLC4 – Vanntrykk ved påregnelig maksimal flom (PMF).....	73
12.2.5	OLC5 – Is last, Hel dam.....	74
12.2.6	OLC6 Is trykk, Halv dam.....	75
12.3	Vedlegg 3.....	76
12.3.1	Lastkombinasjonsmatrise	76
12.4	Vedlegg 4.....	78
12.4.1	USUM-BAS.....	78
12.5	Vedlegg 5.....	80
12.5.1	Ulykkesgrensetilstand.....	80
12.6	Vedlegg 6.....	84
12.6.1	CD: UR plot og responsplot.....	84

E	[MPa]	Elastisitetsmodul
E_c	[MPa]	Betongens elastisitetsmodul
E_{cd}	[MPa]	Dimensjonerende verdi for betongens elastisitetsmodul
E_f / E_r	[MPa]	Deformasjonsmodul (r-rock, f-fjell)
f_{cd}	[MPa]	Dimensjonerende betongtrykkfasthet
f_{c2d}	[MPa]	$f_{c2d} = f_{cd} / (0.8 \text{ ‰} + \epsilon_1)$
f_{cn}	[MPa]	Betongtrykkfasthet
f_d	[MPa]	Dimensjonerende materialfasthet
F_d	[kPa]	Dimensjonerende last
F_k	[kPa]	Karakteristisk last
f_k	[MPa]	Konstruksjonsfasthet
f_{sd}	[MPa]	Dimensjonerende flytespenning i armering
f_{sy}	[MPa]	Karakteristisk flytespenning i armering
V_α	[MPa]	Dimensjonerende skjærlast
$V_{c\alpha}$	[MPa]	Skjærstrekkkapasitet
V'_{ca}	[MPa]	Skjærtrykkkapasitet
V_r	[MPa]	Kapasitet av skjærarmoring
Y_b	kN/m ³	Tyngdetetthet for armert betong
y_L	-	Lastkoeffisient
y_m	-	Materialfaktor
y_c	-	Materialfaktor betong
y_s	-	Materialfaktor armering
Q_{1000}	m ³ /s	1000-års flom
Q_{500}	m ³ /s	500-års flom
ϵ_1	-	Maksimal strekktøyning i betong 90 grader på ytre armering
ϵ_{sy}	-	Maks tøyning i armering
ϵ_{su}	-	Bruddtøyning i armering
σ_c	[MPa]	Maksimal trykkspenning i betong
σ_{MAX}	[MPa]	Maksimal armeringsspenning ($f_{sd} = f_{cn} / Y_m$)
σ_s	[MPa]	Armeringsspenning

3 Forklaring av ord

ADSAS	Arch Dam Stress Analysis System
APDL	ANSYS Parametric Design Language
BAS	Lastkombinasjoner (MultiCon-terminologi)
DFV	Dimensjonerende Flomvannstand
FEM	Finite Element Method / Endelig element metoden
GUI	Grafisk brukergrensesnitt
HRV	Høyeste Regulerte Vannstand
NS3473	Norsk Standard: Prosjektering av betongkonstruksjoner
NVE	Norges vassdrags- og energidirektorat
OLC	Lasttilfeller / Original Load Case (MultiCon-terminologi)
PLS	Plastic Limit State eller Ulykkesgrensekontroll
PMF	Påregnelig Maksimal Flom
SLS	Serviceability Limit State / Bruksgrensekontroll
ULS	Ultimate Limit State / Bruddgrensekontroll
UR	Utnyttelsesforhold / Utilization Ratio

4 Figurliste, tabelliste

4.1 Figurliste

Figur 1 Brudd av vederlag i Sweetwater Dam (San Diego History, 2012)	5
Figur 2 Brudd av Malpasset (Le Barrage de Malpasset, 2007).....	5
Figur 3 Spennings- deformasjonskurve målt i fjellmasser. Figuren viser målt deformasjon på x-aksen og påført spenning på y-aksen (Palmstrøm & Singh, 2001).....	6
Figur 4 Hydrostatisk utbøying av høyeste vertikallamell for E_f/E_c =fast innspent, 2, 1 0.5 og 0.25.....	8
Figur 5 Hydrostatiske spenninger i vertikallamellene på nedstrøms side for uniform og varierende deformasjonsmoul mellom vederlagene.....	9
Figur 6 Deformasjon av høyeste vertikallamell for varierende deformasjonsmoduler med dybden av vederlaget. Hydrostatisk last.....	10
Figur 7 Lengdesnitt av hvelvdam med bue og vertikallameller i prøvelastmetoden (Arch dams, 1999).	12
Figur 8 Forskyvninger og rotasjoner for bue og kragbjelken (Arch dams, 1999).	12
Figur 9 Elementer med felles noder.....	13
Figur 10 Armert betongelement påført overflatekrefter og bøyemomenter.....	16
Figur 11 Lokalt koordinatsystem.....	16
Figur 12 Geometri komplett dam sett fra oppstrøms side.....	25
Figur 13 Geometri av Solid45 (2012 ANSYS).....	26
Figur 14 Plot av FE-modell, oppstrøms side.....	27
Figur 15 Fast innspente randbetingelser.....	30
Figur 16 Deformasjon av høyre vederlag over kote 295 m.	30
Figur 17 Deformasjon av høyre vederlag over kote 290 m.	31
Figur 18 Deformasjon av høyre vederlag over kote 268.5 m.....	31
Figur 19 Arbeidsdiagram betong (NS3473, 2003)	33
Figur 20 Spennings-tøyning relasjon for armering (NS3473, 2003).....	34
Figur 21 Plot av X1 for Sett 0. Maks X1=74 %. Skadeklasse 1.	36
Figur 22 Plot av SR for Sett 0. Maks SR= 1115 %. Skadeklasse 2.....	36
Figur 23 Plot av Y2 for Sett 9. Maks Y2= 999 %. Skadeklasse 3,brudd i damfot.	37
Figur 24 Plot av SC for Sett 6. Maks SC = 999 %. Skadeklasse 4.	37
Figur 25 Deformasjon av midtre vertikallamell for Egenvekt dam.....	39
Figur 26 Deformasjon av midtre vertikallamell for vanntrykk, HRV.	39
Figur 27 Deformasjon av midtre vertikallamell for vanntrykk, PMF.	40
Figur 28 Deformasjon av damkrone for Egenvekt dam.....	41
Figur 29 Deformasjon av damkrone for vannlast ved HRV	41
Figur 30 Deformasjon av damkrone for vann last ved PMF.	42
Figur 31 Varierende forhold E_f/E_c over kote 295 m	44
Figur 32 Varierende forhold E_f/E_c over kote 290 m	44

Figur 33 Varierende forhold E_f/E_c over kote 268.5 m.....	45
Figur 34 Maksimalt utnyttelsesforhold i bruddgrensetilstand for Sett 0.....	46
Figur 35 Maks verdi av X1-SC i bruddgrensetilstand for Sett 1, 2 og 3.	46
Figur 36 Maks verdi av X1-SC i bruddgrensetilstand for Sett 4, 5 og 6.	47
Figur 37 Maks verdi av X1-SC i bruddgrensetilstand for Sett 7, 8 og 9.	47
Figur 38 Maks verdi av SR i bruddgrensetilstand for Sett 1, 2 og 3.	48
Figur 39 Maks verdi av SR i bruddgrensetilstand for Sett 4, 5 og 6.	48
Figur 40 Maks verdi av SR i bruddgrensetilstand for Sett 7, 8 og 9.	49
Figur 41 UR plot av X2 for Sett 7,8 og 9	51
Figur 42 Utnyttelsesforhold av horisontal lengdearming nedstrøms (X1) og oppstrøms (X2) side for Sett 9.....	52
Figur 43 Moment M2 [kNm/m] for lastene egenvekt (til venstre) og DFV (til høyre). Resultatene gjelder for Sett 0. Oppstrøms side (face 2) er til venstre, positiv 3-retning.	54
Figur 44 UR plot av Y2 for Sett 0. Maks Y2 er 618 %.....	54
Figur 45 UR plot av SR i Sett 8 og 9.	57
Figur 46 Transformasjon av krefter.....	68
Figur 47 OLC1	70
Figur 48 OLC2	71
Figur 49 OLC-3.....	72
Figur 50 OLC-4.....	73
Figur 51 OLC-5.....	74
Figur 52 OLC-6.....	75
Figur 53 Maksimalt utnyttelsesforhold i ulykkesgrensetilstand for Sett 0.....	80
Figur 54 Maks verdi av X1-SC i ulykkesgrensetilstand for Sett 1, 2 og 3.	81
Figur 55 Maks verdi av X1-SC i ulykkesgrensetilstand for Sett 4, 5 og 6.	81
Figur 56 Maks verdi av X1-SC i ulykkesgrensetilstand for Sett 7, 8 og 9.	82
Figur 57 Maks verdi av SR i ulykkesgrensetilstand for Sett 1, 2 og 3.....	82
Figur 58 Maks verdi av SR i ulykkesgrensetilstand for Sett 4, 5 og 6.....	83
Figur 59 Maks verdi av SR i ulykkesgrensetilstand for Sett 7, 8 og 9.....	83
Figur 60 Skjærkraften V2 i tverrsnitt ($y=2.38$ m).....	85
Figur 61 Skjærkraften V2 i plant snitt, $z= 302.97$ m.	86

4.2 Tabelliste

Tabell 1 Spenningstilstanden i en hvelvdam som funksjon av forhold E_f/E_c (Rydzewski, 1965).....	7
Tabell 2 Beskrivelse av komponenter i formel 2.....	17
Tabell 3 Beskrivelse av komponenter i formel 3.....	18
Tabell 4 beskrivelse av komponenter i formel 4-6.....	19
Tabell 5 Klassifiseringskriterier (Damsikkerhetsforskriften, 2010).....	19
Tabell 6 Flomstørrelser som skal legges til grunn ved dimensjonering og kontroll av vassdragsanlegg (Retningslinjer for laster og dimensjonering, 2003).....	21

Tabell 7 Lastkoeffisienter for betongdammer	22
Tabell 8 Materialelegenskaper – Betong B25	32
Tabell 9 Materialelegenskaper – armeringsstål B500C.....	33
Tabell 10 Laster.....	34
Tabell 11 Lastkombinasjoner.....	35
Tabell 12 Skadeklasser	35
Tabell 13 Beregnet vanntrykk på damfot.....	38
Tabell 14 Dimensjonerende lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand.....	43
Tabell 15 Dimensjonerende lastkombinasjoner i ulykkesgrensetilstand	43
Tabell 16 Skadeklasser i Sett 0	53
Tabell 17 Skadeklasser i Sett 1-3.....	55
Tabell 18 Skadeklasser i Sett 4-6.....	56
Tabell 19 Skadeklasse i Sett 7-9.....	56
Tabell 20 Totalvurdering av sikkerheten til konstruksjonen	58
Tabell 21 Tiltak i bruddgrensetilstand	60
Tabell 22 Tiltak i ulykkesgrensetilstand	60
Tabell 23 Konsekvens av deformasjon i vederlag.....	62
Tabell 24 Lastkombinasjonsmatrise	76
Tabell 25 Maksimal deformasjon for tilhørende dimensjonerende lastkombinasjon.....	78

5 Innledning

5.1 Bakgrunn

Historisk sett har mange av de alvorlige dambruddene på hvelvdammer internasjonalt skjedd etter forskyvninger i vederlag. Hvelvdammer setter store krav til fundamentet på sidene, *vederlagene*, på grunn av systemet for kraftoverføring fra dam til fjell.

Selv om sikkerhetsfaktoren for selve hvelvet ofte vil ligge langt over vanlige krav til sikkerhet, vil i mange tilfeller sikkerhetsfaktoren til vederlagene være lavere enn for selve betongkonstruksjonen. Vederlagets stabilitet er derfor meget avgjørende for sikkerheten av hvelvdammer.

Deformasjoner i vederlag vil føre til endring av opptredende spenninger i betonghvelvet. Det er i det norske dammiljøet lite kjent hvordan slike deformasjoner påvirker konstruksjonene og det har tradisjonelt vært lite nasjonal forskning på temaet.

Det er gjennomført en del undersøkelser på krefter som oppstår i hvelvdammer ved bevegelse av vederlag internasjonalt. Men norske dammer er bygd tynnere og med mer armering enn i utlandet, og vil derfor respondere annerledes hvis det oppstår bevegelse i vederlagene. Det er derfor viktig at det settes fokus på oppførselen av tynne og armerte hvelvdammer i Norge.

5.2 Gjennomføring av oppgaven

Hovedformålet med oppgaven er å finne sammenhengen mellom deformasjoner i vederlag og kritiske spenninger i slanke og armerte hvelvdammer.

Et litteraturstudium av tidligere publiserte artikler, bøker med mer danner bakgrunns materialet for oppgaven.

Norske forhold og regelverk er tatt hensyn til i oppgaven, slik at det som vurderes har sterk relevans til hvelvdammer i Norge.

Multiconsult har flere oppdrag i forbindelse med revurdering og forslag til tiltak på store hvelvdammer i Norge, og på den måten har de etablerte elementmodeller av hvelvdammer. Ettersom oppgaven er et samarbeid med Multiconsult har det vært mulig å benytte en eksisterende elementmodell av en tynn hvelvdam i analysene. Det er også grunnen til at elementmetode- programmet ANSYS og betongdimensjoneringsprogrammet MultiCon brukes som analyseverktøy i oppgaven.

Resultatene fra analysen gir utnyttelsesforholdet av konstruksjonen. For å vise sammenhengen mellom deformasjon i vederlag og sikkerheten i konstruksjonen, deles de ulike tilfellene inn i skadeklasser etter hvor stor kapasitetsutnyttelsen av dammen er. Klassifiseringen gir en viss ide om hvor store deformasjoner som kan

oppstå i vederlaget før det har en sikkerhetsmessig innvirkning på hvelvdammen, og hvilke tiltak som eventuelt må gjøres for å bedre stabiliteten.

5.3 Oppgavens avgrensning
Analysen utføres for en tynn enkelkrum hvelvdam, med deformasjoner i kun ett vederlag.

Resultatene vil avspeile oppførselen til en enkelt dam. For å få en mer generell ide om spenningsresponsen i tynne hvelvdammer, må det gjøres forsøk på flere ulike tilfeller. Oppgaven vil derfor i stor grad gå ut på å vurdere om metoden som benyttes i analysen er anvendelig for videre forsøk.

6 Teori

6.1 Hvelvdammer

Buen som konstruksjonselement utnytter kraftoverføring ved trykk. Denne buevirkningen utnyttes spesielt i hvelvkonstruksjoner av betong, som har begrenset strekkapasitet.

Det primære målet for utforming av en hvelvdam er å finne den bueformen som utnytter materialene optimalt innenfor de fastsatte spenningsgrensene.

Den enkleste formen på en hvelvdam er vertikal sylindrisk vannside. Med andre ord en dam med konstant radius, eller enkeltkrum hvelvdam. Bueformen i horisontalplanet overfører vann og islaster til vederlagene for å være stabil. Enkeltkrumme hvelvdammer blir foretrukket fordi de er enkel i formen.

Vertikallamell er en del av dammen bundet mellom to vertikale radielle plan med 1 meter mellom dem. Høyeste vertikallamell er definert som den vertikale utkrageren med størst høyde. Maksimale forskyvninger vil opptre på den høyeste vertikallamellen i symmetriske dammer (Engineers, 1994).

6.1.1 Tynne eller tykke hvelvdammer

I Norge har vi gjennomgående bygd tynne armerte hvelvdammer, mens det internasjonalt stort sett bygges massive hvelvdammer. Noen av de massive hvelvdammene er uten armering selv med like høye opptredene spenninger som det vi har i Norge. Minimumstykkelsen for disse dammene er da større enn det vi har i våre armerte dammer.

En av grunnene til at vi bygger tynne hvelvdammer i Norge er at mange dammer ligger på steder som er vanskelig å komme til, slik at produksjon av betong er kostbart. I tillegg er bygge sesongen kort der dammene ligger høyt til fjells (Guttormsen, 2006). Definisjonen på tynne skall, eller tynne hvelvdammer, er vist i formel 1.

$$\frac{t}{R} < \frac{1}{20} \quad (1)$$

, der t er cylindertykkelsen og R er radiusen (Skeie, 2007).

Beredskapskontoret i Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) vil kunne påvirke tykkelsen av dammen. Anlegg i konsekvensklasse 3 og 4 skal dimensjoneres og kontrolleres for laster fra tilsiktede aksjoner i fred, under beredskap og i krig (Damsikkerhetsforskriften, 2010). For to av våre store tykke hvelvdammer, Førrevassdammen og Altadammen, har styrken og sikkerheten mot krigshandlinger vært bestemmende for tykkelsen (Guttormsen, 2006).

Det er gjort en del undersøkelser på krefter som oppstår i hvelvdammer ved bevegelse av vederlag internasjonalt, men det gjelder stort sett for massive hvelvdammer. Siden norske dammer er slankere og tyngre armert enn i utlandet, vil de derfor respondere annerledes hvis det oppstår bevegelse i vederlagene.

Sweetwater Dam er et eksempel på en massiv hvelvdam. Da reservoaret i 1916 over toppet damkronen med 1.1 m, brøt elven Sweetwater gjennom nordre vederlag som vist i figur 1. Dam konstruksjonen sto igjen tilnærmet uskadet. Men elven hadde erodert bort nok materiale i begge vederlagene til å tappe 2/3 av reservoaret i en flodbølge (Reynolds, 2008).



Figur 1 Brudd av vederlag i Sweetwater Dam (San Diego History, 2012)

Malpasset er et eksempel på en dobbelkrum tynn hvelvdam. I 1959 gikk dammen til brudd etter en sakte førstegangs oppfyllingsperiode, vist i figur 2. Bruddet oppsto på grunn av bevegelse i venstre vederlaget, som førte til at dammen roterte om høyre vederlag før den slutt kollapset (Arch dams, 1999).



Figur 2 Brudd av Malpasset (Le Barrage de Malpasset, 2007)

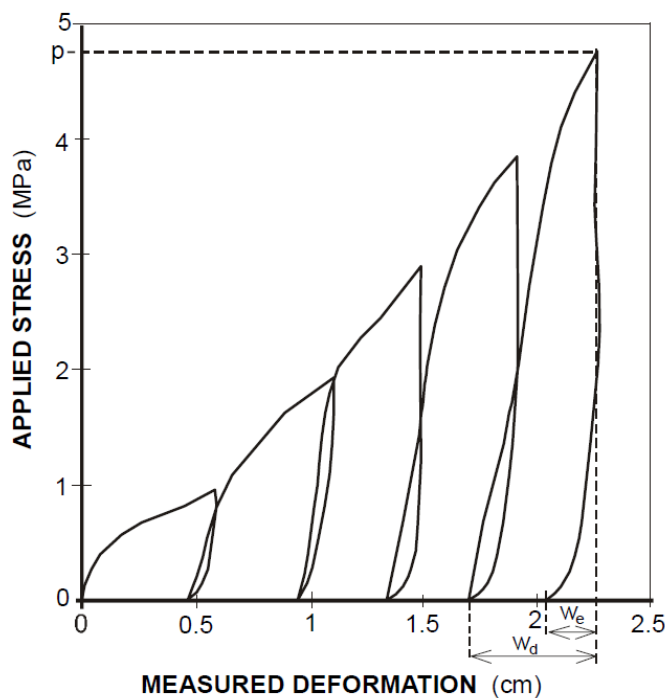
6.2

Vederlagets egenskaper

Sikkerhetsfaktoren mot brudd i selve betonghvelvet er ofte stor, men når svakheter som sprekker og anisotropi i vederlaget er til stede vil styrken av en hvelvdam reduseres. Brudd av hvelvdammer har i mange tilfeller begynt ved vederlaget. Derfor er det nødvendig å innlemme vederlagets deformasjonsegenskaper i dimensjoneringsmetodene.

Deformasjonsegenskaper er karakterisert med en modul som beskriver sammenhengen mellom påført last og resulterende tøyning. Siden fjellmasser ikke oppfører seg elastisk er det blitt bruk for betegnelsen deformasjonsmodul istedenfor elastisitetsmodul.

- Elastisitetsmodul eller Youngs modul (E): Forholdet mellom spenning og korresponderende tøyning i det elastiske området.
- Fundamentets Deformasjonsmodul (E_f eller E_r): Forholdet mellom spenning og korresponderende tøyning under belastning av fjell massene, inkludert elastisk (w_e) og plastisk oppførsel (w_d) vist i figur 3 (Palmstrøm & Singh, 2001).



Figur 3 Spenning- deformasjonskurve målt i fjellmasser. Figuren viser målt deformasjon på x-aksen og påført spenning på y-aksen (Palmstrøm & Singh, 2001).

6.3 Effekt av vederlagets deformasjonsmodul på hvelvdammer

En hvelvdam motstår store deler av vanntrykket og andre laster ved å overføre dem til vederlagene. Det er derfor gjort studier på innvirkningen av vederlagets deformasjonsmodul på spenningene i dammen (Arch dams, 1999).

6.3.1 J.R. Rydzewski

The National Laboratory of Civil Engineering of Lisbon har gjennomført en tallrik mengde modellstudier på innflytelsen vederlagets deformasjonsegenskaper har på spenningstilstanden i hvelvdammer.

I studien er forholdet $E_f/E_c = 1$ brukt som referanse. Konklusjonen (på et veldig generelt nivå), er at spenningstilstanden varierer som funksjon av forholdet mellom E_f og E_c som vist i tabell 1. For verdier over 1 er innflytelsen av E_f/E_c liten. Det samme gjelder for forhold med verdier mellom 1 og $1/4$. For verdier mindre enn $1/8$ er påvirkningen av E_f/E_c viktig. Og for verdier under $1/16$ er oppførselen til konstruksjonen i grunnen avhengig av vederlagene.

Av praktiske og økonomiske årsaker vil det derfor ikke være nødvendig å som en regel vurdere påvirkningen av deformasjoner i vederlaget på spenningstilstanden til hvelvet, unntatt for tilfeller der forholdet $E_f/E_c < 1/8$ (Rydzewski, 1965).

Tabell 1 Spenningstilstanden i en hvelvdam som funksjon av forhold E_f/E_c (Rydzewski, 1965).

E_f/E_c	Innflytelse
>1	Liten
1- 1/4	Liten
1/4 - 1/8	Viktig
1/8 -1/16	Veldig viktig

6.3.2 Division of Dam Safety and Inspections

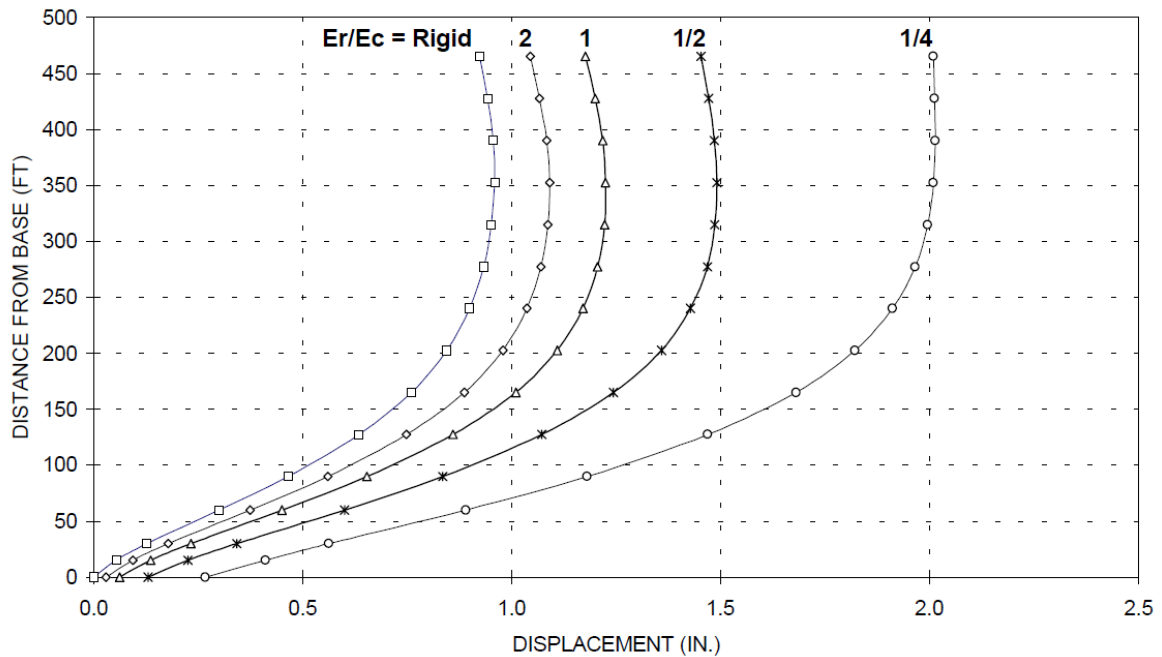
Avhengig av type materiale og diskontinuiteter tilstede i fjellet, kan verdien av vederlagets deformasjonsmodul variere betydelig mellom vederlagene eller med dybden. Resultatene fra en parametrisk studie av Morrow Point Dam er brukt for å demonstrere betydningen av vederlagets deformasjonsmodul på deformasjon- og spenningsresponsen i hvelvdammer.

Morrow Point Dam er en tynn hvelvdam med kronelengde på 238 m og høyde 143 m.

- 1) Virkning av variasjon i vederlagets deformasjonsmodul på forskyvninger av høyeste vertikallamell.

Hydrostatisk utbøyning av den høyeste vertikallamellen for variable verdier av E_f (E_r) er vist i figur 4. 1.0 inches (IN.) tilsvarer 25.4 mm og 1 feet (FT) tilsvarer 0.3048 m.

Vanntrykket er påført oppstrøms side av dammen. Deformasjonsmodulen er lik over begge vederlagene.

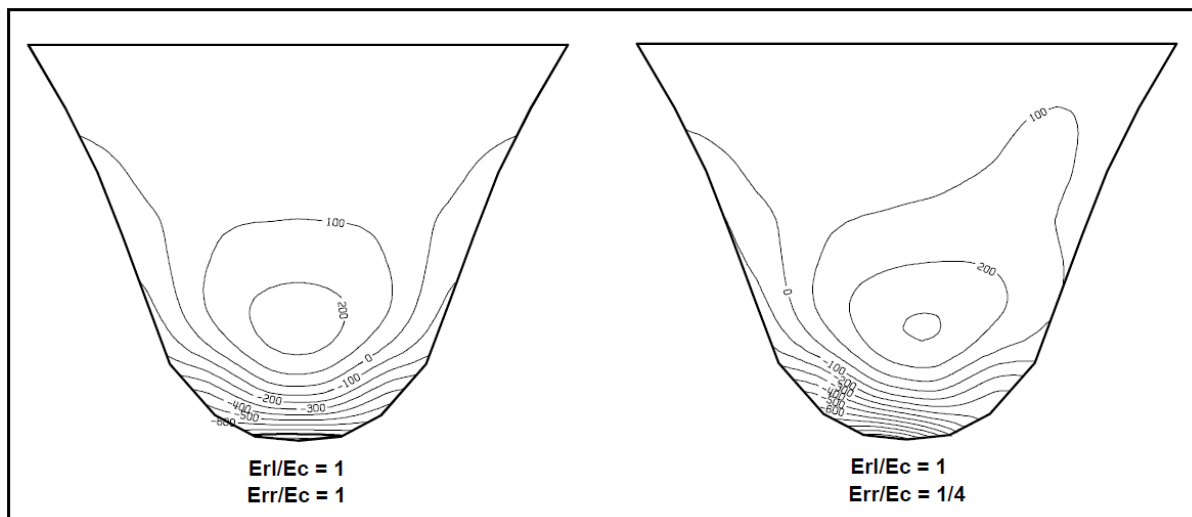


Figur 4 Hydrostatisk utbøying av høyeste vertikallamell for E_f/E_c =fast innspent, 2, 1 0.5 og 0.25.

Grafene viser at deformasjonen er mer sensitiv for modulforhold som er mindre enn 1.0, og at de spesielt øker når forholdet er mindre enn 0.5.

2) Variasjon i forholdet E_f/E_c mellom vederlagene

Forskjell i deformasjonsmodul mellom vederlagene tenderer å vri deformasjonene og spenningsfordelingen i dammen mot det svakeste vederlaget (figur5). Dette øker spenningsene innad dam kroppen og forårsaker spenningskonsentrasjoner nær damfoten. Økningen av spenningsverdiene avhenger av modulforholdet mellom vederlagene og mellom vederlag og betong.



Figur 5 Hydrostatiske spenninger i vertikallamellene på nedstrøms side for uniform og varierende deformasjonsmodul mellom vederlagene.

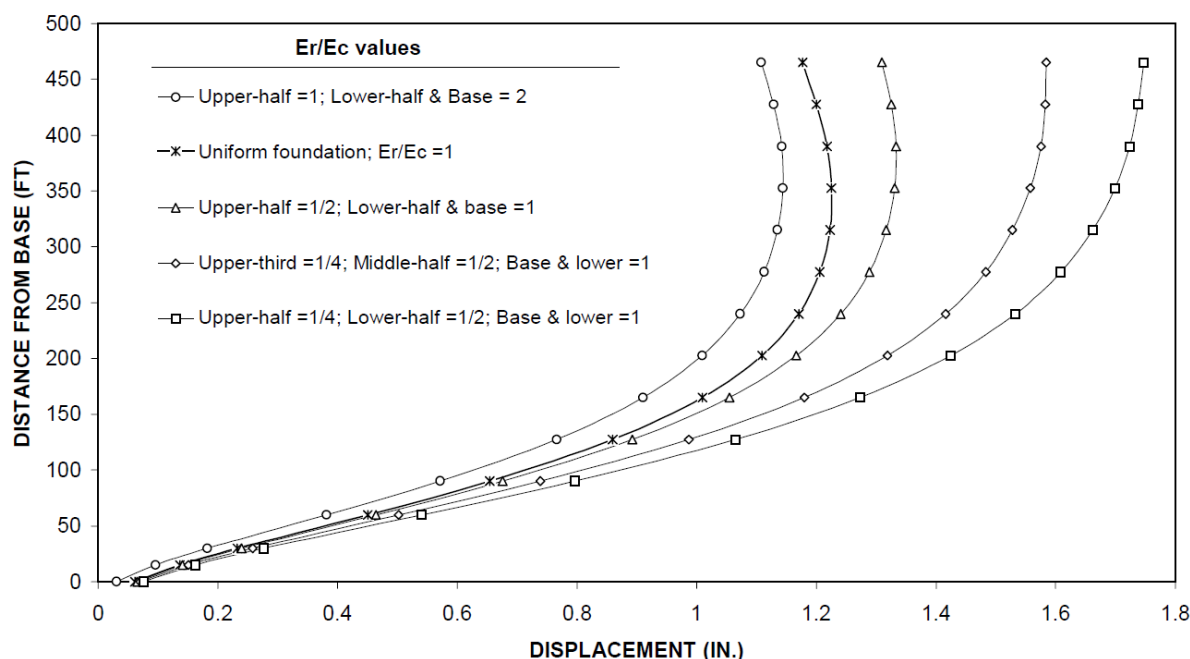
Det er gjort en sensitivitetsanalyse med $E_f / E_c = 1$ for venstre vederlag, og 1, 1/2 og 1/4 for høyre vederlag. Resultatene indikerer at mens spenningene øker på den svake vederlagssiden, endrer bare verdiene på den sterke siden seg så vidt.

