

# Plastring av nedstrøms skråning på fyllingsdammer. Prototyp- og modellforsøk.

**Ole Kristian Langaker**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Morten Skoglund, IVM

Medveileder: Leif Lia, IVM

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for vann- og miljøteknikk





## MASTEROPPGAVE

**Kandidat:** OLE KRISTIAN LANGAKER

**Tittel:** **Plastring av nedstrøms skråning på fyllingsdammer. Prototyp- og modellforsøk.**

### 1 BAKGRUNN

Fyllingsdammer bygd i Norge etter ca 1950 skiller seg noe ut sammenlignet med internasjonale fyllingsdammer ved at det i Norge er benyttet tydelig adskilte soner i dammene hvor kornstørrelsene stadig blir større og større og ender i store steiner i ytterste lag, det vil si skråningsbeskyttelsen. Stabiliteten til nedstrøms skråning er avgjørende for dammens sikkerhet. Det ytterste laget, skråningsbeskyttelsen, er et spesielt viktig element i nedstrøms skråning.

Steinene i skråningsbeskyttelsen legges ut en og en på en bestemt måte. Dette kalles plastring og er en utpreget norsk byggemetode. Skråningsbeskyttelsen viktigste funksjon er at den skal hindre resten av støttefyllinga i å bli erodert vekk i en situasjon med utstrømmende vann.

På tross av at norske dammer i de siste 30 til 40 år har blitt plastret er det lite kunnskap om styrken ved forskjellige plastringsmetoder. Spørsmål som kan stilles er steinstørrelsens betydning. Et annet spørsmål kan være retningen på lengdeaksen på plastringsteinene.

I 2011 startet forskningsprosjektet "Fullskalaforsøk på plastring av fyllingsdam" som er finansiert av Energi Norge. I dette forskningsprosjektet inngår en rekke prototypforsøk samt mange todimensjonale laboratorieforsøk som skal utføres både i Trondheim og i Madrid. Mange av modellforsøkene er utført i masteroppgaver i 2012. Fire innledende prototypforsøk ble utført i forbindelse med kandidatens prosjektoppgave høsten 2012.

### 2 HOVEDPUNKT I OPPGAVEN

Oppgaven skal omfatte følgende hovedpunkter:

1. Gjenskap prototypforsøkene utført høsten 2012 på Svartavann i modell i laboratoriet og vurder om forsøkene, dvs bruddtidspunkt og –forløp, lar seg gjenskape.
2. Vurder om andre modellover kan være velegnet som forklaringsmodell, og om forholdet mellom treghets- og *friksjonskrefter* kan si noe om modellforsøk kan gjenskape prototypforsøk.
3. Vurder repeterbarhet på modellforsøkene.
4. Etabler beregningsregler av parametrene som testes ut. Dette kan f.eks være retning på lengdeaksen eller steinstørrelse.
5. Gjør noen innledende forsøk med styrken på kronestein og tåstein og beskriv erosjons-/utglidningsprosessene av disse.

### **3 RETTLEDNING, DATA OG INFORMASJON**

Førsteamanuensis II Morten Skoglund vil være hovedveileder og vil sammen med professor Leif Lia (medveileder) veilede arbeidet. Diskusjon med, og bidrag fra, kollegaer, studenter og medarbeidere ved NTNU, SINTEF, NVE og andre dameiere anbefales. Bidrag som går inn i oppgaven skal alltid refereres til på korrekt måte.

### **4 RAPPORTFORMAT, REFERANSER OG ERKLÆRING**

Oppgaven skal skrives i et tekstbehandlingsprogram og figurer, tabeller, foto etc. skal være av god rapportkvalitet. Rapporten skal inneholde et sammendrag, en innholdsliste, en liste over figurer og tabeller, en litteraturliste og opplysninger om andre relevante referanser. Oppgaven skal leveres som pdf i DAIM og trykkes i tre eksemplarer som leveres faglærer/institutt.

Sammendraget skal ikke overskride 450 ord og skal være egnet for elektronisk rapportering.

Masteroppgaven skal ikke leveres senere enn mandag **10. juni 2013**.

Trondheim, 14. januar 2013

---

Morten Skoglund  
Førsteamanuensis II

# Forord

Denne masteroppgaven er en avslutning på studieprogrammet Bygg- og miljøteknikk på Norges tekniske- og naturvitenskapelige universitet. Oppgaven omfatter 30 studiepoeng og er gjennomført ved Institutt for vann- og miljøteknikk, våren 2013.

Oppgaven er en videreføring av prosjektoppgaven på samme tema, der jeg fikk delta på fullskalatesting av nedstrøms plastringsstyrke. Oppgaven fokuserer på modellforsøk utført ved vassdragslaboratoriet.

Jeg vil takke Morten Skoglund som vært hovedveileder, og Leif Lia som medveileder. Skoglund har, til tross for sin travle hverdag, i tillegg tatt seg tid til å ta med meg og flere andre studenter til diverse av TrønderEnergi sine anlegg i løpet av semesteret. Dette settes stor pris på, og har vært både interessant og lærerikt.

En stor takk bør også rettes til PhD stipendiat Priska Helene Hiller, for sin deltakelse på diverse veiledningstimer. Hun har også har fungert som en ekstra medveileder. Til arbeid i laboratoriet har Geir Tesaker kommet med gode innspill, og jeg takker medstudent Pujan Bajracharya for samarbeid om modellforsøkene.

Trondheim, 10. juni 2013

Ole Kristian Langaker



# Sammendrag

Formålet med oppgaven har vært å studere i hvilken grad utførte prototypforsøk av plastring utførelse på nedstrøms side av fyllingsdammer lar seg gjenskape i modellforsøk. Dette omfatter både bruddlokasjon og kritisk vannføring. Repeterbarheten til denne type modelltester er forsøkt kartlagt, og ulike modelleffekter som kan ha virket inn er vurdert. Forsøk med den hensikt å studere styrken til kronevern og damtå er blitt utført, der stabiliserende og drivende krefter er identifisert.

Det er utført et lite litteraturstudie innenfor erosjonsbeskyttelse for å få innblikk i hvilke metoder og formler som er benyttet, samt viktigste parametre som er av betydning for stabiliteten. Eksisterende internasjonal forskning er i all hovedsak er begrenset til dumpede masser, og på slakere skråningshelninger enn hva modelltestene i denne oppgaven tar for seg.

Modellforsøkene ble utført i en 12 m lang, og 0.61 m bred testrenne i vassdragslaboratoriet ved NTNU. Det ble benyttet tre ulike steinfraksjoner med  $d_{50}$  lik 27, 35 og 41 mm. Testparametrene som ble variert var steinstørrelse, samt plastringssteinenes helningsvinkel i forhold til damskråningen. I tillegg ble damtå i enkelte tilfeller låst, for å frembringe brudd i kronevern. Fire forskjellige plastring utførelser ble testet, likt som i fullskalaforsøkene. Dette var fritt lagt plastring, horisontal utleggelse, og plastringsstein med helningsvinkler på henholdsvis 63 og 71 grader i forhold til damskråningen. Alle forsøk ble gjennomført med skråningshelning lik 1:1.5. Testdammene ble utsatt for gradvis økende vannmengde før brudd oppstod, og første steins bevegelse, samt bruddvannføring ble registrert.

Forsøkene viste at utførte modelltester overestimerte bruddvannføringen i prototyp når de oppskaleres til samme prototypstørrelse. Gjennomsnittlig økning i styrke varierte mellom 24 – 51 %, avhengig av hvilke prototyptester det sammenlignes mot. Flere modelleffekter antas å virke inn, der særlig utformingen av friksjonsforholdet mellom bunn og tåstein virker svært avgjørende. Bruddene skjedde hovedsakelig i dammens randsoner, noe de tidligere prototypforsøkene også gjorde.

Standardavviket for testene ble funnet å variere mellom 13 – 20 %, avhengig av type plastring utførelse. Gjennomsnittlig standardavvik på 15.8 % finnes da, uavhengig av utførelse. Repeterbarheten ved kronevernsbrudd var relativt god, mens det for tåsteinsbrudd registreres store variasjoner.

Styrken til kronevernet øker med økende vinkel på kronesteinene. Stor overtopping måtte til før brudd oppstod. Kronevernet fikk lokal erosjon begrenset til topp av dam hvis plastringssteinene hadde fall inn mot damskråningen. Rask og fullstendig erosjon av hele, eller store deler av skråningsvernet, var opptredende ved horisontal orientering. Første steins bevegelse var som regel ikke kritisk for kronevernet, mens det for damtå førte til fullstendig brudd.

Styrken til tåstein ble ikke tilstrekkelig kartlagt, da kronebrudd ofte inntraff før damtå ble ustabil ved gjeldende oppsett.





# Abstract

It has been evaluated to which extent the results from large scale field tests of riprap protection on downstream slope of a rock fill, can be replicated in small laboratory models. This includes both failure discharge and breachpoint. The expected variance in the models has been given an estimate, and different laboratory effects that may have had an impact on the results has been assessed. The stability of the riprap in the damcrest and damtoe has been evaluated, where the different forces are identified.

A study of relevant literature on riprap protection has been performed. This shows that existing research mainly has been limited to dumped material on moderate slopes.

The tests were conducted in an 12 m long test flume. The width was 0.61 m. Three different stone fractions were used with  $d_{50}$  equal to 27, 35 and 41 mm. Two different parameters were tested, stone size and angle of the longest stone axis in the riprap compared to the damslope. For some tests, the damtoe was also locked in place, to ensure that the failure would start from the damcrest. Four different riprap angles were tested, same as in the full scale tests. These were random, horizontal orientation, and riprap placed with an angle equal to 63 and 71 degrees measured from the slope of the dam. All tests had a downstream slope of 1:1.5. The models were subjected to gradually increased discharge, where first movement and failure discharge was registered.

The tests overestimated the failure discharge when upscaled to prototype. Average increase in discharge compared to prototype varied between 24 -51 %, dependent on which tests that were compared. Different laboratory effects were expected to influence on the results, and especially the friction used in the bottom of the flume seemed to be very crucial for the results. The failure points were mainly located in the damtoe or crest of the dam, which also were the results from the prototype tests.

Standard deviation for the modeltests varied between 13 – 20 %, dependent on the riprap type. Average deviation was 15.8 %, when taking an average for all tests. The variance was low if the riprap failed in the dam crest, while for damtoe it was high variations.

The strength of the riprap in the dam crest, increased with increasing angle on the stones in the crest. Failure did not take place before large overtopping was registered. The damcrest got only small local erosion restricted to the top of the dam if the stones had an angle larger than horizontal. If the riprap placement was horizontal, erosion of the whole downstream occurred. First movement was usually not critical for the damcrest, while for damtoe it caused immediately failure.

The strength of the damtoe was not sufficient identified, while the damcrest often failed before damtoe became unstable with the setup used for the models in this report.



# Innholdsfortegnelse

Innholdsfortegnelse .....	vii
1. Innledning.....	1
2. Resultater fra tidligere utførte fullskalaforsøk .....	3
3. Metoder for utregning av steinstørrelse for skrånings- og erosjonsbeskyttelse .....	7
3.1 Internasjonal forskning.....	7
3.1.1 Olivier.....	7
3.1.2 Abt & Johnson.....	9
3.1.3 Robinson.....	10
3.1.4 Frizell.....	11
3.2 Norsk praksis for beregning av steinstørrelse i skråningsvern .....	13
3.2.1 Tidligere utførte modell og prototypforsøk .....	13
3.2.2 Solvik.....	16
3.2.3 Dagens praksis (Veileder fra NVE).....	18
4. Stabilitet av damtå og kronestein ved overtopping og gjennomstrømning .....	21
4.1 Damtå .....	21
4.1.1 Drivende krefter .....	22
4.1.2 Stabiliserende krefter.....	24
4.2 Kronestein .....	25
4.2.1 Drivende krefter .....	26
4.2.2 Stabiliserende krefter.....	26
5. Modellforsøkene.....	27
5.1 Laboratorieteknikk .....	27
5.1.1 Valg av modellov .....	27
5.1.2 Skalaeffekter og modelleffekter .....	30
5.2 Beskrivelse av testrenne .....	31
5.3 Forsøksmaterialer .....	31
5.3.1 Materialenes steinstørrelse og form.....	31
5.3.2 Sammenligning av materialer brukt i modell og fullskala .....	34
5.4 Testplan .....	35
5.5 Utforming av modellene.....	37
5.5.1 Skala.....	37
5.5.2 Geometri, oppbygging av dam og friksjon i bunn.....	37
5.6 Kjøring av forsøk og definisjon av brudd.....	38
5.7 Dokumentering av forsøk.....	40

6. Resultater.....	41
6.1 Uskalerte resultater fra modellforsøkene.....	41
6.2 Gjenskaping av fullskalaforsøk .....	41
6.2.1 Resultater fra forsøk med låsing av damtå .....	41
6.2.2 Resultater fra forsøk uten låsing av damtå .....	43
6.2.3 Sammenligning av resultater fra prototyp og modelltester: Fritt lagt plastring.....	45
6.2.4 Sammenligning av resultater fra prototyp og modelltester: Horisontal plastring.....	47
6.2.5 Sammenligning av resultater fra prototyp og modelltester: 63 graders plastringsvinkel .....	48
6.2.6 Sammenligning av resultater fra prototyp og modelltester: 71 graders plastringsvinkel .....	50
6.3 Repeterbarhet av modellforsøkene .....	52
6.4 Effekt av steinstørrelse .....	53
6.4.1 Beregningsregel for steinstørrelser i krone og damtå.....	54
6.5 Effekt av helningsvinkel.....	58
7. Diskusjon.....	61
7.1 Usikkerheter og forskjeller mellom modell og prototyp .....	61
7.2 Sammenligning med andre utførte forsøk innen erosjonssikring.....	65
7.3 Sammenligning med lignende forsøk utført ved NTNU .....	66
7.4 Styrken av kronevern og damtå.....	67
7.5 Feilkilder .....	69
8. Konklusjon .....	71
9. Videre arbeid.....	73
10. Referanseliste .....	75
Vedlegg A .....	77
Vedlegg B.....	79
Vedlegg C.....	86

# Figurliste

Figur 1: Profilsnitt fullskalatester (Sweco, 2012).....	3
Figur 2: Kornfordelingskurver fullskala.....	4
Figur 3: Oliviers designkurver for dumpede steiner gitt ved vannføring og skråningshelning (Olivier, 1967).....	8
Figur 4: Frizell's designkurver for dumpede steiner.....	11
Figur 5: Solviks dimensjoneringskurver for stein i topp av dam .....	16
Figur 6: Solviks dimensjoneringskurver for nedstrøms skråning (venstre) og damfot (høyre) (Damsikkerhetsprosjektet, 1992).....	17
Figur 7: Økning av enhetsvannføring ved smal damtå.....	21
Figur 8: Krefter på tåstein .....	22
Figur 9: Krefter på kronestein .....	25
Figur 10: Testrenne .....	31
Figur 11: Definisjon av steinakser.....	32
Figur 12: Kornfordelingskurver for materialer brukt i modellforsøk.....	33
Figur 13: Sammenligning av oppskalerte kornfordelingskurver i modell mot prototyp.....	34
Figur 14: Damtverrsnitt modell.....	38
Figur 15: Modelldam under forsøk.....	39
Figur 16: Oppskalerte modellvannføringer mot prototyp for ulike plastringstyper serie 1.....	41
Figur 17: Oppskalerte modellvannføringer mot prototyp for ulike plastringstyper serie 3 og 4.....	43
Figur 18: Relative steinstørrelser mot prototypelinje for fritt lagt plastring .....	46
Figur 19: Relative steinstørrelser mot prototypelinje for horisontal plastring .....	48
Figur 20: Relative steinstørrelser mot prototypelinje for 63 graders plastring .....	50
Figur 21: Relative steinstørrelser mot prototypelinje for 71 graders plastring .....	51
Figur 22: Variasjon i testserie 2, samt andre sammenlignbare forsøk.....	52
Figur 23: Effekt av steinstørrelse for modellforsøk med 63 graders plastring .....	54
Figur 24: Steinstørrelse i kronevern gitt ved overtoppende enhetsvannføring.....	55
Figur 25: Korrigerte skaleringslinjer for damtå for ulike helningsvinkler i ovenforliggende plastring .....	57
Figur 26: Stabil steinstørrelse damtå for skråningshelning (1:1.5) gitt ved enhetsvannføring. Stiplede linjer angir forventet standardavvik basert på modelltestene.....	58
Figur 27: Effekt av helningsvinkel for tester med diameter 41 mm.....	59
Figur 28: Effekt av helningsvinkel for tester med diameter 35 mm.....	59
Figur 29: Effekt av helningsvinkel for tester med diameter 27 mm.....	60
Figur 30: Sammenligning av forholdet mellom steinenes b- og c-akse for modell og fullskala.....	62
Figur 31: Utført kronevern i prototyp test 1.3 .....	63
Figur 32: Følsomhet for feilmarginer i fullskalaforsøkene ved oppskalering av modelltester.....	65
Figur 33: Sammenligning av ulike dimensjoneringsformler for minimum steinstørrelse gitt ved enhetsvannføring.....	66

# Tabelliste

Tabell 1: Resultater fra fullskalaforsøk .....	5
Tabell 2: Testprogram for feltforsøkene i prosjektet <i>Stability and breaching of embankment dams</i> ....	14
Tabell 3: Minimumskrav til steinstørrelse for oppstrøms skråningsvern for ulike skråningshelninger	19
Tabell 4: Minimumskrav til steinstørrelse for nedstrøms skråningsvern .....	20
Tabell 5: Skaleringsforhold ved Froudes modellov .....	28
Tabell 6: Steinstørrelser for plastring og støttefylling i modellforsøk .....	31
Tabell 7: Grense for utvelgelse av plastringsstein (Amundsen, 2012).....	33
Tabell 8: Sammenligning av materialer brukt i modell og prototyp .....	34
Tabell 9: Testserie 1 .....	35
Tabell 10: Testserie 2 .....	36
Tabell 11: Testserie 3 .....	36
Tabell 12: Testserie 4 .....	37
Tabell 13: Skala og geometri for modelltester (avrundede verdier).....	37
Tabell 14: Bruddvannføring og bruddpunkt for testserie 1 .....	42
Tabell 15: Bruddvannføring og bruddpunkt for testserie 3 .....	44
Tabell 16: Bruddvannføring og bruddpunkt for testserie 4 .....	45
Tabell 17: Fritt lagt plastring: Statistiske verdier for hver bruddsituasjon, samt alle tester samlet.....	45
Tabell 18: Horisontal plastring: Statistiske verdier for hver bruddsituasjon, samt alle tester samlet....	47
Tabell 19: 63 graders plastringsvinkel: Statistiske verdier for hver bruddsituasjon, samt alle tester samlet .....	49
Tabell 20: 71 graders plastringsvinkel: Statistiske verdier for hver bruddsituasjon, samt alle tester samlet .....	50
Tabell 21: Standardavvik for bruddvannføring pr. testtype og for kronebrudd .....	53
Tabell 22: Antall stein pr. enhetsareal for prototyp og modell.....	62
Tabell 23: Sammenligning av resultater med tidligere utførte forsøk ved NTNU .....	67



# 1. Innledning

I Norge finnes det 172 fyllingsdammer høyere en 15 meter(1991), der flestparten av disse er tradisjonelle steinfyllingsdammer med morenekjerne. Disse er bygget hovedsakelig i perioden fra 1950 til 1990, med en topp på 60- og 70 tallet.(Kjærnsli, et al., 1992). Dette er en utbredt måte å bygge fyllingsdammer på i Norge, da man ofte har god tilgjengelighet på morenemateriale i nærheten av byggestedet. Dammene bygges med soner med gradvis grovere materiale utover i dammen. Vanligvis består dammene av en tetningskjerne innerst, deretter filtersone, overgangssone, støttefylling og skråningsvernet ytterst. Denne inndelingen er gjort for å forhindre at masser skal transporteres ut gjennom dammen, og for å sikre god drenasje og hindre oppbygging av poretrykk på nedstrøms side. På oppstrøms side er det også viktig med de samme egenskapene slik at det ikke vil skje utglidning eller erosjon ved rask nedtapping. Til hver sone stilles det derfor krav til materialenes egenskaper, gradering og utlegging.

Vanngjennomstrømning i nedstrøms fylling kan komme av lekkasjer eller overtopping av kjerne. Lekkasjer gjennom kjernen kan for eksempel oppstå ved sprekkdannelse og forskyvninger. Overtopping av kjernen skal ikke forekomme, men kan likevel kunne skje i situasjoner med tilstopping av flomløp, små magasiner og kraftig nedbør. I en periode med kraftig tilsig til magasinet vil man da kunne få ukontrollert stigning av vannivå, med overtopping av kjerne som et mulig utfall. Endret klima med hyppigere ekstremnedbør, gir økt sannsynligheten for at denne situasjonen kan oppstå i fremtiden. For å hindre at nevnte vanngjennomstrømning skal erodere masser og gi utglidning, plasseres det opptil to lag med store steiner ytterst på damoverflaten. Dette utgjør skråningsvernet.

Skråningsvernets funksjon avhenger av om det befinner seg på oppstrøms eller nedstrøms side. På oppstrøms side skal det beskytte innenforliggende masser mot påkjenning fra bølger og is, samt hindre erosjon og utglidning ved en eventuell rask nedsenkning av vannspeilet. Nedstrøms skal skråningsvernet beskytte innenforliggende masser mot utvasking og erodering ved vanngjennomstrømning, samt ytre påvirkninger som regn og tele. For å øke stabiliteten til skråningsvernet skal det utføres som plastring der alle steiner legges i system med god innbyrdes kontakt, lengste akse inn med fall mot dam og legges i forband(NVE, 2012).

Det finnes få studier som tar for seg hvilken virkning forskjellige plastringmetoder gir, for eksempel betydningen av steinens helning inn mot dam. Med den hensikt å etablere økt kunnskap om emnet, har Energi Norge sponset prosjekt som tar for seg plastring av fyllingsdammer. Det ble i denne sammenheng gjennomført fire fullskalaforsøk av plastring utførelse ved dam Svartevatn september 2012.

Hensikten med denne oppgaven har i hovedsak vært å se i hvilken grad det er mulig å reproducere resultatene av fullskalaforsøkene ved hjelp av modellforsøk utført ved vassdragslaboratoriet ved NTNU. Dette omfatter både bruddvannføring og forløp. Testene kan dermed være med på å avdekke i hvilken grad det eksisterer modelleffekter som må tas



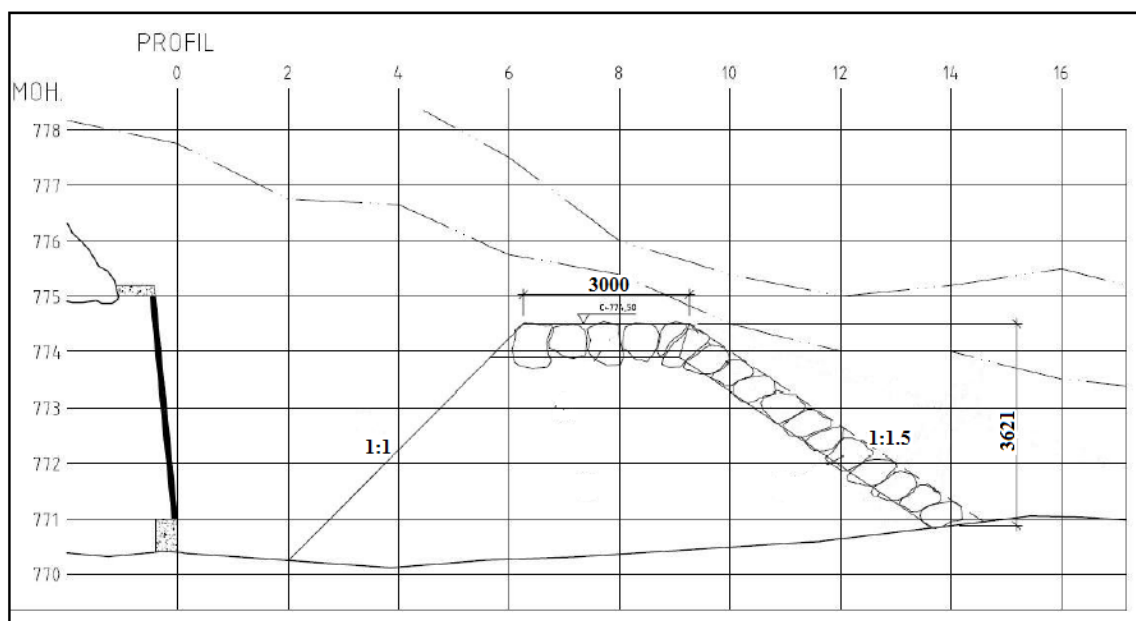
hensyn til. Repeterbarheten på forsøkene skal kartlegges for å kunne vurdere hvor stor spredning man bør forvente ved denne type tester. Oppgaven skal også undersøke styrken til krone- og tåstein, og det skal forsøkes å etablere beregningsregler for noen av testparametrene.

## 2. Resultater fra tidligere utførte fullskalaforsøk

Alle resultater som omhandler fullskalaforsøkene er hentet fra prosjektoppgaven "Nedstrøms skråning av fyllingsdammer – testing av utført plastring", skrevet av undertegnede høsten 2012 der ikke annet er angitt. Det er gjort to korreksjoner i forhold til hva som ble beskrevet der:  $d_{50}$  settes til 850 mm og defineres på grunnlag av kornfordelingskurver, samtidig som test 1.3 er vurdert til å ryke ved damtå i stedet for overgang vederlag/damtopp.

### Plassering og oppbygging:

Forsøkene ble gjennomført ved utløpet av flomløpstunnelen til Svartevassdammen i Sirdal. Det ble bygget totalt 4 dammer som testet effekten av ulik helning på plastringssteinen. Dammene var anslått til å være gjennomsnittlig 4,2 m høye, og var bygd på tvers av den 10 m brede utløpskanalen. For alle testene var dammene homogent oppbygd bestående av støttefylling med kronevern og nedstrøms plastring som vist i Figur 1. Oppstrøms helning var 1:1.0, mens nedstrøms helning var lik 1:1,5. Toppbredden av dammen var valgt til 3 m. Damtå var ikke låst under testene.



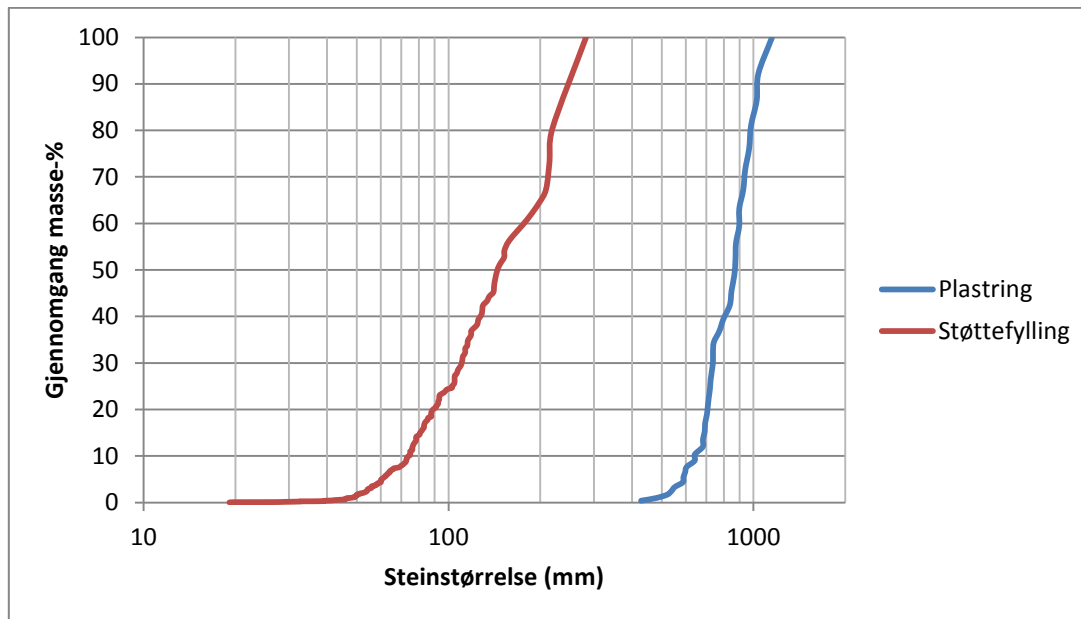
Figur 1: Profilsnitt fullskalatester (Sweco, 2012)

Forsøkene ble gjennomført ved å åpne øvre tappeluke trinnvis. På denne måten kunne man regulere vannmengdene som dammen ble utsatt for, da man hadde tappekurve som gav kapasitet ved lukeåpning. Det ble ikke benyttet noen form for instrumentering, og siden

vannstanden bak dammen varierte mye gjør dette at verdiene for bruddvannføring gitt i Tabell 1 inneholder usikkerheter.

### Steinstørrelse:

Helningsvinkelen til steinene ble kartlagt før hver test, og mål på steinstørrelser for både skråningsvern og støttefylling ble også foretatt. Dette resulterte i siktekurver vist i Figur 2.



Figur 2: Kornfordelingskurver fullskala

I prosjektoppgaven var det benyttet en gjennomsnittsverdi av målingene for å angi steinstørrelsen. I Tabell 1 er dette omgjort til  $d_{50}$  gitt av kornfordelingskurvene, da dette er standard måte å definere midlere diameter. Denne diameteren danner grunnlaget for hvilke målestokker modellforsøkene i denne oppgaven oppgis som.

### Resultater:

Resultatene fra fullskalaforsøkene er oppsummert i Tabell 1. For test 1.3 var vannmengdene så store at det ikke lenger var mulig å se dammen etter en enhetsvannføring på  $7,5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ . Derfor oppgis bruddvannføringen her som et intervall mellom dette punkt og maksimal vannføring. I denne oppgaven antas det for denne testen en middelvei på  $8,75 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  for sammenligning med modellforsøk. For test 1.4 oppnådde man ikke brudd selv med maksimal vannføring.

**Tabell 1: Resultater fra fullskalaforsøk**

Test nr	Type plastring	Oppnådd helningsvinkel plastring (°)	Steinstørrelse d <sub>50</sub> (mm)	Enhetsvannføring ved brudd (m <sup>3</sup> /s/m)	Start av brudd (sett fra nedstrøms side)
1.1	Fritt lagt*	-	850	2.5	Stein mot underlag
1.2	Horisontal	37	850	6.0	Stein mot underlag
1.3	Ordinær	63	850	7.5 – 10.0	Stein fra damkrone
1.4	90°	71	850	-	Ikke brudd, men fjerning av stein mot underlag/ venstre vederlag

\* Fritt lagt plastring er definert som utleggelse av en og en stein uten tanke på å oppnå en viss helningsvinkel.

### **Bruddforløp:**

Det er interessant å se i hvilken grad samme bruddforløp oppstår i modell som prototyp (fullskala), og om det er samme kriterier som bestemmer hvor bruddet oppstår. Derfor presenteres kort bruddforløpet, og lokasjonen til initiering av bruddet for fullskalatestene. På grunn av mye turbulens, vannsprut og dertil dårlig sikt, særlig langs områdene ved bunn og sidekant av kanalen, må det knyttes noe usikkerhet til eksakt lokasjon av bruddpunkt. Bilde av alle dammene før og etter brudd finnes i vedlegg C.

#### **Test 1.1**

Bruddet oppstod i nederste steinrad, altså i overgang mellom plastring og underlag. Dette er et punkt der enhetsvannføringen vil være størst, og påkjeningen fra over- og gjennomstrømmende vann vil være stor. Bruddet skjedde plutselig og startet med at steiner i nevnte lokasjon ble revet løs. Dette gjorde resten av dammen ustabil og hele dammen gikk raskt til fullstendig brudd.

#### **Test 1.2**

Noen sekunder før brudd ble steiner fra støttefylling observert forsvinne nedover dammen på høyre side sett nedstrøms. Omtrent samtidig løsner en plastringsstein lavt nede på venstre side. Det kan antas at det har skjedd noe med plastringen i øvre del av høyre vederlag, men steinene kan også komme av at topp av bakenforliggende støttefylling har blitt presses opp mot bakre topp av kronesteinene slik at litt av støttefyllinga ble dratt med over. En mulig forklaring er at en stein fra topp av dam, helt inn mot fjellveggen, har blitt dratt med vannmassene. Dette gir nødvendigvis ikke et umiddelbart brudd, men vil føre til at støttefyllinga på stedet blir mer eksponert og vil kunne erodere.

Første bevegelse det er mulig å se i selve plastringssteinene, er derimot nede mot damtå på venstre side. Det antas derfor at det er her bruddet startet. Selve bruddforløpet skjedde raskt

og hele dammen forsvant i løpet av noen sekunder når dammen først var blitt ustabil. Det skal nevnes at dette er et forsøk der det er en viss usikkerhet knyttet til nøyaktig bruddsted.

### **Test 1.3**

For denne testen ble dammen utsatt for vannføringer opp til  $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ . Ved disse vannmengdene var det ikke lenger mulig å se dammen, og nøyaktig bruddforløp kan derfor ikke verifiseres. Da testen ble avsluttet og vannføringen sank, så man at det hadde oppstått brudd i damkrona midt på dammen. Det var dannet et v-formet område der plastring og støttefylling var borte. Det var kun steiner i nevnte område som forsvant og resten av dammen var tilsynelatende uberørt. Trolig ble vannmengdene så store at steiner på toppen av dammen ble dratt med av strømmen. Når en stein først var fjernet, ble støttefyllinga på stedet erodert, og nærliggende steiner mer ustabile. Vannstrømmen ble mer konsentrert gjennom dette punktet, slik at hastigheten og erosjonspotensialet økte.

### **Test 1.4**

Det ble ikke oppnådd brudd i dette forsøket. Skadene på dammen begrenset seg til to plastringsstein som var fjernet inn mot fjellveggen, i overgang mellom bunn og venstre vederlag, sett fra nedstrøms side (se vedlegg C). På grunn av undervannet var ikke disse steinene synlige under testen, og det er derfor heller ikke mulig å fastslå tidspunkt for bevegelse. Da det ikke var registrert bevegelse på resterende damkonstruksjon, tyder dette på at steinene i området rundt de løsnede steinene hadde god innbyrdes låsing. Steinene som forsvant hadde sannsynligvis dårlig kontakt med omkringliggende masser.

# 3. Metoder for utregning av steinstørrelse for skrånings- og erosjonsbeskyttelse

Det er utført et lite litteraturstudie innenfor erosjonsbeskyttelse for å få innblikk i hvilke metoder og formler som benyttes, samt viktigste parametre som er av betydning for stabiliteten. Her ble det klart at eksisterende internasjonal forskning i all hovedsak er begrenset til dumpede masser på slakere skråningshelninger enn hva modelltestene i denne oppgaven tar for seg. I det følgende gjengis noen av de viktigste og mest relevante forskningsprosjektene med tilhørende resultater.

## 3.1 Internasjonal forskning

### 3.1.1 Olivier

Olivier var tidlig ute med å benytte modellforsøk til å undersøke stabiliteten til fyllingsdammer. Han var spesielt interessert i hvorvidt man kunne bygge fyllingsdammer som kunne tåle å overtoppes uten at skader oppstod. Hele, eller deler av flomavledningen vil da kunne skje over topp av dam og behovet for en egen konstruksjon for overløp vil kunne reduseres. Forsøkene skulle fungere som grunnlag til å komme opp med utforming og dimensjoneringskriterier for denne type dammer.

Testene ble utført i to forskjellige renner med bredder på henholdsvis 0.56 og 1.52 m (Olivier, 1967). Steinstørrelsene varierte fra 13 til 59 mm for begge rennene. I den minste testrigger ble det utført forsøk med skråningshelning mellom 1:5 og 1:12.5. Det testede steindekke ble bygd opp av maks tre lag med ulik steinstørrelse plassert over en tett plate. For de større testene ble det bygget 5 modelldammer bestående av fylling og skråningsvern. Helningen varierte mellom 1:2 og 1:10, og bestod av seksjoner med ulik helning. På oppstrøms side og damkroner var det plassert en tett plate.

Steinene ble dumpet på plass, men i noen tester ble de i tillegg manuelt orientert i ettertid slik at de enten stod med største eller minste flate opp mot overflaten. Olivier observerte at man fikk en vesentlig forskjell i bruddvannføring hvis man gjorde denne omplasseringen av steinene. I forsøk på å tallfeste denne påvirkningen kom han opp med konstanten  $P_c$  som han kalte pakkingsfaktor. Denne tok da hensyn til steinstørrelse og antall steiner pr areal.

$$P_c = \frac{\text{Enhetsareal}}{\text{Antall steiner pr enhetsareal} \cdot \text{areal av hver stein}} \quad (3.1)$$

For testene som ble gjennomført fikk Olivier følgende verdier for pakkingsfaktoren.

Dumpet stein (natural):  $P_{cn} = 1.2$

Steiner lagt flatt (flat):  $P_{cf} = 1.6$

Steiner lagt på kant (edge):  $P_{ce} = 0.8$

Ut fra analyse av krefter som virker på steiner utsatt for strømmende vann, samt empiriske data samlet gjennom nevnte forsøk, kom Olivier opp med følgende formel for maksimal vannføring ved bevegelse av en større mengde steiner(Olivier, 1967):

$$q_t = K \cdot 11,84 d_s^{3/2} \left[ \frac{(w_s - w)}{w} \right]^{5/3} i^{-7/6} \quad (3.2)$$

Der

$K = (C'/P_c')$  og  $C'$  er en faktor bestemt av forsøkene ( $K = 0,0357$  for knust granitt)

$d_s$  – steinstørrelse (ft)

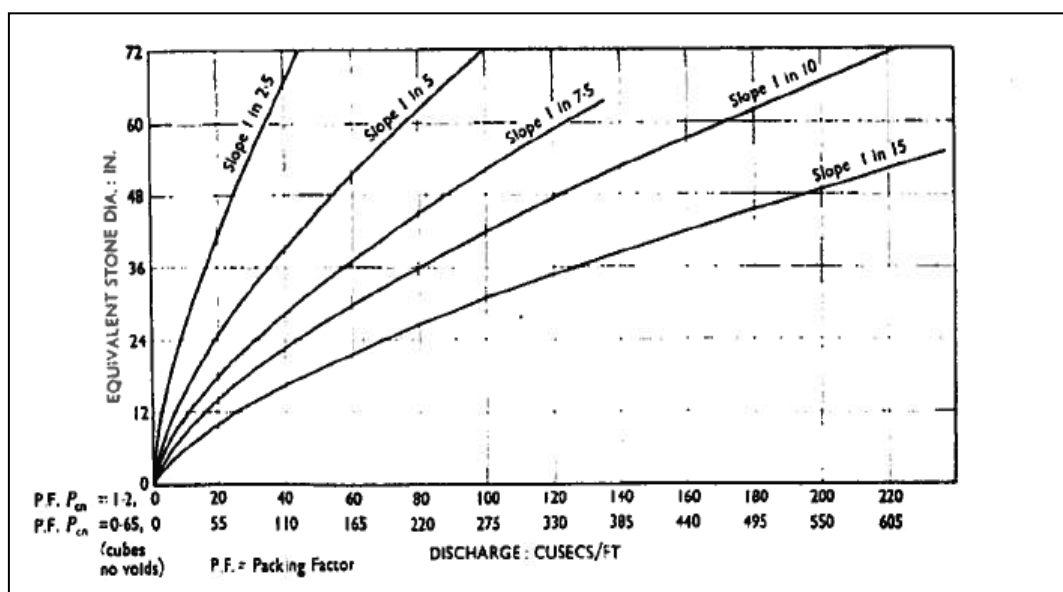
$w$  – tyngdetetthet ( $\text{kg}/\text{ft}^3$ )

$i$  – skråningshelning ( $1/n$ )

$q_t$  – enhetsvannføring ( $\text{ft}^3/\text{s}/\text{ft}$ )

De forskjellige verdiene for pakkingsfaktoren av steinene resulterer i at vannføringen beregnet ved formel 3.2 varierer med så mye som -40 % til +80 %, sammenlignet med dumpet stein. Olivier var dermed klar over viktigheten av steinenes orientering.

Formelen er plottet i Figur 3 og viser sammenhengen mellom vannføring og steinstørrelse for ulike skråningshelninger. I tillegg er det på x-aksen oppgitt vannføring for to forskjellige pakkingsfaktorer, dumpet stein og kubisk stein uten hulrom. Sistnevnte vil være en teoretisk minimalverdi for pakkingsfaktoren, og dermed gi en maksverdi for bruddvannføring gitt av formel 3.2.



Figur 3: Oliviers designkurver for dumpede steiner gitt ved vannføring og skråningshelning(Olivier, 1967)

### 3.1.2 Abt & Johnson

Abt & Johnson utførte i 1987 og 1988 flere testprogram med den hensikt å undersøke stein som erosjonssikring for skråninger og fyllinger (Abt & Johnson, 1991). Målet var å komme opp med dimensjoneringskriterier for stabilt skråningsvern i situasjoner med overtopping og dertil strømming av vann nedover skråninger. Forsøkene ble gjennomført i to ulike testrenner, en utendørs og en innendørs.

Utendørsrenna var 54.9 m lang, 6.1 m bred og 2.4 m dyp, og var en testrigg beregnet for skråninger med helning større enn 10 %. Selve skråningene bestod av komprimert sand med 0.15 m tykt lag med sand og grus, som skulle fungere som et underlag for selve plastringssteinen. Renna var utstyrt med instrumentering for å overvåke vannføring, vannlinje og vannhastigheter.

Renna for innendørstesting var beregnet på helninger mindre enn 10 %, og var 61 m lang, 2.4 m bred og 1.2 m dyp. Selve testlengden for plastringen var 15.2 m, der store deler av den resterende lengden ble brukt til å etablere uniform strømming før vannet kom til nevnte testlengde. Materialene bestod av 0.10 m komprimert sand i bunn, med 0.15 m lag sand og grus ovenfor på samme måte som utendørsrenna. Også her ble vannføring, vannlinje og hastigheter kartlagt.

Til sammen ble det gjennomført 26 tester, der skråningshelning, steinstørrelse og steinform ble variert. Steinstørrelsene varierte mellom en midlere diameter på 2.6 – 15.75 cm, og det ble testet stein med både kantet og rund form. Plastringssteinen ble dumpet på plass i alle testene. Skråningshelningen ble variert mellom 1 – 20 %.

For alle testene ble vannføringa gradvis økt til brudd oppstod. Abt & Johnson definerte brudd som det punkt der grusfilteret ble eksponert. Ut fra hva som gav best samsvar med resultatene fra testene, kom Abt & Johnson opp følgende ligning for forholdet mellom steinstørrelse, skråningshelning og vannføring:

$$d_{50} = 5.23 \cdot S^{0.43} \cdot q_f^{0.56} \quad (3.3)$$

Der

S – skråningshelning (1/n)

$q_f$  – enhetsvannføring ved brudd (ft<sup>3</sup>/s/ft)

$d_{50}$  – steinstørrelse i tommer (in.)

Formelen gjelder kun for kantede steiner og inneholder ingen sikkerhetsfaktor.

Abt & Johnson hadde dermed kommet frem til en formel som bruker noen av de samme faktorene som Olivier, men som gav noen avvik ved sammenligning. Denne ser på helning og vannføring som de to hovedparametrene av betydning for steinstørrelsen ved overtopping av skråningen. Pakkingsfaktoren neglisjeres da testene gjaldt dumpede steiner.

Abt & Johnson forsøkte også å finne ut i hvilken grad steinens form påvirket stabiliteten. De gjennomførte derfor i tillegg tester med runde steiner. Resultatene fra disse forsøkene



indikerte at avrundede steiner går til brudd ved en vannføring som er 40 % mindre enn for kantet stein. Det er derfor tydelig at steinens form også er en viktig parameter for stabiliteten, og bør tas i betraktning ved planlegging av erosjons sikring med denne type masser.