Forskjell i deformasjonsmodul mellom vederlagene øker strekkspenningene i buen nær dam basen, med større verdier på oppstrøms side konsentrert på den stiveste vederlagssiden. Strekkspenningene på nedstrøms side konsentreres på den svakere siden.

3) Variasjon av E_f / E_c over dybden

Vederlagets deformasjonsmodul kan variere betydelig med dybden. For eksempel vil deformasjonsmodulen til et sterkt værslitt øvre vederlagsområde være mindre enn i de lavere delene av vederlaget. Effekten av svakere øvre vederlag på dam responsen er størst når den har stor utstrekning i dybden og når deformasjonsmodulen er vesentlig mindre enn elastisitetsmodulen til betongen.

Resultatene fra studiet av Morrow Point Dam viser at dess større område av vederlaget som er svakt og dess mindre deformasjonsmodul det har, jo større blir deformasjonene og spenningene i dammen (figur 6).



Figur 6 Deformasjon av høyeste vertikallamell for varierende deformasjonsmoduler med dybden av vederlaget. Hydrostatisk last.

Effektene av variasjon i E_f over høyden burde tas i betraktning når området med svakere fjell er av betydelig utstrekning og vederlagets deformasjonsmodul er mindre enn betongens elastisitetsmodul.

Resultatene viser at en omfattende og kostbart feltundersøkelse for å bestemme variasjonen i vederlagets deformasjonsmodul ikke alltid er nødvendig, spesielt når forholdet E_f / E_c er større enn 1 (Arch dams, 1999).

6.4 Analysemetoder

En fast innspent bue uten deformasjon i vederlagene er i seg selv et statisk ubestemt system. En hvelvdam bygd opp av flere buer vil være statisk ubestemt i en høy orden på grunn av stivheten mellom de forskjellige lagene av buer. En nøyaktig beregning av en hvelvdam med bevegelige vederlag er derfor et formidabelt problem. Gjennom de siste 40 år har ingeniører lagd mange tilnærminger og forbedringer i analysemetodene (Rydzewski, 1965).

Flere matematiske formuleringer og tilnærminger kan anvendes for analyse av hvelvdammer. Noen av de enkleste metodene kan gi en ide om oppførselen til hvelvdammer, men har store begrensninger og er ikke egnet for å analysere virkning av deformasjon i vederlagene. De gir likevel en rask oversikt over spenningsverdiene i hvelvdammen. Mer utdypende metoder kan brukes for å innlemme konsekvensen av deformasjon i vederlaget på spenningsresponsen i dammen, men det krever ofte store innsatsmengder (Rydzewski, 1965).

Forenklete metoder som sylindermethoden og uavhengige buer metoden betrakter hvelvdammen som om de enkelte buene er uavhengige av hverandre. Det er

imidlertid ikke tilfelle, og ved belastning vil det overføres skjærspenninger mellom buene fordi buene med størst spenn deformeres mer. Spesielt mot bunnen av dammen vil denne overføringen av krefter være merkbare (Guttormsen, 2006)

6.4.1 **Sylindermetoden**

Hvelvdammen tar opp vanntrykket på samme måte som en sylinder utsatt for aksesymmetrisk belastning. I denne metoden er spenningene i et bue segment antatt å være den samme som spenningen i en sylindrisk ring med konstant ytre radius. Dette betyr at vann lastene utelukkende tas opp av individuelle bue segmenter som fungerer uavhengig av hverandre, og det vil opptre trykkspenninger i buen. (Arch dams, 1999).

Bue segmentet er imidlertid fastholdt ved opplagrene og kan ikke følge med i deformasjonene på samme måte som en sylinder. Dermed oppstår det bøyingsmomenter i den fast innspente buen. Disse tilleggsmomentene tas ikke med i beregningene.

Metoden vil gi best resultat for buene nær toppen i tynne enkeltkrumme dammer hvor skjærkrefter og momenter er små. Unøyaktighetene kan bli store nær bunnen hvor buene er tykkere og samtidig stivere innspente. Sylindermetoden bør derfor i dag benyttes bare for forhåndsanalyse av mindre dammer (Rydzewski, 1965).

6.4.2 **Skallteori**

Klassisk skallteori er stort sett knyttet til tynne skall. I de fleste hvelvdammer vil øvre og midtre del av dammen være tynn, men ikke i bunnen.

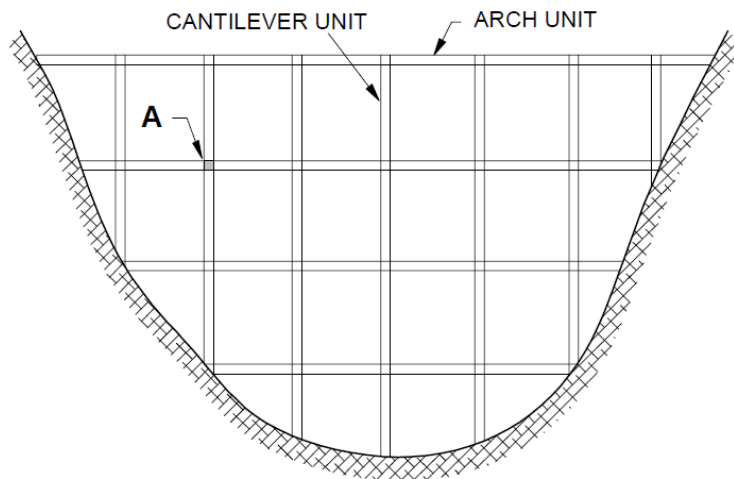
Å analysere en hvelvdam ved bruk av skallanalyse er krevende. Kompleksiteten involverer uregelmessig form av skallet ikke bare på grunn av varierende radius forskjellig tykkelse på skallet, men også på grunn av fjellets varierende profil. Fundamentene er i tillegg av uregelmessig elastisk og plastisk natur. Alt dette fører til veldig kompliserte partielle differensiallikninger med komplekse randbetingelser som er vanskelig å løse selv etter at en rekke forenklinger er innført (Rydzewski, 1965).

Når det gjelder skallanalyse med endelig element metoden er en analytisk og numerisk løsning mulig (Skeie, 2007).

6.4.3 **Prøvelasmetoden**

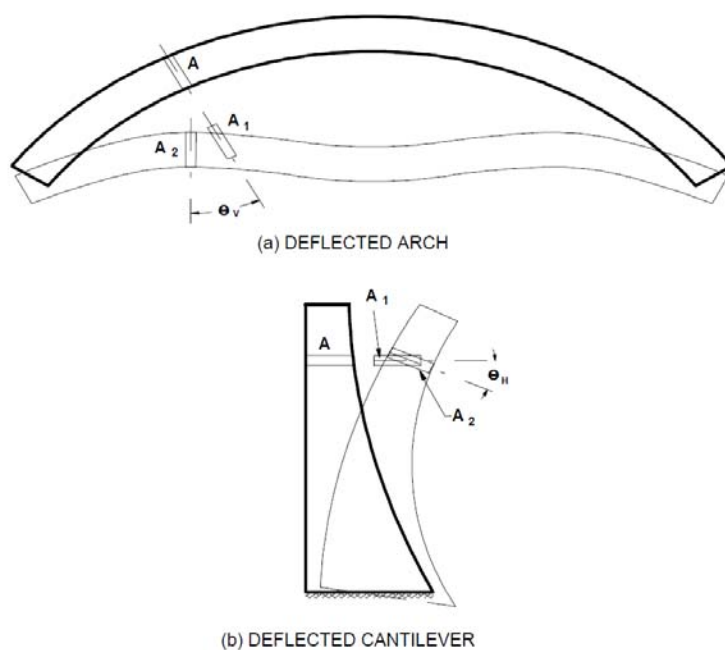
Prøvelastmetoden er en metode basert på bjelketeori. Metoden har vært mye brukt for beregning av større hvelvdammer.

Hvelvdammen modelleres med en serie vertikallameller (kragbjelker) og horisontale buer, som er sammenkoblet i skjæringspunktet mellom dem (figur 7).



Figur 7 Lengdesnitt av hvelvdam med bue og vertikallameller i prøvelastmetoden (Arch dams, 1999).

Et hvert punkt i dammen hører med både til en bue og kragbjelke. Vannlasten er delt mellom bjelke- og bue elementene slik at resulterende bjelke- og bue forskyvninger og rotasjoner i et hvilket som helst punkt i dammen er like (Figur 8).



Figur 8 Forskyvninger og rotasjoner for bue og kragbjelken (Arch dams, 1999).

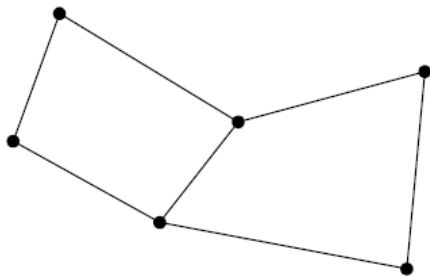
Nøyaktigheten av resultatene avhenger av antallet horisontale og vertikale elementer hvelvet deles inn i, og hvor store avvik i forskyvninger som tolereres før beregningene avbrytes.

Hoved begrensningen til prøvelastmetoden er det omfattende beregningsarbeidet som oppstår hvis et større antall punkter trekkes inn i analysen. Prøvelastmetoden ble derfor programmert for å la datamaskiner overta arbeidet. ADSAS er et program

utviklet av *United States Bureau of Reclamation*, som baserer seg på de samme prinsippene som prøvelastmetoden (Guttormsen, 2006).

6.4.4 Endelig element metoden

Endelig element metoden er basert på prinsippet om at et kontinuerlig legeme kan modelleres som en samling av et endelig antall diskrete elementer, innbyrdes forbundet ved et endelig antall knutepunkt (*noder*) på elementene. Figur 9 viser to elementer med felles noder. Selv om det er vanskelig eller umulig å beskrive oppførselen til hele konstruksjonen matematisk, lar det seg likevel gjøre å definere hvert enkelt element matematisk.



To elementer med felles noder

Figur 9 Elementer med felles noder

Elementmetoden er mye brukt for spenningsanalyse, og er nærmest enerådene når det gjelder tredimensjonale konstruksjoner med kompleks geometrisk form. Muligheten til å modellere vanskelig geometri og varierende materialegenskaper har gjort det mulig å komme fram til bedre og materialbesparende løsninger på mange ingeniøroppgaver.

En tredimensjonal FEM- modell er aktuell å bruke for analyse av hvelvdammer.

Det første som må gjøres ved bruk av FEM er å sette opp geometrien og egenskapene i modellen som skal representere konstruksjonen. Alle essensielle egenskaper må tas hensyn til. I denne fasen inngår valg av elementtype og hvor fin inndelingen av elementer skal være (Guttormsen, 2006).

Hovedfordelene ved å bruke FEM for analyse av en hvelvdam er:

- Mulighetene til å modellere en kompleks form.
- Variasjon i elementstørrelsen for å ta vare på partier med spenningskonsentrasjoner, for eksempel rundt overgang mellom damfot og dam kropp.

- Diskontinuiteter i materialeegenskaper er ikke et problem siden de elastiske egenskapene til elementene kan være forskjellige. Et eksempel er overgangen fra betong til fjell i fundamentet.
- Den tredimensjonale FEM er egnet for både statisk og dynamisk analyse av hvelvdammer (Guttormsen, 2006).

Elementtypen bestemmes etter om konstruksjon er bygd opp av staver, bjelker, flater eller solide volumer.

Volumelementet brukes til å modellere romslige legemer. Inndelingen gir ofte mange elementer og volummodeller blir lett store og tidkrevende å beregne.

Volumelementet trenger kun opplysning om materialet, da geometrien er gitt av legemet som modelleres. Volumelementer har altså ingen reelle konstanter.

Skallelementer er egnet til å modellere konstruksjoner som har liten tykkelse i forhold til andre dimensjoner. Tynne hvelvdammer er et eksempel på det. De beregningsmessige fordelene kommer av at bare midtverflaten av konstruksjonen modelleres. Tykkelsen og andre tverrsnittsegenskaper legges inn i elementstivhetsmatrisen.

Geometrien i en modell må deles inn i flere elementer for å få frem den fysiske modellens egenskaper. Dette skjer ved *meshing*. Antall inndelinger er avhengig av kravet til nøyaktighet. Jo flere elementer konstruksjonen deles inn i, jo mer nøyaktig blir resultatene. Men det krever også større lagringsplass og lenger tid til beregning. Generelt vil et høyere ordens element slik som et 16 noder skallelement, kunne gi grovere inndeling enn 8 noders volumelement for å kunne ta opp samme forskyvning.

Modellen må opplagres før den kan belastes. Dette skjer ved å binde bevegelse i nodene i de ønskede koordinatretningene ved opplagrene. Det er viktig at man ikke lager flere bindinger enn de som er fysisk reelle. Hvis modellen ikke er tilstrekkelig opplagret, vil det oppstå stivt legeme bevegelse. Dette oppdages ved at ligningsmatrisen er singular og det er følgelig ingen løsning.

Noder er punkter i det globale koordinatsystemet og matematiske relasjoner som beskriver oppførselen til elementet under belastning. Det globale koordinatsystemet beskriver beliggenheten av hele konstruksjonen, mens det lokale beskriver beliggenheten til et enkelt element.

Under belastning blir nodene påsatt krefter, som har sin årsak i den påførte hydrostatiske lasten eller i andre elementer. Elementmetoden regner ut node forskyvningene slik at det blir likevekt mellom de ytre og indre kreftene som oppstår ved elastiske deformasjoner. Deretter blir spenningene beregnet for nodene (CornellUniversity).

Verifikasjon av resultatene ved sammenlikning med andre analyser eller håndberegninger er viktig for å sannsynliggjøre at resultatene er korrekte. En indikator på korrekte resultat kan være at en finere og finere elementinndeling synes å gå mot en grenseverdi (Rydzewski, 1965).

6.4.5 ANSYS Structural Mechanics

ANSYS Classic versjon 13.0 er et generelt elementmetodeprogram som kombinerer en rekke ulike analysetyper. Programmet kan utføre både statiske og dynamiske beregninger av en dam konstruksjon. I ANSYS benyttes elementmetoden som beskrevet i kapittel 6.4.4.

Strukturelle simuleringer i ANSYS kan gjøres i to varianter; Grafisk brukergrensesnitt (*GUI*) eller ANSYS Parametric Design Language (*APDL*). I GUI opereres det direkte på enkeltelementer og noder. Det er et moderne og lettvent brukergrensesnitt for å gjøre analyser.

APDL er et skriptspråk for å lage kommandofiler til ANSYS. Denne metoden har en brattere læringskurve enn GUI, men også fordelen med at en hel analyse kan beskrives i en tekstfil som er lettere å modifisere og tar minimal plass (ANSYS, 2009)

Løsningen av modellen skjer ved en matematisk prosess som formulerer ligninger ut fra nodenes beliggenhet og kobling til hverandre. Dette gir opphav til modellens stivhet. Hver node har ukjente forskyvningsstørrelser som beregnes i løsningen. Deretter kan verdier for forskyvninger hentes ut og plottes (CornellUniversity).

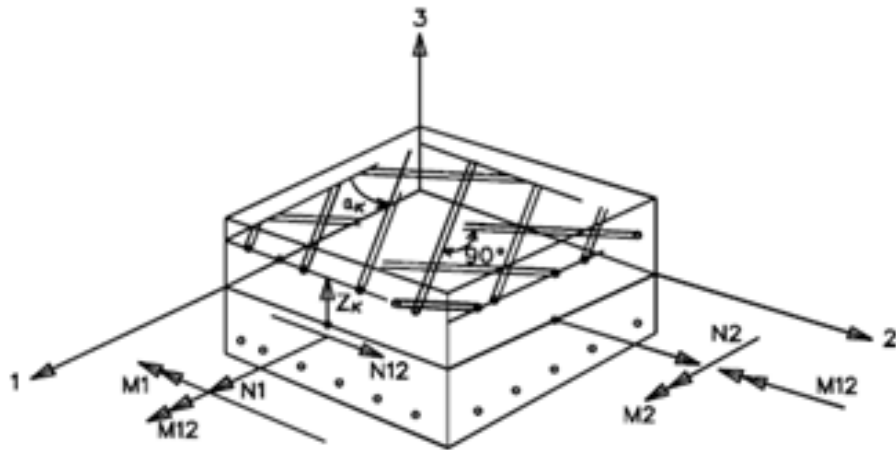
6.4.6 MultiCon

Resultatene fra beregningene i ANSYS må post- prosesseres for å kunne benyttes i armerte betongkonstruksjoner. Et eksempel på programvare som gjør dette er *MultiCon*. MultiCon er utviklet av sivilingeniør Dan Evert Brekke ved Multiconsult.

MultiCon leser resultat filene fra ANSYS for å lagre all nødvendig data om krefter og forskyvninger for hver av de opprinnelige lasttilfellene i en OLC-database (*Original Load Case*). OLC-databaser inneholder også all nødvendig data om geometrien.

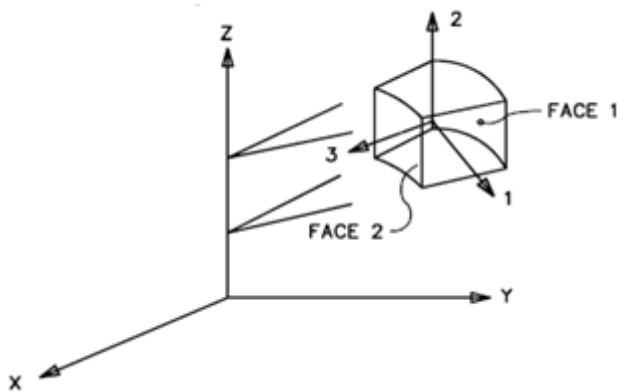
Resultat filene fra elementanalysen i ANSYS består av spenninger og forskyvninger i flere punkt innad hvert element. Betongdimensjonering av et tverrsnitt krever imidlertid krefter relatert til armerings systemet i hvert tverrsnitt. En post-prosesserings modul i MultiCon gjør derfor integrasjon og transformasjon av elementspenninger til egnede spenningsresultanter for hvert tverrsnitt i form av krefter og momenter.

Tverrsnittsanalysen inkluderer seks spenningsresultanter N1, N2, N12, M1, M2, M12 som vist i figur 10. Prosjekteringen av skjærkreftene V1 og V2 er inkludert i en separat rutine. Resultatene av tverrsnittsanalysen er en tøyningstilstand som tilfredsstill materialkrav, geometriske krav om kompabilitet og likevekts betingelser for hvert element bestemt av gjeldende dimensjoneringsstandard.



Figur 10 Armert betongelement påført overflatekrefter og bøyemomenter

Figur 11 viser et lokalt koordinatsystem. Retningen av det lokale koordinatsystemet er bestemt for å passe til plasseringen og retningen av armeringen og betongverrsnittet. Aksene er benevnt 1,2 og 3. 3-aksen peker ut av elementet. Elementoverflaten er definert positiv i retning av 3-aksen og angitt *FACE2*. Den motsatte overflaten er angitt som *FACE1*.



Figur 11 Lokalt koordinatsystem

MultiCon behandler følgende grensebetraktninger i dimensjoneringen;

- SLS Serviceability Limit State
- ULS Ultimate Limit State
- PLS Plastic Limit State

For hver grensetilstand oppnås akseptabel sikkerhet ved å verifisere at lasteffektene ikke overskrider kapasiteten bestemt i gjeldende standard.

Kapasitetsutnyttelsen av en konstruksjonsdel er uttrykt ved hjelp av utnyttelsesforholdet UR (*Utilization Ratio*). Utnyttelsesforholdet uttrykker graden av kapasitetsutnyttelse i prosent. 100% utnyttelse indikerer at grenseverdien er nådd. Resultatene vises direkte på strukturen som plot av utnyttelsesforholdet.

- Utnyttelsesforhold av lengdearmring

I dimensjoneringsstandardene er grenseverdien av normalarmring relatert grensetøyningen. I MultiCon er utnyttelsen av normalarmring relatert til grensespenningen gitt i relevant dimensjoneringsstandard. Utnyttelsesforholdet av normalarmringen er vist i formel 2.

$$UR = [X1, X2, Y1, Y2] = \frac{\sigma_s}{\sigma_{maks}} \times 100\% \quad (2)$$

De forskjellige komponentene i formel 2 er beskrevet i tabell 2.

Tabell 2 Beskrivelse av komponenter i formel 2

Beskrivelse	
X1	Horisontal lengdearmring nedstrøms side (Face 1)
X2	Horisontal lengdearmring oppstrøms side (Face 2)
Y1	Vertikal lengdearmring nedstrøms side.
Y2	Vertikal lengdearmring oppstrøms side.

- Utnyttelsesforhold av betongens trykkfasthet

Utnyttelsesforholdet for betongens trykkskapasitet er uttrykt ved bruk av en spennings sammenlikning. Dimensjoneringsparametere hentes fra gjeldende standard. Utnyttelsesforholdet av trykkapasiteten er vist i formel 3.

$$UR = [C1, C2] = \frac{\sigma_c}{f_{cd}} \times 100\% \text{ eller } [C1, C2] = \frac{\sigma_c}{f_{c2d}} \times 100\% \text{ hvis } f_{c2d} < f_{cd} \quad (3)$$

De forskjellige komponentene i formel 3 er beskrevet i tabell 3.

Tabell 3 Beskrivelse av komponenter i formel 3

Beskrivelse	
C1	Utnyttelsesforhold av betong nedstrøms side.
C2	Utnyttelsesforhold av betong oppstrøms side.

- Utnyttelsesfaktorer for skjærkontroll (SC,SR):

Det maksimale forholdet mellom dimensjonerende skjærlast V_{α} og det normalarmerte betongtverrsnittets skjærstrek-kapasitet, $V_{c\alpha}$, uttrykker utnyttelsen av betongens skjærstrek-kapasitet. Utnyttelsesforholdet av skjærstrekkkapasiteten er vist i formel 4. Se vedlegg 1 for utledning av V_{α} .

$$UR = [SC] = \frac{V_{\alpha}}{V_{c\alpha}} \times 100\% \quad (4)$$

Når tverrsnittets skjærstrekkkapasitet er overskredet, finner en utnyttelsen av den nødvendige skjærarmeringen ved formel (5). V_r er kapasiteten av skjærarmeringen.

$$UR = [SR] = \frac{V_{\alpha} - V_{\alpha c}}{V_r} \times 100\% \quad (5)$$

For hver retning α kontrolleres skjærtrykk-kapasiteten tillegg til skjærstrekkkapasiteten til betongtverrsnittet, se formel 6.

$$UR = [SC] = \frac{V_{\alpha}}{V_{r\alpha}} \times 100\%, \text{ der } V_{r\alpha} = f_{ac} \times f_{cd} \times z \quad (6)$$

- 1) Hvis $SC > 100\%$ - SC brudd etter NS3473 12.3.2.5
- 2) Hvis $SC = 100\%$ - Ikke SC brudd etter NS3473 12.3.2.5 og bøylar er nødvendig.
- 3) Hvis $SC < 100\%$ - Ikke SC brudd etter NS3473 12.3.2.5 og ingen bøylar nødvendig.

De forskjellige komponentene i formel 4-6 er beskrevet i tabell 4.

Tabell 4 beskrivelse av komponenter i formel 4-6.

Beskrivelse	
SC	Utnyttelsesforhold av betongens skjærstrekk-og trykkapasitet
SR	Utnyttelsesforhold av skjærarmeringen

(MultiCon, 1994)

6.5

Klassifisering

Klassifisering benyttes om beslutningen om å plassere et vassdragsanlegg i bruddkonsekvensklasse 0-4. Bruddkonsekvensklassene er basert på en vurdering av hvilke konsekvenser brudd, svikt eller feilfunksjon vil ha for mennesker, miljø og eiendom (Damsikkerhetsforskriften, 2010) . Se tabell 5.

Tabell 5 Klassifiseringskriterier (Damsikkerhetsforskriften, 2010)

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

6.6 Dimensjonering

Sikkerheten av en betongdam skal dokumenteres ved beregninger og kontroller gjennomført i henhold til følgende grensetilstander i den grad de er aktuelle for de ulike vassdragsanlegg (Retningslinjer for betongdammer, 2003).

- **Bruksgrensekontroll** gjennomføres for konstruksjoner hvor blant annet tetting, bevegelighet og opplagringsbetingelser kan påvirkes av deformasjoner. I slike tilfeller skal det verifiseres at deformasjonene ikke overskrider grenser som må settes av hensyn til de aktuelle egenskapene. For dammer refererer bruksgrensetilstanden til oppsprekking og deformasjoner som kan redusere konstruksjonens funksjonsdyktighet og bestandighet.
- **Bruddgrensekontroll** gjennomføres med dimensjonerende laster. Kontrollen gjennomføres for alle enkelt laster og aktuelle lastkombinasjoner, unntatt laster som kontrolleres mot ulykkesgrensetilstanden.
- **Ulykkesgrensekontroll** gjennomføres med karakteristiske laster. Kontrollen gjennomføres for alle enkelt laster, men ikke i kombinasjoner så fremt det ikke er relevant. Dette er fordi ulykkes laster som regel ikke opptrer samtidig da det er laster som opptrer ved ulykker eller naturkatastrofer. Skade på konstruksjonen kan aksepteres i ulykkesgrensetilstanden så lenge skaden ikke utvikles videre og gir opphav til alvorlige konsekvenser

6.6.1 Materialfaktorer

Dimensjonerende materialfasthet (f_d) fastlegges ved at konstruksjonsfastheten (f_k) for materialet divideres med en materialfaktor (y_m) som vist i formel 7.

$$f_d = \frac{f_k}{y_m} \quad (7)$$

Materialfaktorer skal inkludere usikkerhet i forbindelse med blant annet dimensjonering og materialeegenskaper på slik måte at tilfredsstillende sikkerhetsnivå for den aktuelle konstruksjonen oppnås. Materialfaktorer gitt i NVEs retningslinjer gjelder foran tilsvarende faktorer i dimensjoneringsstandarder (Retningslinjer for betongdammer, 2003).

6.7 Laster

Vassdragsanlegg skal dimensjoneres og kontrolleres for naturgitte laster. Laster omfatter permanente laster, variable laster og ulykkes laster. Der flere laster kan opptre samtidig, skal den mest ugunstige lastkombinasjonen legges til grunn. Det skal dokumenteres at vassdragsanlegget ikke bryter sammen ved påkjenning av de mest ugunstige kombinasjoner av laster som kan opptre. Flomstørrelser og vannstander skal beregnes i henhold til retningslinjer for flomberegninger (Damsikkerhetsforskriften, 2010).

Dimensjonerende flomvannstand (*DFV*) er definert som den høyeste vannstand som opptrer i magasinet ved dimensjonerende tilløpsflom. DFV skal legges til grunn ved kontroll i bruddgrensetilstanden.

Vannstand ved påregnelig maksimal flom (*PMF*) er definert som den høyeste vannstand som opptrer i magasinet ved påregnelig maksimal tilløpsflom. PMF skal anvendes til kontroll av anleggets sikkerhet mot brudd i ulykkesgrensetilstanden for dammer i konsekvensklasse 3 og 4 (tabell 6).

Tabell 6 Flomstørrelser som skal legges til grunn ved dimensjonering og kontroll av vassdragsanlegg (Retningslinjer for laster og dimensjonering, 2003)

Klasse	Flomstørrelse for dimensjonering	Flomstørrelse for kontroll
4	Q_{1000}	Q_{PMF}
3	Q_{1000}	Q_{PMF}
2	Q_{1000}	$1,5 \cdot Q_{1000}$ eller Q_{PMF}
1	Q_{500}	Ikke krav om kontroll

Vassdragsanlegg skal også dimensjoneres for is trykk. Med is trykk menes her det statiske trykket som isen utøver på konstruksjonen på grunn av utvidelse ved temperaturstigning. Is trykket forutsettes å være en linjelast som angriper 250 mm under høyeste regulerte vannstand (*HRV*). Størrelsen av is lasten fastsettes mellom 100 kN/m og 150 kN/m etter vurdering. Dammer i konsekvensklasse 4 skal i tillegg dimensjoneres og kontrolleres for jordskjelvlaster (Retningslinjer for laster og dimensjonering, 2003).

6.7.1 Lastkoeffisienter

Dimensjonerende laster bestemmes ved at den karakteristiske lastverdien multipliseres med en lastfaktor, se formel 8. Tabell 7 viser lastfaktorer for de forskjellige grensetilstandene.

$$F_d = F_k \times y_L \quad (8)$$

, der F_k er karakteristisk last og y_L er lastkoeffisienten.

Tabell 7 Lastkoeffisienter for betongdammer

	Lasttype	Lastkoeffisient
Brukgrensetilstanden (SLS)	Alle	$\gamma_L=1,0$
Bruddgrensetilstanden (ULS)	Egenlast av dam Vanntrykk og istrykk	$\gamma_L=1,2, 1,0^*$ $\gamma_L=1,2, 1,0^*$
Ulykkesgrensetilstanden (PLS)	Vanntrykk og is trykk	$\gamma_L=1,0$

*Dersom lasten virker stabiliserende

6.7.2 Lastvirkninger

Nøyaktig beregning og dimensjonering av slanke betongkonstruksjoner kan bli meget komplisert. For slanke konstruksjoner med aksialtrykk vil aksialkraften kunne påvirke forskyvningene og dermed lastvirkningene generelt. Dette betegnes ikke-lineære analyser eller 2. ordens lastvirkninger. Når konstruksjonen dimensjoneres uten å ta hensyn til virkningen av konstruksjonens forskyvninger, kalles teorien for lineær teori eller 1. ordens lastvirkninger (Eurokode 2, 2008).

NVE kan kreve sikkerheten til dammen dokumentert ved ikke-lineære analyser, men normalt legges lineær teori til grunn for både statiske og dynamiske beregninger (Retningslinjer for laster og dimensjonering, 2003).

6.8 Tiltak

Dersom det er tvil om stabiliteten av fundamentet kan det være aktuelt å foreta en geologisk kartlegging med beregning. Dersom det etter utførte ingeniørgeologiske undersøkelser og stabilitetsanalyser er usikkerhet om forhold som påvirker fundamentstabiliteten, skal det utarbeides og gjennomføres et måleprogram for registrering av deformasjoner, poretrykk og lekkasje (Retningslinjer for betongdammer, 2003).

6.8.1 Undersøkelse av stabilitet i fundament

Etterkontroll av dammer kan utføres etter de prinsipper som i dag gjelder ved bygging av nye dammer. Dam stedene undersøkes for fase 1, og der hvor det er nødvendig blir undersøkelsen ført videre i fase 2 og eventuelt fas 3 .

- 1) Grundig geologisk vurdering med kartlegging av topografi, bergart, oppsprekking, svakhetssoner og eventuelle glideplan i dam fundamentene. Geologisk ekspertise er nødvendig for å få en pålitelig vurdering. Det skal fastslås om sprekkesystemet definerer bergblokker som kan gli. Hvis det ikke er slike blokker i fundamentet, kan stabilitetsundersøkelsen slutte med det.
- 2) For de dammene hvor det i fase 1 finnes mulige bevegelige bergblokker, må det foretas stabilitetsberegninger av disse. Metoden er basert på tredimensjonal

analyse av stive blokker. Disse stabilitetsberegningene resulterer i sikkerhetsfaktorer for de aktuelle bergblokkene. Dersom beregningene er beheftet med store usikkerheter eller gir lave verdier, blir nye undersøkelser gjort av fundamentet og eventuelt ytterligere beregninger utført →fase 3.

- 3) Supplerende undersøkelser og stabilitetsberegning. Tiltak for å bedre stabiliteten i de tilfellene det anses nødvendig.