### 3.1.3 Robinson

Robinson, Rice og Kadavy gjennomførte flere omfattende forsøksserier og prosjekter på stabiliteten av stein som erosjonsbeskyttelse. Deres fokusområde lå i hvordan stein på best mulig måte kan benyttes til bygging og sikring av kanaler. Målet var å utvikle forslag til hvordan man skal utforme kanalene for å sikre stabilt dekke. Dette gjorde de ved å utføre modell og prototypforsøk på kanaler der man var særlig opptatt av stabiliteten til skråningen og det horisontale området rett nedenfor skråningen. Fremgangsmåten for forsøkene er lik de andre forskningsprosjektene som tidligere er nevnt, og deres resultater er direkte sammenlignbare da de tester stabiliteten til stein i skråning ved overstrømmende vann.

Robinson, Rice og Kadavy gjennomførte totalt 36 modellforsøk utført i tre forskjellige testrigger, samt to prototypforsøk (Robinson, et al., 1998). De tre rennene til modellforsøkene hadde bredder på henholdsvis 0,76, 1,07 og 1,83 m. Prototypforsøkene ble utført med en bunnbredde på 2.74 m der sideveggene hadde en helning på 45 grader. Steinestørrelsen varierte mellom 15 til 278 mm, og steinene ble lagt ut i en lagtykkelse tilsvarende  $2d_{50}$ . Steinene ble dumpet utover i samtlige tester, og hadde tilnærmet uniform fordeling og kantet form. Helningen til testkanalene varierte mellom 2 – 40 %.

Vannføringen ble økt og registrert helt til skråningen fikk så store skader at det ble definert som et brudd. Robinson, Rice og Kadavy definerte brudd som det punkt der vannføringen var så stor at steiner forsvant og avdekte støttemasser eller underliggende filter. Bearbeidingen av resultatene endte opp i to ligninger som beskriver bruddvannføring som funksjon av midlere steinstørrelse og skråningshelning.

$$q = 9.76E - 7d_{50}^{1.89} \cdot S_0^{-1.5} \quad S_0 < 0.10 \quad (3.4)$$

$$q = 8.07E - 6d_{50}^{1.89} \cdot S_0^{-0.58} \quad 0.10 < S_0 < 0.40 \quad (3.5)$$

Der

$q$  – enhetsvannføring ( $m^3/s/m$ )

$d_{50}$  – midlere diameter (mm)

$S_0$  – skråningshelning (1/n)

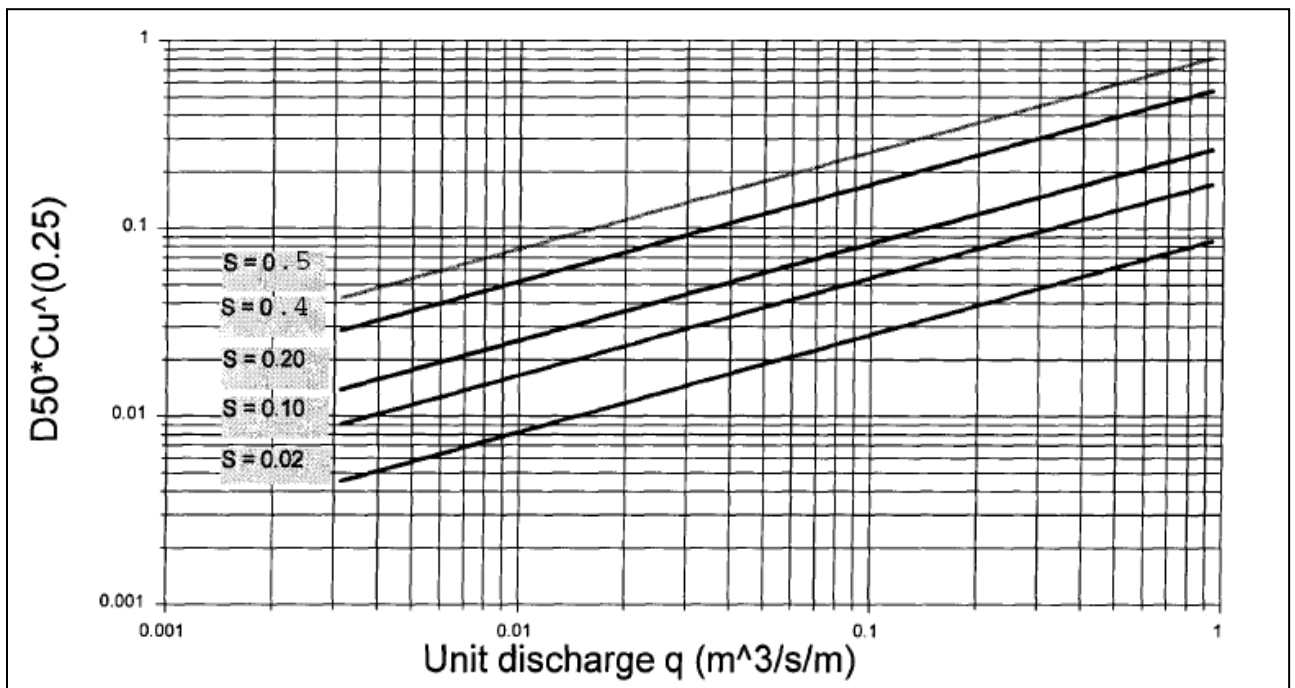
Formelen gjelder for tilfeller der steinen til erosjonsbeskyttelse er lagt i et lag med  $2d_{50}$  tykkelse, og beskriver stabil steinstørrelse som funksjon av kun skråningshelning og vannføring. Dette er de samme parametrene som gitt i uttrykket fra Abt & Johnson. Det kan selvsagt være flere parametre som er viktig for stabil steinstørrelse, men hovedgrunnen til at de kom opp med formler på denne måten er at det var disse parametrene som ble variert i forsøkene.

### 3.1.4 Frizell

Frizell, Ruff og Mishra utførte flere storskalatester på stabiliteten til dumpet skråningsvern (Frizell, et al., 1998). Det som skiller disse testene fra andre lignende forsøk er derfor størrelsen på steinene som ble brukt. Testene kunne simulere en situasjon med overtopping av fyllingsdammer, og målet med prosjektet var å komme opp med en god metode for bestemmelse av nødvendig steinstørrelse og tykkelse til skråningsvern som blir utsatt for gjennom- og overstrømmende vann.

Det ble utført testserier både i 1994, 1995 og 1997. Testrenna var 3 m bred, 1.5 m høy og totalt 15 m lang, med en helning på 1:2. Resultatene kunne da benyttes til å komme opp med dimensjoneringskriterier for helninger over et større område enn tidligere presentert. For hver av de tre testseriene ble det benyttet en spesifikk steinstørrelse.  $D_{50}$  var i disse tilfellene 271, 386 og 655 mm, og ble dumpet over et lag med noe finere masser som fungerte som underlag. På samme måte som tidligere utførte forsøk ble brudd definert som det punkt der underliggende masse ble eksponert.

Bearbeiding av resultatene endte opp i en graf for dimensjonering som vist i Figur 4. Her gis det sammenheng mellom enhetsvannføringen  $q$ , og  $d_{50} \cdot Cu^{0.25}$  for ulike skråningshelninger  $S$ . Frizell introduserte dermed korngraderingstallet,  $Cu$ , som en viktig parameter. Grafene er i tillegg til nevnte forsøk, også basert på forsøk utført av andre. Disse inkluderer blant annet Abt & Johnson sine tester, og Robinson, Rice og Kadavy sine resultat.



Figur 4: Frizell's designkurver for dumpede steiner

Når det gjaldt tykkelsen til skråningsvernet foreslo Frizell en beregningsmetode basert på det kriteriet at alt vann skal strømme inne i skråningsvernet. Ved å benytte formelen vist under kan man få en tilnærming til hastigheten,  $v_i$ , vannet har mellom steinene.

$$\frac{V_i}{\sqrt{gD_{50}}} = 2.48 \cdot S^{0.58} \cdot C_u^{-2.22} \quad (3.6)$$

Der

$V_i$  – Hastigheten inne i skråningsvernet (m/s)

$D_{50}$  – Steinstørrelse (m)

$S$  – Skråningshelning (1/n)

$C_u$  – graderingstallet til massene

Ut fra dette kan gjennomsnittlig dybde finnes, og sjekkes mot tykkelsen av skråningsvernet. Deretter må man eventuelt iterere ved å øke steinstørrelsen til dybden blir så lav at alt vannet renner inne i mellom steinene. Minimum tykkelse er  $2D_{50}$ , og maksimum er  $4D_{50}$ . De valgte å dele opp i to kriterier baser på skråningshelningen. Ved helning større enn 0,25 burde vanndybden være mindre enn  $2D_{50}$ , og ved helning mindre enn 0,25 måtte vanndybden være mindre enn  $4D_{50}$ . Iterasjonen stopper når disse kriteriene er nådd.

## 3.2 Norsk praksis for beregning av steinstørrelse i skråningsvern

### 3.2.1 Tidligere utførte modell og prototypforsøk

I det følgende presenteres noen av tidligere utførte forsøk som tar for seg stabilitet av steinfyllingsdammer. Det er kun presentert forsøk som ble gjennomført i forbindelse med prosjektet ”Stabilitet og Bruddforløp av Dammer”, da dette er det største forskningsprosjektet gjort i norsk sammenheng.

#### **Stabilitet og Bruddforløp av Dammer (Stability and Breaching of Embankment Dams)**

Forskningsprosjektet ble startet av Energibedriftenes Landsforening (EBL), nå Energi Norge, og omfattet modellforsøk i skala 1:5 og 1:10, samt fullskalaforsøk (1:1). Prosjektet var delt opp i tre delprosjekt(EBL Kompetanse, 2005):

- DP1: Skjærstyrke av steinfylling og stabilitet av damskråninger
- DP2: Stabilitet av støttefylling og damtå i steinfyllingsdammer med stor lekkasje
- DP3: Bruddforløp i fyllingsdammer

Til sammen ble det gjennomført 23 laboratorietester ved NTNU, samt 12 storskalaforsøk ved Røssvatn Dam i perioden 2001 – 2003(EBL Kompetanse, 2005). Prosjektet er til dags dato det mest omfattende hva angår å kartlegge stabilitet og bruddforløp til fyllingsdammer i Norge.

Videre er det oppsummert fra delprosjekt 2 ”Stabilitet av støttefylling og damtå i steinfyllingsdammer med stor lekkasje”.

Noe av hensikten med forsøkene var å tilegne seg mer kunnskap om stabilitet av støttefyllingen og damtåa ved lekkasje, og informasjonen skulle bidra til arbeidet med Retningslinje for fyllingsdammer innenfor sikring av nevne deler (EBL Kompetanse, 2005).

I tillegg var man ute etter å få bedre kunnskap om skalaeffekter og bruddmekanismer til steinfyllingsdammer (Vaskinn, et al., 2003).

Det var altså ikke fokusert på ulike typer plastringutførelse i dette prosjektet.

#### **Modellforsøkene:**

Skala 1:10:

Det ble gjennomført totalt 7 tester med en 0.6 m høy dam i en testrenne i vassdragslaboratoriet. Renne var 2.2 m bred, 10 m lang og 0.76 m høy. Sideveggene i renne var formet som en dalside, da de hadde helning på 45°. Alle forsøkene ble gjennomført med nedstrøms helning 1:1.5.

Det ble til sammen benyttet fire forskjellige steinfraksjoner til oppbygging av dammene med  $d_{50}$  lik 10.8, 18.5, 51.4 og 87.6 mm. Massene var uniforme og hele dammen var homogent oppbygd. For testene med  $d_{50} = 51,4$  mm ble både damhelning og høyde på undervannet variert for å kartlegge hvilken effekt disse parametrene hadde på stabiliteten. Det var installert

11 trykkceller som målte trykkehøyden gjennom dammen. Vannføringer ble også kartlagt ved første bevegelse av stein, samt gjennom hele bruddforløpet (Kjellesvig, 2002).

Skala 1:5:

Totalt 6 tester ble gjennomført med en 1.2 m høy dam bygd opp med homogen fylling. Det var SINTEF Energy Research som stod for forsøkene. Geometrien var lik som 1:10 testene, med bredde og høyde oppskalert. Det ble benyttet steinstørrelser med  $d_{50}$  lik 17.6, 78.8, 87.6 og 203.7 mm.

For disse testene ble også kornstørrelsen og nedstrøms helning variert, samt at man testet ut både uniform og mer graderte masser. Grunnen til at man gjennomførte tester i to forskjellige skalaer var blant annet for å studere skalaeffekter. Også her ble tidspunkt og vannføringer registrert for bevegelser av stein i dam (Sand, 2002).

### **Fullskalaforsøkene:**

Testplassen befant seg ved Røssåga, Korgen, i Nordland. Det ble gjennomført omfattende tester med både homogene steinfyllingsdammer med ulik steinstørrelse, fyllingsdammer med morenekjerne, og en dam med kun homogent morenemateriale. Høyden på dammene varierte mellom 4.3 – 6.1 m, og de var utstyrt med opptil 8 trykkmålere og rundt 100 sensorer som registrerte bevegelser i dammen. Disse skulle gi informasjon til underprosjekt 3 som omhandlet bruddforløp i steinfyllingsdammer. Hele testoppsettet er vist under (EBL Kompetanse, 2005, s.18).

**Tabell 2: Testprogram for feltforsøkene i prosjektet *Stability and breaching of embankment dams***

Test	Date	Dam type	Aim of test
1A-01	2001-10-19	Homogenous rockfill 30-500mm	Stability during through-flow
1B-01	2001-10-31	Homogenous rockfill with two	Stability during through-flow
	2001-11-01	different drainage toes	Stability during through-flow
1C-01	2001-11-02	Homogenous rock fill 30-500 mm	continued Breach formation
1-02	2002-09-11	Homogenous clay	Breach formation in cohesive material
2A-02	2002-10-01	Homogenous gravel with downstream slope protection	Stability during through- and overflow
2B-02	2002-10-08	Homogenous gravel without downstream slope protection	Stability during through flow
2C-02	2002-10-15	Homogenous gravel 0-60mm	Breach formation
4-02	2002-10-24	Homogenous 300-400 mm rock fill	Stability during through-flow
1-03	2003-08-21	Rockfill dam with moraine core	Breach formation by overtopping
2-03	2003-09-15	Rockfill dam with moraine core	Breach formation by internal erosion
3-03	2003-10-08	Homogenous moraine	Breach formation by internal erosion

Det ble i tillegg benyttet diverse dataprogram (SEEP/W, Plaxis, FLUENT og SLOPE) til å simulere gjennomstrømning og stabilitet for noen av testdammene.

### **Resultater:**

Noen hovedpunkt fra resultatene er nevnt under, der samtlige resultater er hentet fra rapporten *Report on Subproject 2: Stability of downstream shell and dam toe during large through flow* utgitt av EBL Kompetanse AS.

Basert på feltforsøkene ble det for dimensjonering av damtå ved vanngjennomstrømning, foreslått følgende ligning:

$$d_{50,kritisk} = 0.43 \cdot S_0^{0.43} \cdot q^{0.78} \quad (3.7)$$

Der

$S_0$  – nedstrøms damhelning (tangens til helningsvinkel)

$q$  – enhetsvannføring ( $m^3/s/m$ )

$d_{50, kritisk}$  – nødvendig steinstørrelse (m)

Forsøkene viste resultater som tilsier at beregningsmåtene til Solvik, Olivier og Robinson underestimerer hvor stor enhetsvannføring steiner i damtåa tåler. Testene viste en gjennomgående høyere motstand mot brudd enn hva nevnte beregningsmåter gir.

For feltforsøkene var støttefyllingen og damtåa fortsatt stabile med vannstand opp til topp av dam, både for testene med eller uten skråningsvern i nedre deler. Labforsøkene avvek fra dette punktet ved at nedstrøms skråning ble ustabil ved metning.

For en homogen fyllingsdam vil poretrykkslinjen være uavhengig av permeabiliteten til materialet, men avhenger av vannstand oppstrøms.

For å øke stabiliteten til dammen bør man benytte seg av en damtå med høy drenasje.

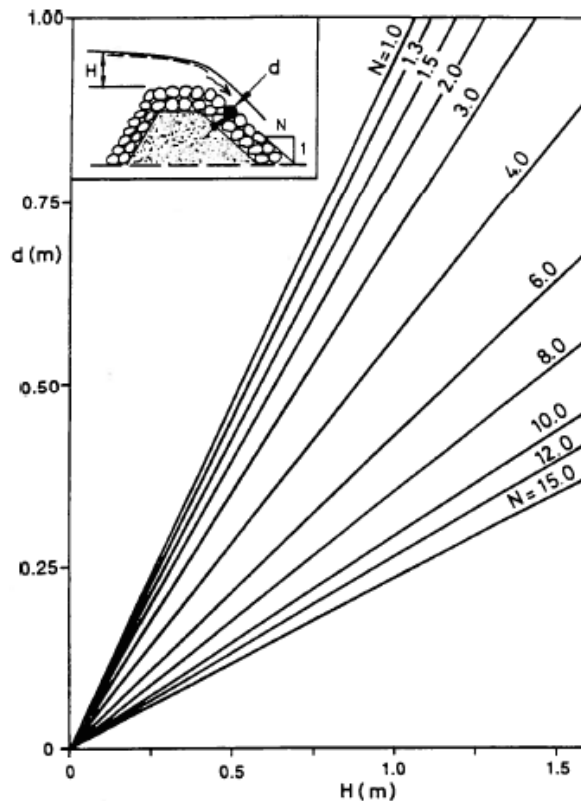
Enhetsvannføringen ut fra dammen øker desto nærmere man kommer damtåa.

### 3.2.2 Solvik

I norsk sammenheng er trolig arbeidet Solvik gjorde i forbindelse med utvikling av dimensjoneringskriterier og beregninger av gjennomstrømning og stabil steinstørrelse for fyllingsdammer, det mest omfattende, og på den tid viktigste bidraget til utviklingen av dimensjoneringsverktøy innenfor området.

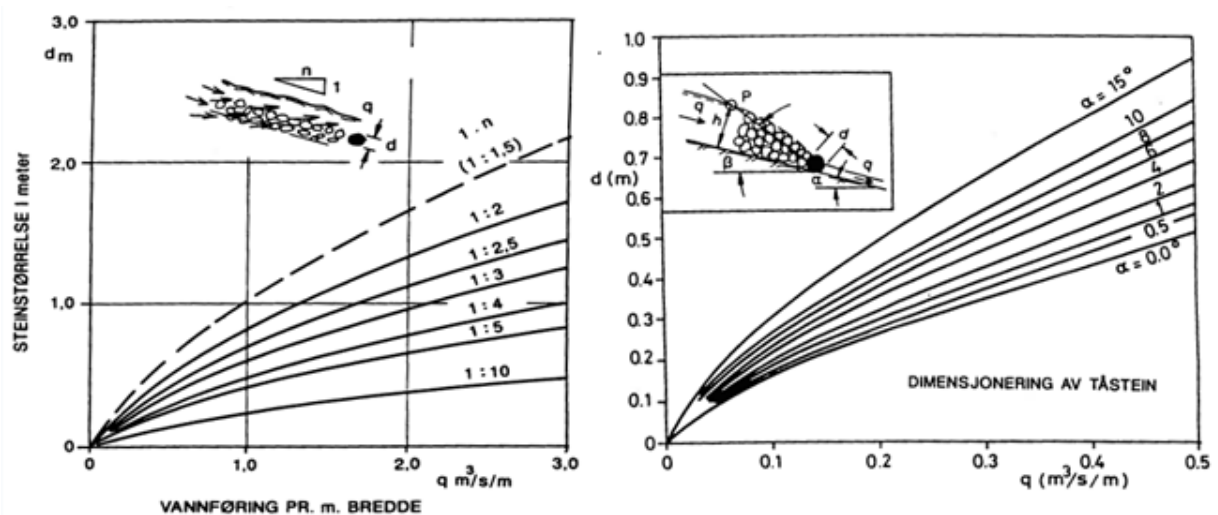
Allerede i 1962 publiserte Solvik kurver som illustrerte stabil steinstørrelse for nedstrøms skråning i en fyllingsdam gitt ved damhelning og vannføring. Kurvene baserte seg på betraktninger av kraftlikevekt for steiner utsatt for vannstrømning, der verdien til enkelte av parametrene ble kartlagt ved supplerende modellforsøk. Kurvene omfattet både stein i nedstrøms skråning og for nedstrømsskråningens tå. Kurvene gjaldt ensgraderte materialer. (Solvik, 1962)

I 1989 gjennomførte Norsk hydroteknisk laboratorium (NHL) til sammen 22 modellforsøk som videre testet stabiliteten til nedstrøms plastringsstein. Testene ble gjort i en 50 cm bred renne der stein ble plassert på en tett skråplate. Testene skulle simulere et tilfelle der vannet i hovedsak rant utenpå støttefyllinga, da dette ble ansett som verste tilfelle. Damtåa ble sikret, slik at resultatene kun gjaldt nedstrøms område. Helningen varierte mellom 1:1 og 1:4, og det ble benyttet to ensgraderte steinfraksjoner med midlere diametre på henholdsvis 30 og 50 mm. Ut fra disse, samt flere supplerende forsøk, ble det fremstilt et dimensjoneringsdiagram for steinstørrelse gitt ved overtoppingshøyde (indirekte vannføring) som vist i Figur 5. Solvik argumenterte for å bruke denne grafen til å bestemme nødvendig steinstørrelse ved topp av dam. Kurvene forutsatte at steinene var lagt usystematisk (Godtland, 1989).



Figur 5: Solviks dimensjoneringskurver for stein i topp av dam

I 1987 ble et prosjekt som omhandlet damsikkerhet startet av Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE). I denne forbindelse utarbeidet Solvik sine endelige kurver for dimensjonering av tåstein og stein i utstrømningsområdet i nedstrøms skråning, på grunnlag av modellforsøk gjennomført ved NHL (Figur 6) Disse var ment til praktisk dimensjonering av plastringsstein.



**Figur 6: Solviks dimensjoneringskurver for nedstrøms skråning (venstre) og damfot (høyre) (Damsikkerhetsprosjektet, 1992)**

Da kurvene for tåstein var bygd på grunnlag av et begrenset antall forsøk, samt for å prøve å ta hensyn til variasjon i helning og friksjonsforhold, ble vannføringsskalaen på dette diagrammet redusert til halvparten av hva forsøkene gav. Dette ble gjort for å sikre at kurvene gav en viss sikkerhet (Damsikkerhetsprosjektet, 1992).



### 3.2.3 Dagens praksis (Veileder fra NVE)

I veileder for fyllingsdammer oppgis noe ulike krav og beregningsmåter for nødvendig steinstørrelse til skråningsvernet, avhengig om det befinner seg på oppstrøms eller nedstrøms side. Dette kommer av at skråningsvernet har noe ulike funksjon og lastpåkjenning, avhengig av hvilken side av dammen det befinner seg på. Dette er tidligere forklart i innledningen.

#### Oppstrøms skråningsvern

For å sikre at steinene har tilstrekkelig motstand mot bølgepåkjenning, brukes Hudsons formel til å regne ut nødvendig minimumsvekt  $W_{min}$  ut fra materialeegenskaper og bølgehøyde skapt av vind (NVE, 2012).

$$W_{min} = \frac{\gamma_r H_s^3}{K \left( \frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \right)^3 n} \quad (3.8)$$

Der

$\gamma_r$  – tyngdetetthet til stein (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  – tyngdetettheten til vann (kN/m<sup>3</sup>)

$H_s$  – signifikant bølgehøyde (m)

$n$  – skråningselningens horisontalkomponent (1:n)

$K$  – konstant avhengig av steinens form og innbygging. For norsk praksis brukes  $K < 2.5$

Veileder oppgir deretter en formel for å regne om fra vekt til diameter:

$$D = \left( \frac{W}{C_f \cdot \gamma_r} \right)^{1/3} \quad (3.9)$$

Der

$C_f$  – formfaktor ( $C_f = 0.6$  for sprengstein)

Diameteren regnes enten ut fra nødvendig steinvekt fra formel 3.8, eller fra minimum steinvekt ved betraktning av krefter fra islast. Den største av disse vektene vil være den situasjon som er dimensjonerende for steinstørrelsen.

I Tabell 3 er det utregnet minimum steinstørrelse for ulike helninger. Det er viktig å registrere at disse størrelsene kun gjelder de tilfeller der islast vil være den dimensjonerende kraften. Dette kan for eksempel gjelde de steder der geografien rundt damstedet tilsier at vind, og dermed bølgepåkjenningen, er liten.

**Tabell 3: Minimumskrav til steinstørrelse for oppstrøms skråningsvern for ulike skråningshelninger**

(gjelder kun der islast er dimensjonerende)

Klasse	n (S = 1/n)	D <sub>min</sub> (m)
Alle	1.5	0.54
Alle	2	0.47
Alle	3	0.43

Skråningsvernet skal bestå av to lag der innerste lag vanligvis består av noe mindre stein som skal tilfredsstille kravet om at minste diameter skal være større enn en fjerdedel av maks steinstørrelse i ytterste lag. Steinene skal legges som plastring. Minimum lagtykkelse bør være 2 m, og for ytterste lag skal største steinstørrelse ikke være større enn 1,7 ganger minste stein. Disse kravene er like for oppstrøms og nedstrøms side.

### Nedstrøms skråningsvern

På grunnlag av modell- og fullskalatestene i prosjektet *Stabilitet og Bruddforløp av Dammer*, ble det utarbeidet forslag til dimensjonering av stein i damtå. I veileder for fyllingsdammer har man benyttet resultatene fra nevnte prosjekt til å komme opp med følgende dimensjoneringskriterium for minimum steinstørrelse i ytterste steinsjikt for nedstrøms skråningsvern (NVE, 2012):

$$D_{min} = 1,0 \cdot S^{0,43} \cdot q^{0,78} \quad (3.10)$$

Der

S – skråningshelning (S = 1/n)

q – enhetsvannføring (m<sup>3</sup>/s/m)

D<sub>min</sub> – minste nødvendige diameter (m)

Kravene til minimum enhetsvannføring som man har lov til å regne med i formel 3.10, er gitt i veilederen for dammer i klasse 1-3. Kravene er gjengitt i Tabell 4 der nødvendig diameter er regnet ut ved formel 3.10. Det er tatt utgangspunkt i dam med helning 1:1.5.

For dammer i klasse 4 er det ikke gitt en enhetsvannføring, men det er satt krav til ytterstein på minimum 0,15 m<sup>3</sup> (NVE, 2012). Dette tilsvarer en steindiameter på 0.63 m hvis man bruker formel 3.9 for omregning fra vekt.

**Tabell 4: Minimumskrav til steinstørrelse for nedstrøms skråningsvern**

Klasse	$q_{\min}$ ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )	n ( $S = 1/n$ )	$D_{\min}$ (m)
4	-	1.5	0.63
3	0.5	1.5	0.69
2	0.3	1.5	0.47
1	0.3	1.5	0.47

På samme måte som for oppstrøms side, skal steinene legges som plastring, og innehar like krav til lagtykkelse og forhold mellom minimum og maksimum størrelser i hvert lag.

I veilederen skilles det ikke mellom steinstørrelser i damtå og nedstrøms skråning nedenfor kronevernet. I stedet står det beskrevet:

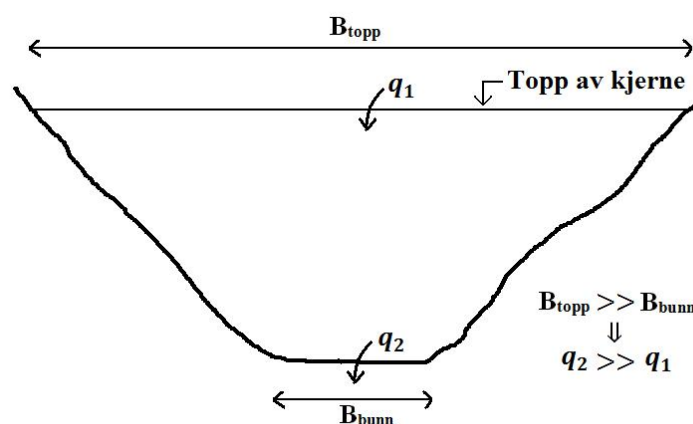
”Behovet for å sikre laveste del av skråningen og overgangen til vederlaget med større stein, eller andre forsterkningstiltak, må vurderes i hvert enkelt tilfelle ut fra damprofil og vanngjennomstrømning og/eller den overtopping dammen skal tåle” (NVE, 2012, s.23)

## 4. Stabilitet av damtå og kronestein ved overtopping og gjennomstrømning

Fullskalaforsøkene utført ved Svartevatn viste at områder langs randen av dammen ofte kan bli ustabile før selve plastringen. Det bør derfor tas ekstra hensyn til utplassering og utforming av disse områdene. I de følgende avsnittene vil stabiliteten til stein i damtå og kronestein bli studert ut fra et teoretisk standpunkt. Stabiliserende og drivende krefter er blitt kartlagt i situasjoner der dammen er utsatt for både gjennomstrømning og overtopping.

### 4.1 Damtå

Damtåa blir ofte sett på som det mest kritiske området i nedstrøms plastring. Alt vann som renner gjennom eller over dammen, vil passere dette punktet enten som utstrømmende vann mellom plastringssteinene eller som vann som renner på overflaten av plastringen som følge av overtopping eller utstrømmende vann fra områder lenger opp i damskråningen. Damtå er spesielt utsatt i de situasjoner der damprofilet har en innsnevring av bredden nedover damsiden. En relativt lav vanngjennomstrømning i øvre områder kan likevel gi en kritisk situasjon i bunn da enhetsvannføringen på stedet økes. Figur 7 illustrerer økning i enhetsvannføring  $q$ , der damprofilet innsnevres i bunn.

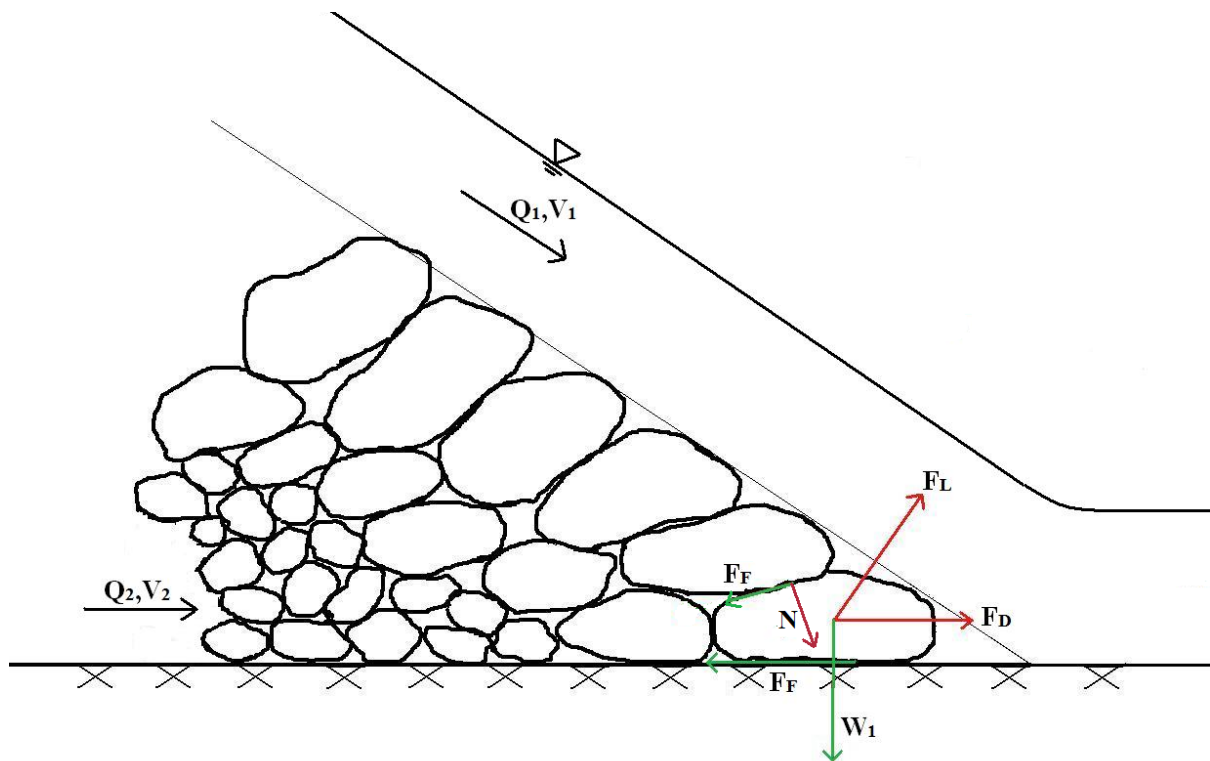


Figur 7: Økning av enhetsvannføring ved smal damtå

I tillegg vil tåsteinene følge bunnhelningen og det kan være vanskelig å oppnå ønsket fall på steinene inn mot dam. I veileder for fyllingsdammer står det beskrevet ”Fjellfundamentet for tåstein skal gi god støtte mot utglidning. Der hvor fundamentforholdene ikke gir den nødvendige støtten for tåsteinen må det sprenges en grøft eller støpes en fot. Normalt vil større helning enn 10 grader kreve tiltak for å øke støtte for tåsteinen.” (NVE, 2012, s.22)

Figur 8 viser kreftene som virker på en stein i damtå der man har vann strømmende både gjennom og utenpå dam, definert som henholdsvis  $Q_1$  og  $Q_2$  på figur. Røde kraftvektorer indikerer drivende krefter, mens grønne viser stabiliserende. Kraftvektorene er ikke skalerte

størrelser, og forholdet mellom dem er kun ment som en indikasjon. Oppdrift og gravitasjon som virker på steinene er slått sammen til neddykket vekt, representert ved vektor  $W$ .



Figur 8: Krefter på tåstein

#### 4.1.1 Drivende krefter

##### Dragkraft $F_D$ :

Dragkrefter oppstår når et legeme og en væske er i relativ bevegelse i forhold til hverandre. Kraften vil ha samme retning som det strømmende vannet rundt legemet. For tåsteinene vil denne kraften komme fra det gjennomstrømmende vannet fra fyllinga ut mellom plastringssteinene, og gi en kraft rettet parallelt med bunnen som vist i Figur 8.

Dragkrefter kan deles opp i bidrag fra to forskjellige fenomener som opptrer, form drag og friksjonsdrag (Crowe, et al., 2010). Form drag er et resultat av trykkfordelingen rundt objektet. Som eksempel vil en stein plassert i en vannstrøm vil oppleve trykk på fremsiden og sug på baksiden som følge av hastighetsfordelingene og virveldannelser. Eksponert areal vinkelrett på strømrretning og steinens form vil avgjøre størrelsesordenen av dette bidraget.

Friksjonsdrag er et resultat av skjærspenninger som oppstår i overgang mellom steinens overflate og vannet. For en gitt form er det i hovedsak overflateruheten til steinen som angir hvor stor kraften fra friksjonsdraget blir.

Den totale dragkraften er summen av de to bidragene nevnt foran, og kan finnes fra formelen (Crowe, et al., 2010):

$$F_D = C_D A \left( \frac{\rho V^2}{2} \right) \quad (4.1)$$

Der

$C_D$  – Dragkoeffisient som varierer med objektets form og reynoldstallet

$A$  – Projisert areal vinkelrett på strømming

$\rho$  – Vannets densitet

$V$  – Vannets hastighet

### **Løftkraft $F_L$ :**

Løftkrefter oppstår når et medium har ulik hastighet på overside og underside av et objekt. Høy hastighet vil gi områder med lavt trykk, mens områder med lavere hastighet vil ha høyere trykk. Resultantkraften fra disse motstående sidene vil ha retning som virker vinkelrett på strømmingen rundt objektet. En stein i strømmende vann vil således ha høyere vannhastighet på oversiden enn undersiden, og dermed en løftkraft som virker oppover mot vannflaten. For steinen i Figur 8 vil hastigheten til det overstrømmende vannet være betydelig større enn hastigheten til vannet inne i plastringen, og derfor påføre steinen en løftkraft vinklet skrått utover normalt på vannflaten.

Løftkraften beregnes fra formelen (Crowe, et al., 2010):

$$F_L = C_L A \left( \frac{\rho V^2}{2} \right) \quad (4.2)$$

Der

$C_L$  – Løftkoeffisient

$A$  – Projisert areal langsmed strømrretning

$\rho$  – Vannets densitet

$V$  – Vannets hastighet

### **Normalkomponent av tyngde av overliggende masser $N$ :**

Steiner i damtå får overført krefter fra tyngden til ovenforliggende masser, forutsatt at det er kontakt mellom steinene. I Figur 8 er tyngden fra ovenforliggende masser dekomponert i en stabiliserende friksjonskraft som virker mellom steinene, samt en normalkraft  $N$  som virker vinkelrett på kontaktpunktet og dermed vil gi en destabiliserende virkning. Hvor stor denne kraften er, avhenger av hvordan tyngden fordeles mellom ulike kontaktpunkter nedover i plastringen. Den vil også være avhengig av helningen til både nedstrøms skråning og plastringssteinenes helningsvinkel.

## Oppdrift:

Oppdrift er en kraft som varierer med hvor mye en gjenstand med gitt densitet er nedsenket i vann. Kraften oppstår fordi trykkfordelingen fra det hydrostatiske trykket varierer med vanddybden. En stein på elvebunn har større trykk i bunn enn i topp og vil derfor ha en resultantkraft fra det hydrostatiske trykket som virker oppover. På Figur 8 er det for å lette oversikten tegnet inn den neddykkede vekten  $W$ , som er summen av tyngdekraft minus oppdrift.

Oppdriften kan enkelt beregnes, og baseres på det velkjente Arkimedes prinsipp om at oppdriftskraften er like stor som vekten av fortrenget vannvolum.

### 4.1.2 Stabiliserende krefter

#### Tyngdekraft:

Tyngdekraften er en stasjonær konstant kraft som alltid virker på steinen og avhenger av steinens masse. Retningen er loddrett nedover og resultantvektoren virker i massesenter. Hvis tåsteinen derimot befinner seg på toverskrånende bunn, vil tyngdekraften ha en drivende komponent i samme retning som skråningen.

#### Friksjonskrefter $F_F$ :

I kontaktflatene mellom stein og underlag, og steinene seg imellom, virker det friksjonskrefter som hindrer bevegelse (se Figur 8). Desto bedre låsing det er mellom steinene, desto større vil denne kraften kunne bli før bevegelse oppstår. For steiner i ro er størrelsen fra denne kraften akkurat lik den verdien som gjør at summen av kreftene på steinen blir null. Retningen er parallell med flatene den virker mellom, og virker i motsatt retning av eventuell bevegelse. Maksimal friksjonskraft som kan virke mellom to flater kan regnes ut ved følgende formel:

$$F_F = \mu_s \cdot N = \tan \varphi \cdot N \quad (4.3)$$

Der

$\mu_s$  – statisk friksjonskoeffisient

$\varphi$  – friksjonsvinkelen til materialene man studerer

$N$  – normalkraft

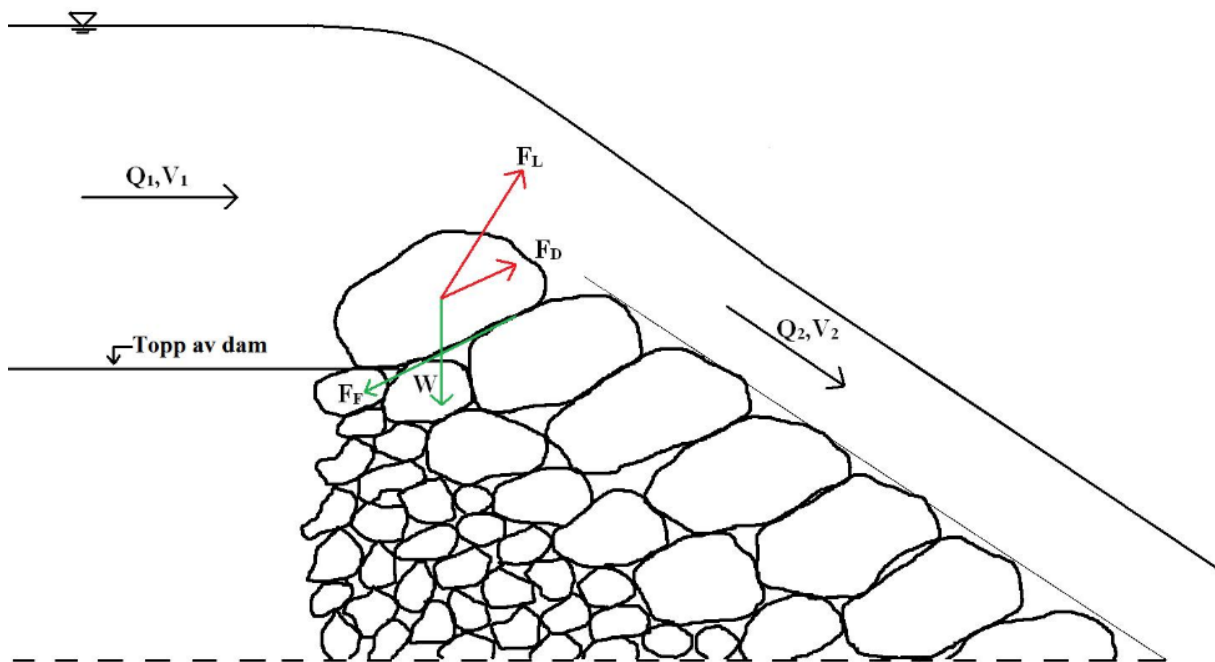
Friksjonsvinkelen til et materiale i tradisjonell geoteknisk betydning beskriver den naturlige rasvinkelen massene får hvis man heller de ut i en kjegleformet haug. For en plastret overflate vil rasvinkelen øke betydelig da steinene er lagt i system og låst fast.

## 4.2 Kronestein

For beskrivelse av styrken til kronestein er det her tatt utgangspunkt i en situasjon der ytterste stein i overgang mellom damskråning og topp av dam ligger mer eller mindre fritt, som vist i Figur 9. Dette illustrerer et dårlig lagt kronevern. Ved god utførelse vil steinen ha låsing også mot bakenforliggende steiner. Vanligvis er også kronesteinene dekket av masser til oppbyggelse av kjørebane på topp av dam. For vanlige fyllingsdammer er ikke disse steinene utsatt for påkjenning fra vannstrømning foruten en situasjon med ekstrem overtopping, og regnes derfor ikke som et spesielt kritisk punkt.

Figur 9 viser situasjonen for en løs kronestein som er utsatt for overtopping. Labforsøkene ble gjennomført med en til to rader plastringsstein bak kronesteinen slik at de ble mer stabile enn det figuren her viser. Stabiliserende krefter har grønne vektorer, mens drivende krefter har røde.  $Q_1$  representerer den totale vannføring som passerer over dam, mens  $Q_2$  angir den andel av vannføringen som renner utenpå plastringen.

Ved beskrivelse av de drivende og stabiliserende kreftene henvises det til avsnittet om tåstein i de tilfeller der kraftsituasjonen er lik for de to steinplasseringene.



Figur 9: Krefter på kronestein



### 4.2.1 Drivende krefter

#### **Dragkraft $F_D$ :**

Dragkraften kommer fra den andelen av det overtoppende vannet som treffer steinen og strømmer rundt den. Hvis vannet strømmer ut gjennom plastringsteinene vil dragkraften ha retning som vist i Figur 9. Hvis en større andel av det overtoppende vannet strømmer langsmed damoverflaten inne i plastringen vil man ha en vektor som peker mer horisontalt eller skrått nedover.