(Molkersrød, 90)

6.8.2 **Overvåking og instrumentering**

Vassdragsanlegg skal overvåkes slik at forhold som kan føre til reduksjon av anleggets sikkerhet kan avdekkes så tidlig som mulig. Overvåkingen skal tilpasses det aktuelle vassdragsanlegget, konsekvensklasse ellers andre sikkerhetsmessige forhold.

Hvelvdammer i klasse 3 og 4 har krav om måling og avlesning minst en gang i året, normalt i forbindelse med periodisk tilsyn. Betongdammer i konsekvensklasse 3 og 4 skal ha instrumentering for måling av deformasjoner (Damsikkerhetsforskriften, 2010).

Det må vurderes om overvåking av deformasjoner også skal omfatte vederlag og fundament (Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg, 2005).

6.8.3 **Forbedring av stabilitet**

Skulle det noen steder vise seg nødvendig å bedre stabilitetsforholdene, vil det mest aktuelt være å redusere poretrykket i fjellet ved drenering. Injisering, utstøping og forankring kan også komme være et alternativ (Molkersrød, 90).

7 Metode

7.1 Analysemetode

Endelig element metoden ble valgt for å analysere effekten av deformasjon i vederlag på spenninger i hvelvdammer. De enkleste metodene som, sylinder metoden, har store begrensninger og er ikke egnet for å analysere virkning av deformasjon i vederlagene. De mer utdypende metodene kan brukes for å analysere konsekvensen av deformasjon i vederlaget, men det krever store innsatsmengder.

Det er flere elementmetodeprogrammer som kan brukes for analyse av elementmodeller. Eksempler er ANSYS og Abaqus. *ANSYS Classic versjon 13.0* er valgt som modelleringsverktøy på grunn av samarbeidet med Multiconsult. Multiconsult arbeider med revurdering av flere hvelvdammer, og på den måten er det brukt en eksisterende FEM-modell i oppgaven.

Ansys ble brukt for statiske beregninger av modellen. Betongdimensjoneringen ble gjort med programmet MultiCon av Andrew Bekkelund i MultiConsult.

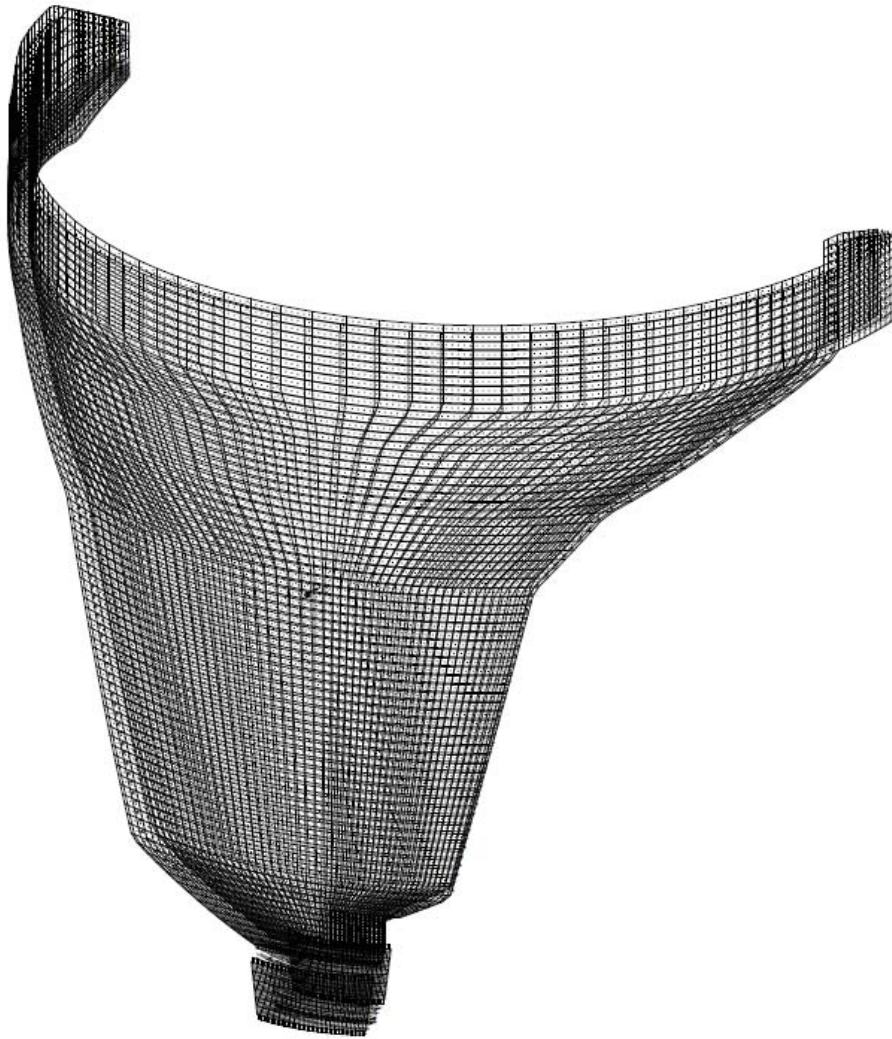
Betongdimensjoneringen ble utført i brudd- og ulykkesgrensetilstand i henhold til NS3473 og NVEs retningslinjer for betongdimensjonering. NS3473 er brukt både i analysen og i dimensjonering av den opprinnelige hvelvdammen.

7.2 Geometri

Den eksisterende FEM-modellen fra Multiconsult er et ADAP-skript av en enkeltkrum hvelvdam. Høyden er 40 m, eller 35 m målt fra overkant bunnpropp.

Overløpslengden er 57 m og på sidene er det korte anslutningsdammer. Tykkelsen, t , er 1.00 m ved damkronen (kote 305 m), og økes med 3 cm per vertikalmeter til t_1 lik 1.60 m (kote 285 m). Under kote 285 m er tykkelsen konstant lik 1.60 m. Forholdet tykkelse på høyde, $1.6 \text{ m}/40 \text{ m} = 0.04$, er mindre enn 0.2. Hvelvdammen er derfor definert som en tynn hvelvdam. Figur 12 viser geometrien av hvelvdammen og anslutningsdammene.

I den opprinnelige modellen er det en 2 m tykk randbjelke på damkronen. Den er fjernet i analysen for å få et mer generelt tilfelle.



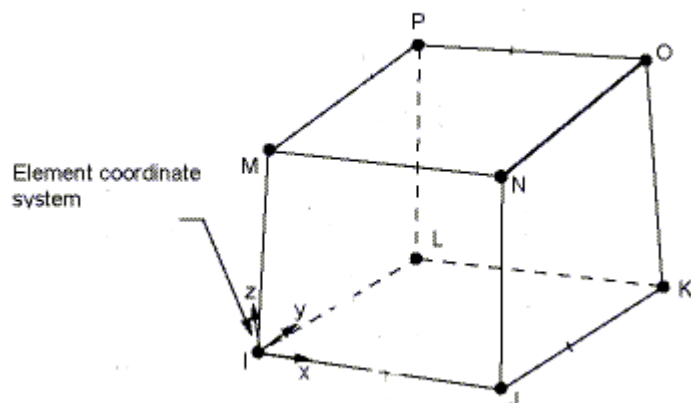
Figur 12 Geometri komplett dam sett fra oppstrøms side.

APDL er enhetsnøytral, en må selv holde orden på konsistente enheter. Det er brukt kN, m, s i modellen.

7.3

Elementtype

Siden hvelvdammen er definert som tynn, er den egnet for modellering med skallelementer. Men damfoten og anslutningsdammene har vesentlig utstrekning i tre dimensjoner, og må derfor analyseres med volumelementer. Volumelementer av typen Solid45 (Figur13) er derfor valgt for hele dammen. Solid 45 har 8 noder og 3 frihetsgrader på hver node, forskyvning i x, y og z retning (2012 ANSYS).

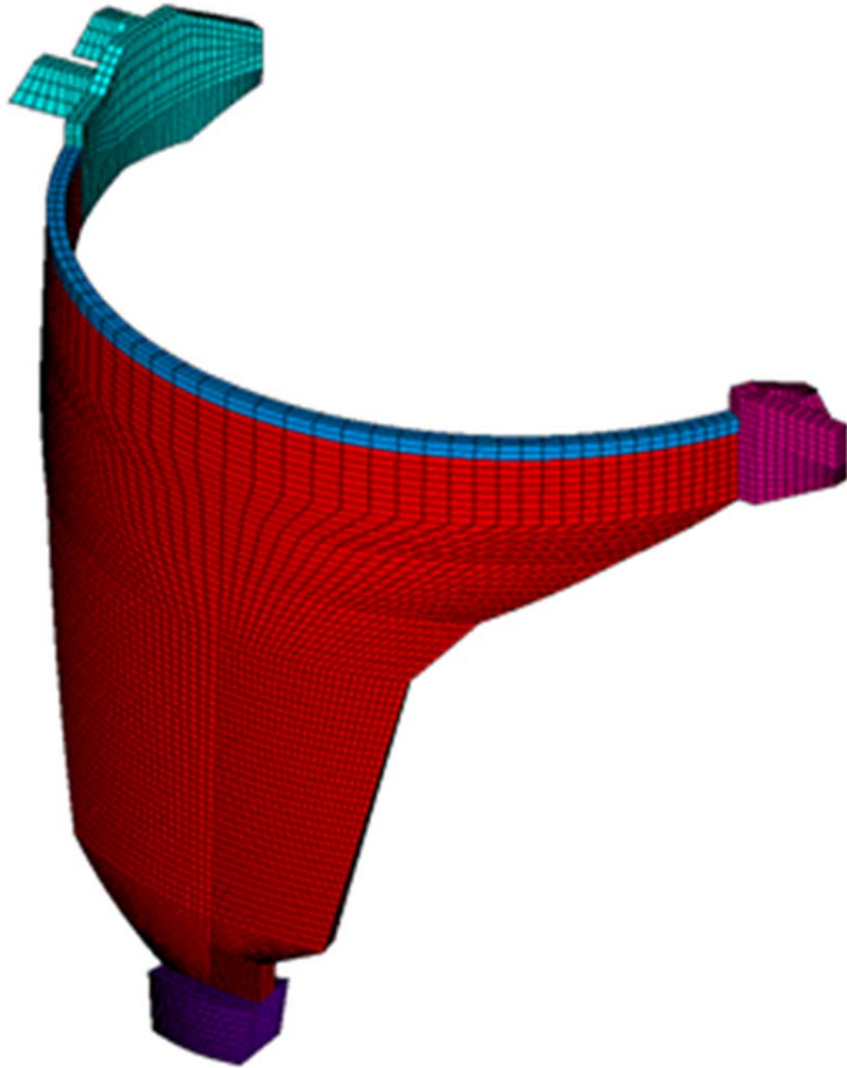


Figur 13 Geometri av Solid45 (2012 ANSYS)

Modellen består av i alt 27 434 elementer. Det er brukt automatisk elementinndeling i ANSYS, med mindre elementer i overgang mot damfot og massivdam.

Elementmodellen av dammen er vist fra oppstrøms side i figur 14. Fargeinndelingen av elementene er som følger;

- Røde elementer: Dam kropp
- Blå elementer: Damkrone
- Rosa elementer: Anslutnings dam høyre side
- Grønne elementer: Anslutnings dam venstre side
- Lilla elementer: Damfot



Figur 14 Plot av FE-modell, oppstrøms side

7.4

Modellering av forskyvning i høyre vederlag

For å modellere deformasjon av høyre vederlag (sett fra oppstrøms side) har følgende metoder blitt testet;

- 1) Påført ønsket deformasjon direkte på modellen med funksjonen *D,UX,VALUE* i ANSYS Mechanical. Modellen er samtidig fastspent mot bevegelse i Y og Z retning.
- 2) Variere elastisitetsmodulen, *EX*, til randelementene på kontaktflaten mellom dam og vederlag med funksjonen *R, EX*. Verdien av *EX* settes lik fjellets deformasjonsmodul, *Ef*, som beskriver egenskapene til vederlaget. Overflateelement *SURF1546* er valgt som elementtype på kontaktflaten. *SURF154* kan brukes til modellering av varierte last og overflateeffekter, og legges på overflatearealet til et hvilket som helst 3D-element. Det tas hensyn til vederlagets deformasjoner i horisontalretningen, men konstruksjonen er fastholdt vertikalt.

Vurdering av metode 1 og 2;

- 1) Problemet med denne metoden er at det er foreskrevet en deformasjon som ikke er et resultat av ytre laster. *UX* definerer horisontal forskyvning. Hvis virkningen av 5 mm deformasjon skal analyseres, settes *UX* lik 5 mm. Horisontalforskyvningen blir da 5 mm for alle lasttilfeller, og dette vil dominere med tanke på resulterende spenninger i strukturen som følge av tvangskrefter. Problemet er at det innføres urealistiske tvangskrefter i systemet. Dette blir feil med mindre en vet eksakt hva deformasjonsforløpet er langs strukturen
- 2) Deformasjonen er en funksjon av påsatt last på strukturen. Kontaktflaten mot vederlag blir mer fleksibel jo lavere deformasjonsmodul. Deformasjonen blir da en funksjon av det ytre lastbildet og øker for lavere verdier av deformasjonsmodulen (Aasheim, 2012).

Metode 2) er benyttet videre i oppgaven.

7.5

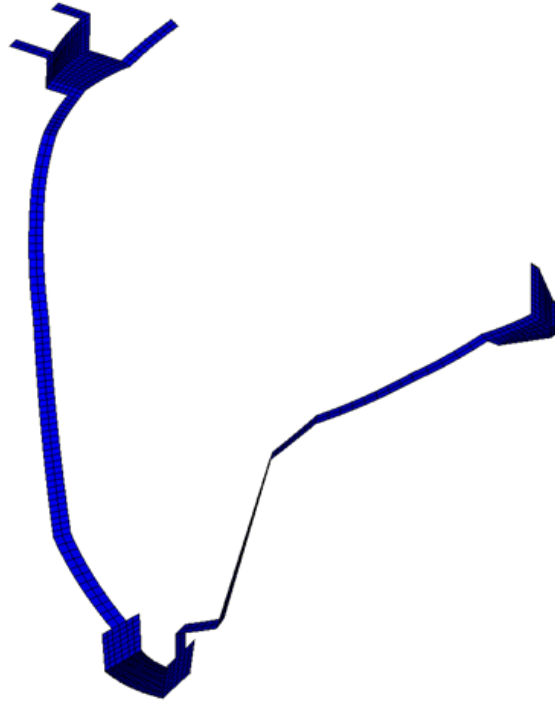
Randbetingelser

I analysen ble det sett på totalt 10 forskjellige tilfeller. Det ble valgt å se på deformasjon i tre forskjellige dybder, de øverste 10, 15 og 36.5 meter av høyre vederlag. De øverste 36.5 meterne er valgt for å få med deformasjon i alle elementer på høyre side, men ikke i hele damfoten. Det ble ikke sett på flere tilfeller på grunn av begrensninger i tidsbruk. De forskjellige tilfellene benevnes *Sett*, og beskriver ulike randbetingelser på høyre vederlag.

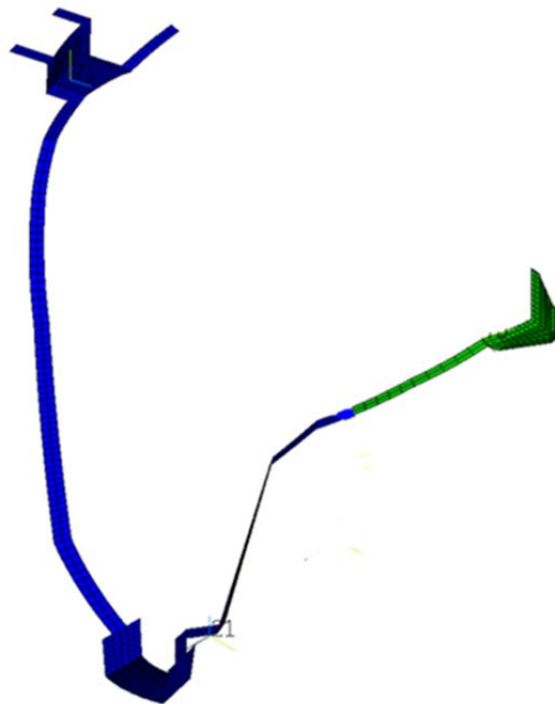
- **Sett 0:** Fast innspenne randbetingelser langs hele betonghvelvet. Se figur 15.
- **Sett 1, 2 og 3:** Fast innspenne randbetingelser langs betonghvelvet, bortsett fra de 10 øverste meterne av høyre vederlag hvor strukturen kan bevege seg i horisontalplanet. Deformasjonsmodulen for de øverste 10 m er henholdsvis 50, 5 og 0 MPa for Sett 1,2 og 3. Se figur 16.
- **Sett 4, 5 og 6:** Fast innspenne randbetingelser langs betonghvelvet, bortsett fra de 15 øverste meterne av høyre vederlag hvor strukturen kan bevege seg i horisontalplanet. Deformasjonsmodulen for de øverste 15 m er henholdsvis 50, 5 og 0 MPa for Sett 4,5 og 6. Se figur 17.
- **Sett 7, 8 og 9:** Fast innspenne randbetingelser langs betonghvelvet, bortsett fra de 36.5 øverste meterne av høyre vederlag hvor strukturen kan bevege seg i horisontalplanet. Deformasjonsmodulen for de øverste 36.5 m er henholdsvis 6000, 1500 og 50 MPa for Sett 7,8 og 9. Se figur 18.

Figur 15-18 viser randbetingelsene for Sett 1-9. Fargeinndelingen av elementene er som følger;

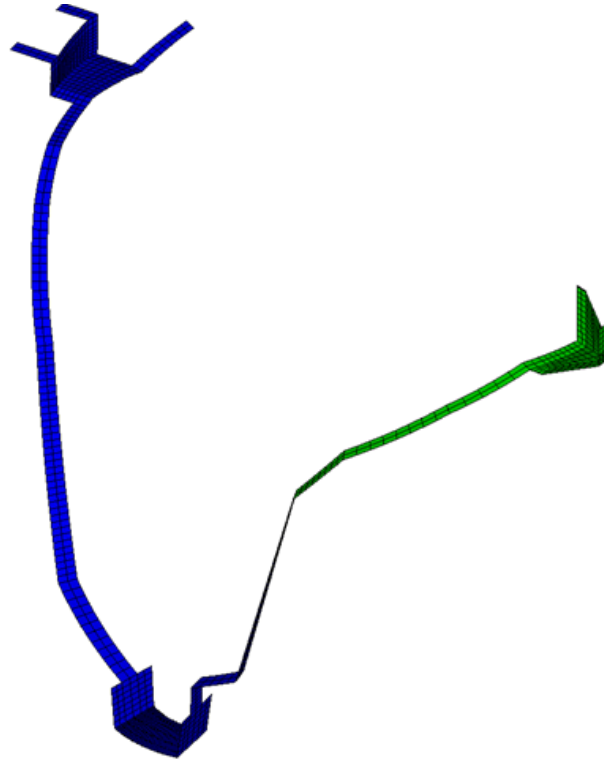
- Blå elementer: Fast innspenne randbetingelser
- Grønne elementer: Vederlag med ulike verdier av deformasjonsmodulen. Strukturen kan bevege seg i horisontalplanet i disse områdene av høyre vederlag.



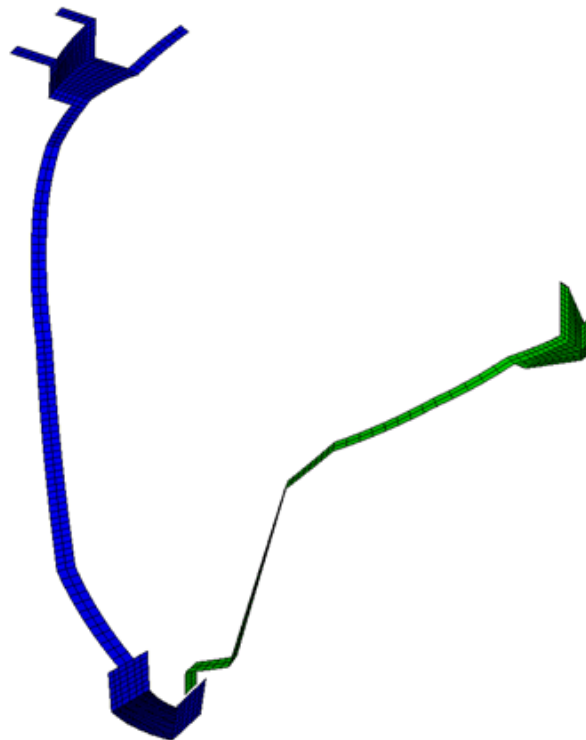
Figur 15 Fast innspente randbetingelser



Figur 16 Deformasjon av høyre vederlag over kote 295 m.



Figur 17 Deformasjon av høyre vederlag over kote 290 m.



Figur 18 Deformasjon av høyre vederlag over kote 268.5 m.

7.6 Prosjekteringsgrunnlag

Grunnlaget for analyse og dimensjonering finnes i NVEs retningslinjer for betongdammer (Retningslinjer for betongdammer, 2003), samt norsk standard for prosjektering av betongkonstruksjoner (NS3473, 2003).

Dam konstruksjonen kontrolleres i bruddgrensetilstanden (ULS) og ulykkesgrensetilstanden (PLS). Bruksgrensekontroll (SLS) utføres ikke i foreliggende rapport

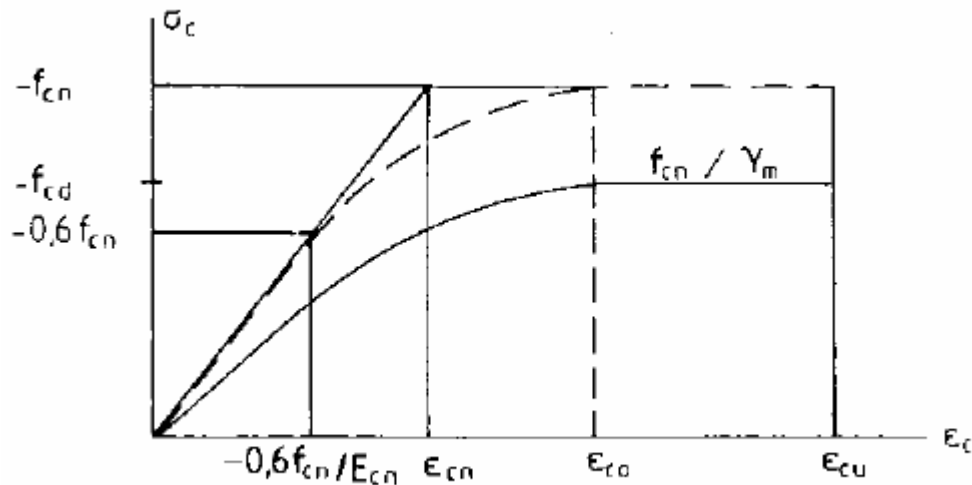
7.6.1 Betong

Betongkvalitet B25 er brukt i analysen. Materialelegenskaper i brudd- og ulykkesgrensetilstand er hentet fra NS3473 og gjengitt i tabell 8.

Tabell 8 Materialelegenskaper – Betong B25

Benevning	Beskrivelse	Verdi
Y_b	Tyngdetetthet for armert betong i analysemodellen	26 kN/m ³
f_{cn}	Konstruksjonsfasthet for trykk	20.3 MPa
γ_c	Materialfaktor- Bruddgrensetilstand (ULS)	1.4
γ_c	Materialfaktor- Ulykkesgrensetilstand (PLS)	1.2
f_{cd}	Dimensjonerende fasthet i bruddgrensetilstand	14.5 MPa

Relasjonen mellom spenning og tøyning er gitt i arbeidsdiagram for betong ved dimensjonering figur 19 (NS3473, 2003).



Figur 19 Arbeidsdiagram betong (NS3473, 2003)

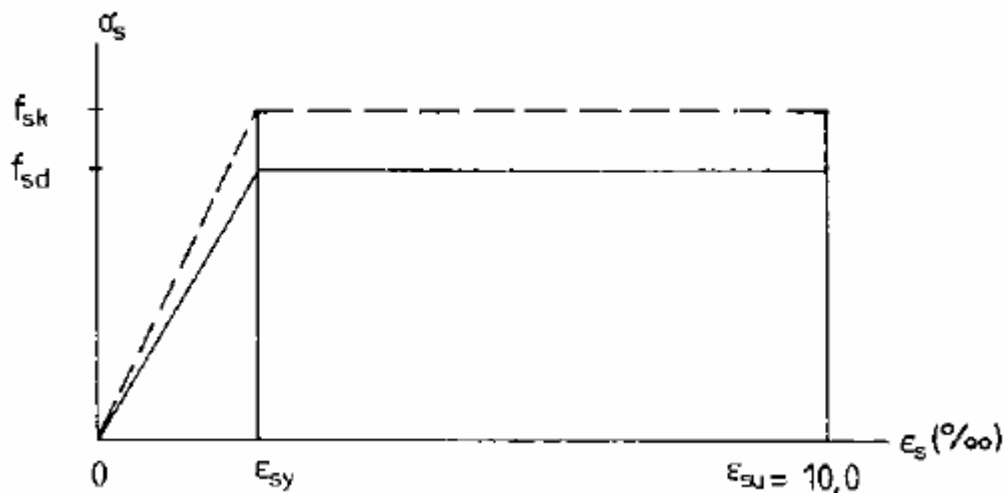
7.6.2 Armering

Armeringsstålet B500C er benyttet i analysen. Materialegenskaper i brudd-og ulykkesgrensetilstand er gitt i NS3473 og gjengitt i tabell 9.

Tabell 9 Materialegenskaper – armeringsstål B500C

Benevning	Beskrivelse	Verdi
f_{sy}	Karakteristisk flytespenning	500 MPa
γ_s	Materialfaktor- Bruddgrensetilstand (ULS)	1.25
γ_s	Materialfaktor- Ulykkesgrensetilstand (PLS)	1.1
f_{sd}	Dimensjonerende flytespenning	400 MPa
E_{sk}	200 000 MPa	E-modul armering
ϵ_{sy}	2.5 promille	Maks tøyning
ϵ_{su}	10.00 promille	Bruddtøyning

Relasjonen mellom spenning og tøyning er gitt i arbeidsdiagram for armering ved dimensjonering figur 20 (NS3473, 2003).



Figur 20 Spennings-tøyning relasjon for armering (NS3473, 2003).

7.7 Laster

Flomstørrelser og vannstander er beregnet i henhold til retningslinjer for flomberegninger (Retningslinjer for laster og dimensjonering, 2003).

Dammen er klassifisert i klasse 4. Lastene som er studert i analysen er vist i tabell 10 og vedlegg 2. Lastvirkningene er beregnet etter 1. ordens teori.

Tabell 10 Laster

Beskrivelse	Verdi
Egenlast dam	$Y_c = 24\ 000$
Vanntrykk	
- HRV	Kt. 305.00 m
- DFV	Kt. 307.96 m
- PMF	Kt. 309.69 m
Is trykk, hel og halv dam	100 kN/m langs damkrone ved HRV

- Bruksgrensetilstand er ikke tatt i betraktning fordi maksgrensen for deformasjon avhenger av forhold som redusert funksjonsdyktighet og bestandighet. Analysen går derimot ut på å finne hvor store deformasjoner dammen tåler med hensyn på sikkerheten av konstruksjonen.
- Jordskjelvlaster og temperaturlaster er ikke vurdert i denne rapporten.

7.8

Lastkombinasjoner

Der flere laster kan opptre samtidig, skal den mest ugunstige lastkombinasjonen legges til grunn. Lastkombinasjoner er vist i tabell 11 og vedlegg 3.

Tabell 11 Lastkombinasjoner

Lasttilfelle OLC	Beskrivelse	Lastfaktorer [kilde]
1	Egenvekt av betongkonstruksjon	1.0 / 1.2
2	Vanntrykk HRV (kote 305 m)	1.0 / 1.2
3	Dimensjonerende flomvannstand, DFV (kote 307.96 m)	1.0 / 1.2
4	Påregnelig maksimal flom, PMF (kote 309.69 m)	1.0
5	Islast, hel dam	1.0 / 1.2
6	Islast, halv dam	1.0 / 1.2

7.9

Skadeklasser

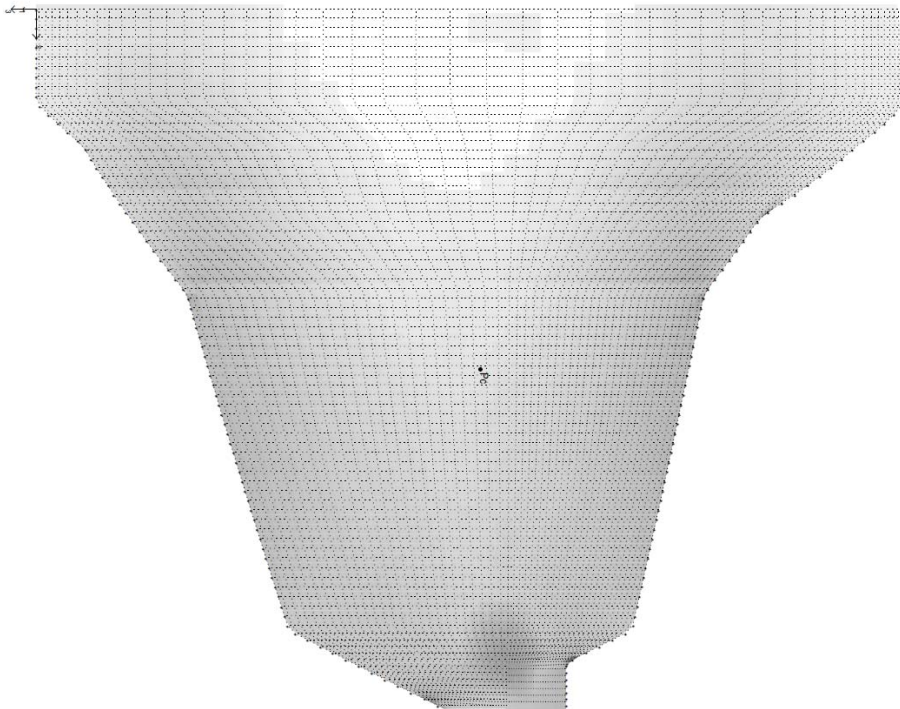
Formålet med klassifisering er å få en viss ide om hvor store deformasjoner som kan oppstå i vederlaget før det har en sikkerhetsmessig innvirkning på dammen. Altså hvor store deformasjoner hvelvdammen tåler før den er i skadeklasse 1, 2, 3 eller 4, og tiltakene som eventuelt må gjøres for å bedre situasjonen.

Definisjonen av de forskjellige skadeklassene er vist i tabell 12.