#### **Løftekraft $F_L$ :**

Se avsnitt 4.1.1

#### **Oppdrift:**

Se avsnitt 4.1.1

### 4.2.2 Stabiliserende krefter

#### **Tyngdekraft:**

Se avsnitt 4.1.2

#### **Friksjonskraft $F_F$ :**

Se avsnitt 4.1.2. For kronesteinen vist i figuren har man ikke stor grad av låsing og kilevirkning, da det ikke er noen bakenforliggnede steiner. Friksjonskraften virker i stedet i kontaktpunktene langs bunn og sidene på steinene.

# 5. Modelforsøkene

## 5.1 Laboratorieteknikk

### 5.1.1 Valg av modellov

Ved gjennomføring av modelforsøk er det viktig at man har tenkt igjennom hvilken situasjon det er ønskelig å modellere, samt hvilke krefter som virker inn. Hvilken modellov som bør brukes som skaleringskriterium, avhenger derfor av hvilke krefter som er dominerende i det enkelte tilfelle. Man tilstreber som regel tre kriterier når man jobber med modelforsøk:

- Geometrisk likedannethet: Forholdet mellom alle romlige dimensjoner i modell og prototyp er like.
- Kinematisk likedannethet: Hastighetsvektorer i modell og prototyp skal stå i et konstant forhold til hverandre.
- Dynamisk likedannethet: Alle kraftvektorer er skalert i samme forhold til hverandre.

De forskjellige modellovene er basert på forholdet mellom to opptredende og dominerende krefter.

En gjennomgang av ulike modellover er gjort under, der egnetheten i forhold til bruk som skaleringskriterium for utførte modelltester vurderes.

#### Froudes modellov:

Froudes modellov beskriver forholdet mellom treghet og gravitasjon og bør således benyttes der disse kreftene er viktige (Lysne, 1982).

$$\frac{\text{Treghet}}{\text{Gravitasjon}} = \frac{ma}{mg} = \frac{\rho L^2 V^2}{\rho L^3 g} = \frac{V^2}{gL} \quad (5.1a)$$

$$Fr = \sqrt{\frac{V^2}{gL}} = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (5.1b)$$

Der

V – hastighet

L – karakteristisk lengde

Denne sammenhengen kalles Froudetallet, og loven innebærer at froudetallet skal være likt i modell  $Fr_m$ , og prototyp  $Fr_p$ , for at skaleringer skal bli korrekte. Altså får vi:

$$\frac{Fr_m}{Fr_p} = Fr_r = \left( \frac{V}{\sqrt{g \cdot L}} \right)_r = 1 \quad (5.2)$$

Gravitasjon er viktigste opptredende kraft for vannstrømningen over testdammene, og således er Froudeskalering godt egnet som skaleringskriterium.

Ved å bruke Froudeskalering ender man opp med følgende forhold som kan brukes til opp eller nedskaleringer av resultater (Lysne, 1982):

**Tabell 5: Skaleringsforhold ved Froudes modellov**

Parameter	Skaleringsfaktor
Lengde	$L_r$
Areal	$L_r^2$
Volum	$L_r^3$
Tid	$L_r^{0,5}$
Hastighet	$L_r^{0,5}$
Vannføring	$L_r^{2,5}$
Ruhet (Mannings n)	$L_r^{1/6}$

### Reynolds modellov:

Reynoldsskalering angir forholdet mellom treghetskrefter og viskøse krefter (Lysne, 1982):

$$\frac{\text{Treghet}}{\text{Friksjonskraft}} = \frac{\rho L^2 V^2}{\mu L V} = \frac{\rho L V}{\mu} = \frac{L V}{\nu} = Re \quad (5.3)$$

Der

$\mu$  – dynamisk viskositet til vann ( $1.14 \cdot 10^{-3}$  Ns/m ved 15 grader C)

$\nu$  – kinematisk viskositet til vann ( $1.14 \cdot 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s ved 15 grader C)

L – karakteristisk lengde som for kanalstrømning vil være lik hydraulisk radius  $R_h$

For en rektangulær kanal vil hydraulisk radius bli:

$$R_h = \frac{\text{Areal}}{\text{Våt omkrets}} = \frac{A}{P} = \frac{B \cdot h}{(B + 2h)} \quad (5.4)$$

Der

h – Vannhøyde

B – Kanalbredde

Denne modelloven bør benyttes der friksjonskreftene i grenselaget mellom strømmende væske og materiale er dominerende, det vil si under laminære forhold. I porøse medier kan det oppstå både turbulent og laminær strømning avhengig av størrelsen på porene. I tilfeller der man har fullt utviklet turbulens, vil de viskøse kreftene derimot være små sammenlignet med gravitasjonskreftene fra vannet. De viskøse kreftene kan derfor bli neglisjert, og Froudes modellov kan benyttes.

Spørsmålet er da om man har turbulent strømning i modellen. For testene utført i denne oppgaven er kreftene fra det overtoppende vannet av avgjørende betydning for stabiliteten. Reynoldstallet for det overstrømmende vannet for en vilkårlig test ved brudd, er regnet ut nedenfor.

#### Reynoldstall for test 4.1:

Overtoppende vannstand ved brudd:  $h = 6.9 \text{ cm} = 0.069 \text{ m}$

Overtoppende vannføring:  $Q = 44.8 \text{ l/s}$

Gjennomsnittlig hastighet:  $V = Q/A = 1.06 \text{ m/s}$

Hydraulisk radius:  $R_h = 0.056 \text{ m}$

$$Re = \frac{V \cdot R_h}{\nu} = \frac{1.06 \cdot 0.056}{1.14 \cdot 10^{-6}} = 52070$$

For rørstrømning angis grensen for fullt utviklet turbulens når  $Re > 3000$  (Crowe, et al., 2010). Situasjonen ovenfor er ikke rørstrømning, men Reynoldstallet er uansett så stort at man har turbulente forhold. Reynoldsskalering kan derfor ikke benyttes.

#### Eulers modellov:

Eulers modellov angir forholdet mellom trykk- og treghetskrefter, og er et viktig skaleringskriterium der trykkrefter fra vannet er dominerende (Aberle, 2012).

$$\frac{\text{Trykkraft}}{\text{Treghet}} = \frac{pL^2}{\rho L^2 V^2} = \frac{p}{\rho V} = Eu \quad (5.5)$$

Der

$p$  – trykk

$V$  - hastighet

Dette er ikke aktuelt for våre modellforsøk da trykkrefter ikke er dominerende, og skaleringsloven er i vassdragsteknisk sammenheng mest brukt til undersøkelse av kavitasjonsproblemer (Aberle, 2012).

#### Webers modellov:

Webers modellov er basert på forholdet mellom treghet og overflatespenninger (Aberle, 2012). Man får da følgende forhold:

$$\frac{\text{Treghet}}{\text{Krefter fra overflatespenninger}} = \frac{\rho L^2 V^2}{\sigma L} = \frac{\rho L V^2}{\sigma} = We \quad (5.6)$$

Der

$\sigma$  – overflatespenning (0.073 N/m ved 15 grader C)

V – hastighet

L – karakteristisk lengde

Krefter fra overflatespenninger er neglisjerbare i utførte forsøk, og modelloven er uaktuell.

Ut fra den ovenforstående gjennomgangen er det tydelig at kun Froudes modellov er egnet til å brukes som skaleringsmodell for forsøkene gjort i denne oppgaven.

### **5.1.2 Skalaeffekter og modelleffekter**

Et av hovedpunktene i denne oppgaven er å studere i hvor stor grad man klarer å reprodusere fullskalaforsøkene utført ved Svartevatn i modell. Eventuelle avvik vil komme av modelleffekter og/eller skalaeffekter. Det er viktig å ha klart for seg forskjellen mellom disse to effektene da de representerer to fundamentalt ulike situasjoner.

#### **Skalaeffekter:**

Avvik mellom modell og prototyp på grunn av at det ikke er mulig å simulere alle relevante krefter i modellen i riktig skala ved valgt modellov (Aberle, 2012). Problematikk rundt luftinnblanding er et klassisk eksempel på skalaeffekt. Det er ikke mulig å skalere ned størrelsen på luftbobler i modell. Siden tettheten til luft er den samme i prototyp og modell vil effekten av luftinnblandingen påvirke en modell skalert ved Froudes modellov.

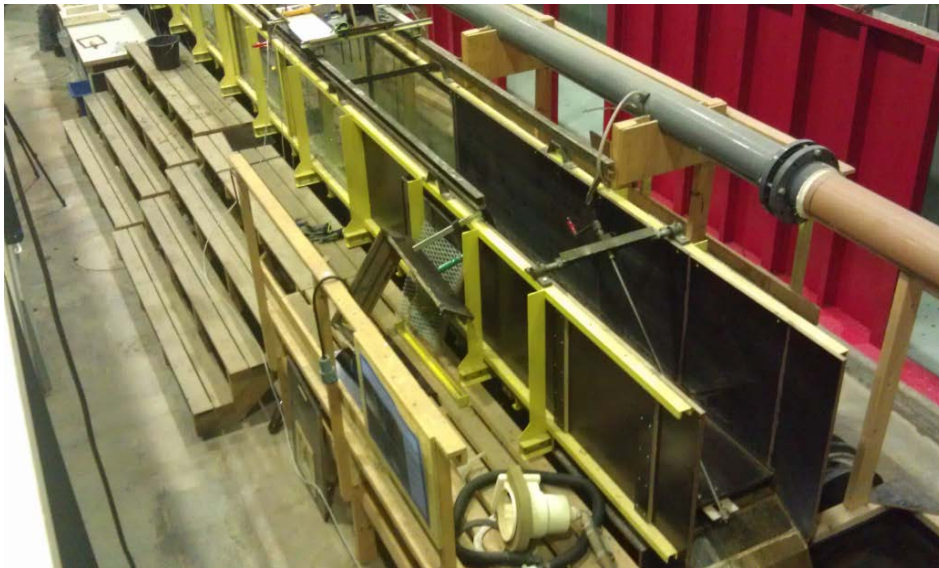
#### **Modelleffekter:**

Avvik mellom modell og prototyp som er et resultat av forskjeller i oppbygging av modell, forenklinger og tilnærminger man gjør ved utforming av modell. Det kan også komme av begrensninger i instrumentering og måleapparater (Aberle, 2012). Innsettelse av rist i bunn av testrenne for å øke friksjonen vil således være et eksempel på en mulig modelleffekt.

I denne oppgaven vil det ikke mulig å kvantifisere hvor store skalaeffekter man har. Dette er fordi man ikke vil klare å reprodusere en nøyaktig oppbygging av en fullskala steinplastring. Antall kontaktpunkter og friksjonsflater mellom steinene i prototyp er umulig å gjenskape nøyaktig i modell, og det vil være modelleffekter som er dominerende ved avvikende resultater i modell og prototyp.

## 5.2 Beskrivelse av testrenne

Alle forsøkene er kjørt i samme testrenne i Vassdragslaboratoriet ved NTNU, vist i Figur 10. Testrenna var 12 m lang, 0.61 m bred og 0.75 m høy (Vartdal, 2005). Vannet ble pumpet fra et nedstrøms reservoar opp til enden av testrenna via to forskjellige pumpesystem. Pumpe 1 har kapasitet på 36 l/s, mens pumpe 2 har kapasitet på 100 l/s. For å redusere turbulensen er det lagt inn et fordelingsnett der vannet entrer renna. Til oppstøtting av dammene er det satt opp en vertikal rist på tvers av renna.



Figur 10: Testrenne

## 5.3 Forsøksmaterialer

### 5.3.1 Materialenes steinstørrelse og form

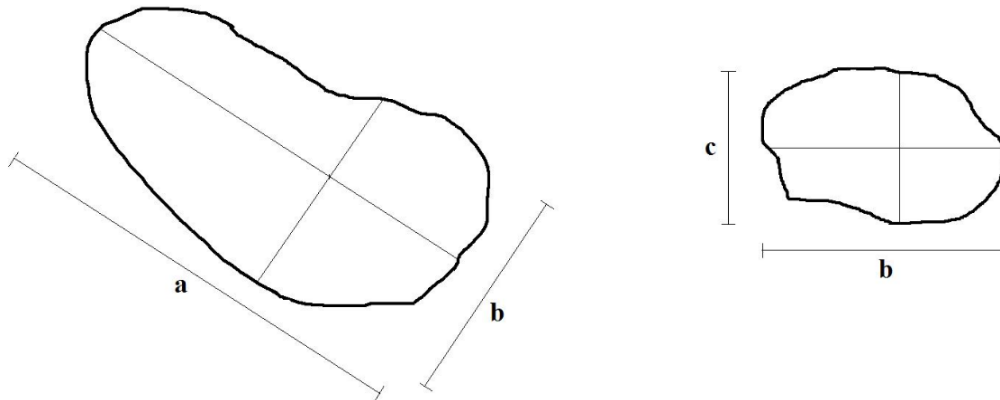
Det har blitt benyttet 3 ulike steinfraksjoner til oppbygging av skråningsvern, mens materialene brukt til støttefylling har vært lik i alle forsøk. Steinene har fargekode basert på overflatemaling, som tilsier hvilken fraksjon de tilhører som vist i Tabell 6.

Tabell 6: Steinstørrelser for plastring og støttefylling i modellforsøk

Fargekode	Steinstørrelse $d_{50}$ (mm)
Rød	41
Grå	35
Gul	27
Støttefylling	15.8

For å karakterisere steinene har man tatt utgangspunkt i målinger av tre lengdeakser som står tilnærmet vinkelrett på hverandre. Disse gir da lengste, midlere og minste akse, og blir videre definert som henholdsvis a, b, og c akser (se Figur 11). Dette er en vanlig metode som

benyttes til å beskrive steiners form, og er praktisk og lett gjennomførbar også i storskalatester. Til fullskalatestene gjort ved Svartevassdammen ble samme metode benyttet.

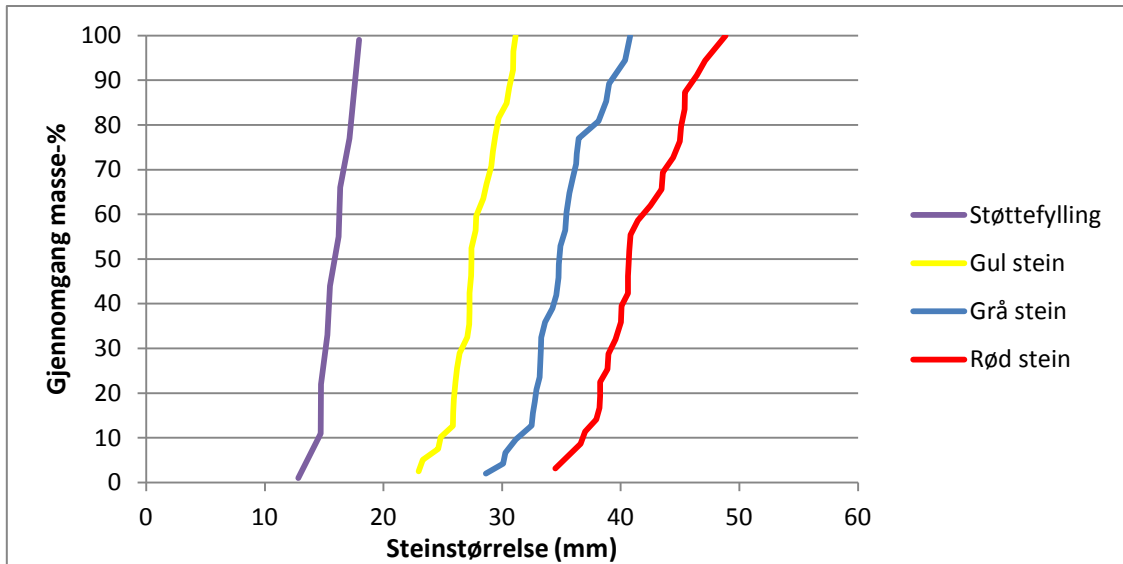


**Figur 11: Definisjon av steinakser**

Kornfordelingskurver for hver fraksjon er laget ut fra målinger av nevnte akser, der en tilnærming til gjennomsnittlig karakteristisk diameter,  $d$ , for hver stein er regnet ut fra formel 5.7:

$$d = \sqrt[3]{a \cdot b \cdot c} \quad (5.7)$$

Et utvalg på 30 steiner ble plukket ut fra hver fraksjon til registreringer av materialegenskaper. Hver stein ble veid og registrert med lengste, midlere og korteste akse. Det ble i tillegg gjort densitetsmålinger ved å senke steiner med gitt vekt ned i vann for deretter å lese av volum. Kornfordelingskurver ble utarbeidet på grunnlag av dataene. Kurvene vises i Figur 12, og materialene må kunne karakteriseres som svært ensgraderte. Kurvene sier imidlertid ikke noe om forskjell i ulike akselengder, og dermed steinform innad i de ulike fraksjonene, da omgjøringen til gjennomsnittlig diameter skjuler dette.



**Figur 12: Kornfordelingskurver for materialer brukt i modellforsøk**

Ut fra de ulike steinfraksjonene ble en viss andel plastringsstein valgt ut med hensyn på form. Denne utvelgelsen er gjort av tidligere masterstudent (Amundsen, 2012), og i denne oppgaven har man benyttet de samme utvalgte steinene. Tabell 7 viser hvilke krav som ble satt til utsorteringen av plastringssteinene. Ved visuell inspeksjon av massene er det imidlertid tydelig at noen av steinene likevel ikke faller innenfor ønskede krav. En objektiv vurdering ble derfor foretatt under utleggelse, der stein som åpenbart ikke kan sammenlignes med bruddstein brukt i fullskalatestene hva form angår, ble fjernet.

**Tabell 7: Grense for utvelgelse av plastringsstein (Amundsen, 2012)**

$a > b > c$
$\frac{1}{3} < \frac{b}{a} < \frac{2}{3}$
$\frac{a}{c} < \frac{3}{1}$
$\frac{b}{c} < \frac{3}{2}$



### 5.3.2 Sammenligning av materialer brukt i modell og fullskala

De utvalgte materialene har tidligere blitt benyttet til modellforsøk av skråningsvern. Materialene har derfor forhåndsbestemt sammensetning som ikke nødvendigvis samsvarer med fullskalaforsøkene. Dette vil kunne ha innvirkning på hvor godt resultatene fra forsøkene stemmer med fullskala. Å benytte de samme fraksjonene som tidligere forsøk er utført med har derimot den fordelen at det gir et direkte sammenligningsgrunnlag med disse andre utførte forsøkene ved NTNU. Dette er verdifullt ved en eventuell analyse av resultater ved en senere anledning. En slik analyse vil ikke bli gjort i denne oppgaven. Tabell 8 viser materialegenskaper til plastringssteinene brukt i fullskala og modell.

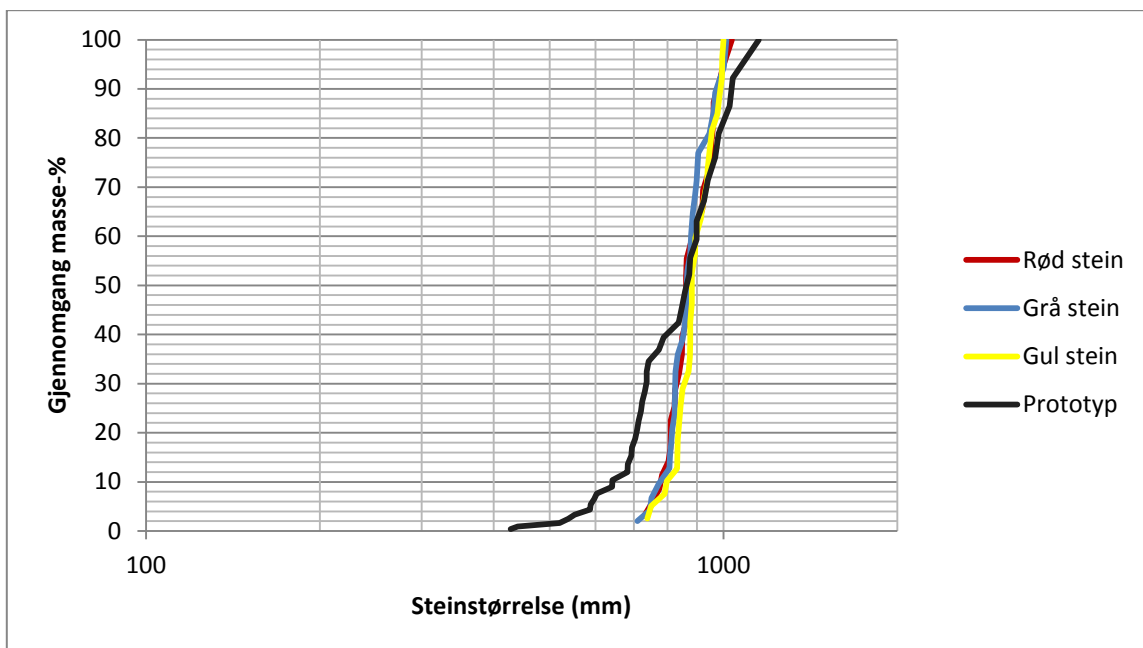
**Tabell 8: Sammenligning av materialer brukt i modell og prototyp**

Steinfraksjon	$d_{maks}$ (mm)	$d_{50}$ (mm)	$d_{min}$ (mm)	Cu ( $d_{60}/d_{10}$ )	Densitet ( $kg/m^3$ )	q ved overtopping oppskalert verdi (l/s/m)
Fullskala	1150	850	428	1.40	2650*	500
Rød	48.8	41	34.5	1.12	2804	1150
Grå	40.8	35	28.6	1.14	2987	1060
Gul	31.1	27	23.0	1.16	2719	1200

\* Antatt verdi

Som man ser av tabellen over, er materialene brukt i modell mer ensgraderte enn prototypforsøkene. Korngraderingstallet Cu viser svært ensgraderte materialer, og kornfordelingskurvene i Figur 13 bekrefter dette.

Det er ikke foretatt målinger av porøsiteten til støttefylling, men enhetsvannføringen ved overtopping av dammene gir et indirekte mål på denne parameteren. Modellforsøkene er bygd opp av grovere masser, noe som gjenspeiles i verdiene for gjennomstrømningen. Ved eventuelle brudd i krone korrigeres det for denne verdien.