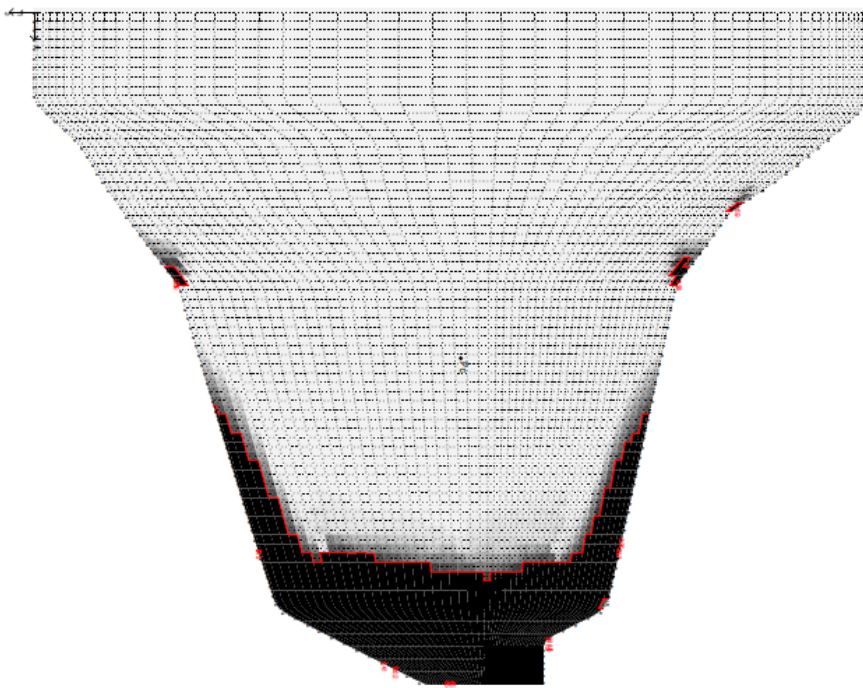
Tabell 12 Skadeklasser

Skadeklasse	Beskrivelse
1. Ikke signifikant svekkelse	UR < 100 %
2. Alvorlig svekkelse	UR > 100% men ikke brudd i konstruksjon
3. Lokalt brudd på konstruksjon	UR > 100 % . Lokalt brudd. Kapasiteten i resten av dammen er ikke fullt utnyttet.
4. Dambrudd	UR > 100% . Dambrudd.

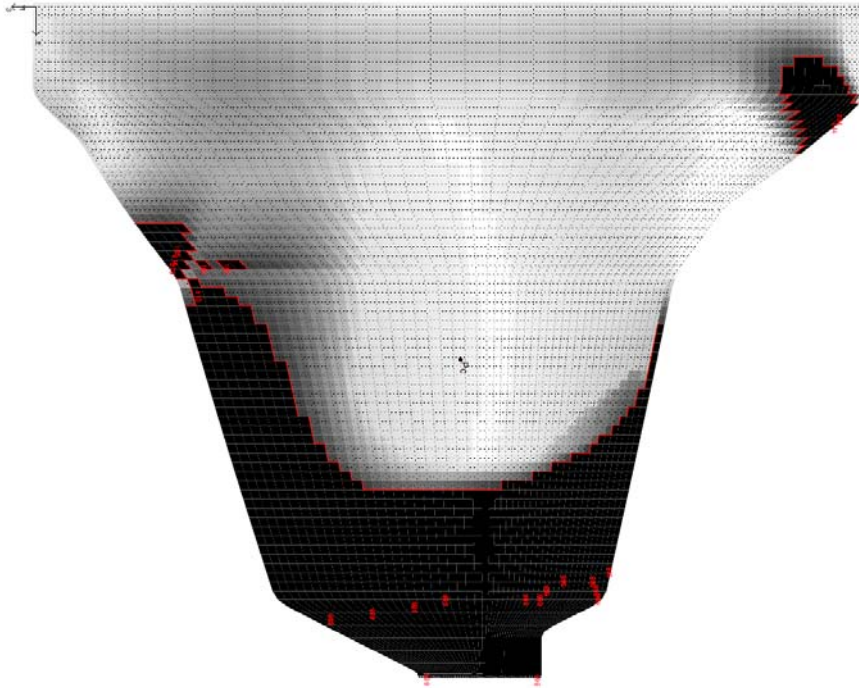
Eksempler på skadeklasse 1, 2, 3 og 4 er vist i figur 21 -24.



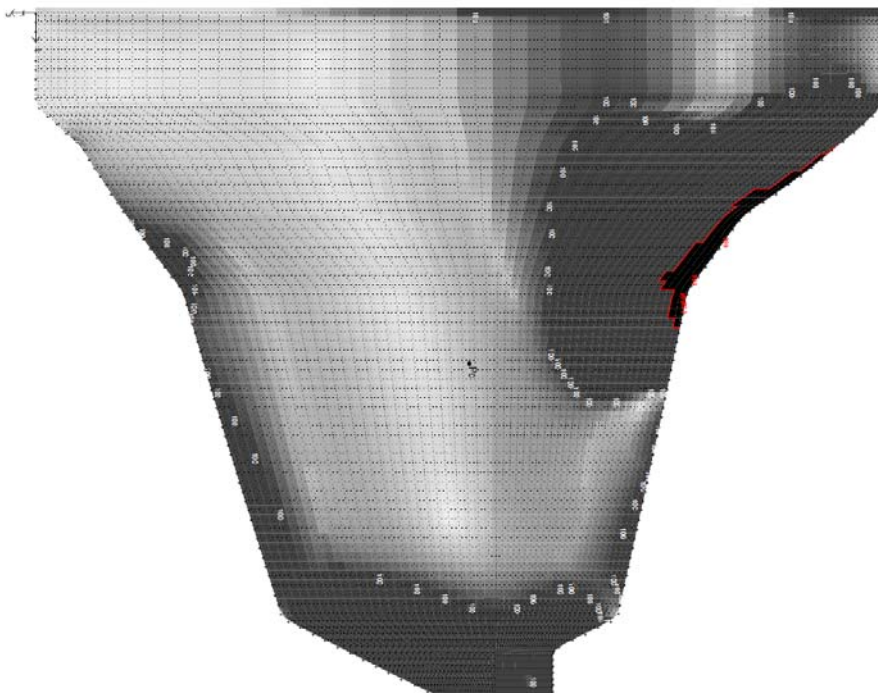
Figur 21 Plot av X1 for Sett 0. Maks X1=74 %. Skadeklasse 1.



Figur 22 Plot av SR for Sett 0. Maks SR= 1115 %. Skadeklasse 2.



Figur 23 Plot av Y2 for Sett 9. Maks Y2= 999 %. Skadeklasse 3,brudd i damfot.



Figur 24 Plot av SC for Sett 6. Maks SC = 999 %. Skadeklasse 4.

8 Resultat

8.1 Verifikasjon av modell

Verifikasjon av modellen er gjort for å sannsynliggjøre at resultatene i analysen blir riktige.

Geometrien i elementmodellen skal kontrolleres opp mot tegninger av konstruksjonen for å sikre at konstruksjonen er riktig modellert. Men siden FEM-modellen som er brukt i oppgaven er lagd av MultiConsult, antas det her at geometrien er korrekt.

Lastene kontrolleres ved å sammenlikne påsatte laster mot summen av lastene.

Forskyvningsplot av de forskjellige lasttilfellene er viktig for å danne seg et bilde av hvordan konstruksjonen responderer på lasten. Dette er en indikator på at det ikke er noe fundamentalt galt i modellen (Skeie, 2007).

8.1.1 Validering av laster

Vedlegg 2, figur 48-50, viser plot av det hydrostatiske trykket på dammen for HRV, DFV og PMF. Med massetettheten for vann lik 1000 kg/m^3 er vanntrykket ved damfoten beregnet i tabell 13. Det hydrostatiske trykket på damfoten i de tre forskjellige plottene er i samsvar med beregnede verdier.

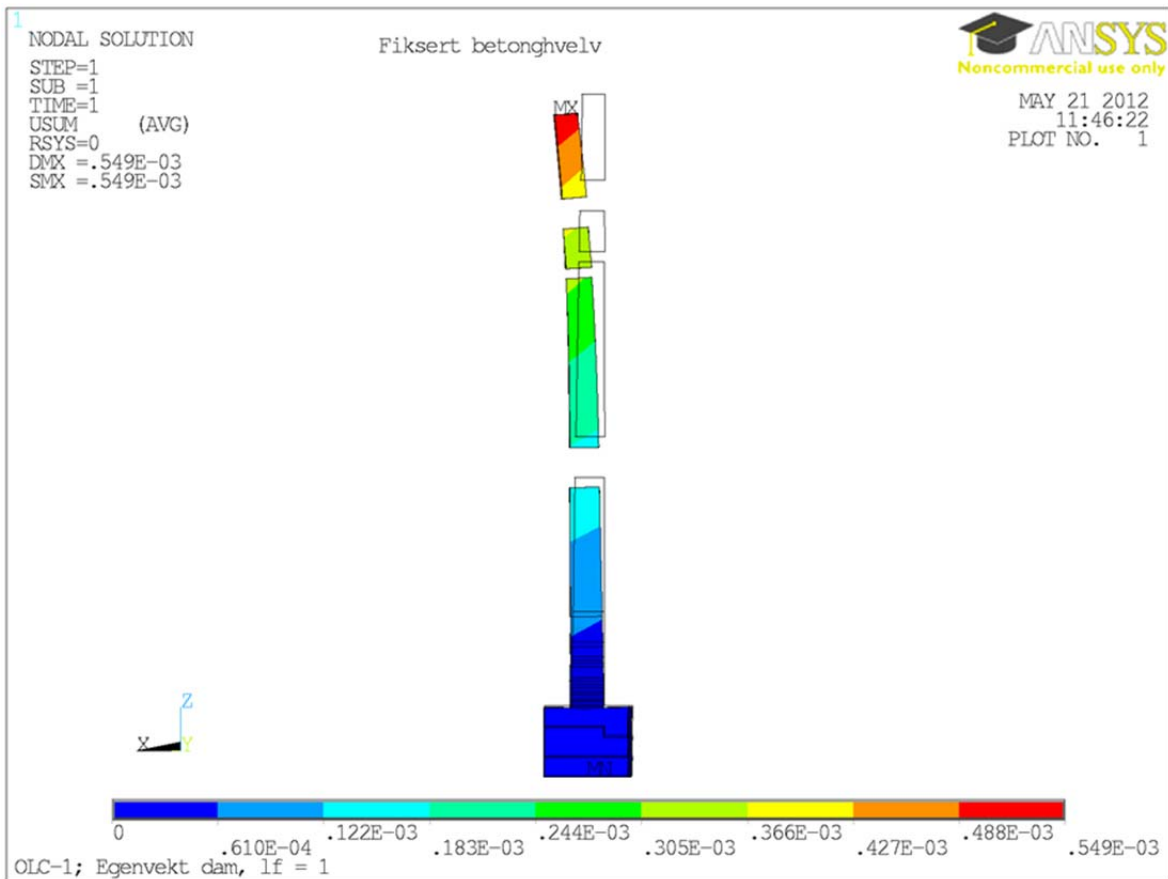
Tabell 13 Beregnet vanntrykk på damfot

Lasttilfelle	Kote [m]	Δz [m]	Trykk damfot [kPa]
HRV	305.0	40.0	400
DFV	308.0	43.0	429.6
PMF	309.7	44.7	446.9

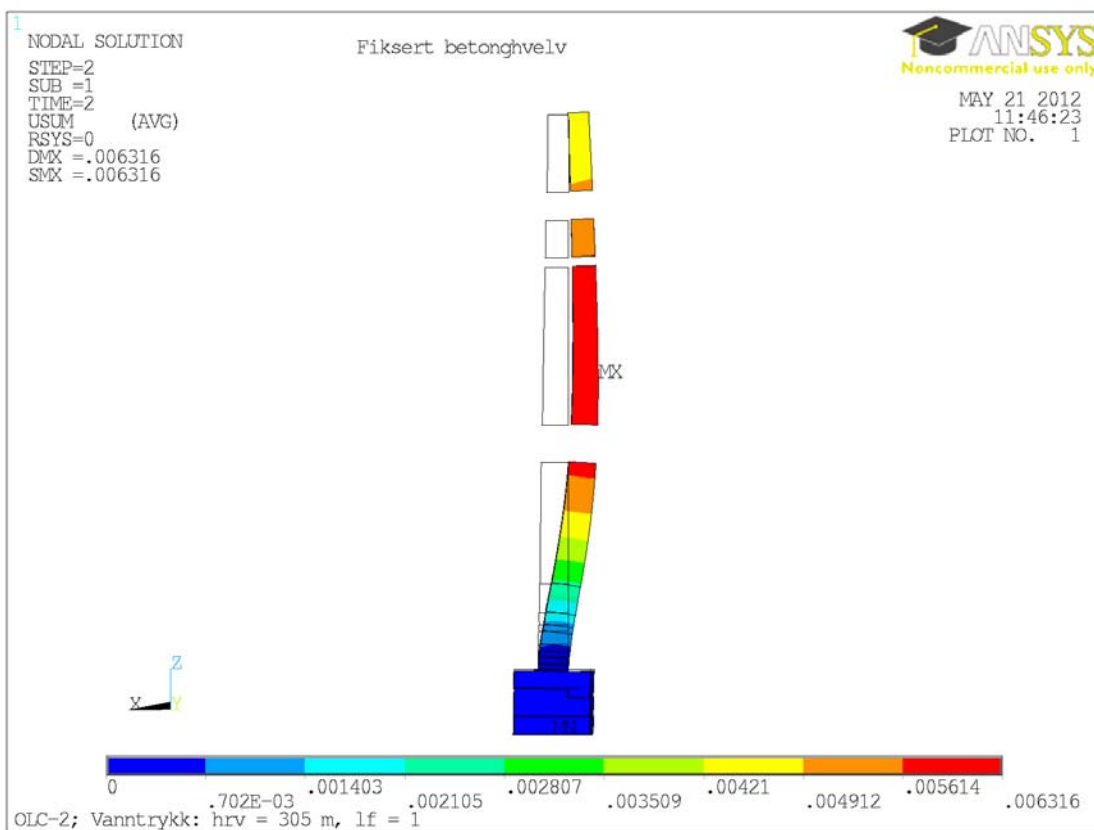
8.1.2 Forskyvningsplot

Deformasjoner er et visuelt hjelpemiddel til å bedømme akseptabiliteten av analysen.

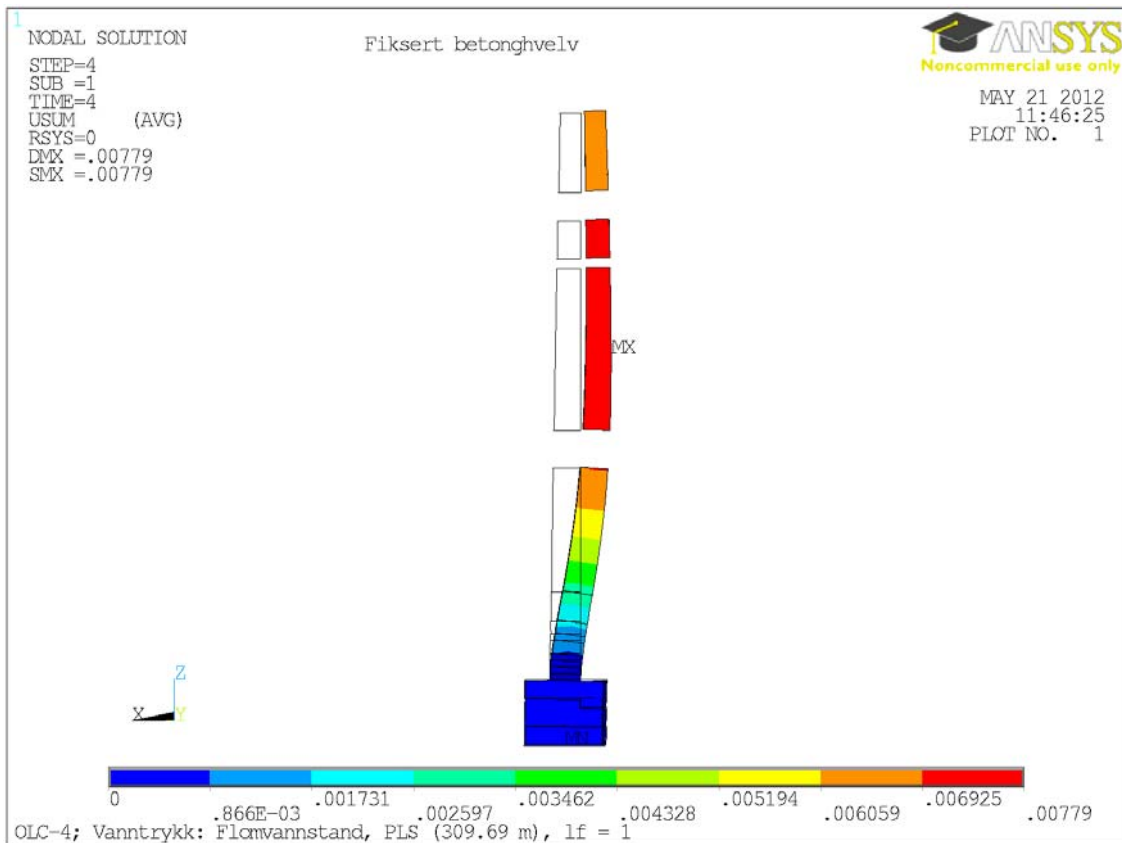
Figur 25-27 viser forskyvning av midtre vertikallamell for egenlast, HRV og PMF, med fikserte randbetingelser. Oppstrøms side er til venstre i figuren. Forskyvningen er vist i meter.



Figur 25 Deformasjon av midtre vertikallamell for Egenvekt dam.



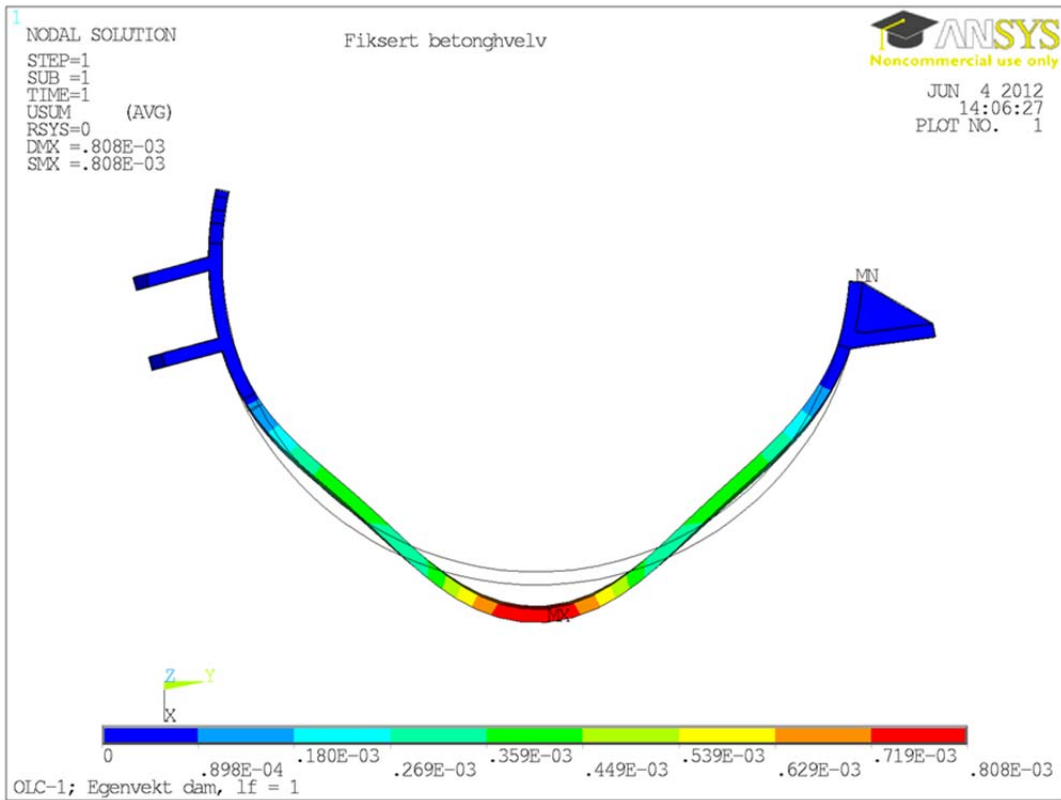
Figur 26 Deformasjon av midtre vertikallamell for vanntrykk, HRV.



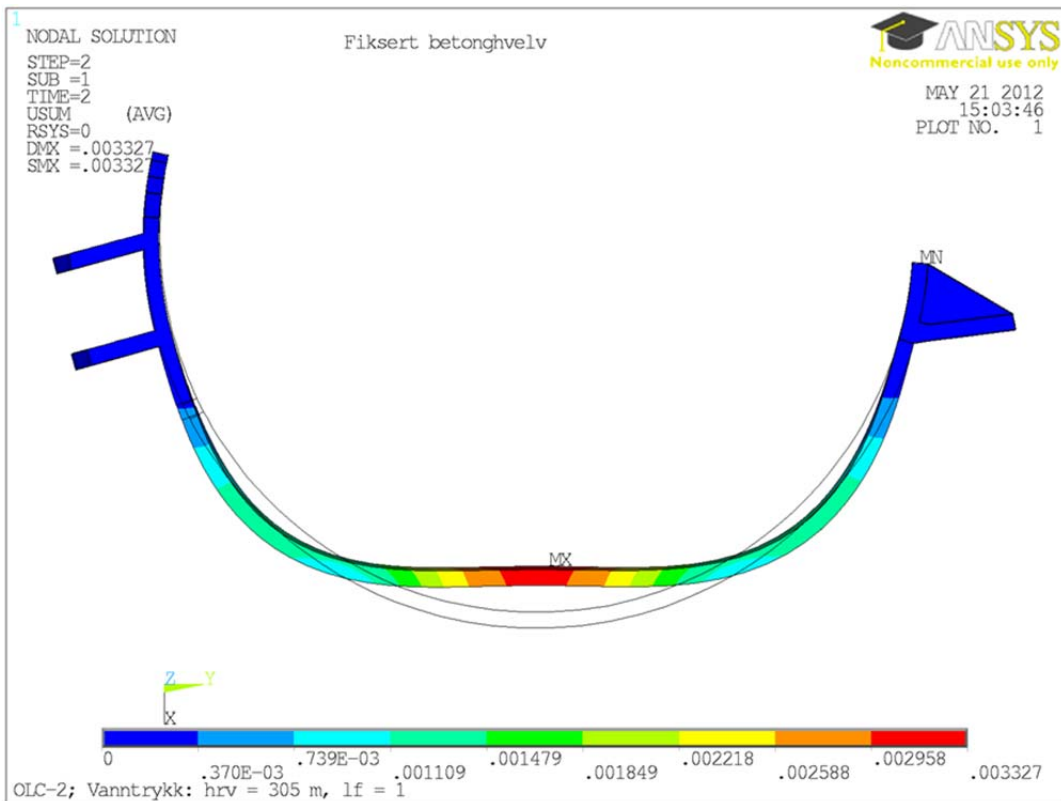
Figur 27 Deformasjon av midtre vertikallamell for vanntrykk, PMF.

Som forventet presser de hydrostatiske vann lastene dammen i nedstrøms retning. Forskyvningen øker også med økende last (6.3 mm for HRV og 7.8 mm for PMF). Dammen deformeres i oppstrøms retning for Egenvekt.

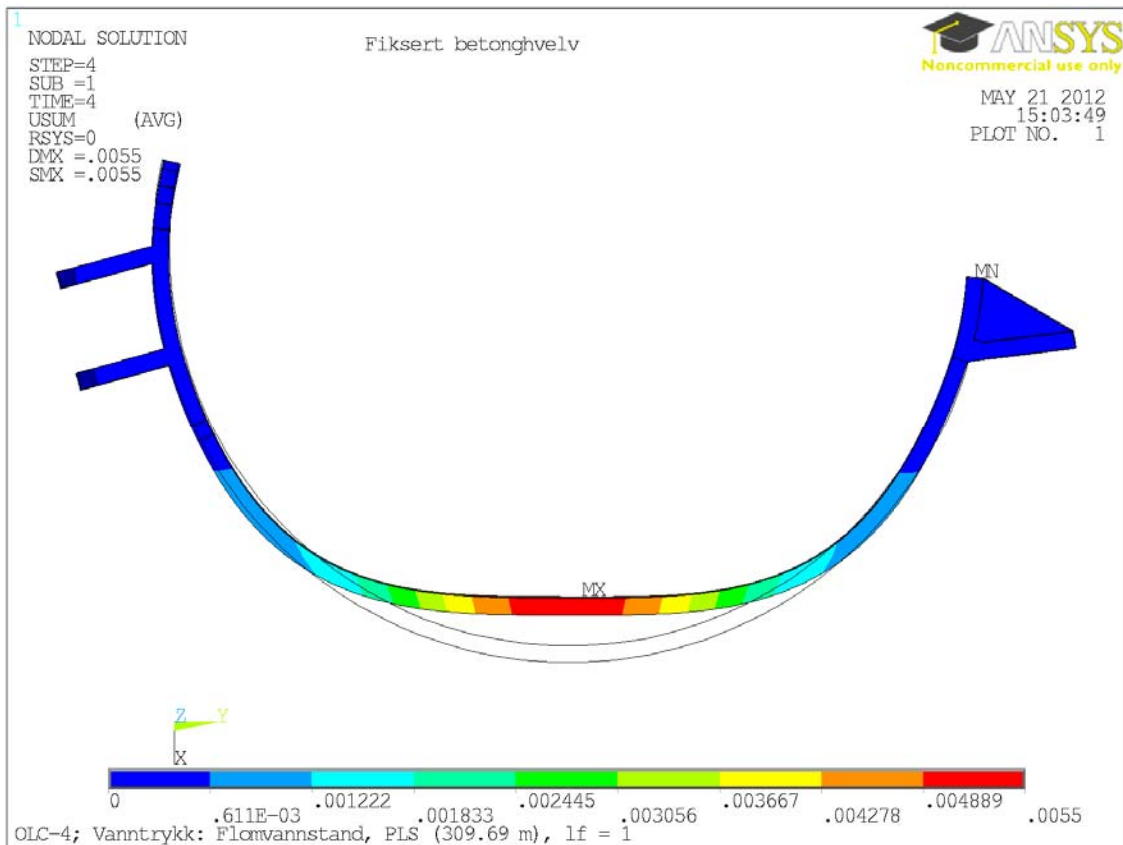
Figur 28-30 viser deformasjon av damkrona for Egenlast, HRV og PMF, med fikserte randbetingelser. Oppstrøms side er under i figuren. Deformasjonen er vist i meter.



Figur 28 Deformasjon av damkrone for Egenvekt dam.



Figur 29 Deformasjon av damkrone for vannlast ved HRV



Figur 30 Deformasjon av damkrone for vann last ved PMF.

Maksimal deformasjon opptrer i midten av buen. Det er i samsvar med oppførselen av en fast innspent bue med jevnt fordelt last (Stålkonstruksjoner profiler og formler, 2007).

Figur 25-30 og sammenlikning av tabell 13 med figur 48-50, indikerer at det ikke er noe fundamentalt galt med modellen.

8.2 Dimensjonerende lastkombinasjoner

Tabell 14 og 15 viser dimensjonerende lastkombinasjoner i henholdsvis brudd- og ulykkesgrensetilstanden for alle komponenter i Sett 0-9.

Tabell 14 Dimensjonerende lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

Komponent	X1	Y1	X2	Y2	C1	C2	SC	SR
Set 0	118	104	104	104	104	104	106	104
Set 1	104	104	106	121	104	104	106	106
Set 2	104	104	104	106	106	104	106	106
Set 3	104	104	106	106	106	104	106	106
Set 4	106	121	106	106	119	106	106	104
Set 5	104	119	106	106	106	106	104	104
Set 6	104	104	106	106	104	106	106	106
Set 7	106	122	104	121	122	122	122	106
Set 8	122	122	104	106	122	122	122	106
Set 9	121	106	106	106	106	122	106	106

Tabell 15 Dimensjonerende lastkombinasjoner i ulykkesgrensetilstand

Komponent	X1	Y1	X2	Y2	C1	C2	SC	SR
Set 0	401	401	401	401	401	401	401	401
Set 1	401	401	401	401	401	401	401	401
Set 2	401	401	401	401	401	401	401	401
Set 3	401	401	401	401	401	401	401	401
Set 4	401	401	401	401	401	401	401	401
Set 5	401	401	401	401	401	401	401	401
Set 6	401	401	401	401	401	401	401	401
Set 7	401	403	401	401	403	403	403	403
Set 8	403	403	401	403	403	403	403	401
Set 9	403	401	401	401	401	403	403	403

8.3

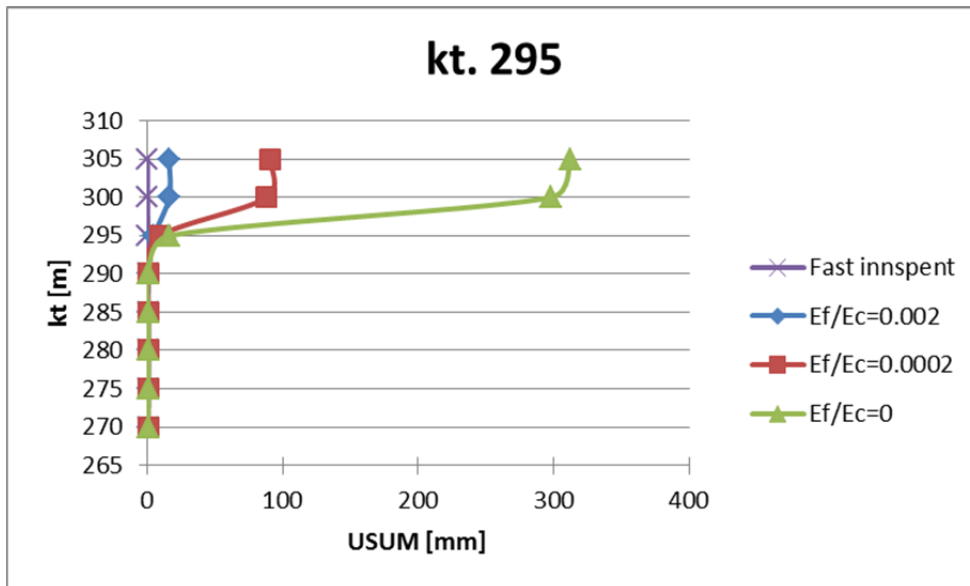
Deformasjon

Figur 31-33 viser deformasjon av kontaktflaten mellom dam og vederlag på høyre dam side. Kotehøyden er vist på vertikal akse og deformasjonen på horisontal akse. Grafene viser forholdet E_f/E_c .

Deformasjonen er målt i ANSYS for lasttilfellet OLC4. Det er valgt å måle deformasjoner på grunn av DFV fordi den er dimensjonerende i alle Sett i bruddgrensetilstanden.

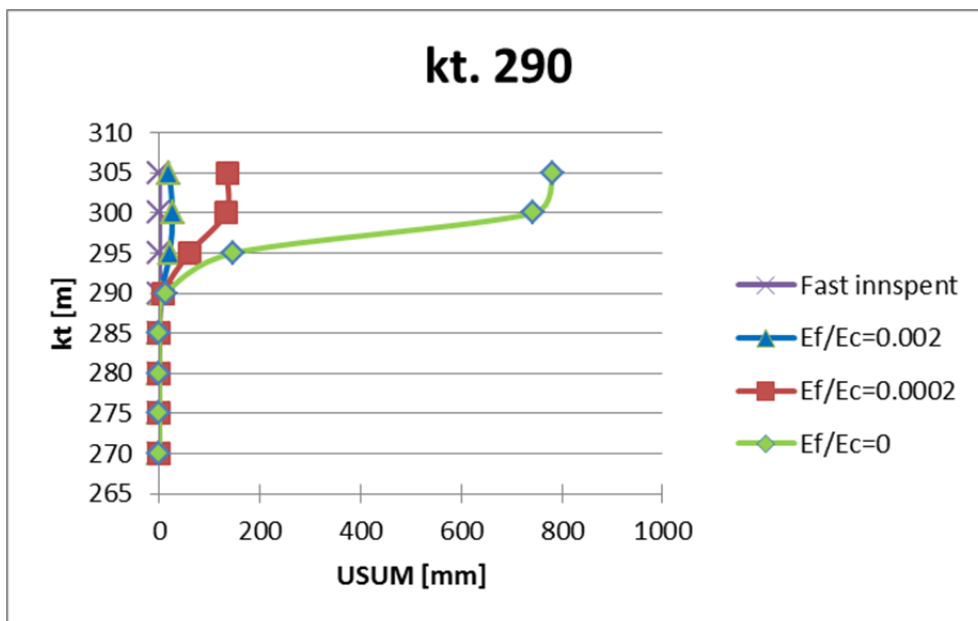
Dammen er fri til å bevege seg i xy- planet over angitt kote på høyre dam side, men er fastholdt mot deformasjon i z-retning. *USUM* angir altså vektorsummen av forskyvningen i xy- planet. Øvrige deler av dammen er fast innspent.

I figur 31 varierer forholdet E_f/E_c over kote 295 på høyre vederlag.



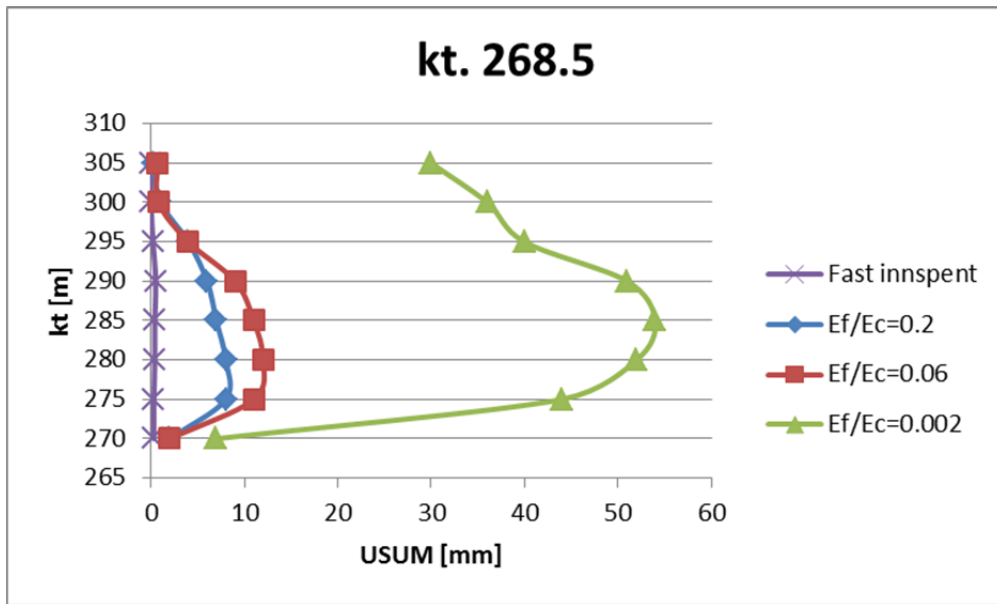
Figur 31 Varierende forhold E_f/E_c over kote 295 m

I figur 32 varierer forholdet E_f/E_c over kote 290 på høyre vederlag.



Figur 32 Varierende forhold E_f/E_c over kote 290 m

I figur 33 varierer forholdet E_f/E_c over kote 268.5 m på høyre vederlag.



Figur 33 Varierende forhold E_f/E_c over kote 268.5 m

8.4 Maksimal kapasitetsutnyttelse

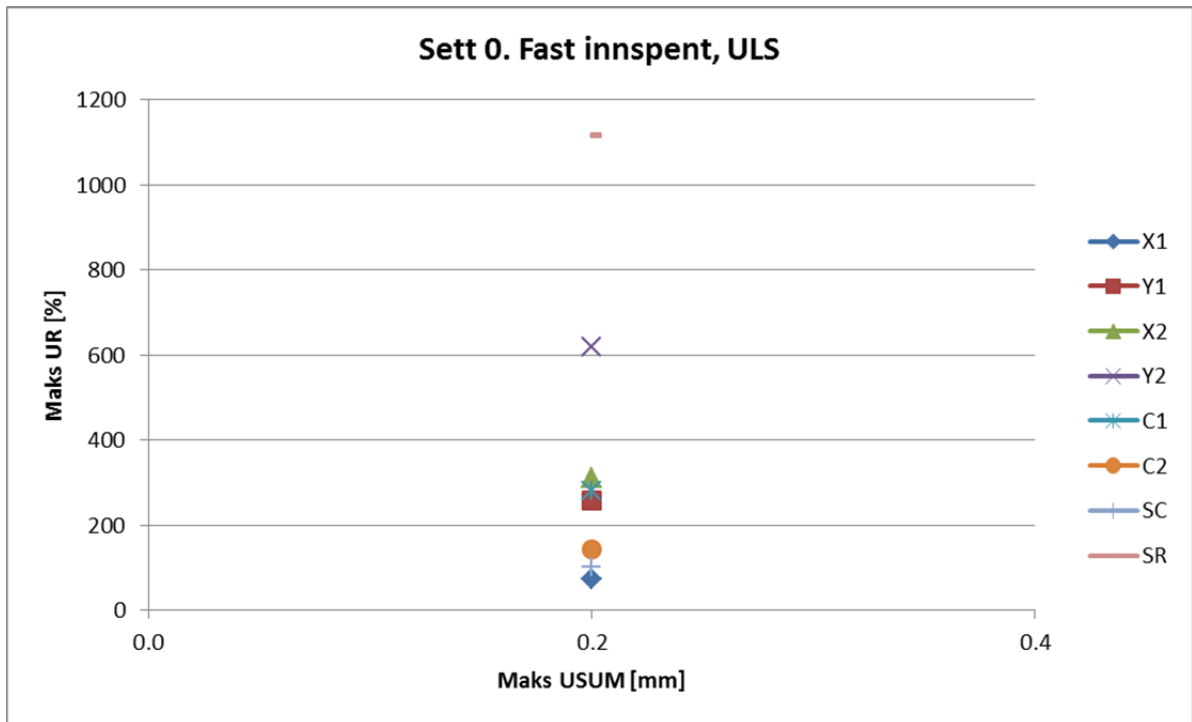
Beregningene er utført for Sett 0-9 og med de forskjellige lastkombinasjonene presentert i kapittel 7.8 og vedlegg 3. Plot av utnyttelsesforholdet og responsplottene er i vedlegg 6 (CD med mappe UR og RES).

De maksimale deformasjonene og tilhørende dimensjonerende lastkombinasjoner, er målt i ANSYS og vist i vedlegg 4.

8.4.1 Bruddgrensetilstand

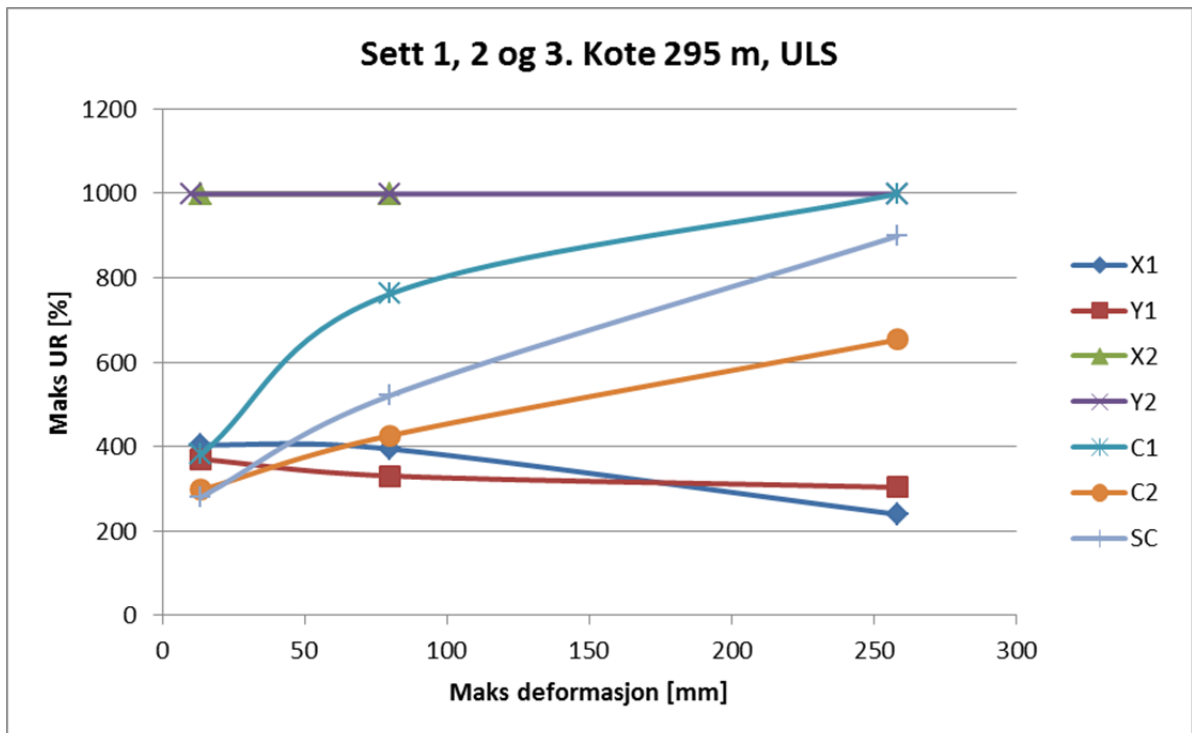
Figur 34-37 viser utnyttelsesforholdet av lengdearmring, trykkapasitet og skjærkapasitet av normalarmert betongstverrsnitt for deformasjoner i høyre vederlag. Maksimal deformasjon (*maks USUM*) er vist på horisontalaksen. Maksimalt utnyttelsesforhold (*maks UR*) av de forskjellige komponentene X1,Y1,X2,Y2,C1,C2 og SC er vist på vertikalaksen.

Figur 34 viser maksimalt utnyttelsesforhold for fast innspent tilfelle, Sett 0.

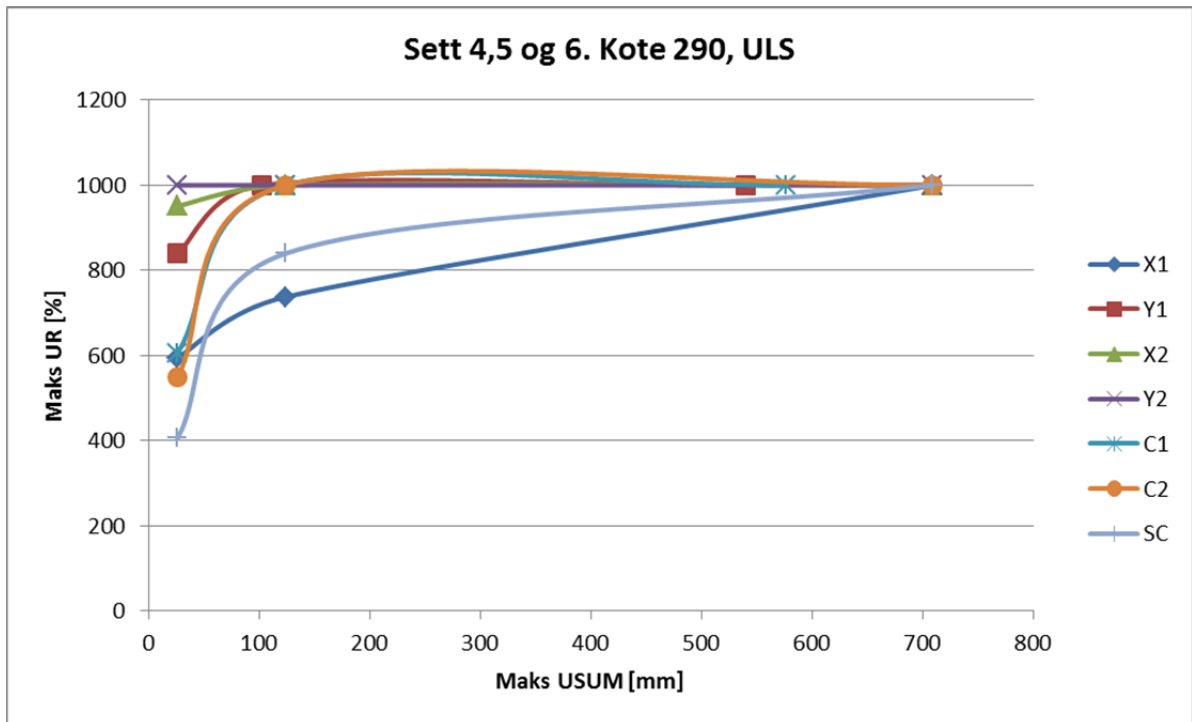


Figur 34 Maksimalt utnyttelsesforhold i bruddgrensetilstand for Sett 0.

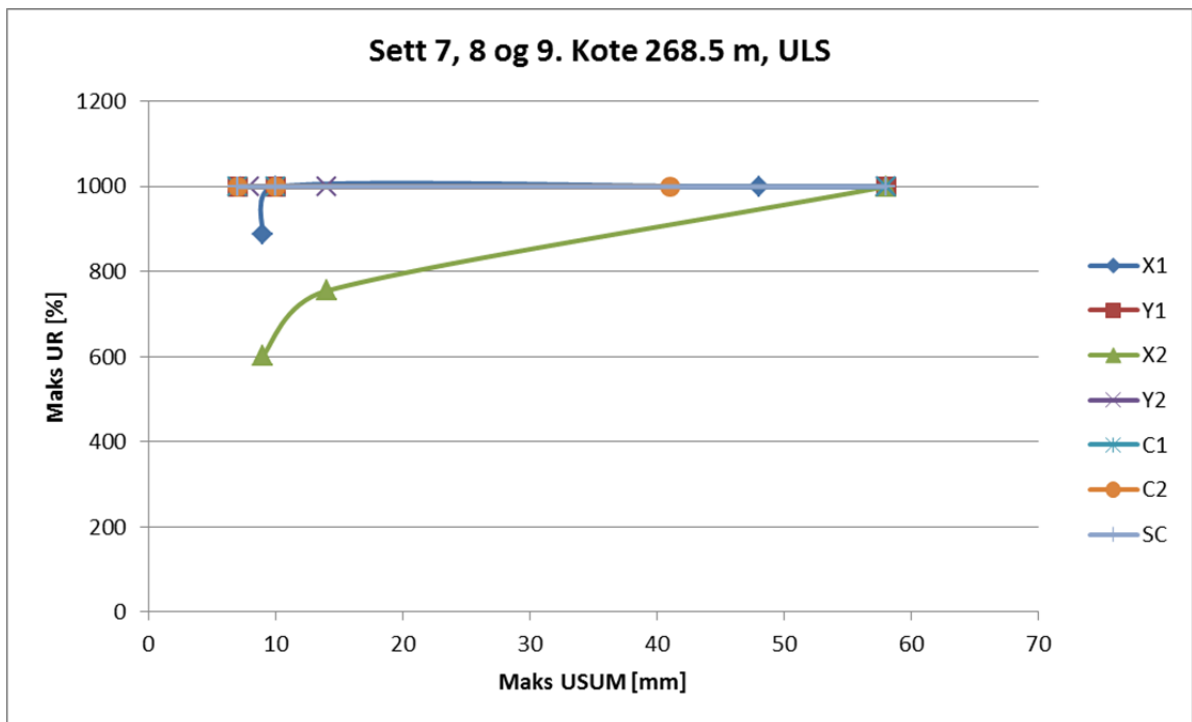
Figur 35-37 viser maksimalt utnyttelsesforhold for deformasjon i høyre vederlag over kote 295, 290 og 268.5 m.



Figur 35 Maks verdi av X1-SC i bruddgrensetilstand for Sett 1, 2 og 3.

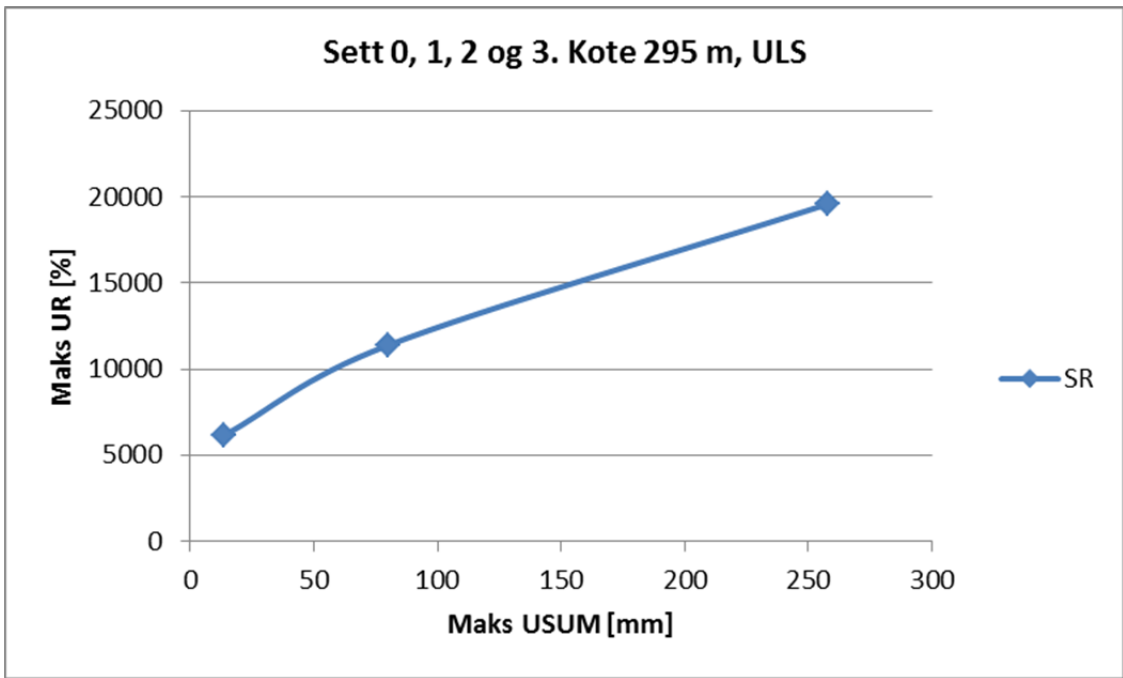


Figur 36 Maks verdi av X1-SC i bruddgrensetilstand for Sett 4, 5 og 6.

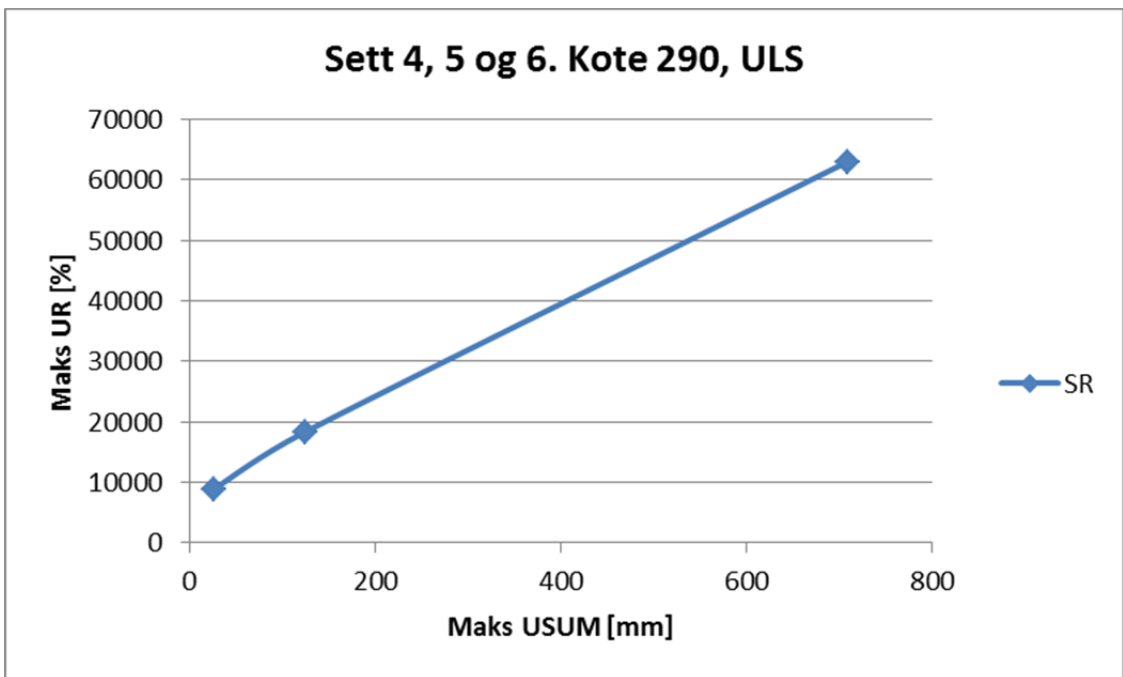


Figur 37 Maks verdi av X1-SC i bruddgrensetilstand for Sett 7, 8 og 9.

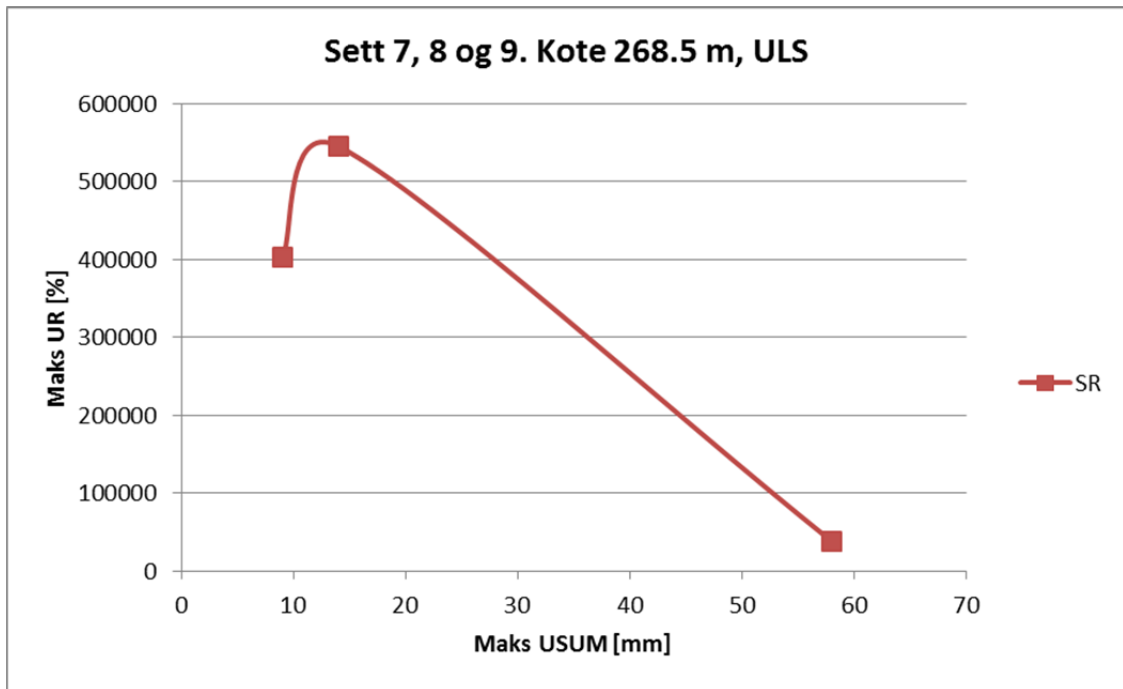
Figur 38-40 viser maksimalt utnyttelsesforhold av skjærarmeringen, SC, for deformasjoner i høyre vederlag over kote 295, 290 og 268.5 m.



Figur 38 Maks verdi av SR i bruddgrensetilstand for Sett 1, 2 og 3.



Figur 39 Maks verdi av SR i bruddgrensetilstand for Sett 4, 5 og 6.



Figur 40 Maks verdi av SR i bruddgrensetilstand for Sett 7, 8 og 9.

8.4.2 Ulykkesgrensetilstand

Resultatene fra ulykkesgrensetilstanden er presentert i vedlegg 5, fordi oppførselen og verdiene er omtrent lik som i bruddgrensetilstand.

9 Diskusjon

9.1 Deformasjon - E_f/E_c

Figur 31- 33 viser alle økende deformasjoner for minkende verdi av forholdet E_f/E_c . Dette er i samsvar med studiet av Morrow Point Dam presentert i kapittel 6.3.2. Størrelsen av deformasjonene i teorien og analysen er likevel ikke like. Det kommer av at størrelsen på dammen og lastene er forskjellige. Men også av at forskyvningene er målt i høyeste vertikallamell i Morrow Point Dam, mens deformasjonene i denne analysen er målt på kontaktflaten mellom dam og vederlag. I tillegg er bare høyre vederlag påvirket av E_f/E_c forholdet i analysen, mens begge vederlagene deformerer seg i studiet av Morrow Point Dam.

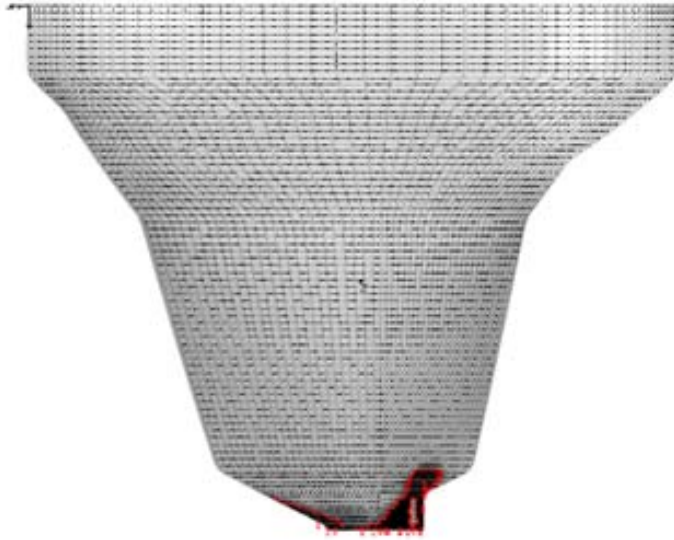
Sammenlikning av figur 31-33 viser også at deformasjonen øker ved økende utstrekning av det svake vederlaget, som beskrevet i kapittel 6.3.2, 3).

Tabell 14 viser lastkombinasjone som gir maksimale deformasjoner i bruddgrensetilstand. BAS 104 og 106 er kombinasjoner av egenvekt og DFV. BAS 119, 121 og 122 er kombinasjoner av egenvekt, HRV og is last på halv dam.

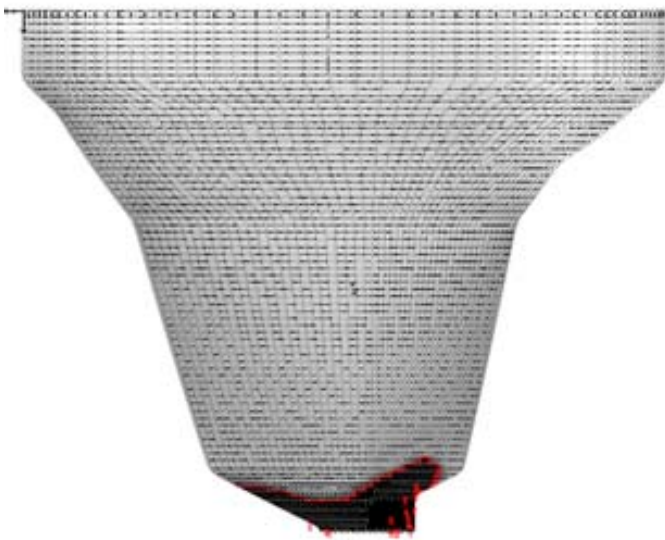
Lastkombinasjonene 401 og 403 dominerer i ulykkesgrensetilstand, vist i tabell 15. 401 er en kombinasjon av egenvekt og PMF, mens 403 er en kombinasjon av egenvekt, HRV og is last på halv dam.

9.2 Variasjon mellom vederlagene

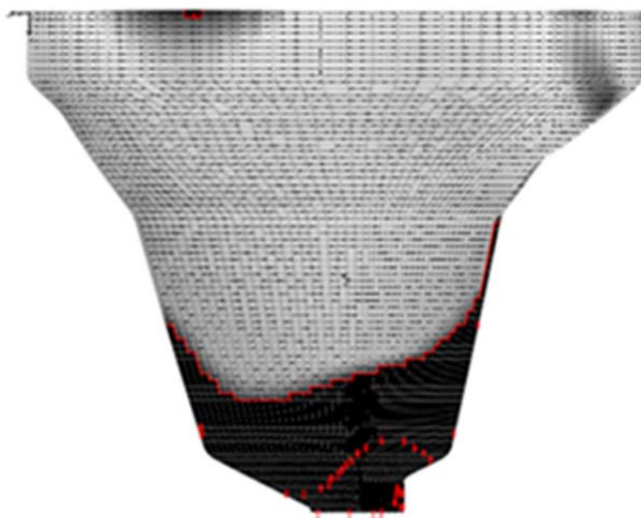
Figur 41 viser utnyttelsesforholdet av horisontal lengdearmring oppstrøms side for Sett 7-9. Venstre vederlag fast innspent, mens modulforholdet E_f/E_c for høyre vederlag er 0.2, 0.06 og 0.002. Figur 41 viser at spenningene på den svake vederlagssiden øker jo lavere verdien av modulforholdet blir. Spenningene på den fast innspente siden øker ikke like mye. Forskjell i deformasjonsmodul mellom vederlagene vrir dam deformasjonene og spenningsfordelingen mot det svakeste vederlaget. Dette øker spenningene innad dam kroppen og forårsaker spenningskonsentrasjoner nær damfoten, som beskrevet i kapittel 6.3.2.



$$E_f/E_c = 0.2$$



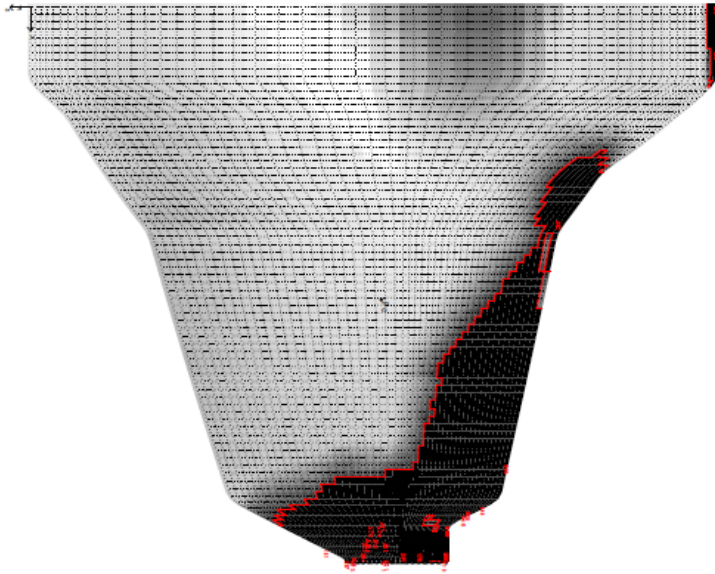
$$E_f/E_c = 0.06$$



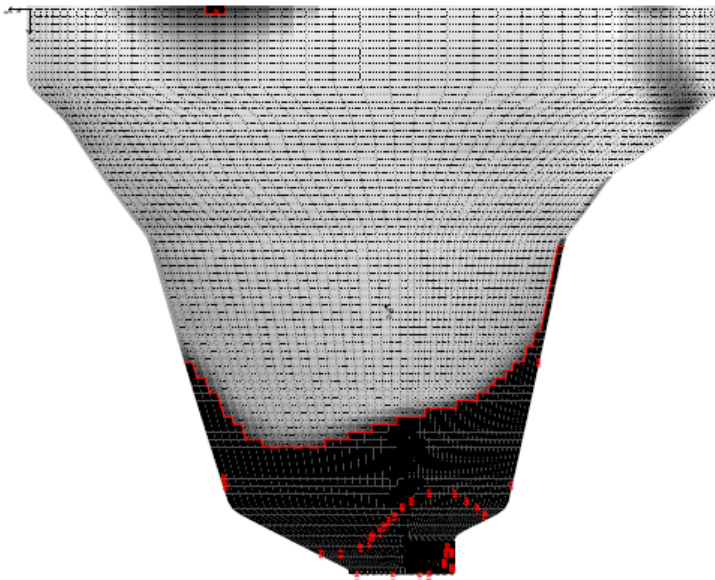
$$E_f/E_c = 0.002$$

Figur 41 UR plot av X2 for Sett 7,8 og 9

Kapittel 6.3.2, 2) viser til at forskjeller i deformasjonsmodulen mellom vederlagene øker strekkspenningene nær dam basen. Strekkspenningene på oppstrøms side konsentreres på den stiveste vederlagssiden, mens strekkspenningene på nedstrøms side konsentreres på den svakere vederlagssiden. Denne oppførselen er i samsvar med resultater fra Sett 9, vist i figur 42.