**Figur 13: Sammenligning av oppskalerte kornfordelingskurver i modell mot prototyp**

## 5.4 Testplan

Det er gjennomført totalt 4 forskjellige testserier. Samtlige forsøk ble kjørt med nedstrøms helning  $n = 1.5$ , da dette også ble gjort i prototyp.

### Testserie 1

Testserie 1 ble kjørt som vist i Tabell 9. Hensikten med disse forsøkene var å simulere prototypforsøkene der bruddinitieringen ikke startet ved damtå. Derfor ble damtå låst mot utglidning slik at man ble sikret at bruddet ikke startet her. I tillegg var testene i denne serien ment å undersøke styrken til kronestein da det ble antatt at flere av forsøkene ville nettopp få brudd på damkrona og ikke i selve plastringen. Forsøkene vil også studere effekten av å låse damtå, da dette er et tiltak som kan vurderes i fullskallatester der hensikten er å studere styrken til andre deler av damkonstruksjonen.

**Tabell 9: Testserie 1**

Steinstr. (mm)	Helningsvinkel på plastring			
	Horisontal	63 grader	71 grader	Fritt lagt*
Rød (41)	1.1	1.2	1.3	1.4
Blå/grå (35)	1.5	1.6	1.7	1.8
Gul (27)	1.9	1.10	1.11	1.12

\*Test 1.4 og 1.8 var med dumpet stein

### Testserie 2

Testserie 2 er ment til å gi et større datagrunnlag for å undersøke repeterbarhet og spredning i resultater til modelltestene. Det er antatt at ett sett med i utgangspunktet like dammer, vil produsere en viss variasjon i resultater både hva angår bruddvannføring og bruddsted. Dammen er ikke sterkere enn det svakeste punkt, og en dårlig eller uheldig utleggelse av en stein vil føre til at plastringen blir svekket og kan bli ødelagt på et mye tidligere tidspunkt enn den ellers ville ha gjort.

Det ble benyttet  $d_{50} = 41$  mm for alle testene i denne serien. 5 tester ble kjørt for to forskjellige typer plastring, horisontal og 63 grader som vist i Tabell 10.

Det ble valgt å bruke  $d_{50} = 41$  mm på grunnlag av praktiske hensyn. Man var da sikker på at dammene tålte større kapasitet enn pumpe 1 kunne levere. Testene kunne starte direkte med pumpe 2 og man kunne kjøre testene mer effektivt. Man sparte tid som da heller ble brukt til å kjøre testene med mindre vannføringsintervall.

Valg av plastringstype ble gjort på grunnlag av bruddmekanismer. Basert på resultater fra serie 1 ble det antatt at horisontal plassering av skråningsvernet ville kunne gi utglidninger i damflaten før damkrona ble ustabil, mens 63 graders vinkel sannsynligvis ville føre til brudd av krone. Ved å teste to forskjellige orienteringer får man sjekket ut om det er lik spredning på ulike oppsett.

Også for disse testene ble damtå låst mot utglidning. Dette medfører at tester som ville hatt damtå som svakeste punkt ikke inngår i resultatene. Dette ville kunne skape større spredning. Resultatene fra forsøkene gav derimot oftest brudd i kronevern uansett låsing eller ikke, og man kan derfor anta at dette kun ville gitt mindre endringer i variasjonen.

På en annen side så kan fastlåsing føre til at man får mer identiske startbetingelser for forsøkene slik at dammene i utgangspunktet er så like som mulig før testene starter. Dette betyr at man tester repeterbarhet på et sett med mer identiske dammer, og således sørger for at man får spredning gitt ved like bruddsituasjoner.

**Tabell 10: Testserie 2**

Test nr.	Steinstr. (mm)	Type plastring
2.1	41	Horisontal
2.2	41	Horisontal
2.3	41	Horisontal
2.4	41	Horisontal
2.5	41	Horisontal
2.6	41	63 grader
2.7	41	63 grader
2.8	41	63 grader
2.9	41	63 grader
2.10	41	63 grader

### Testserie 3

Testserie 3 har samme oppsett som serie 1, men ble ikke låst i damtå (se Tabell 11). Hovedhensikten med disse testene er å prøve å simulere fullskalaforsøkene. Disse testene må kunne ansees å være de mest korrekte etterligningene av prototyp, da man ikke påsetter fastholdning av noe slag. Testene er også ment til å undersøke styrken til damtå, da det ble antatt at bruddene ville skje her.

**Tabell 11: Testserie 3**

Steinstr. (mm)	Helningsvinkel på plastring			
	Horisontal	63 grader	71 grader	Fritt lagt
Rød (41)	3.1	3.2	3.3	3.4
Blå/grå (35)	3.5	3.6	3.7	3.8
Gul (27)	3.9	3.10	3.11	3.12

### Testserie 4

Alle testseriene ble utført med en rist på oppstrøms side for å støtte opp støttefyllingen. For de tidligere testseriene var samme rist brukt under alle forsøkene, noe som førte til at denne stakk opp over topp av plastring for de ulike damhøydene. Rista var høypermeabel og var antatt å ikke forstyrre resultatene. Rista gjorde imidlertid at vannflaten ikke fulgte en fri

overløpskurve da vannet ble litt oppstuvet foran dam. For testene i denne serien ble topp av rist plassert på linje med topp av dam, slik at man fikk en ren overløpskurve. Hensikten med denne testserien var derfor å se om rista hadde hatt en effekt på forsøkene, i tillegg til og fungere som supplerende tester for simulering av prototypforsøkene. Tabell 12 viser oppsettet. Serien ble avsluttet etter test 4.7 da det ikke ble påvist rista påvirket resultatene og det derfor ikke ble funnet nødvendig med flere tester.

**Tabell 12: Testserie 4**

Steinstr. (mm)	Helningsvinkel på plastring			
	Horisontal	63 grader	71 grader	Fritt lagt
Grå (35)	4.1	4.2	4.3	4.4
Rød (41)	4.5	4.6	4.7	-
Gul (27)	-	-	-	-

## 5.5 Utforming av modellene

### 5.5.1 Skala

Det har blitt kjørt tester i tre forskjellige skalaer avhengig av hvilken steinfraksjon som ble anvendt (se Tabell 13). Steinstørrelsen  $d_{50}$  er benyttet som skaleringsgrunnlag, og målestokken til forsøkene er derfor gitt som forholdet mellom steinstørrelse i modell og prototyp. Damhøyden er også skalert i samme målestokk, slik at forholdet mellom damhøyde og steinstørrelse er likt som i prototyp.

Testrenna har en fast bredde slik at dammens lengde ikke lar seg skalere i samme målestokk. Alle modelldammen er derfor lengre enn den nedskalerte prototypelengden. Ved oppskalering av bruddvannføring tas dette hensyn til.

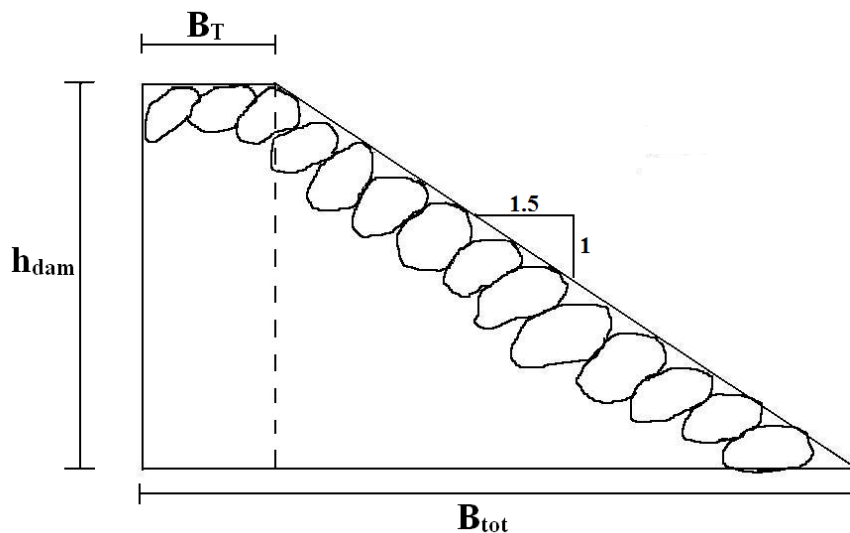
**Tabell 13: Skala og geometri for modelltester (avrundede verdier).**

Steinstørrelse $d_{50}$ (mm)	Skala 1:x x	Høyde dam $h_{dam}$ (mm)	Bredde toppseksjon $B_T$ (mm)	Total lengde $B_{tot}$ (mm)
27	32	135	50	255
35	24	175	60	330
41	21	205	70	380

### 5.5.2 Geometri, oppbygging av dam og friksjon i bunn

Alle dammer ble bygget med helning 1:1,5, og bestod av homogen og uniform støttefylling med ett lag plastringsstein på nedstrøms side. Damtopp bestod av ett flatt parti, tilsvarende 1,5 m i prototyp, dekket med en eller to rader med plastringsstein bak ytterste stein i skråningsvernet. Kronesteinene ble plassert ut med samme steinvinkel som steinene i selve skråningen.

Dammene ble bygget inntil en vertikal høypermeabel rist som var plassert på tvers av forsøkskanalen for å holde støttefyllingen på plass. Oppstrøms del av selve damtverrsnittet i prototyp var derfor ikke representert i selve modellforsøkene. Dette bestod kun bestod av støttefylling og var således ikke hensiktsmessig å modellere, da det var antatt og ikke ha betydning for styrken til plastringssteinene. Utformingen til forsøkene er vist i Figur 14, der mål for de forskjellige lengdene finnes i Tabell 13. Merk at alle lengder gjelder ytre mål, altså er plastringsstein inkludert.



**Figur 14: Damtverrsnitt modell**

Hele støttefyllinga ble oppbygd først, før plastring ble lagt utenpå. Massene ble ikke komprimert, foruten en lett utjevning gjort for hånd. For å sikre at plastringssteinene ble lagt i riktig vinkel, ble det plassert transparente ark med ledelinjer med ønsket vinkel på hver side av glassveggene i renna for å sikte etter.

I bunn av dam ble det lagt en rist som skulle simulere større grad av friksjon enn kun den glatte bunnplata gav, på lik linje med tidligere utførte forsøk ved NTNU.

Foruten rist skled damtå ut ved svært lav vannføring, og dette ble ikke ansett som en representativ situasjon med tanke på prototypforholdene.

For enkelte tester der fastlåsing av damtå var ønskelig, ble et permeabelt metallbeslag festet til bunnrista slik at nederste steinrekke ikke kunne skli ut.

## 5.6 Kjøring av forsøk og definisjon av brudd

Utførelsen av testene bestod i og gradvis utsette dammene for økt vannføring helt til brudd ble registrert. For hvert forsøk ble dammen utsatt for en viss vannmengde i et visst tidsintervall før man konkluderte med at dammen var stabil ved daværende påkjenning, for så å øke vannføring til neste trinn. Hvor lange tidsintervall man benyttet seg av ble noe avhengig av

hvor nærme man trodde man var kritisk vannføring, samt hvor mye man økte vannføringen med.

Eksempelvis ble forsøk man visste sannsynligvis ville tåle over 100 l/s, økt med 10 l/s per intervall opp til et visst punkt, for så og bruke mindre intervall når man var nær kritisk vannføring. På motsatt vis ble tester med minste steinstørrelse med fritt lagt orientering, kjørt i intervall på 2 l/s, da bruddet ville komme ved lav vannføring.

Som hovedregel varte hvert tidsintervall i 4 minutter, men ble forlenget hvis det ble registrert bevegelse i perioden. Ved økning av vannføring på 10 l/s, tok det under 40 sekunder før det ble registrert en stabil vannføring oppstrøms dam. Hvis bruddet ikke skjedde innen 1 minutt etter økning antas det derfor at full vannføring ble nådd. Hvis ikke midles verdien. Figur 15 viser en dam under kjøring av forsøk. Legg spesielt merke til overtoppingen og utførelsen av kronevernet som har samme vinkel som plastringssteinene.



**Figur 15: Modelldam under forsøk**

Registreringer av vannføring og oppstrøms vannstand ble gjort kontinuerlig gjennom alle testene. Vannstand ble manuelt avlest fra en målestav plassert 40 cm oppstrøms dam, mens vannføring ble avlest digitalt fra hver av pumpene fra ett punkt rett før innløp til forsøkskanalen. For pumpe 2 ble mA avlest manuelt for deretter å konverteres om til vannføring.

Observeringer av dam ble gjort kontinuerlig, og bevegelse av stein eller andre forhold ble registrert med klokkeslett og vannføring gjennom alle testene. Det ble lagt særlig vekt på å identifisere første steins bevegelse og bruddpunktet. Testene ble stoppet da dammen gikk til brudd. For noen forsøk med delvis brudd i krone, ble testene derimot forlenget for å studere kapasiteten og videre bruddutvikling.

Et brudd ble definert som senking av damkrone, eller eventuelt utglidning i bunn for de tilfeller der damtå var kritiske punkt. I de tilfeller der en stein løsner fra bakerste rad i kronevernet, men ytterste stein fortsatt er stabil er derfor ikke definert som brudd. Dette

bergunnes med at man i svært mange tilfeller fortsatt kunne registrere økt påkjenning før flere steiner ble fjernet, og at første steins bevegelse derfor ikke var av betydning for dammens totale stabilitet. Når damkrona derimot er senket vil vannstrømning konsentreres i dette punktet slik at erosjonspotensialet øker og en kritisk situasjon er nådd.

For mange av testene forsvant hele dammen samtidig uten at det ble registrert noen form for bevegelse på forhånd. I disse tilfellene vil bruddvannføring være lik vannføring ved første steins bevegelse.

## **5.7 Dokumentering av forsøk**

Samtlige tester ble filmet fra to forskjellige vinkler med den hensikt å kartlegge bruddforløp, samt hvor bruddet startet. Ett kamera filmet dammene fra siden mens det andre filmet forfra, vinkelrett på damoverflaten. Selve bruddforløpet kan skje svært fort og det er derfor en nødvendighet å ha opptak der man kan studere bruddet i ettertid. Samtlige opptak er lagret på harddisk, og kan finnes på institutt for vann- og miljøteknikk, NTNU.

## 6. Resultater

I det følgende presenteres resultater fra modellforsøkene. Oppskalerte vannmengder sammenlignes med prototypforsøkene. Det går først igjennom de forskjellige testseriene, for deretter at hvert prototypforsøk blir sammenlignet med tilsvarende forsøk i modell. Repeterbarheten kartlegges, og effekten av steinstørrelse og helningsvinkel vises.

### 6.1 Uskalerte resultater fra modellforsøkene

For uskalerte resultater fra modellforsøkene i tabellform, henvises det til vedlegg A og B. Her finnes det detaljerte data og observasjoner gjort under kjøring.

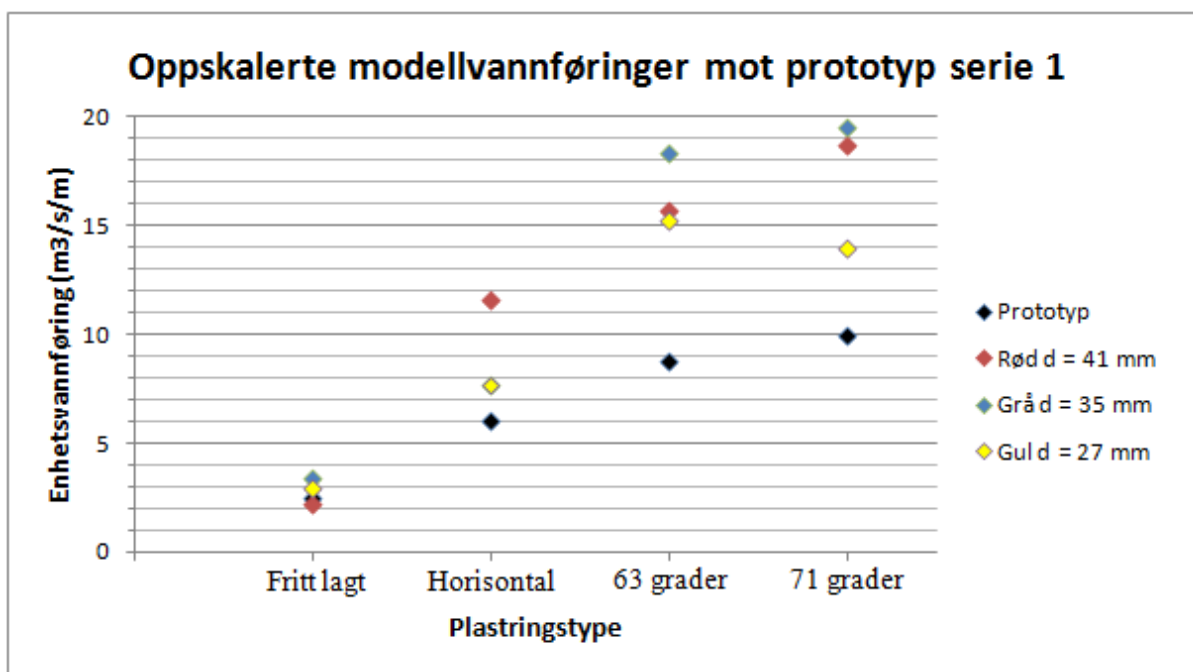
### 6.2 Gjenskaping av fullskalaforsøk

Et av hovedpunktene i oppgaven er å undersøke i hvilken grad prototypforsøkene kan gjenskapes ved modellforsøk i laboratorium. Testserie 3 og 4 ble gjennomført med hensyn på dette.

#### 6.2.1 Resultater fra forsøk med låsing av damtå

##### Bruddvannføring:

Testserie 1 ble kjørt med låsing av damtå for å prøve å skaffe data på stabiliteten av kronesteiner. Bakdelen med dette oppsettet er at forsøkene ikke representerer prototyp, da man påfører en ekstra stabiliserende kraft i bunn av dammen som opprinnelig ikke var der, og fremtvinger brudd i selve plastringen eller erosjon av topp. Figur 16 viser resultatet fra forsøkene. Fargen på punktene tilsvarer de ulike steinfraksjonene.



Figur 16: Oppskalerte modellvannføringer mot prototyp for ulike plastringstyper serie 1.



Figur 16 viser at modellforsøkene i testserien til dels kraftig overestimerer bruddvannføringen i prototyp. Dette kan begrunnes med ulike bruddsituasjoner i modell og prototyp for alle tester untatt 63 graders vinkel, og således er ikke resultatene direkte sammenlignbare. Best samsvar får man uansett ved fri og delvis også ved horisontal utleggelse av steinene, for så at forskjellene blir større ved økt helningsvinkel. Av figuren ser man også spredningen mellom de forskjellige steinfraksjonene.

### Bruddforløp:

Bruddforløpet ble kartlagt ved visuelle observasjoner mens forsøket pågikk, samt studering av opptak i ettertid. Tabell 14 viser hvor på dammen det endelige bruddet oppstod. I denne, og lignende tabeller for de andre forsøksseriene, deles dammen inn i tre bruddsoner: Topp av dam, plastring og damtå. For ytterligere og mer nøyaktige spesifikasjoner av bruddpunkt og bruddforløp, henvises det til vedlegg B. Der finnes detaljerte data på de viktigste hendelsene gjennom alle forsøk, med klokkeslett og vannføring.

**Tabell 14: Bruddvannføring og bruddpunkt for testserie 1**

Test nr	Type plastring	d <sub>50</sub> (mm)	Bruddvannføring (l/s)	Bruddpunkt
1.1	Horisontal	41	75.0	Topp av dam
1.2	63 grader	41	101.4	Topp av dam
1.3	71 grader	41	120.7	Topp av dam
1.4	Fritt lagt	41	14.2	Plastring like over damtå
1.5	Horisontal	35	40.9	Plastring
1.6	63 grader	35	93.4	Topp av dam
1.7	71 grader	35	99.8	Topp av dam
1.8	Fritt lagt	35	17.4	Plastring
1.9	Horisontal	27	26.3	Topp av dam
1.1	63 grader	27	52.6	Topp av dam
1.11	71 grader	27	48.3	Topp av dam
1.12	Fritt lagt	27	10.0	Plastring

Bruddene skjer ved erosjon og stabilitetsproblemer i topp av dam for alle forsøk untatt test 1.5 og for fritt lagt plastring. Disse testene har ikke samme grad av innlåsing, og kreftene fra over- og gjennomstrømmende vann er dermed store nok til å overvinne friksjonskreftene mellom steinene før kronesteinene går til brudd. Fritt lagt plastring kan inneholde steiner der lengste akse har fall vekk fra damflaten. For disse steinene vil tyngdekraften virke drivende i stedet for stabiliserende og kritisk vannføring nås tidligere enn for andre utleggningstyper.

Det viser seg også at man med valgt oppsett ikke klarer å skape brudd inne i selve plastringen for alle tester untatt for vilkårlig lagt skråningsvern. Dette samsvarer godt med prototypforsøkene.

## 6.2.2 Resultater fra forsøk uten låsing av damtå

Resultatene fra disse testene, testserie 3 og 4, bør vedlegges størst vekt ved sammenligning med prototyp. Dette begrunnes med at verken prototyp eller forsøk i denne serien hadde låsing av damtå, og at disse testene således har mer identiske randbetingelser enn for testserie 1.