X1



X2

Figur 42 Utnyttelsesforhold av horisontal lengdearmring nedstrøms (X1) og oppstrøms (X2) side for Sett 9.

9.3 Utstrekning av vederlaget som deformerer

Sammenlikning av figur 35-37 viser at utnyttelsesforholdet øker dess større område av høyre vederlag som deformerer. Dette er i tråd med kapittel 6.3.2, 3); "Effekten av svakere vederlag på dam responsen er størst når den har stor utstrekning i dybden og når vederlagets deformasjonsmodul er vesentlig mindre enn betongens elastisitetsmodul".

9.4 Skadeklasser i bruddgrensetilstand

Formålet med å dele Sett 0-9 inn i skadeklasser er og få en viss ide om hvor store deformasjoner som kan oppstå i vederlaget før det har en sikkerhetsmessig innvirkning på hvelvdammen.

9.4.1 Sett 0

Figur 34 og vedlegg 6 (mappe UR), viser at horisontal lengdearmoring nedstrøms side ikke er fullt utnyttet og er derfor i klasse 1. Utnyttelsesforholdet av resterende komponenter er større enn 100% og kommer i klasse 2. Klassifisering av hver komponent er vist i tabell 16.

Tabell 16 Skadeklasser i Sett 0

Komponent	X1	Y1	X2	Y2	C1	C2	SC	SR
Sett 0	1	2	2	2	2	2	2	2

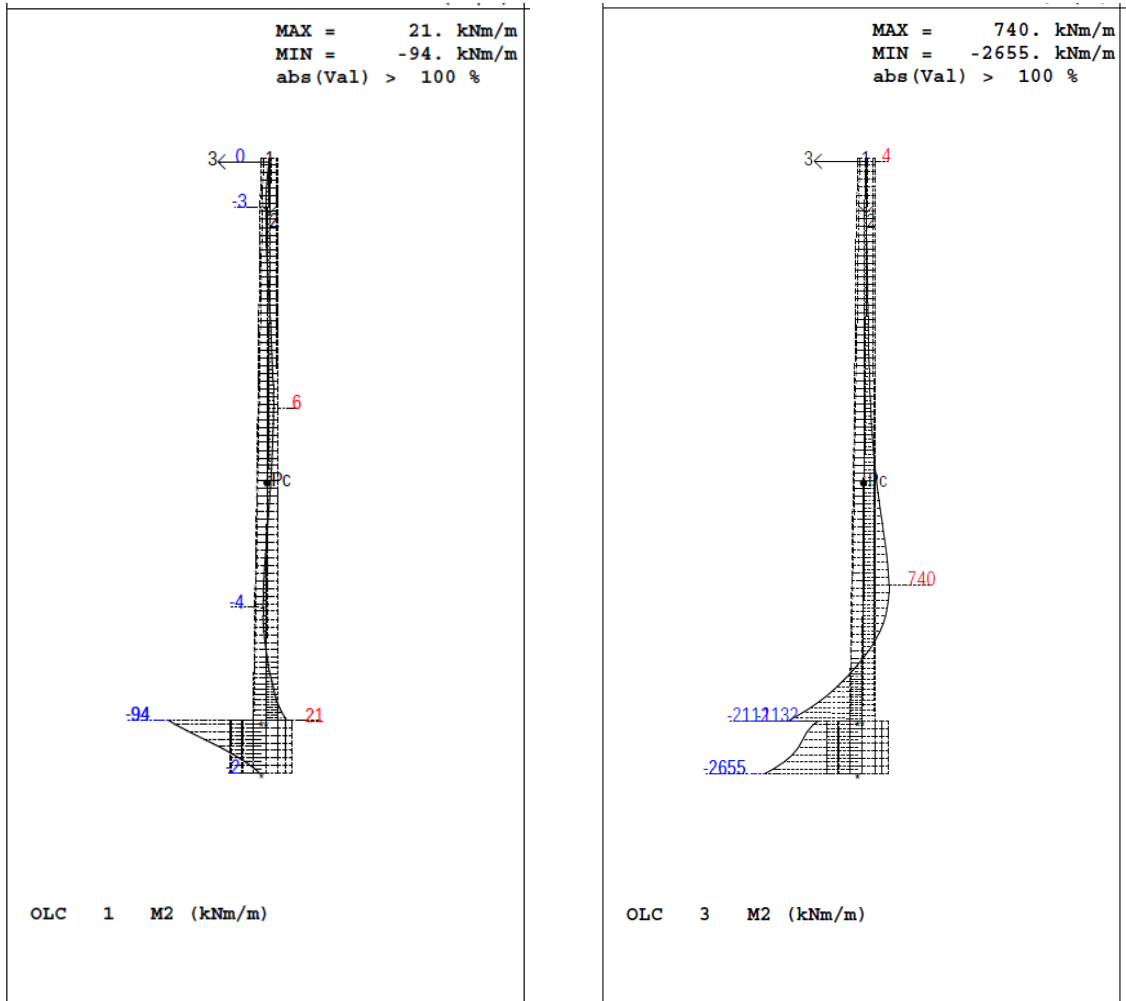
At selv tilfellet med fikserte randbetingelser er i klasse 2, kommer av at hvelvdammen som er brukt i analysen opprinnelig ble dimensjonert på 80-tallet. Da var det andre dimensjoneringsverktøy og krav til lastkombinasjoner enn i dag.

Kapasitetsoverskridelsene gjelder spesielt for vertikalarmeringen oppstrøms side og skjærarmoringen vist i vedlegg 6 (mappe UR). I forenklete metoder betraktes de enkelte buene som uavhengige av hverandre. Det er imidlertid ikke tilfelle. Ved hydrostatisk belastning vil det overføres skjærspenninger mellom buene, fordi buene med størst spenn deformerer mer enn de med mindre spenn. Spesielt mot bunnen av dammen vil denne overføringen av krefter være merkbar (Guttormsen, 2006).

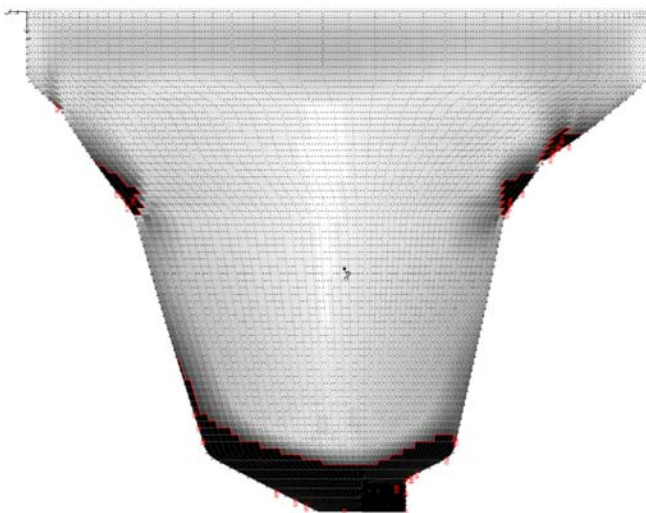
En mer nøyaktig beregning gjort med elementmetoden tar hensyn til kraftoverføringen i vertikal retning. Dette er effekter som er vanskelig å ta høyde for når man gjør håndberegninger på tilsvarende nivå som de utførte da dammen ble dimensjonert. Derfor gir denne analysen betydelig større vertikale strekkrefter enn det hvelvdammen ble dimensjonert for (Aasheim, 2012).

Responsplottene viser at det oppstår vertikale strekkrefter for vanntrykkslasttilfellene i nedre del av dam konstruksjonen, se figur 43 og vedlegg 6 (RES00). Figur 43 viser moment, M2, om akse 1 (forklart i figur 10 og 11, kapittel 6.4.6) i høyeste vertikallamell for lastene egenvekt og DFV. M2 tas opp av

vertikalarmeringen. Figur 43 viser at M2 er størst i damfot på oppstrøms side, som fører til store verdier av Y2 nær damfoten som vist i figur 44.



Figur 43 Moment M2 [kNm/m] for lastene egenvekt (til venstre) og DFV (til høyre). Resultatene gjelder for Sett 0. Oppstrøms side (face 2) er til venstre, positiv 3-retning.



Figur 44 UR plot av Y2 for Sett 0. Maks Y2 er 618 %.

I den opprinnelige dammen er det en randbjelke med tykkelse 2 m som stiver av øvre del av hvelvet. Denne er fjernet i analysen for å få en så generell situasjon som mulig. Dette er også med på å gi større kapasitetsoverskridelser i analysen enn i det opprinnelige tilfellet.

Dimensjonerende lastkombinasjon i Sett 0 er en kombinasjon av DFV og egenlast. I analysen er DFV=307.96 m, men da dammen ble dimensjonert var DFV= 306.20 m. Det tilsvarer en økning på 1.76 m vannstand. Større påført last bidrar også til at spenningene i dammen er større enn i opprinnelig situasjon.

9.4.2 Sett 1-3

Figur 35 og vedlegg 6 (mappe UR) viser at utnyttelsesforholdet av alle komponentene i Sett 1 og 2 er større enn 100 % og er derfor i klasse 2.

I Sett 3 er utnyttelsesforholdet av horisontal lengdearmring oppstrøms side og betongtrykkkapasiteten nedstrøms side over 100 % for hele høyre ving (vedlegg 6, mappe UR). Dette fører til lokal oppsprekking og klasse 3. Øvrige komponenter er i klasse 2.

Tabell 17 viser klassifisering av hver komponent i Sett 1-3.

Tabell 17 Skadeklasser i Sett 1-3

Komponent	X1	Y1	X2	Y2	C1	C2	SC	SR
Sett 1	2	2	2	2	2	2	2	2
Sett 2	2	2	2	2	2	2	2	2
Sett 3	2	2	3	2	3	2	2	2

Selv for deformasjonsmodul $E_f=0$ MPa, er dammen i klasse 3. Det viser at ved utglidning av en fjerdedel av vederlaget (på en side vel og merke), er restkapasiteten i hvelvet så stor at det ikke er fare for total dambrudd. Den alvorligste konsekvensen er altså lokalt brudd på konstruksjonen.

Dimensjonerende lastkombinasjon for Sett 1,2 og 3 er DFV og egenlast (BAS104 og 106) (tabell 14)

9.4.3 Sett 4-6

Figur 36 og vedlegg 6 (mappe UR) viser at utnyttelsesforholdet av alle komponentene i Sett 4 og 5 er større enn 100 % og er derfor i klasse 2.

I Sett 6 er utnyttelsesforholdet av lengdearmring oppstrøms side og betongtrykkkapasiteten nedstrøms side over 100 % for hele høyre ving. Dette fører til lokal oppsprekking og klasse 3. Utnyttelsen av skjærkapasiteten for normalarmerte betongtverrsnitt og skjærarmeringen er over 100 % over hele høyre side av hvelvet (vedlegg 6, mappe UR). Det er også store kapasitetsoverskridelser i

damfot. Dette fører til oppsprekking i store deler av hvelvet, og dermed fare for dambrudd (klasse 4).

Tabell 18 viser klassifiseringen av hver komponent i Sett 4-6.

Tabell 18 Skadeklasser i Sett 4-6

Komponent	X1	Y1	X2	Y2	C1	C2	SC	SR
Sett 1	2	2	2	2	2	2	2	2
Sett 2	2	2	2	2	2	2	2	2
Sett 3	2	2	3	3	3	2	4	4

Dimensjonerende lastkombinasjon for Sett 4 og 5 er DFV og egenlast (BAS104 og 106), samt is last på halv dam og HRV (BAS119, 121). For Sett 6 er dimensjonerende lastkombinasjon DFV og egenlast (BAS104 og 106) (tabell 14).

9.4.4 Sett 7-9

Figur 37 og vedlegg 6 (mappe UR) viser at utnyttelsesforholdet av alle komponentene i Sett 7 og 8 er større enn 100 % og er derfor i klasse 2.

I Sett 9 er utnyttelsesforholdet av horisontal og vertikal lengdearmring oppstrøms side over 100 % i hele damfoten. Dette fører til lokal oppsprekking og klasse 3. Utnyttelsen av skjærkapasiteten for normalarmerte betongtverrsnitt og skjærarmeringen er over 100 % for hele høyre side av hvelvet (vedlegg 6, mappe UR). Dette fører til oppsprekking av store deler av hvelvet, og dermed fare for dambrudd (klasse 4).

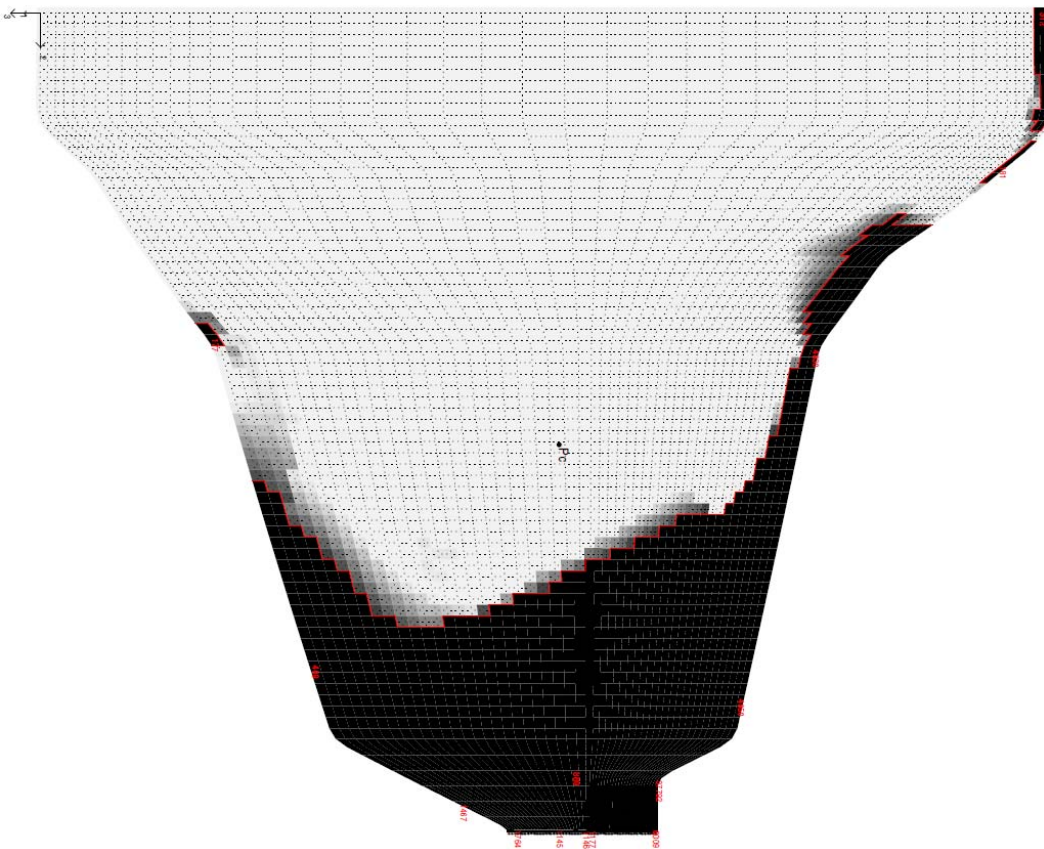
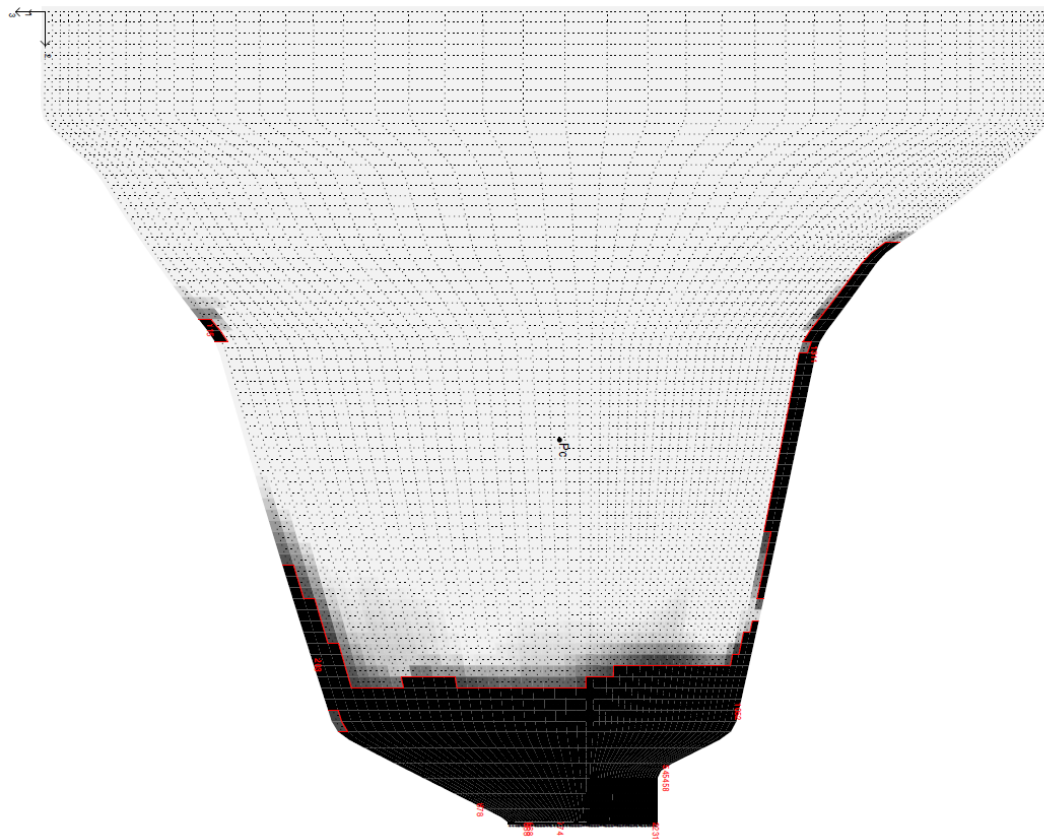
Tabell 19 viser klassifiseringen av alle komponenter i Sett 7-9.

Tabell 19 Skadeklasse i Sett 7-9

Komponent	X1	Y1	X2	Y2	C1	C2	SC	SR
Sett 1	2	2	2	2	2	2	2	2
Sett 2	2	2	2	2	2	2	2	2
Sett 3	2	2	3	3	2	2	4	4

Dimensjonerende lastkombinasjon for Sett 7, 8 og 9 DFV og egenlast (BAS 106) (tabell 14).

Overskridelsene i skjærarmeringen (SR) er tidels forklart i Sett 0. Figur 40 viser minkende verdi av utnyttelsesforholdet, SR, med økende deformasjon. Dette er ikke i samsvar med oppførselen til øvrige Sett. Men selv om maks utnyttelse av skjærarmeringen minker fra Sett 8 til Sett 9, øker likevel omfanget av utnyttelsen og samtidig faren for brudd (figur 45).



Figur 45 UR plot av SR i Sett 8 og 9.

9.5 Skadeklasser i ulykkesgrensetilstand

Utnyttelsesforholdet av hvelvdammen i ulykkesgrensetilstanden er noe mindre enn for bruddgrensetilstanden, se vedlegg 6 (mappe UR). Det kommer av at lastene i ULS multipliseres med en lastfaktor på 1.2, mens det i PLS brukes en lastfaktor på 1.0. Bruddgrensetilstanden er derfor dimensjonerende i denne analysen.

Selv om utnyttelsesforholdet i PLS er litt mindre enn i ULS, er ikke forskjellene store nok til å endre klassifiseringen av Sett 0-9. Klassifiseringen er derfor lik i både ULS og PLS.

9.6 Totalvurdering av skadeklasse

Tabell 20 viser en totalvurdering av skadeklassene for Sett 0-9. De mest konservative tilfellene fra tabell 16-19 ligger til grunn for vurderingen.

Tabell 20 Totalvurdering av sikkerheten til konstruksjonen

Sett	1. Ikke svekkelse	2. Alvorlig svekkelse	3. Lokalt brudd	4. Brudd	Maks USUM [mm]
0		X			4
1		X			14
2		X			80
3			X		258
4		X			26
5		X			124
6				X	709
7		X			9
8		X			14
9				X	58

- Deformasjon av øverste 10 m i høyre vederlag: Maksimal deformasjonen må over 80 mm før det oppstår lokalt brudd i konstruksjonen
- Deformasjon av øverste 15 m i høyre vederlag: Maksimal deformasjonen må over 124 mm før det oppstår dambrudd.
- Deformasjon av øverste 36.5 m i vederlaget: Maksimal deformasjonen må over 14 mm før det oppstår dambrudd.

Forskjellen mellom de kritiske deformasjonsverdiene er store. For å bestemme en mer nøyaktig verdi av forskyvningen som fører til lokalt eller totalt brudd, må det gjøres flere analyser. Da med verdier av E_f mellom 0 og 5 MPa på de øverste 10 og 15 m av høyre vederlag, og mellom 50 og 1500 MPa over kote 268.5 m.

9.6.1 **Oppførselen av tynne i forhold til massive hvelvdammer**

Ut fra resultatene i tabell 20 ser det ut til at det enten vil oppstå lokalt brudd eller totalt brudd i hvelvdammen når forskyvningene når kritisk deformasjon.

Restkapasiteten i den tynne hvelvdammen i analysen er altså ikke like stor som i den massive hvelvdammen Sweetwater Dam.

9.7 **Innvirkning av modulforholdet E_f/E_c**

Kapittel 6.3.1 viser til at effekten av forskjell i deformasjonsmodul mellom vederlagene er av størst betydning når modulen på det svake vederlaget er betydelig mindre enn betongens elastisitetsmodul. Det vil derfor av praktiske interesser ikke være nødvendig å som en regel vurdere påvirkningen av deformasjoner i vederlaget med hensyn på spenningstilstanden til hvelvet. Det gjelder derimot ikke for tilfeller der forholdet E_f/E_c er mindre enn 0.125. Teorien gjelder for deformasjon av begge vederlag.

Resultatet av analysen viser at for deformasjon av vederlaget over kote 295 og 290 m (1/4 og 3/8 av vederlaget) må forholdet E_f/E_c være mindre enn 0.0002 for å ha betydelig innvirkning på klassifiseringen av hvelvdammen.

Teorien stemmer litt bedre for deformasjon av vederlag over kote 268.5 m. Da har forholdet E_f/E_c betydelig innvirkning på klassifiseringen av hvelvdammen for verdier mellom 0.06 og 0.002.

9.8 **Tiltak**

Resultatene fra analysen gir føringer for valg av tiltak der det er nødvendig med tanke på dam sikkerheten. Tiltak innebærer videre undersøkelser, beregninger eller forbedringer som beskrevet i kapittel 6.8.

Når sikkerhetsmessige hensyn tilsier det skal vassdragsanlegg overvåkes, slik at forhold som kan føre til reduksjon av anleggets sikkerhet kan avdekkes så tidlig som mulig. Det må vurderes om deformasjoner i vederlag skal overvåkes, og om det er behov for kontinuerlig overvåking (Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg, 2005).

9.8.1 **Bruddgrensetilstand**

For deformasjonsmålinger som tilsier at dammen er i en gitt skadeklasse, utføres tiltak i henhold til Tabell 21. Sikkerhetskravene for bruddgrensetilstanden er tilfredstilt for klasse 1, og krever følgelig ikke tiltak.

Tabell 21 Tiltak i bruddgrensetilstand

Klasse	Tiltak
1	Ingen
2	Fase 1 - Geologisk vurdering. ↓ Fase 2 - Stabilitetsberegninger eller overvåkning ↓ Fase 3 - Supplerende undersøkelser og beregninger - Bedring av stabilitet
3	Fase 3 - Supplerende undersøkelser og beregninger - Bedring av stabilitet
4	Fase 3 - Supplerende undersøkelser og beregninger - Bedring av stabilitet

9.8.2

Ulykkesgrensetilstand

Skade på konstruksjonen kan aksepteres i ulykkesgrensetilstanden så lenge skaden ikke utvikles videre og gir opphav til alvorlige konsekvenser (Retningslinjer for betongdammer, 2003).

For deformasjonsmålinger som tilsier at dammen er i en gitt skadeklasse, utføres tiltak i henhold til Tabell 22. Sikkerhetskravene for ulykkesgrensetilstanden er tilfredstilt for skadeklasse 1, 2 og 3, og krever følgelig ikke tiltak.

Tabell 22 Tiltak i ulykkesgrensetilstand

Klasse	Tiltak
1	Ingen
2	Ingen
3	Ingen
4	Fase 3 - Supplerende undersøkelser og beregninger eller forbedringer.

9.9

Tolkning av resultat

Lastkoeffisienter, materialkoeffisienter og last krav fører til en viss overdimensjonering i forhold til reell situasjon. Materialfaktorer inkluderer usikkerhet i forbindelse med blant annet dimensjonering og materialegenskaper, mens lastfaktoren er introdusert på grunn av usikkerhet i beregning av flomstørrelser (Retningslinjer for laster og dimensjonering, 2003).

I bruddgrensetilstand må den karakteristiske styrken av betong og armering divideres med en materialfaktor på henholdsvis $\gamma_m = 1.4$ og 1.25 . Karakteristisk styrke er altså 40 og 25 % større enn dimensjonerende styrke. I ulykkesgrensetilstand er materialfaktorene $\gamma_m = 1.2$ og 1.1 , som gir karakteristisk styrke på 20 og 10 % av dimensjonerende styrke.

I bruddgrensetilstand må karakteristiske laster multipliseres med en lastfaktor på 1.2 for å få dimensjonerende laster. Det tilsvarer en økning på 20 %. Det er ikke krav om lastfaktorer i ulykkesgrensetilstand.

I forhold til 80- tallet har også lastkravene økt. I opprinnelige beregninger er dimensjonerende flomvannstand 306.20 m, men i analysen er DFV= 307.96 m. Det tilsvarer en økning på 1.76 m, eller 0.6 % ekstra vann last. Det var heller ikke krav om PMF på 80- tallet. Maksimal flomvannstand var derfor DFV=306.20 m. I analysen gir kravet om påregnelig maksimal flom i ulykkesgrensetilstand en vannstand på kote 309.69 m. Det er en økning på 3.49 m vannstand, eller 1 % ekstra vann last.

I tillegg til den ekstra sikkerheten en får ved material og lastfaktorene, er det også styrke igjen i armeringen selv når UR=100 % . Det er fordi UR= 100% så fort første flytepunkt er nådd, selv om det ennå er restkapasitet i tilgjengelig i armeringen (MultiCon, 1994).

Det betyr at selv om hvelvdammen er definert i skadeklasse 4, trenger ikke den nødvendigvis ikke å gå til brudd

9.10

Feilkilder

Verdien av kritisk forskyvning som er funnet fra disse resultatene er sannsynligvis for lave, siden selv tilfellet med fast innspente randbetingelser er i klasse 2 (kapittel 9.4.1). Eksempelvis er overskridelsen av oppstrøms lengdearmering og skjærarmering i damfoten dimensjonerende for Sett 9 (vedlegg 6, mappe UR). Der var også spenningskonsentrasjonen størst for Sett 0. For videre forsøk bør en derfor ta utgangspunkt i en modell som er i klasse 1 for fast innspente randbetingelser.

Andre feilkilder til resultatene er vurderingen av UR-plottene. Det er viktig å ha erfaring for å kunne tolke slike plot riktig. I tillegg bør brukeren av ANSYS ha erfaring med FEM-programmer for å sikre riktig bruk av analyseverktøyet. Slik blir det mindre sannsynlig med feil i modellen som fører til feil resultat.

Konklusjon

I oppgaven er det funnet en metode for å modellere innvirkningen deformasjoner i vederlaget har på spenningene i dam kroppen. Metoden består i å endre vederlagets deformasjonsmodul på kontaktflaten mellom hvelv og vederlag, for slik å finne forskyvninger som følge av dimensjonerende lastkombinasjoner.

Den maksimale forskyvningen som oppstår for et gitt tilfelle, er brukt videre som et mål på hvor stor forskyvning som kan tillates før det har sikkerhetsmessige konsekvenser for konstruksjonen. De sikkerhetsmessige konsekvensene er så delt inn i skadeklasser for å se på eventuelle tiltak for utbedring. Skadeklassene er basert på graden av kapasitetsutnyttelse i dam hvelvet.

Resultatene i Tabell 23 gir en indikasjon på hvilke sikkerhetsmessige konsekvenser deformasjon i vederlaget har for konstruksjonen.

Tabell 23 Konsekvens av deformasjon i vederlag

Andel av vederlag som deformeres	Størrelse av deformasjon [mm]	Skadeklasse
1/4	> 80	3. Lokalt brudd
3/8	> 135	4. Dambrudd
36.5/40	> 14	4. Dambrudd

I tilfeller der skaden på dammen fører til fare for lokalt brudd eller dambrudd, må supplerende undersøkelser og beregninger utføres. Dersom det etter nye undersøkelser viser seg nødvendig å bedre stabilitetsforholdene, kan utstøping, forankring eller reduksjon av poretrykk i vederlagene være alternativer for forbedringer.

Størrelsen av kritisk deformasjon er sannsynligvis for lav. Det kommer blant annet av at dammen selv i fast innspent tilfelle havnet i skadeklasse 2, vist i kapittel 9.4.1.

Av praktiske og økonomiske årsaker vil det ikke være nødvendig å gjennomføre en grundig vurdering av deformasjoner i vederlaget på spenningstilstanden til hvelvet, unntatt for tilfeller der forskyvningene er over en viss verdi.

For videre forskning er metoden anvendelig hvis en har tilgang på FEM-program, en modell av dam geometrien og metoder for å gjøre om resultater fra elementberegningene til utnyttelse av betong og armering. Da vil det være mulig å teste flere tilfeller og finne en mer nøyaktig verdi for kritisk deformasjon.

Det vil naturligvis også være en fordel å ha erfaring med slike programmer, slik at feilkilder og tidsbruk blir redusert.

Det er vanskelig å gjøre analysen med håndberegninger, fordi omfanget av slike beregninger er så store.

Disse resultatene gjelder kun for en tynn enkelkrum hvelvdam med 40 m høyde. For å kunne bruke resultatene mer generelt vil det være nødvendig å generalisere utformingen av dammen og gjøre forsøk for flere tynne armerte hvelvdammer.