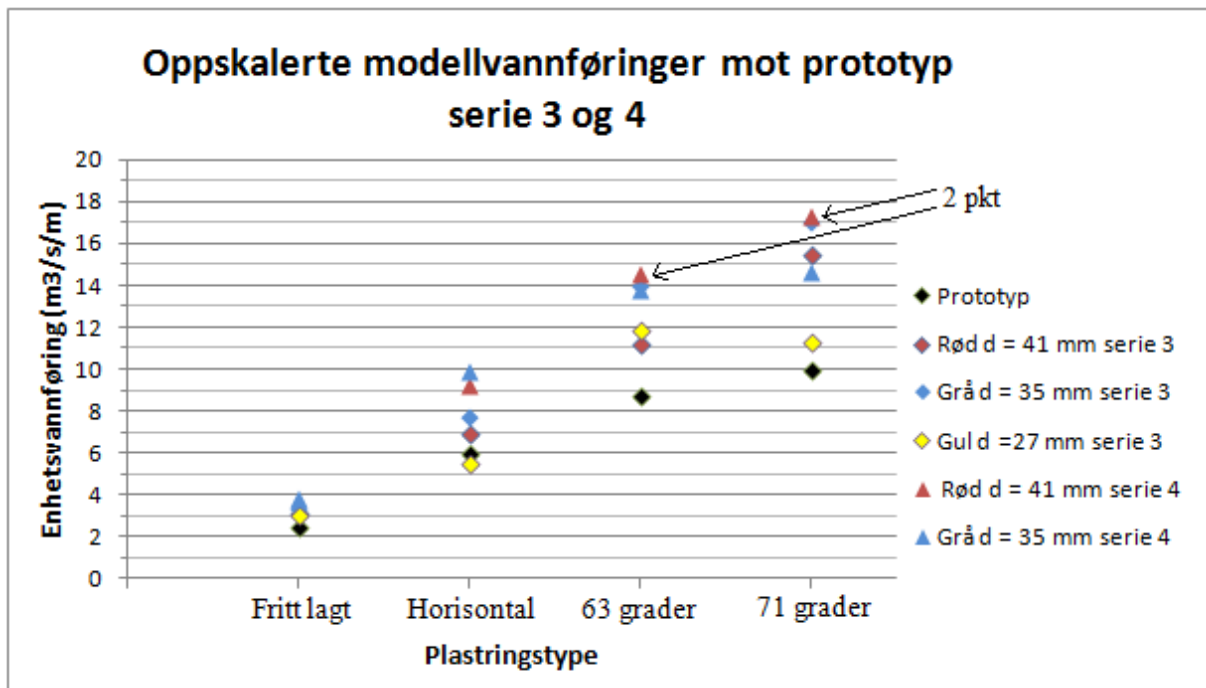
### Bruddvannføring:

Figur 17 viser resultatene for testserie 3 og 4 i oppskalerte verdier. Serie 3 hadde bakenforliggende rist stikkende opp over topp av dam, slik at man fikk noe oppstuvning av vann bak dammen og dermed ikke en ren overløpskurve. Serie 4 hadde fullstendig fritt overløp, da topp av rist var jevn med topp av dam for alle forsøk.

Det er relativt godt samsvar mellom testene i de to seriene. Dette tilsier at selv om bakenforliggende rist for noen tester fortsatte over topp av dam, har det ikke influert på resultatene i nevneverdig grad.

Figur 17 viser at modellene er mer stabile enn prototyp. Det er verdt å merke seg at tester i serie 3 og 4 gir noe lavere bruddvannføring for 63 og 71 graders plastring enn for serie 1, selv i de tilfeller der bruddet skjedde i topp av dam for alle seriene. Noen god forklaring på hvorfor dette skjedde, har man ikke klart å finne, men det kan være et resultat av naturlig varians i resultatene.

Selv om modellene er mer stabile, følger de samme utvikling som prototypforsøkene. Dette kan tyde på at modellforsøkene kan være egnet til å beskrive prototypsituasjoner hvis eventuelle modelleffekter minimeres og like startbetingelser oppnås.



Figur 17: Oppskalerte modellvannføringer mot prototyp for ulike plastringstyper serie 3 og 4 (piler indikerer steder der ett punkt skjules av indikator)

### Bruddforløp:

På forhånd var det forventet at serie 3 og 4 ville gå til brudd i damtå. Dette var basert på erfaringer fra tidligere forsøk gjort av andre masterstudenter, der steinene ofte skled på bunnrista hvis ikke man låste de fast. I tillegg har man det faktum at tåsteinene er påkjent av den største vannføringen og har høyere hastigheter fra overstrømmende vann enn kronesteiner.

Tabell 15 viser at for serie 3 oppstod bruddet i damtå eller topp av dam, noe avhengig av hvilken steinfraksjon man benyttet. Dette kan være tilfeldig alt ettersom hvor nøye man var med utleggingen av tåsteinene under hvert forsøk, samt en virkning av den naturlige variasjonen i testresultatene. Det bør også bemerkes at utglidning i damtå skjedde ved en vesentlig lavere vannføring for horisontal utplassering, enn for de andre orienteringene.

**Tabell 15: Bruddvannføring og bruddpunkt for testserie 3**

Test nr	Type plastring	d <sub>50</sub> (mm)	Bruddvannføring (l/s)	Bruddpunkt
3.1	Horisontal	41	44.6	Damtå
3.2	63 grader	41	72.3	Damtå
3.3	71 grader	41	100.1	Damtå/Topp av dam
3.4	Fritt lagt	41	15.8	Plastring
3.5	Horisontal	35	39.0	Topp av dam
3.6	63 grader	35	71.2	Topp av dam
3.7	71 grader	35	86.4	Topp av dam
3.8	Fritt lagt	35	17.0	Plastring
3.9	Horisontal	27	19.0	Damtå
3.1	63 grader	27	40.9	Damtå
3.11	71 grader	27	39.0	Damtå
3.12	Fritt lagt	27	10.4	Plastring

Tabell 16 gir beskrivelse av resultatene fra serie 4. Her skjedde bruddet utelukkende i topp av dam, utenom fritt utlagt plastring. Derfor vil testene for d<sub>50</sub> = 41 mm i serie 4 ligge noe høyere enn for samme steinstørrelse i serie 3. Resultatene viser at det er svært vanskelig å oppnå brudd i selve plastringen, utenom fritt lagt utleggelse. Dette illustrerer hvor stor effekt denne type utleggelsesteknikk har på stabiliteten.

**Tabell 16: Bruddvannføring og bruddpunkt for testserie 4**

Test nr	Type plastring	d <sub>50</sub> (mm)	Bruddvannføring (l/s)	Bruddpunkt
4.1	Horisontal	35	50.2	Topp av dam
4.2	63 grader	35	70.2	Topp av dam
4.3	71 grader	35	74.3	Topp av dam
4.4	Fritt lagt	35	19.2	Plastring
4.5	Horisontal	41	59.5	Topp av dam
4.6	63 grader	41	93.5	Topp av dam
4.7	71 grader	41	111.5	Topp av dam

### 6.2.3 Sammenligning av resultater fra prototyp og modelltester: Fritt lagt plastring

Resultat fra fullskaletest: Brudd i damtå ved 2.5 m<sup>3</sup>/s/m.

Det ble til sammen kjørt 7 forsøk med fritt lagt plastring, der steinstørrelsen ble variert. Denne utleggingstypen er definert som utleggelse av en og en stein der det ikke er satt krav til spesifikk helningsvinkel. Steiner skal være plassert med lengste akse inn, i tråd med hva som ble gjort i fullskalaforsøket.

Tabell 17 presenter alle tester som ble kjørt med dette oppsettet. Tabellen angir fordelingen av bruddsted, samt de viktigste statistiske verdiene pr. bruddlokasjon, og for alle testene sett under ett. Samtlige tester fikk bruddet i selve plastringen, der fullskalaforsøket hadde utglidning i bunn av dam. Det skal nevnes at en stor andel av testene derimot fikk brudd like over damtå. Dette vil være et naturlig bruddsted, da enhetsvannføringen vil øke desto lenger ned på dammen man befinner seg. Her får man større bidrag fra utstrømmende vann. Det at man ikke fikk utglidning i tåstein kan tyde på at friksjonsforholdet i bunn av renna er noe større enn prototyp. Ingen av testene gikk til brudd uten overtopping av damkrone i likhet med fullskalaforsøket.

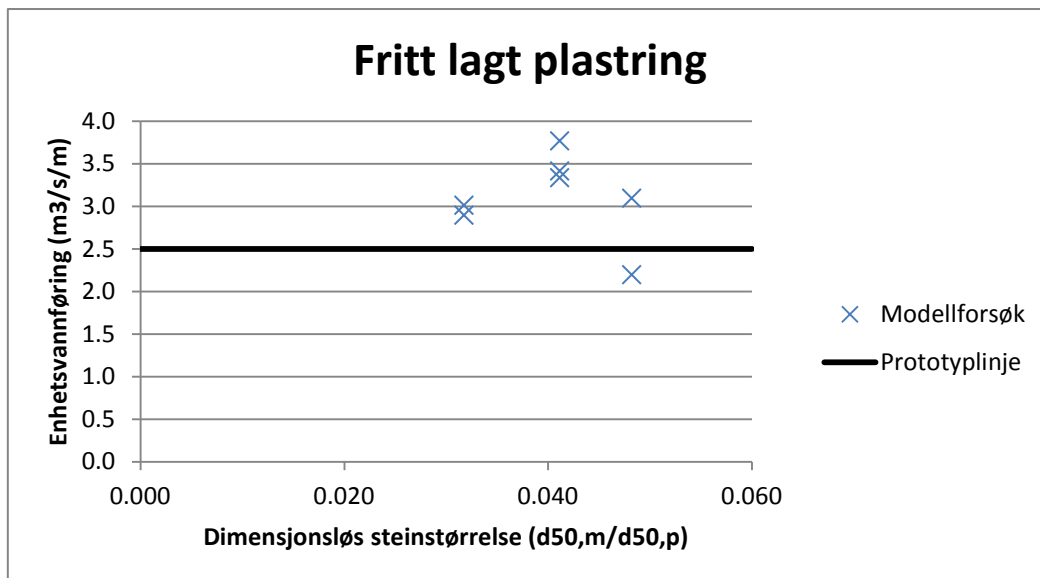
**Tabell 17: Fritt lagt plastring: Statistiske verdier for hver bruddsituasjon, samt alle tester samlet**

		Damtå	Plastring	Kronevern	Alle tester
Antall tester pr. bruddsted	Fullskala	1	-	-	1
	Modell	-	7	-	7
Statistiske oppskalerte verdier modellforsøk (m <sup>3</sup> /s/m)	Maks	-	3.77	-	3.77
	Min	-	2.20	-	2.20
	Gj. snitt	-	3.10	-	3.10
	St. avvik	-	0.46	-	0.46
Prosentatser	Gj. snittlig økn. fra prototyp*	-	24.1 %	-	24.1 %
	Relativt st. avvik	-	14.7 %	-	14.7 %

\*Gjennomsnittlig økning av oppskalerte bruddvannføringer for modelltestene sammenlignet med prototyp

Tabell 17 viser at modellforsøkene overestimerer vannføringen med 24.1 % for alle forsøkene sett under ett.

For og lett kunne sammenligne testene innenfor de ulike steinfraksjonene og prototyp, er oppskalert vannføring for hver test plottet mot steindiameter i modell delt på diameter i prototyp. Resultatene vises i Figur 18. Hvis alle punktene i figuren hadde ligget langs den horisontale prototypelinja i diagrammet, ville det indikert fullstendig overensstemmelse med Froudeskalering. Det vil være en naturlig spredning i resultatene som vist i Tabell 17, slik at den situasjonen ikke skal forventes. Figur 18 viser at modelltestene seg imellom har relativt godt samsvar, med unntak av en verdi. Dette er ikke uventet da forskjellen i steinstørrelse for de ulike fraksjonene er liten sammenlignet med prototyp. Siden prototypelinja ligger noe under modellforsøkene, indikerer dette at modelleffekter kan ha påvirket resultatene. Med modelleffekter, menes her forhold i modellen som er forskjellige fra situasjonen i prototyp som tidligere forklart i punkt 5.1.2. Det kan heller ikke utelukkes at skalaeffekter eksisterer, men sammenlignet med modelleffektene ansees denne påvirkningen som liten.



Figur 18: Relative steinstørrelser mot prototypelinje for fritt lagt plastring

## 6.2.4 Sammenligning av resultater fra prototyp og modelltester: Horisontal plastring

Resultat fra fullskalatest: Brudd i damtå ved 6.0 m<sup>3</sup>/s/m.

Det ble utført 13 tester med horisontal orientering fordelt på 3 ulike steinstørrelser. Det ble kjørt forsøk både med og uten låsing av damtå begrunnet i avsnitt 5.4. Det høye antallet tester reflekterer testserie 2. Det måtte stor overtopping til før dammene gikk til brudd. Dette kommer av at prototypstestene, og dermed også modelltestene, har for lav høyde sammenlignet med steinstørrelsen. Bruddvannføring nås derfor ikke før kraftig overtopping finner sted.

For testserie 2 ble det kjørt 5 like forsøk med  $d = 41$  mm og horisontal orientering. 4 av disse forsøkene skled ut i raden over den fastlåste damtåa.

Ved direkte sammenligning av modell og prototyp er testene uten låsing av damtå lagt til grunn, se siste kolonne i Tabell 18. Dette gjøres fordi tester med låsing av tåstein gir forhøyede verdier i de tilfeller der testen ville ha gått til brudd i damtå ved en mindre vannføring, og således ikke kan direkte sammenlignes. Dette er gjort for alle de ulike plastringstestene.

I første kolonne i Tabell 18 er det gjort en utsortering av forsøk der bruddet skjedde i damtå. Det er viktig å merke seg at dette ikke gir en korrekt fremstilling av styrken til damtå, da alle tester uten låsing av damtå der brudd oppstod i kronevernet ikke inngår. For disse forsøkene er ikke styrken til damtå kjent, og bruddvannføringen vil tilsvare en absolutt minimumsverdi. Kolonnen lengst til høyre i tabellen må derfor benyttes for å vurdere den totale tåsteinsstyrken. Dette vil være minimumsverdier.

**Tabell 18: Horisontal plastring: Statistiske verdier for hver bruddsituasjon, samt alle tester samlet**

		Damtå**	Plastring	Kronevern*	Alle tester	Alle tester uten låsing
Antall tester pr. bruddsted	Fullskala		1	-	-	1
	Modell	2	5	6	13	5
Statistiske oppskalerte verdier modellforsøk (m <sup>3</sup> /s/m)	Maks	6.90	7.65	10.49	11.64	9.85
	Min	5.49	6.33	6.40	5.49	5.49
	Gj snitt	6.19	7.01	7.97	7.85	7.82
	St. avvik	-	0.52	1.39	1.57	1.57
Prosentatser	Gj. snittlig økn. fra prototyp	3.2 %	16.9 %	32.8 %	30.8 %	30.3 %
	Relativt st. avvik	-	7.4 %	17.5 %	20.0 %	20.1 %

\* Korrigert enhetsvannføring er benyttet, altså viser verdiene overstrømmende vannmengde

\*\* Standardavvik ikke oppgitt pga. få forsøk

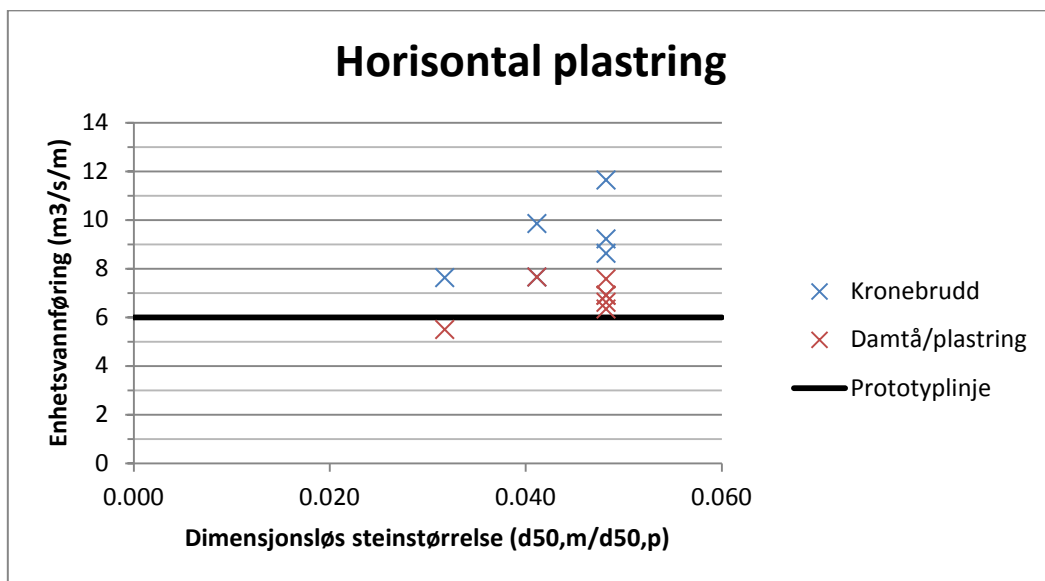
Tabell 18 viser at hvis man studerer forsøk med lik bruddssituasjon som prototyp, ender man opp med en gjennomsnittlig overestimering på minimum 30.3 %. Dette inkluderer altså de tester der kronevernet gikk til brudd før damtå, og således gir denne vannføringen en absolutt minimalverdi for stabiliteten til tåsteinene for samme forsøk.

For tester uten låsing av damtå, skjedde bruddet i damtå i 2 av 5 forsøk. Avgjørende faktor for hvor bruddet oppstod for serier uten låsing av damtå, var altså fundamenteringen av tåsteinene. Hvis disse har en god grad av låsing seg imellom, kan det forventes at bruddet vil oppstå i topp av dam i modell. Nedre grense for kritisk vannføring for kronevernsbrudd for modellforsøkene var på  $6.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  i oppskalerte verdier. Samme grense for tåbrudd var  $5.49 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ . Minimumsverdi for brudd i damtå for modellen stemmer dermed godt overens med prototypverdien, men da de fleste forsøkene gir store økninger fra denne verdien antas ikke bunnforholdene å være korrekt gjenskapt.

Brudd i selve plastringen skjedde kun der damtå var fastlåst, og alltid begrenset til steinraden like over damtå.

Også resultatene fra fritt lagt plastring tyder på at bunnrista skaper forbedrede friksjonsforhold i sammenlignet med prototyp. Denne konklusjonen vil føre til at det er større sannsynlighet for at brudd oppstår i damkrone i en modelltest enn prototyp, noe resultatene også indikerer.

I Figur 19 viser noen av de samme resultatene grafisk, der man visuelt sett ser spredningen i forsøkene pr. steinstørrelse og bruddsituasjon. Foruten en ekstremverdi, er spredningen relativt lav for opptredende kronebrudd.



Figur 19: Relative steinstørrelser mot prototypelinje for horisontal plastring

### 6.2.5 Sammenligning av resultater fra prototyp og modelltester: 63 graders plastringsvinkel

Resultat fra fullskaletest: Brudd i topp av dam ved  $8.75 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  (middelverdi av intervall).

Det ble utført 13 tester med 63 graders vinkel på plastringsteinene fordelt på 3 ulike steinstørrelser. Det ble kjørt forsøk både med og uten låsing av damtå. Det høye antallet tester reflekterer testserie 2. Flesteparten av bruddene skjedde i topp av dam uavhengig av om

damtå var låst eller ikke. Det ble ikke registrert brudd i plastring. For disse testene fikk man en kraftig overtopping av alle dammer før brudd.

**Tabell 19: 63 graders plastringsvinkel: Statistiske verdier for hver bruddsituasjon, samt alle tester samlet**

		Damtå**	Plastring	Kronevern*	Alle tester	Alle tester uten låsing
Antall tester pr. bruddsted	Fullskala	-	-	1	-	1
	Modell	2	-	11	13	5
Statistiske oppskalerte verdier modellforsøk (m <sup>3</sup> /s/m)	Maks	11.84	-	17.27	18.32	14.47
	Min	11.19	-	11.88	11.19	11.19
	Gj snitt	11.52	-	14.10	14.66	13.05
	St. avvik	-	-	1.38	1.85	1.29
Prosentsetter	Gj. snittlig økn. fra prototyp	31.6 %	-	61.2 %	67.6 %	49.1 %
	Relativt st. avvik	-	-	9.8 %	12.6 %	9.9 %

\* Korrigert enhetsvannføring er benyttet, altså viser verdiene overstrømmende vannmengde

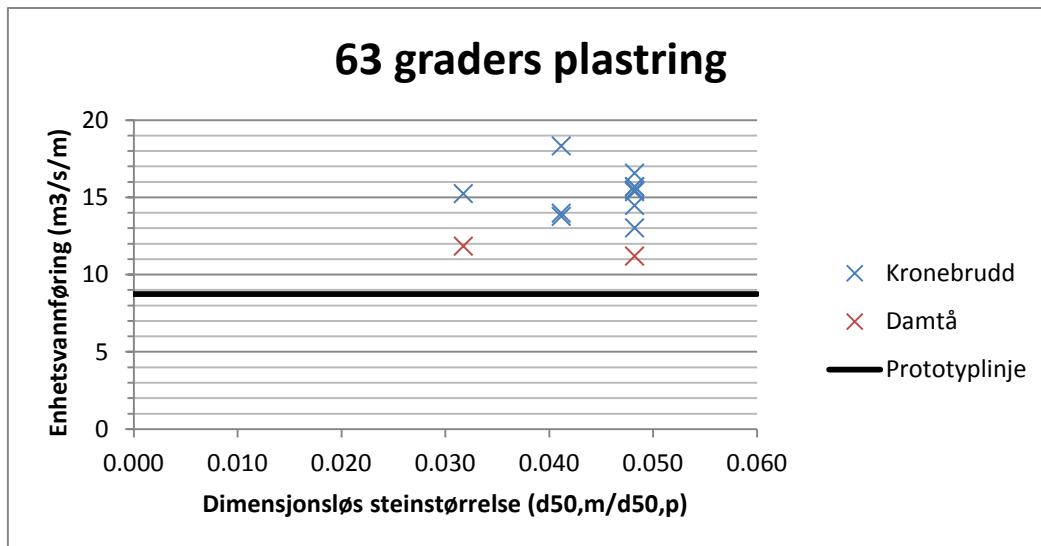
\*\* Standardavvik ikke oppgitt pga. få forsøk

Tabell 19 viser at modellene tåler vannføringer som er 61.2 % høyere enn prototyp for lik bruddsituasjon. Samlet verdi for alle forsøk med likt oppsett som prototyp gir en overestimering på 49.1 %. Dette indikerer et stort avvik mellom modell og fullskalatester for dette testoppsettet, og spesielle årsaker til dette blir belyst nærmere i punkt 7.1 under diskusjon.