Videre undersøkelser som kan være med på å belyse innvirkningen av deformasjon i vederlag på hvelvdammer er;

- Endelig element modellering av flere buedammer, der en dam har tvilsomt vederlag og eventuelt en godt instrumentert buedam med gode vederlag. Kalibrering av modellen mot målte deformasjoner bør gjøres hvis mulig.
- Sammenlikne spenningsresponsen av en massiv og tynn hvelvdam. Har massive hvelvdammer som Sweetwater Dam så stor sikkerhet i seg selv, at deformasjoner i vederlagene ikke fører til brudd i selve dammen?
- Ta for seg mindre buedammer og se om en kan utvikle en mer standard metode for bygging av slike uten å gjøre tunge beregninger for hver enkelt dam. Dimensjonering av buedammer er relativt arbeidskrevende da det må utføres FEM analyser. Dette fører til at mange konsulenter vegrer seg for å ta i bruk buedammer på mindre anlegg.

11 Referanser

Le Barrage de Malpasset. (2007, Januar 25). Hentet Mai 14, 2012 fra AzurAlive:
<http://www.azuralive.com/2007/01/index.html>

2012 ANSYS, I. (u.d.). ANSYS Help.

Aasheim, E. E. (2012). *Mail*.

ANSYS. (2009, April). *ANSYS Parametric Design Language Guide*. Hentet Februar 13, 2012, fra ansys.com:

http://www1.ansys.com/customer/content/documentation/120/ans_apdl.pdf

Center, S. D. (2012, juni 04). *San Diego History*. Hentet fra Timeline of San Diego:
<http://www.sandiegohistory.org/timeline/timeline2.htm>

CornellUniversity. (n.d.). *SimCafe*. (University, Cornell) Hentet Mars 15, 2012, fra ANSYS Learning Modules: <https://courses.cit.cornell.edu/ansys/plate/step08.htm>

Engineers, U. A. (1994). *Arch Dam Design*. Washington DC: Department of the army.

Guttormsen, O. (2006). *Vannkraftverk og vassdragsteknikk* (Vol. Vassdragsteknikk I). Trondheim: Tapir.

Inspections, D. o. (1999). *Arch dams*. Federal Energy Regulatory Commission. Washington DC: Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects.

Molkersrød, K. (90). Etterkontroll av fundamentstabilitet ved hvelvdammer. Vassdragsdirektoratet.

MultiConsult. (1994). *MultiCon*. MultiConsult.

Norge, S. (2003). Prosjektering av betongkonstruksjoner Beregnings- og konstruksjonsregler. Norges Standardiseringsforbund.

Norge, S. (2008). *Eurokode 2*. Standard Norge.

NVE. (2003, Desember). *Retningslinjer for betongdammer*. Norges vassdrag- og energidirektorat.

NVE. (2003). *Retningslinjer for laster og dimensjonering*. Norges vassdrags- og energidirektorat.

NVE. (2005). *Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg*. Norges vassdrags- og energidirektorat.

OED, O. o. (2010, Januar 01). *Damsikkerhetsforskriften*. (OED (Olje og energidepartementet)) Hentet fra Lovdata: <http://www.lovdata.no/for/sf/oe/te-20091218-1600-005.html>

Palmstrøm, Arild; Rajbal Singh. (2001). *The deformation modulus of rock masses*. (T. a. Technology, Red.) Hentet April 17, 2012 fra Rockmass: http://www.rockmass.net/ap/68_Palmstrom&Singh_on_Deformation_modulus.pdf

Reynolds, R. A. (2008, August 2). *Sweetwater Dam: Then and Now*. Hentet Mai 16, 2012 fra <http://homepage.mac.com/oldtownman/local/docs/doc238.pdf>

Rydzewski, J. (1965). *Theory of Arch Dams*. Oxford: Pergamon press.

Skeie, G. (2007, Mars 21). *Elementmetoden i faststoffmekanikk II*. Hentet Februar 19, 2012, fra Universitetet i Oslo: http://folk.uio.no/ges/MEK4560/MEK4560_7.pdf

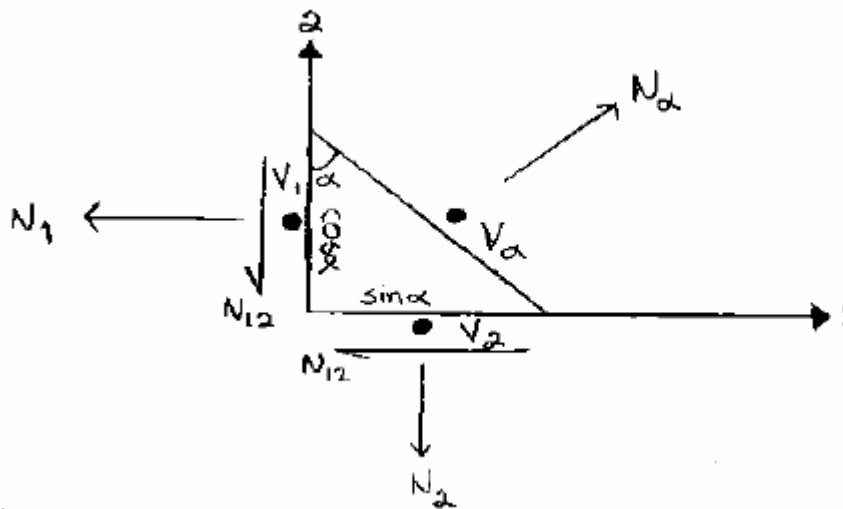
12 Vedleggsoversikt

Vedlegg 1	:	Formler for beregning av skjærkrefter
Vedlegg 2	:	Laster OLC (Original Load Case)
Vedlegg 3	:	Lastkombinasjonsmatrise (BAS)
Vedlegg 4	:	Maks USUM-BAS tabell
Vedlegg 5	:	Maksimal kapasitetsutnyttelse i ulykkesgrensetilstand
Vedlegg 6, CD	:	MultiCon armerings- og UR plot (Sett 0-9) MultiCon: Lastvirkningsplot (Sett 0-9)

12.1 Vedlegg 1

12.1.1 Formler for beregning av skjærkrefter

Skjærkontroll utføres for retninger som varierer mellom 0 til 185 grader i steg på 5 grader (figur 46). For hver retning, alfa, gjelder følgende transformasjoner:



Figur 46 Transformasjon av krefter

$$V_\alpha = V_1 \times 1 \times \cos\alpha + V_2 \times 1 \times \sin\alpha$$

$$N_\alpha = N_1 \times \cos^2\alpha + N_2 \times \sin^2\alpha + 2 \times N_{12} \times \sin\alpha \times \cos\alpha$$

$$M_\alpha = M_1 \times \cos^2\alpha + M_2 \times \sin^2\alpha + 2 \times M_{12} \times \sin\alpha \times \cos\alpha$$

$$A_\alpha = A_{sx} \times \cos^2\alpha + A_{sy} \times \sin^2\alpha$$

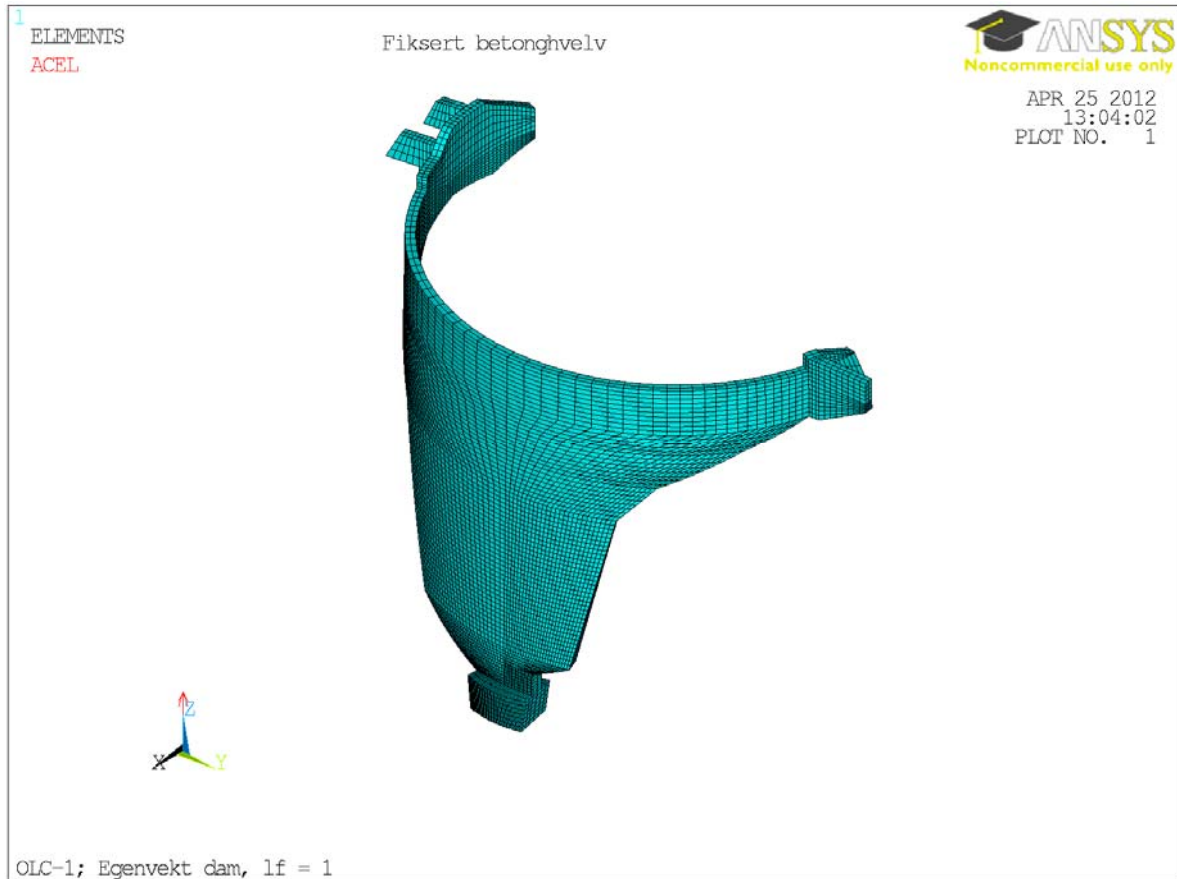
12.2 Vedlegg 2

Laster- OLC

12.2.1 OLC1 – Egenvekt av betongkonstruksjonen

Figur 47 viser OLC-1. Betongen er modellert med massetetthet 2600 kg/m^3 .

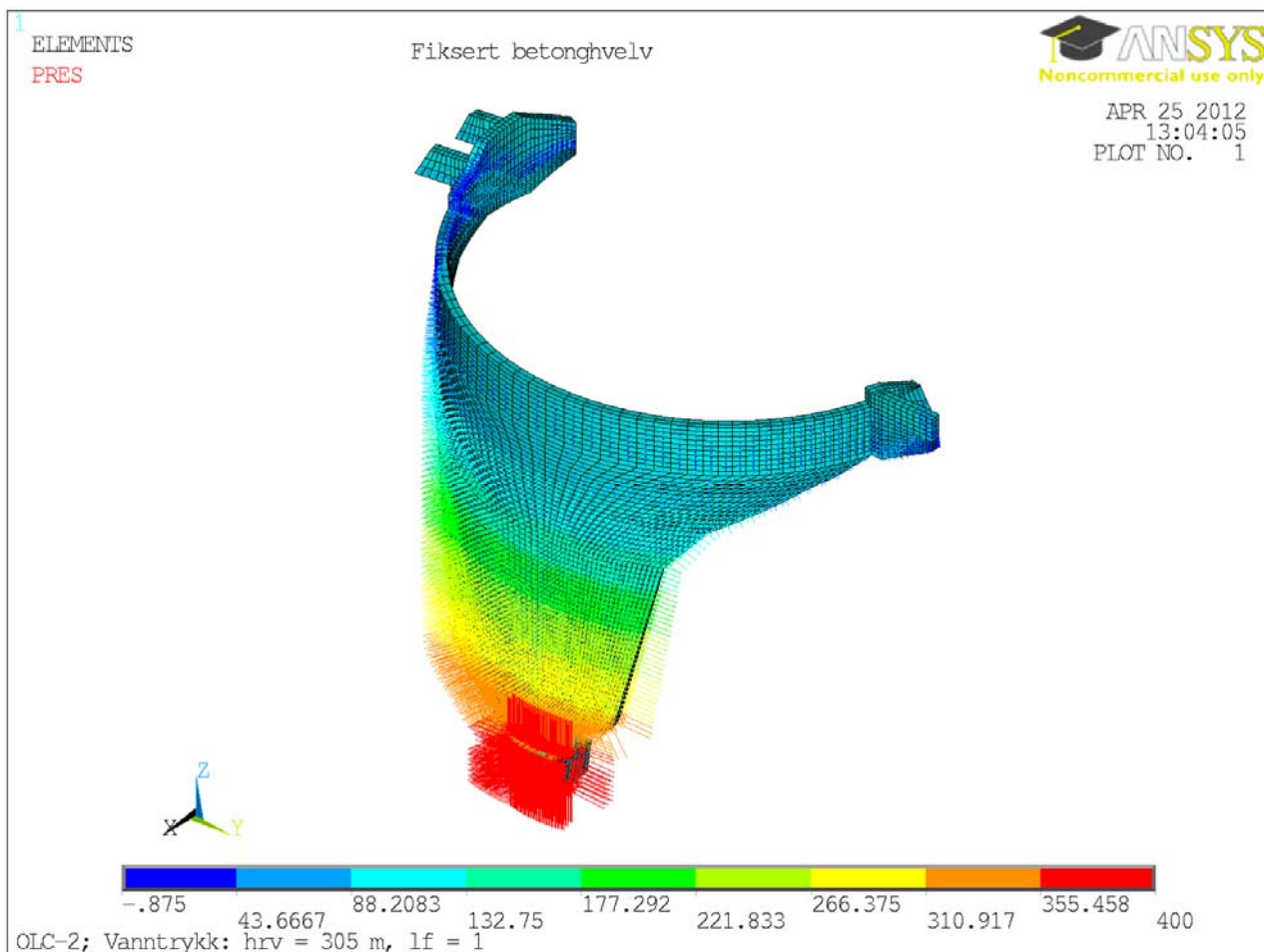
Tyngdens akselerasjon er 9.81 m/s^2 .



Figur 47 OLC-1

12.2.2 OLC2 – Vanntrykk ved HRV

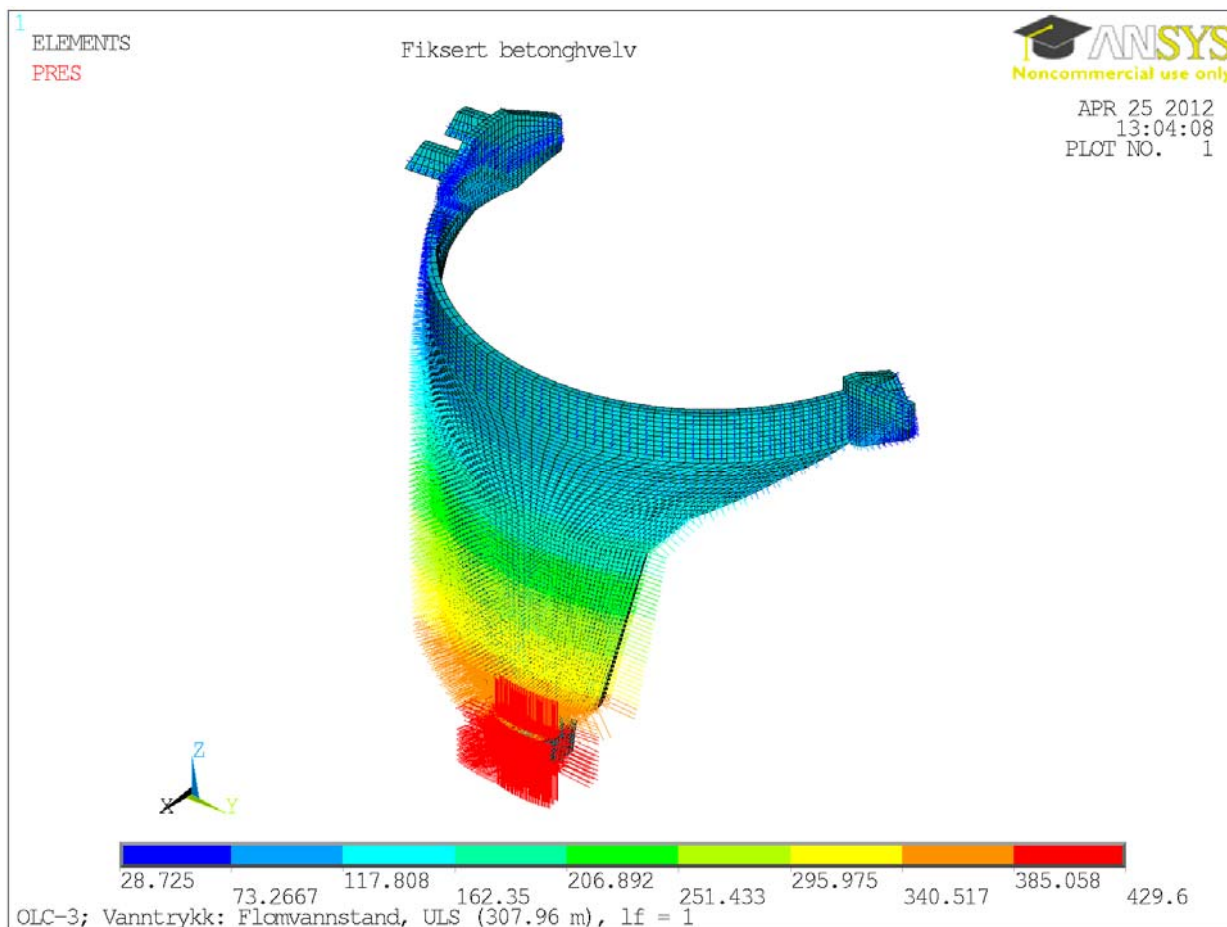
Figur 48 viser OLC-2. Massetetthet for vann er 1000 kg/m^3 . Vanntrykk regnes fra kote 305 m. Trykkene er gitt i [kPa].



Figur 48 OLC-2

12.2.3 OLC3 – Vanntrykk ved dimensjonerende flomvannstand (DFV)

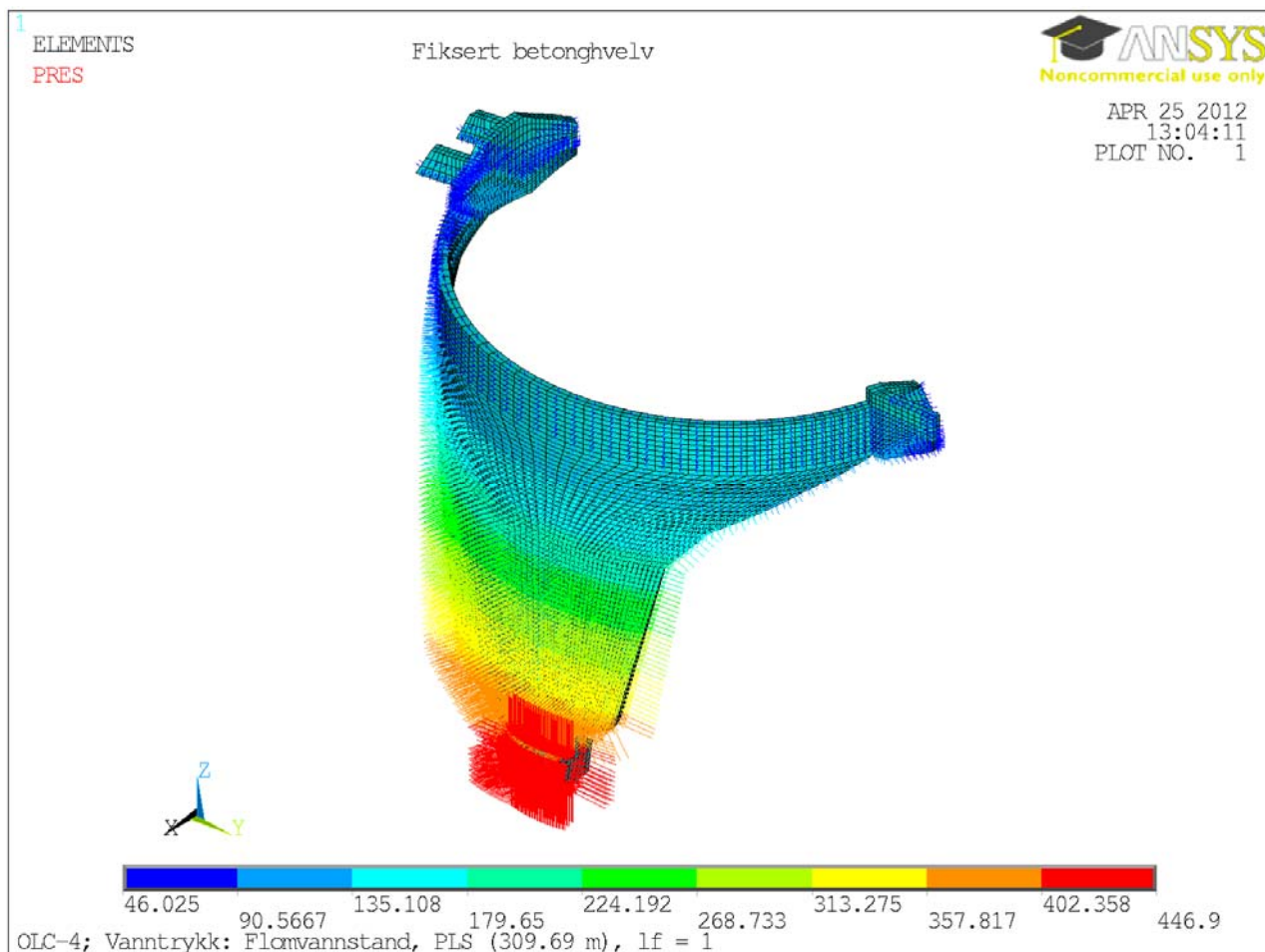
Figur 49 viser OLC-3. Massetetthet for vann er 1000 kg/m³. Vanntrykk regnes fra kote 307,96 m, og trykkene er gitt i [kPa].



Figur 49 OLC-3

12.2.4 OLC4 – Vanntrykk ved påregnelig maksimal flom (PMF)

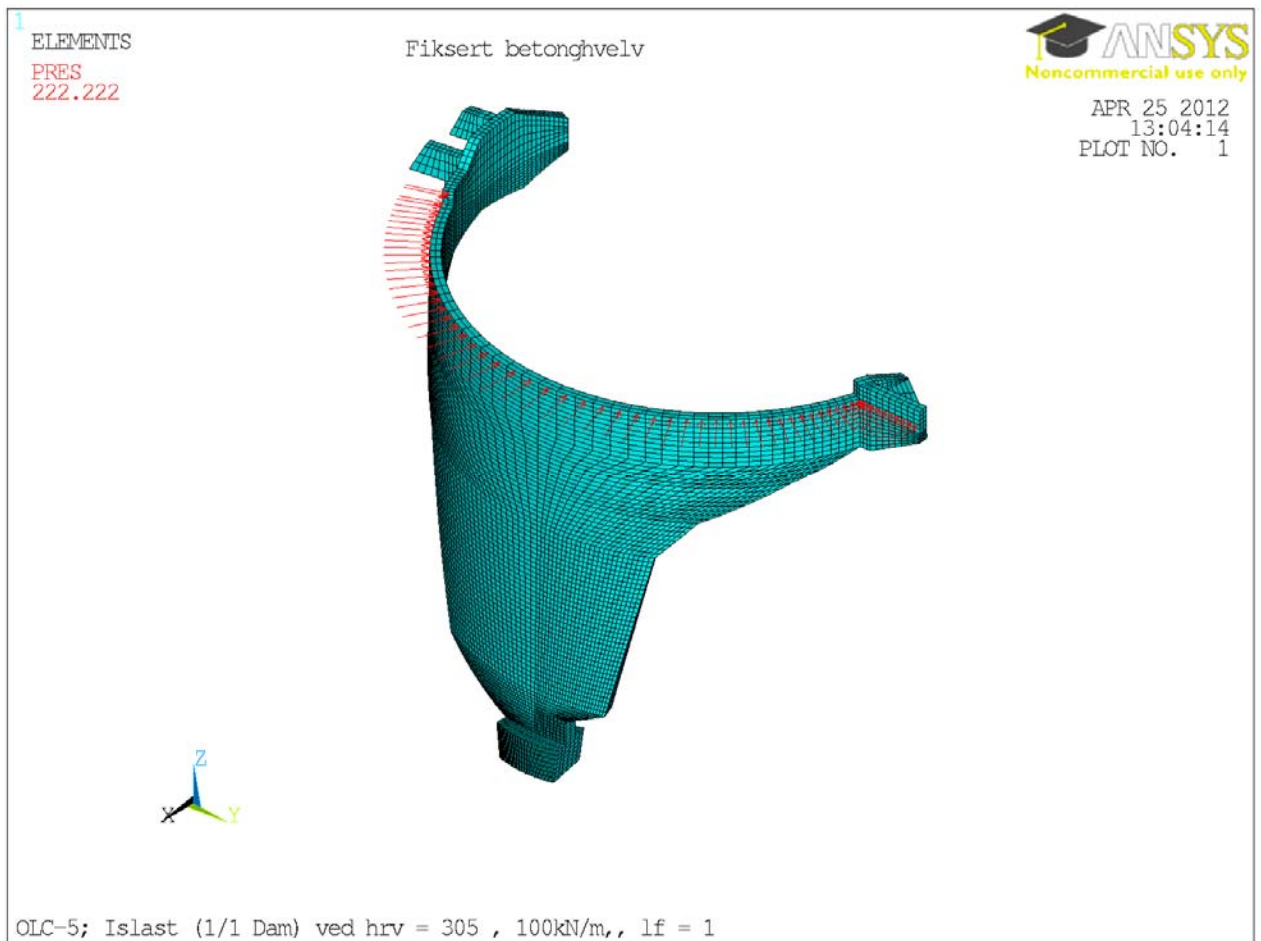
Figur 50 viser OLC-4. Massetetthet for vann er 1000 kg/m^3 . Vanntrykk regnes fra kote 309,69 m, og trykkene er gitt i [kPa]



Figur 50 OLC-4

12.2.5 OLC5 – Is last, Hel dam

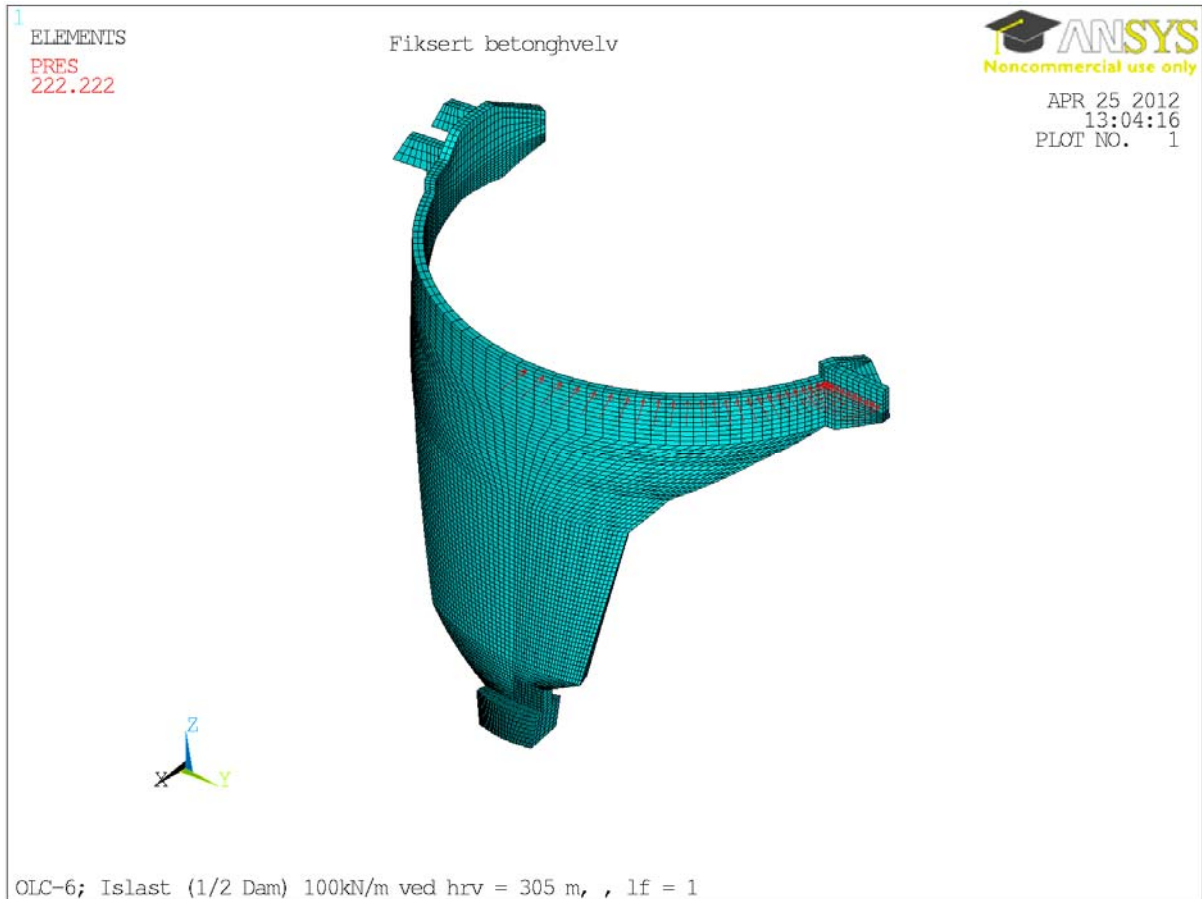
Figur 51 viser OLC-5. Is trykk er satt på som en linjelast på 100 kN/m ved damkrona (kote 305-304 m).



Figur 51 OLC-5

12.2.6 OLC6 Is trykk, Halv dam

Figur 52 viser OLC-6. Is trykk er satt på som en linjelast på 100 kN/m ved damkrona (kote z 305-304 og y 0- 90). Is trykket er satt på høyre side (sett fra oppstrøms side), da dette er mest kritisk i henhold til utglidning av høyre vederlag.



Figur 52 OLC-6

12.3 Vedlegg 3

12.3.1 Lastkombinasjonsmatrise

Tabell 24 Lastkombinasjonsmatrise

Lastkombinasjonsmatrise:

30/04/2012

Lasttilfeller:		
OLC 1:	Egenvekt	
OLC 2:	Vanntrykk	HRV- 305
OLC 3:	Vanntrykk	DFV- Dimensjonerende Flomvannstand ULS - 307.96 m
OLC 4:	Vanntrykk	PMF- Påregnelig maksimal Flomvannstand PLS - 309.69 m
OLC 5:	Islast, Hel dam	
OLC 6:	Islast, Halv dam	

Lastkombinasjoner:

Bruddgrense - Vann / Is (ULS):																				
BAS-C	101	OLC1	1																	
BAS-C	102	OLC1	1.2																	
BAS-C	103	OLC1	1			OLC3	1													
BAS-C	104	OLC1	1			OLC3	1.2													
BAS-C	105	OLC1	1.2			OLC3	1													
BAS-C	106	OLC1	1.2			OLC3	1.2													
BAS-C	107	OLC1	1	OLC2	1					OLC5	1									
BAS-C	108	OLC1	1	OLC2	1					OLC5	1.2									
BAS-C	109	OLC1	1	OLC2	1.2					OLC5	1									
BAS-C	110	OLC1	1	OLC2	1.2					OLC5	1.2									
BAS-C	111	OLC1	1.2	OLC2	1.2					OLC5	1.2									
BAS-C	112	OLC1	1.2	OLC2	1					OLC5	1									
BAS-C	113	OLC1	1.2	OLC2	1.2					OLC5	1									
BAS-C	114	OLC1	1.2	OLC2	1					OLC5	1.2									
BAS-C	115	OLC1	1	OLC2	1							OLC6	1							
BAS-C	116	OLC1	1	OLC2	1							OLC6	1.2							
BAS-C	117	OLC1	1	OLC2	1.2							OLC6	1							
BAS-C	118	OLC1	1	OLC2	1.2							OLC6	1.2							
BAS-C	119	OLC1	1.2	OLC2	1.2							OLC6	1.2							
BAS-C	120	OLC1	1.2	OLC2	1							OLC6	1							
BAS-C	121	OLC1	1.2	OLC2	1.2							OLC6	1							
BAS-C	122	OLC1	1.2	OLC2	1							OLC6	1.2							

Ulykkesgrense (PLS)																				
BAS-C	401	OLC1	1					OLC4	1											
BAS-C	402	OLC1	1	OLC2	1					OLC5	1									
BAS-C	403	OLC1	1	OLC2	1							OLC6	1							

12.4 Vedlegg 4

12.4.1 USUM-BAS

Tabell viser maksimal deformasjon på kontaktflaten mellom dam og vederlag for Sett 0-9 med dimensjonerende lastkombinasjoner.

Tabell 25 Maksimal deformasjon for tilhørende dimensjonerende lastkombinasjon

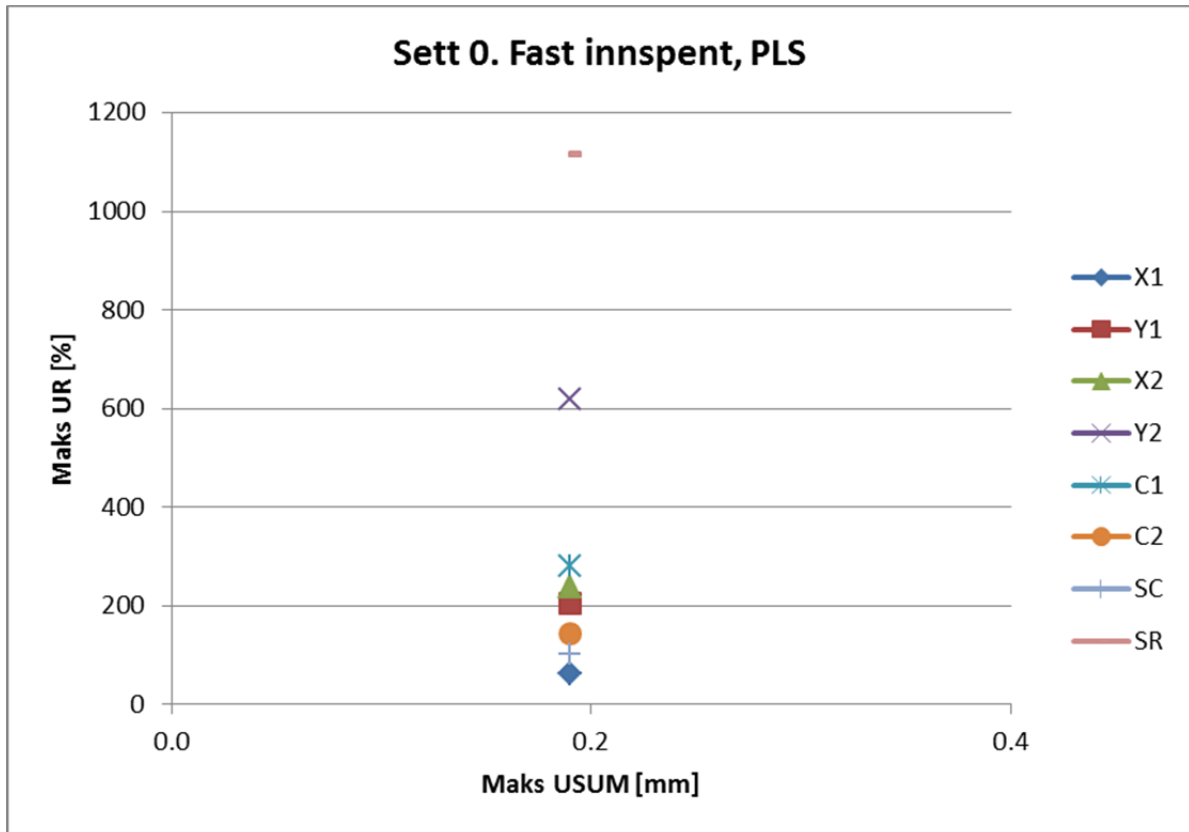
Bruddgrense	Fast innspent		z [295,305]					
	Sett 0		Sett 1		Sett 2		Sett 3	
Komponent	USUM [mm]	BAS	USUM [mm]	BAS	USUM [mm]	BAS	USUM [mm]	BAS
X1	0.2	118	14	104	80	104	258	104
Y1	0.2	104	14	104	80	104	258	104
X2	0.2	104	14	106	80	104	258	106
Y2	0.2	104	10	121	80	106	258	106
C1	0.2	104	14	104	80	106	258	106
C2	0.2	104	14	104	80	104	258	104
SC	0.2	106	14	106	80	106	258	106
SR	0.2	104	14	106	80	106	258	106

	z [290, 305]				z [268.5, 305]							
	Sett 4		Sett 5		Sett 6		Sett 7		Sett 8		Sett 9	
Komponent	USUM [mm]	BAS	USUM [mm]	BAS	USUM [mm]	BAS	USUM [mm]	BAS	USUM [mm]	BAS	USUM [mm]	BAS
X1	26	104	124	104	709	106	9	106	10	122	48	121
Y1	26	104	102	119	540	121	7	122	10	122	58	106
X2	26	106	124	106	709	106	9	104	14	104	58	106
Y2	26	106	124	106	709	106	8	121	14	106	58	106
C1	26	104	124	106	577	119	7	122	10	122	58	106
C2	26	106	124	106	709	106	7	122	10	122	41	122
SC	26	106	124	104	709	106	7	122	10	122	58	106
SR	26	106	124	104	709	104	9	106	14	106	58	106

12.5 Vedlegg 5

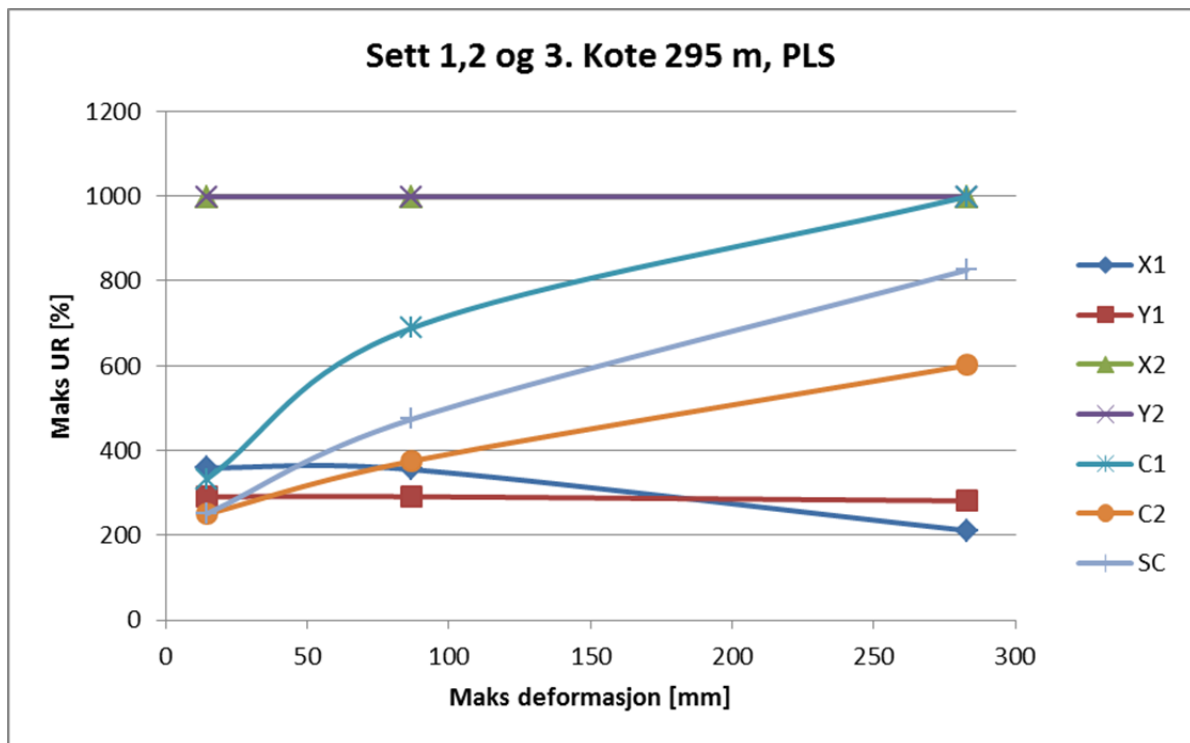
12.5.1 Ulykkesgrensetilstand

Figur 53 viser maksimalt utnyttelsesforhold for fast innspent tilfelle, Sett 0.

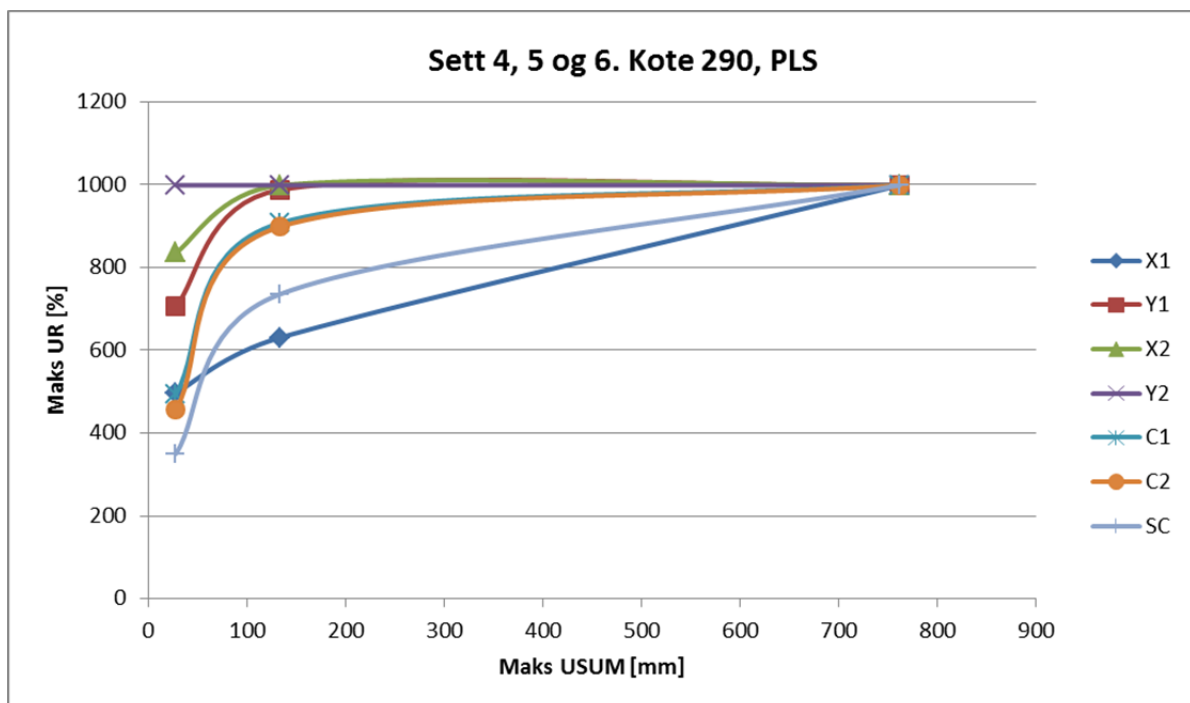


Figur 53 Maksimalt utnyttelsesforhold i ulykkesgrensetilstand for Sett 0.

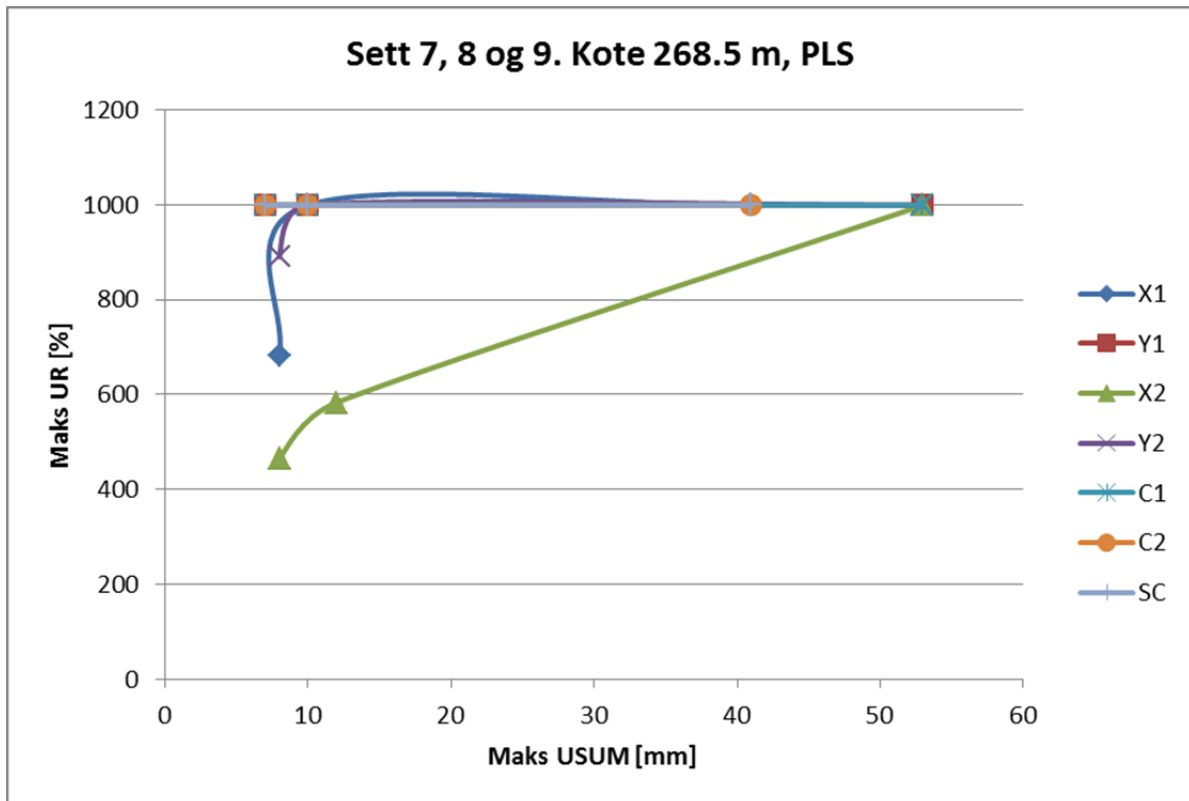
Figur 54-56 viser maksimalt utnyttelsesforhold for deformasjon av høyre vederlag i området over kote 295, 290 og 268.5 m.



Figur 54 Maks verdi av X1-SC i ulykkesgrensetilstand for Sett 1, 2 og 3.

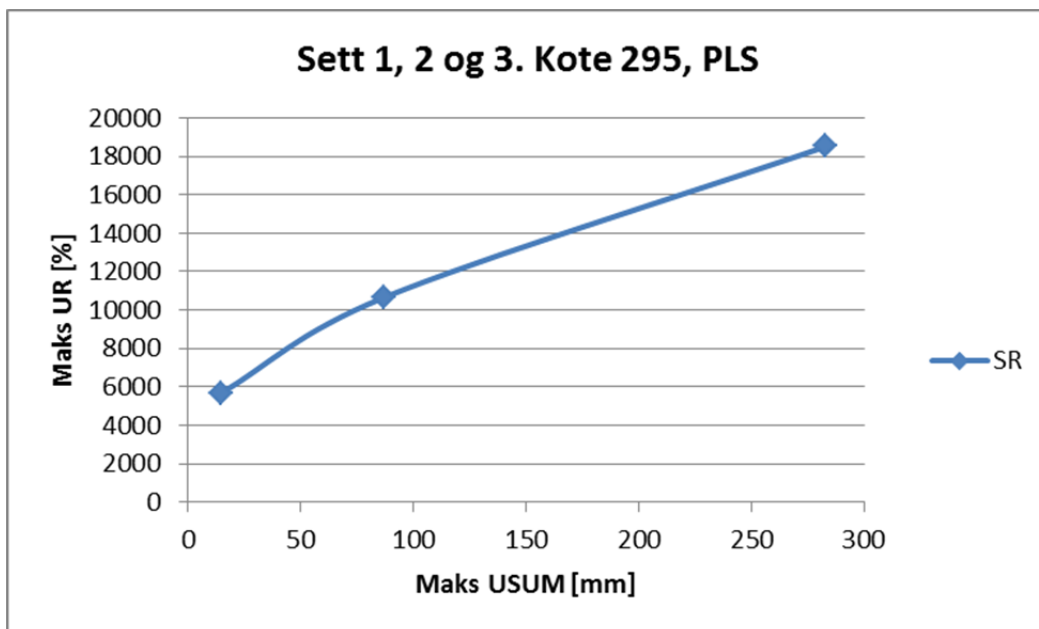


Figur 55 Maks verdi av X1-SC i ulykkesgrensetilstand for Sett 4, 5 og 6.

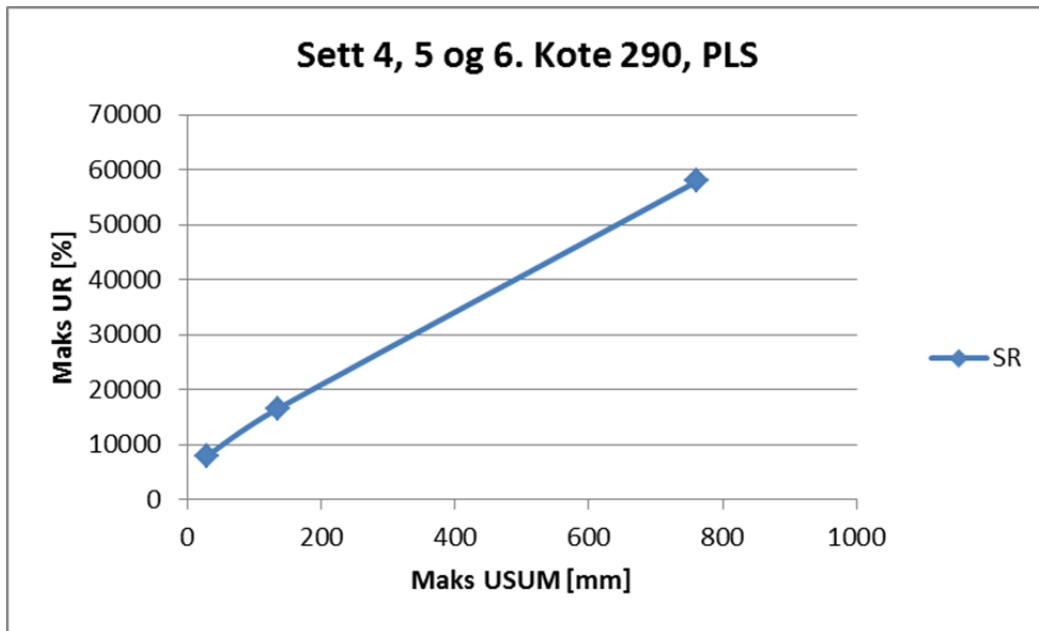


Figur 56 Maks verdi av X1-SC i ulykkesgrensetilstand for Sett 7, 8 og 9.

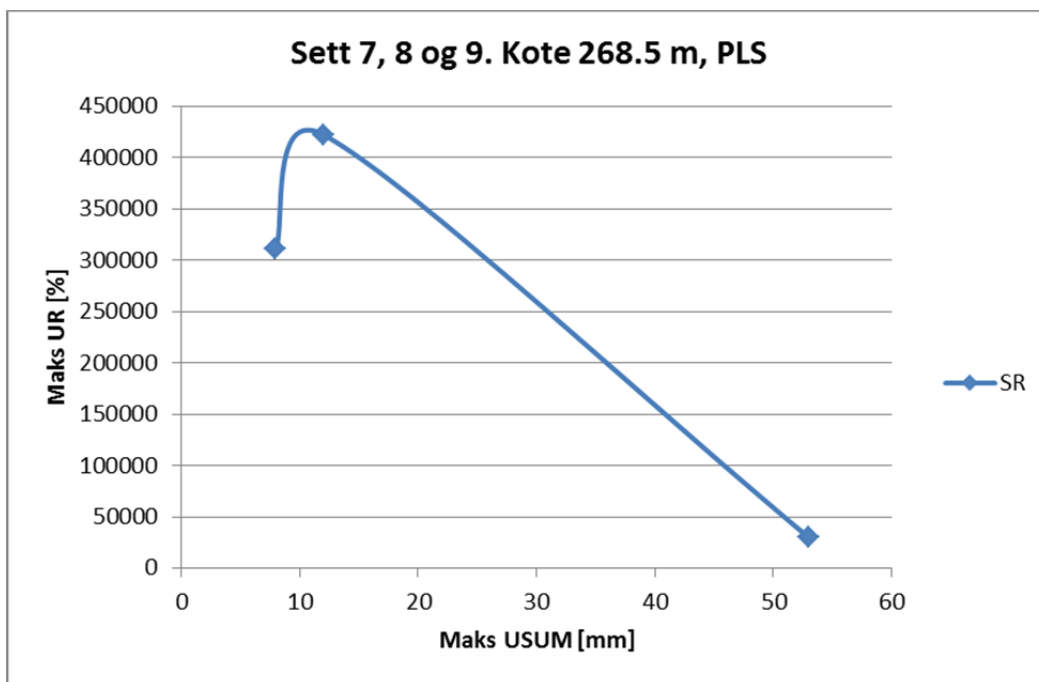
Figur 57-59 viser maksimalt utnyttelsesforhold av skjærarmeringen, SC, for deformasjoner i høyre vederlag over kote 295, 290 og 268.5 m.



Figur 57 Maks verdi av SR i ulykkesgrensetilstand for Sett 1, 2 og 3



Figur 58 Maks verdi av SR i ulykkesgrensetilstand for Sett 4, 5 og 6



Figur 59 Maks verdi av SR i ulykkesgrensetilstand for Sett 7, 8 og 9

12.6 Vedlegg 6

12.6.1 CD: UR plot og responsplot

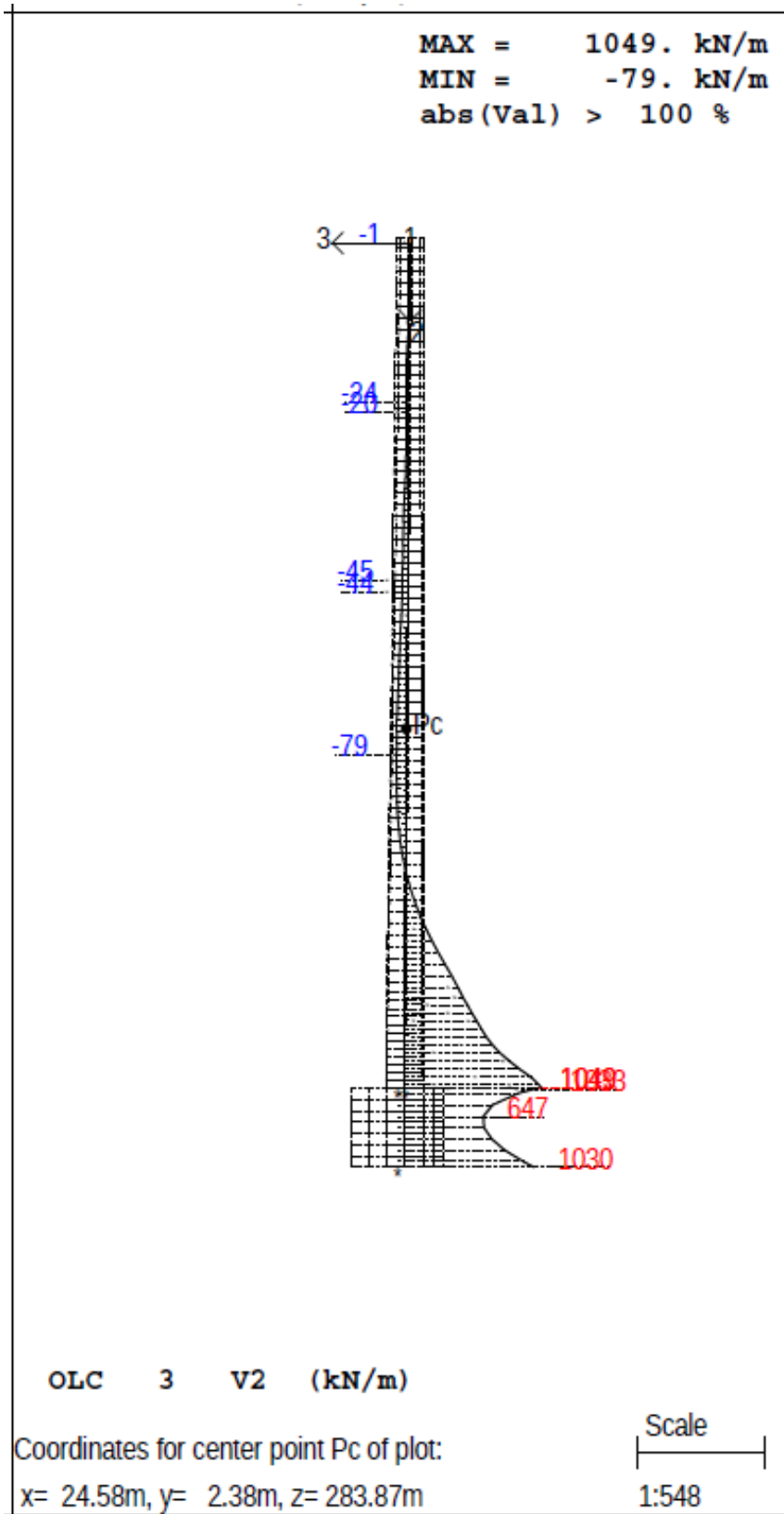
Mappen *UR* inneholder UR plot og armerings plot for Sett 0-9:

Sett 0: UR00	Sett 5: UR05
Sett 1: UR01	Sett 6: UR06
Sett 2: UR02	Sett 7: UR07
Sett 3: UR03	Sett 8: UR08
Sett 4: UR04	Sett 9: UR09

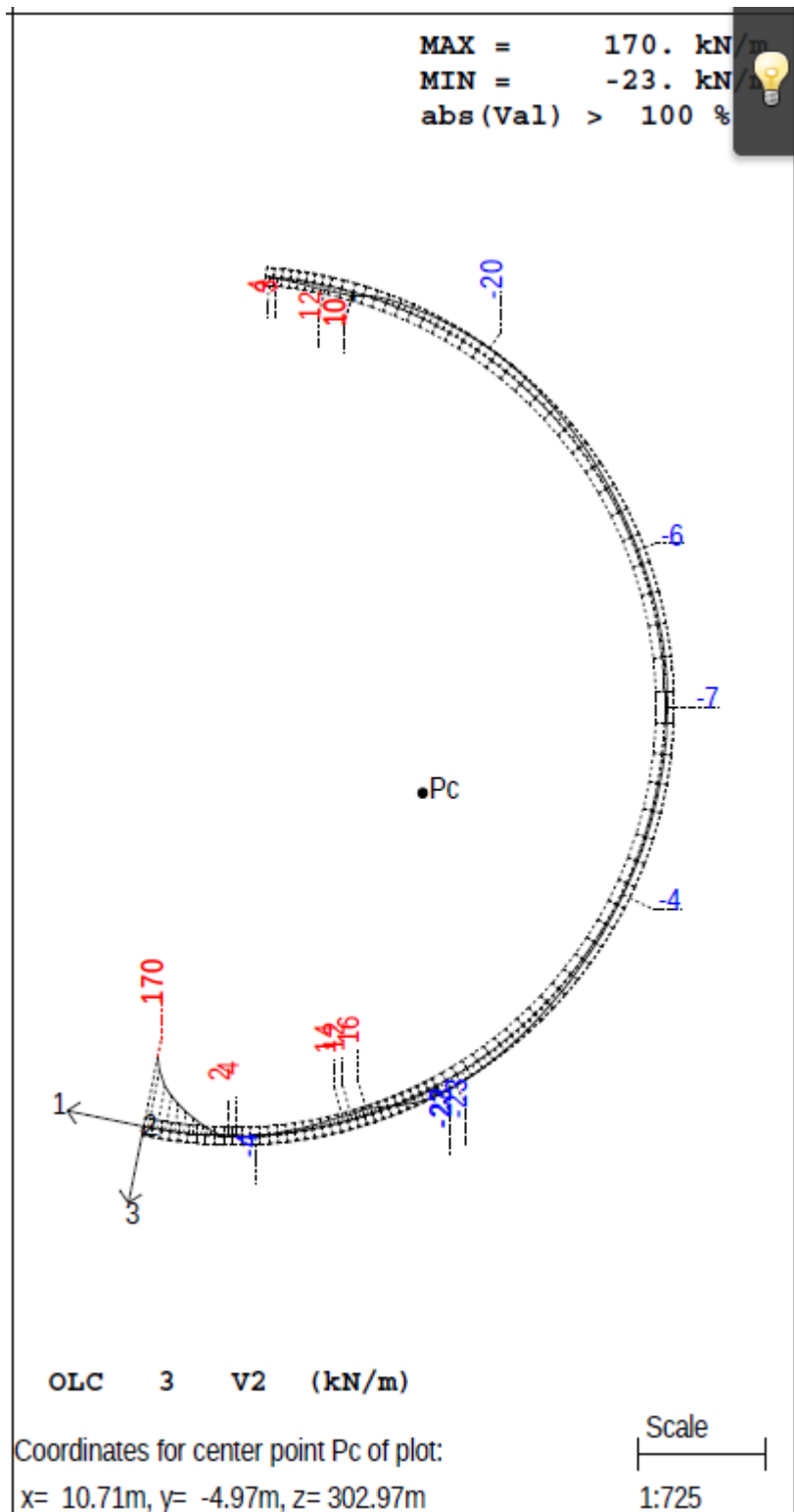
Mappen *RES* inneholder responsplot for Sett 0-9:

Sett 0: RES00	Sett 5: RES05
Sett 1: RES01	Sett 6: RES06
Sett 2: RES02	Sett 7: RES07
Sett 3: RES03	Sett 8: RES08
Sett 4: RES04	Sett 9: RES09

Responsplottene viser spenningsresultantene N1, N2, M1 og M2, samt skjærkreftene V1 og V2 i forskjellige snitt av hvelvdammen. Figur 60 viser et eksempel på skjærkraften V2 i tverrsnitt av dam med koordinater for senterpunktet, P_c , for det gitte plottet. Koordinaten $x = 24.0$ m på nedstrøms side av dammen. $y=0$ m midt i dammen. z er 265 m i bunn og 305 m på damkronen. Figur 61 viser eksempel på et plant snitt, der z viser kote i m.



Figur 60 Skjærkraften V2 i tverrsnitt (y=2.38 m)



Figur 61 Skjærkraften V2 i plant snitt, z= 302.97 m.