2 av 5 tester uten låsing av damtå fikk nettopp brudd her. På lik måte som horisontal plastring, ligger bruddverdiene til damtå like under minste bruddvannføring for kronevernet. Minimumsstyrken er dermed nesten lik for de to plasseringene. Dette gjør at fordelingen av bruddtyper blir noe vilkårlig for tester uten fastholdelse. Som nevnt under avsnittet om horisontal plastring, er derfor fundamenteringen av damtå en avgjørende faktor for hvor mye testene tåler.

Figur 20 viser noen av de samme resultatene grafisk, der man visuelt sett lettere ser spredningen i forsøkene pr. steinstørrelse og bruddsituasjon. Sammenlignes brudd i topp av dam med horisontal utlegging av kronesteiner, gir dette en økning i styrke på 77 % for 63 graders orientering. Dette kommer av at ved horisontal utleggelse, har ikke steinene øverst i skråningsvernet noen vinkling som gjør at de kan ta opp horisontalkomponenten av de drivende kreftene som virker på ovenforliggende kronestein. Denne vil da fritt kunne skli ut når påkjenningen blir stor nok, i motsetning til å bli løftet ut hvis steinene innehar vinkling.





Figur 20: Relative steinstørrelser mot prototypelinje for 63 graders plastring

### 6.2.6 Sammenligning av resultater fra prototyp og modelltester: 71 graders plastringsvinkel

Resultat fra fullskalatest: Ikke brudd ved  $10.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$ , men to steiner på samme område i overgang mellom kanalbunn og vederlag forsvant mens resten av dammen forble stabil. Dette vil derfor være en antatt minimumsverdi. For denne testen er det ikke mulig å sammenligne mot lik bruddsituasjon i prototyp. Det kan antas at fullskalaforsøket ville gått til brudd hvis dammen hadde vært utsatt for vannmengdene over lengre tid, men dette blir kun basert på spekulasjoner.

Det ble utført totalt 8 modelltester med 71 graders vinkel på plastringsteinene, fordelt på 3 ulike steinstørrelser. Det ble kjørt forsøk både med og uten låsing av damtå. Kun ett brudd ble registrert i bunn av dam. Det ble ikke registrert brudd i plastring.

Tabell 20: 71 graders plastringsvinkel: Statistiske verdier for hver bruddsituasjon, samt alle tester samlet

		Damtå	Plastring	Kronevern*	Alle tester	Alle tester uten låsing
Antall tester pr. bruddsted	Fullskala	-	-	-	-	1
	Modell	1	-	7	8	5
Statistiske oppskalerte verdier modellforsøk ( $\text{m}^3/\text{s/m}$ )	Maks	-	-	18.46	19.52	17.25
	Min	-	-	12.77	11.29	11.29
	Gj snitt	11.29	-	15.52	15.97	15.11
	St. avvik	-	-	1.93	2.51	2.14
Prosentatser	Gj. snittlig økn. fra prototyp**	12.9 %	-	55.2 %	59.7 %	51.1 %
	Relativt st. avvik	-	-	12.5 %	15.7 %	14.2 %

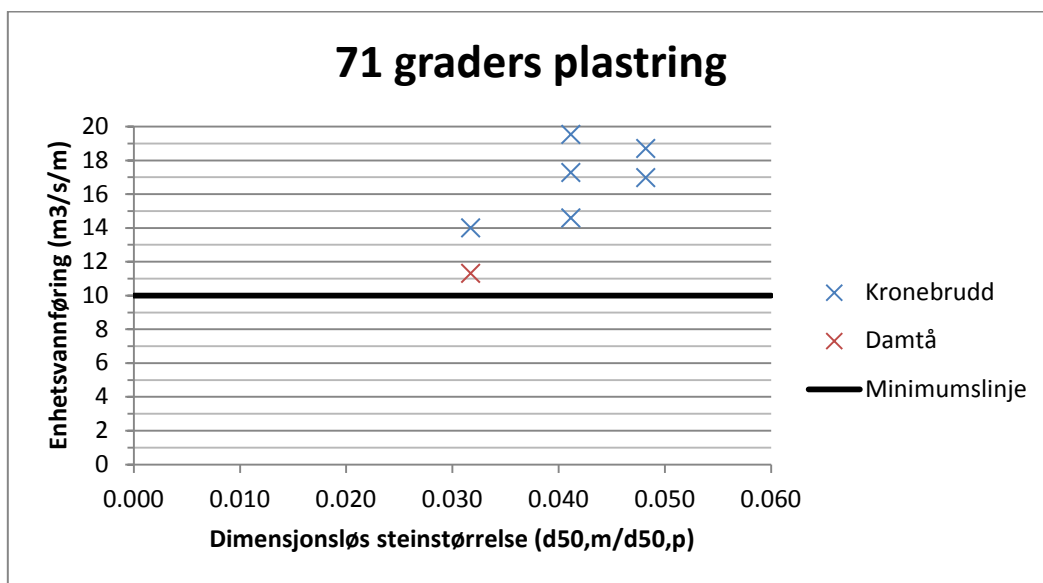
\* \* Korrigeret enhetsvannføring er benyttet, altså viser verdiene overstrømmende vannmengde

\*\* Maksimalverdier, da prototyp ikke gikk til brudd

Tabell 20 indikerer at modellforsøkene går til brudd ved en vannføring som i snitt er 51.1 % høyere enn prototyp. Også her er det et stort avvik mellom prototyp og modell. Verdien er derimot veldig sensitiv til valgt bruddvannføring for prototyp. Hvis man tenker seg at dammen ville tålt  $11 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  før den går til endelig brudd, ville overestimeringen bli redusert til 37.3 %.

Kun 1 av 5 tester uten låsing av damtå fikk utglidning i bunn. Som nevnt tidligere, tyder dette på forskjellige friksjonsforhold i modell og prototyp. Større grad av innlåsing i modell vil også gi en effekt.

Figur 21 viser noen av de samme resultatene grafisk, der man visuelt sett lettere ser spredningen i forsøkene pr. steinstørrelse og bruddsituasjon. Sammenlignes brudd i topp av dam med 63 graders plastring gir det en gjennomsnittlig økning på 10 % i styrke. Erosjon av kronevernet er i hovedsak en funksjon av vannhastighet, og forskjellen i styrke ved lik grad av fastlåsing vil komme av økt vinkling og dermed mindre eksponert areal for løftekraften fra overtoppende vann. Summen av de drivende kreftene må ha en mer oppadrettende kraft for å løfte ut steinene som nå har en brattere helningsvinkel.

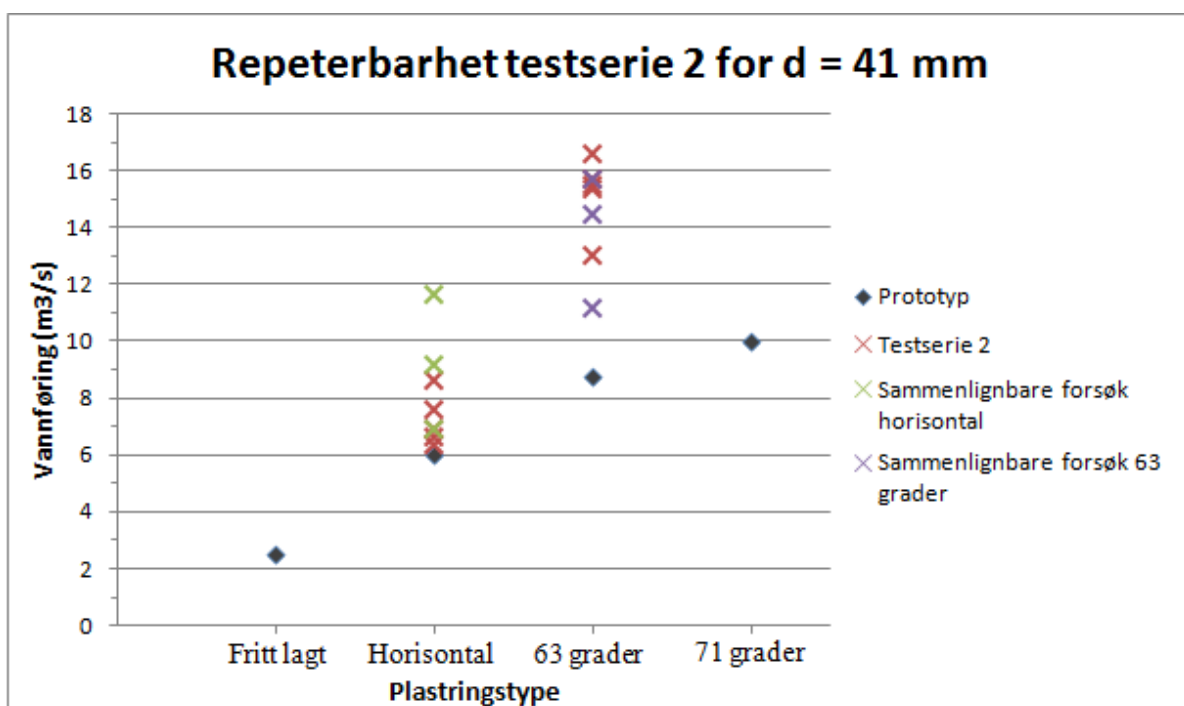


Figur 21: Relative steinstørrelser mot prototypelinje for 71 graders plastring

### 6.3 Repeterbarhet av modellforsøkene

Som mål på repeterbarheten av testene brukes standardavviket. Ved en normalfordeling av resultatene vil 68 % av verdiene i datamengden komme innenfor  $\pm 1$  standardavvik fra gjennomsnittet.

Figurer og tabeller i kapittel 6.2 viser spredningen i resultatene for alle tester. Testserie 2 ble kjørt utelukkende for å vurdere variasjonen i identisk oppbygde dammer. Her ble kun en steinfraksjon benyttet,  $d_{50} = 41$  mm, for å eliminere eventuell påvirkning av ulike størrelser. Det ble valgt ut to forskjellige orienteringer av plastringssteinene for å se om forskjellig oppsett innehar samme fordeling. Dette var horisontal, og 63 graders vinkel på steinene. 5 forsøk ble kjørt for hvert oppsett. Resultatene vises i Figur 22, der det samtidig er plottet inn andre sammenlignbare forsøk med samme steinstørrelse fra de andre testseriene.



Figur 22: Variasjon i testserie 2, samt andre sammenlignbare forsøk

Hvis man antar en normalfordeling av resultatene og bruker standardavviket som vurderingsgrunnlag, gir dette verdier gitt i Tabell 21. Øverste rad baseres på verdiene for samtlige tester. Det oppgis ikke egne verdier for testserie 2, da disse på grunn av antallet i stor grad uansett styrer resultatene for alle tester med horisontal og 63 graders utleggelse. Verdiene blir derfor tilnærmet de samme som vist i Tabell 21. Nederste rad er tatt med for å fremheve den lave variansen for brudd i kronevernet.

**Tabell 21: Standardavvik for bruddvannføring pr. testtype og for kronebrudd**

Type plastring	Fritt lagt	Horisontal	63 grader	71 grader
Relativt standardavvik alle tester	14.7 %	20.1 %	12.6 %	15.7 %
Relativt standardavvik kronebrudd	-	17.5 %	9.8 %	12.5 %

De to ulike orienteringene som testserie 2 er basert på, gir forskjellig avvik. Horisontal utleggelse gir større variasjon, og årsaken til dette er fordi man her har flere ulike typer brudd, og flere brudd pr. bruddtype (se for øvrig Tabell 18).

Tabellen viser også relativt lik spredning på alle de forskjellige plastringstypene sett under ett, med unntak av horisontal plastring. Som nevnt ovenfor, er dette et resultat av at størrelsen på standardavviket til en viss grad gjenspeiler hvor mange brudd man har pr. bruddsituasjon.

Hva som kan vurderes som lav spredning i resultatene er et definisjonsspørsmål. Ved vurdering av repeterbarheten registreres det en stor total variasjon i testresultatene. For like testoppsett, oppnås ikke samme bruddvannføring hver gang. Dette er heller ikke en sannsynlig situasjon da man arbeider med naturmaterialer. Innad ett testoppsett kan maksimalverdien være det dobbelte av minste verdi, men dette gjenspeiler da ulike bruddsituasjoner og ekstremverdier.

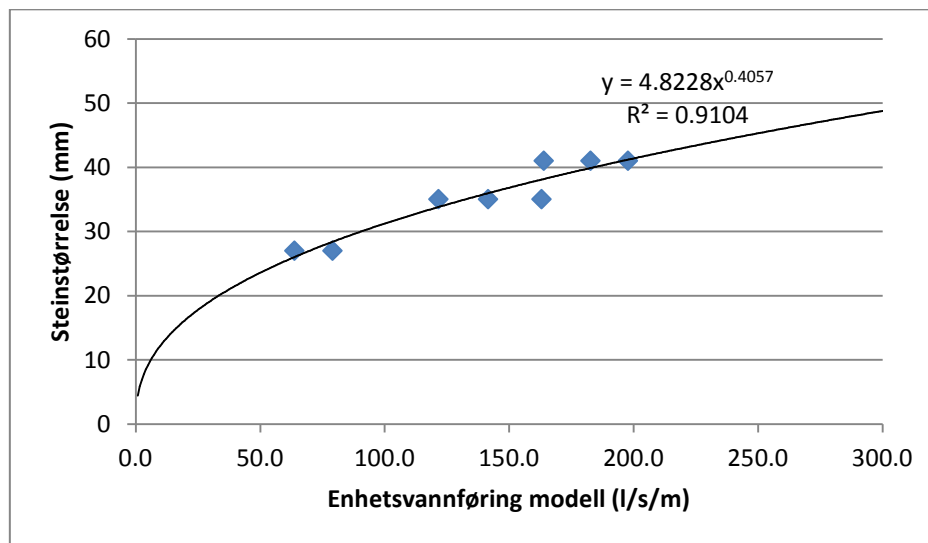
Generelt virker variansen i tåsteinsbrudd å være stor, da det for horisontal orientering registreres en total spredning på minimum 79 % mellom maksimal og minste verdi. Om dette er et resultat av modelloppsettet og friksjon i bunn vites ikke, men verdien er så stor at det ikke virker sannsynlig å kun begrunne det med naturlig varians.

Variansen i kronebrudd er derimot relativt lav. Datagrunnlaget her er bedre enn for tåstein, da det er registrert mange kronebrudd. Erosjon av kronevernet slik det er lagt i modellen, er i hovedsak en funksjon av hastighet over steinene. Steinene vil ikke være låst mot omkringliggende masser i samme grad som tå- og plastringssteiner, da det ikke finnes tyngde av ovenforliggende materialer som kan virke inn. Denne effekten kan trekkes ut av antall parametre som vil påvirke repeterbarheten, og variansen blir dermed mindre.

## 6.4 Effekt av steinstørrelse

Steinstørrelsen er en meget sentral parameter som påvirker stabiliteten til dammene, og var en av parametrene som ble variert i de utførte modelltestene. Ikke overraskende er det en klar sammenheng mellom steinstørrelse, og motstand mot utglidning og erosjon. Dette er uavhengig av plastringstype og hvor bruddet oppstår. Figur 23 viser typiske resultat fra forsøkene, der trendlinje med determinasjonskoeffisienten  $R^2$  er angitt. En ekstrapolering av resultatene fra modellforsøkene skal man derimot være forsiktig med. For en gitt vannføring vil man ende opp med en underdimensjonering av nødvendig steinstørrelse, da man befinner

seg langt utenfor gyldighetsområdet til modelltestene. Denne underdimensjoneringen vil øke med økende skalaforskjell fra modell.



Figur 23: Effekt av steinstørrelse for modellforsøk med 63 graders plastring

Små avvik fra en ideell trendlinje i modellforsøkene vil gi store utslag ved ekstrapolering over et stort område man ikke har data for. Det er derfor ikke hensiktsmessig å basere eventuelle beregningsregler på modellforsøk alene. Da man har data fra verdifulle storskalaforsøk, vil det være naturlig å trekke inn disse i analyseringen av steinstørrelser.

#### 6.4.1 Beregningsregel for steinstørrelser i krone og damtå

Det presiseres at grunnlaget for å etablere beregningsregler for steinstørrelse på nåværende tidspunkt ikke er tilstrekkelig. Modellforsøkene gir som tidligere nevnt, avvikende resultater fra fullskalaforsøkene. Mangel på testdata for steinstørrelser som ligger mellom modell og prototyp gjør at det knyttes stor usikkerhet til et eventuelt beregningsgrunnlag. De presenterte formler og diagram er derfor kun ment som en illustrering.

Basert på modelltestene kan styrken til kronevern og damtå vurderes. Selve plastringssteinene er ikke vurdert, da man kun i svært begrenset grad oppnådde brudd i denne delen av damkonstruksjonen.

#### Kronevern:

Resultater fra modellforsøkene er benyttet til å kartlegge styrken til kronevernet, da kun en fullskaletest fikk brudd i krone. For forsøk med 63 graders vinkel har man data for kronebrudd i prototyp og modell, der modellene indikerer en overestimering på 67 % i forhold til fullskala. Det knyttes imidlertid så stor usikkerhet rundt prototypresultatene i dette tilfellet, at overestimeringen bør anses som urealistisk. Begrunnelse gis i avsnitt 7.1 i diskusjon. For nødvendig stabil steinstørrelse tas det utgangspunkt i minimumsverdier fra modelltestene gitt i Tabell 18 til Tabell 20. Overtoppende vannmengde benyttes. Da man ikke har sikre fullskaletester og vurdere resultatene opp mot, må det antas at Froudeskalering kan benyttes

til å beskrive utviklingen fra modelltestene. Eventuelle skalaeffekter blir dermed ikke tatt hensyn til.

Resultatet blir linjer som følger formelen

$$d_{\min} = b \cdot q^{0.67} \quad (6.1)$$

Der

$d_{\min}$  – minste stabile steinstørrelse (m)

$q$  – enhetsvannføring over topp av dam ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )

$b$  – parameter bestemt av helningsvinkelen på kronesteinene målt i forhold til damaksen

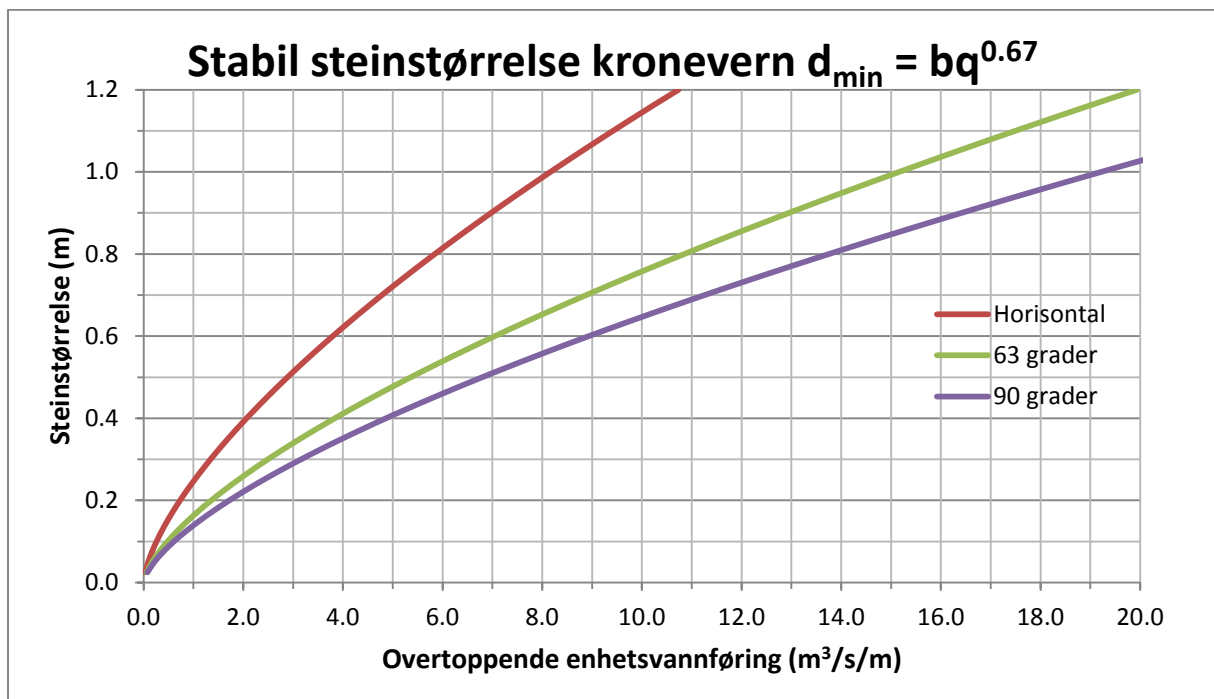
Funksjonen for de forskjellige plottene blir:

Horisontal plastring:  $d = 0.247 \cdot q^{0.67}$

63 graders plastring:  $d = 0.163 \cdot q^{0.67}$

71 graders plastring:  $d = 0.156 \cdot q^{0.67}$

Funksjonene er plottet i Figur 24, der 71 graders helning er byttet ut med 90 graders helning for lettere oversikt. Linjen for 90 grader er basert på styrkeforholdet mellom 63 og 71 grader, for deretter å bli ekstrapolert. Kronevernet ble lagt med samme helning som steinene i skråningsvernet, og oppgitte vinkler er derfor i henhold til damoverflatens akse.



Figur 24: Steinstørrelse i kronevern gitt ved overtoppende enhetsvannføring

## Damtå:

Som nevnt tidligere, er det noe overraskende at forsøkene indikerer at styrken til damtå øker med økt helningsvinkel på steinene i ovenforliggende skråningsvern, da damtå alltid vil ha samme helning bestemt av terrenget. Det var indikasjoner på dette fenomenet også i fullskalatester, men effekten baseres på svært få forsøk og er derfor høyst usikker. En mulig forklaring presenteres i avsnitt 7.4.

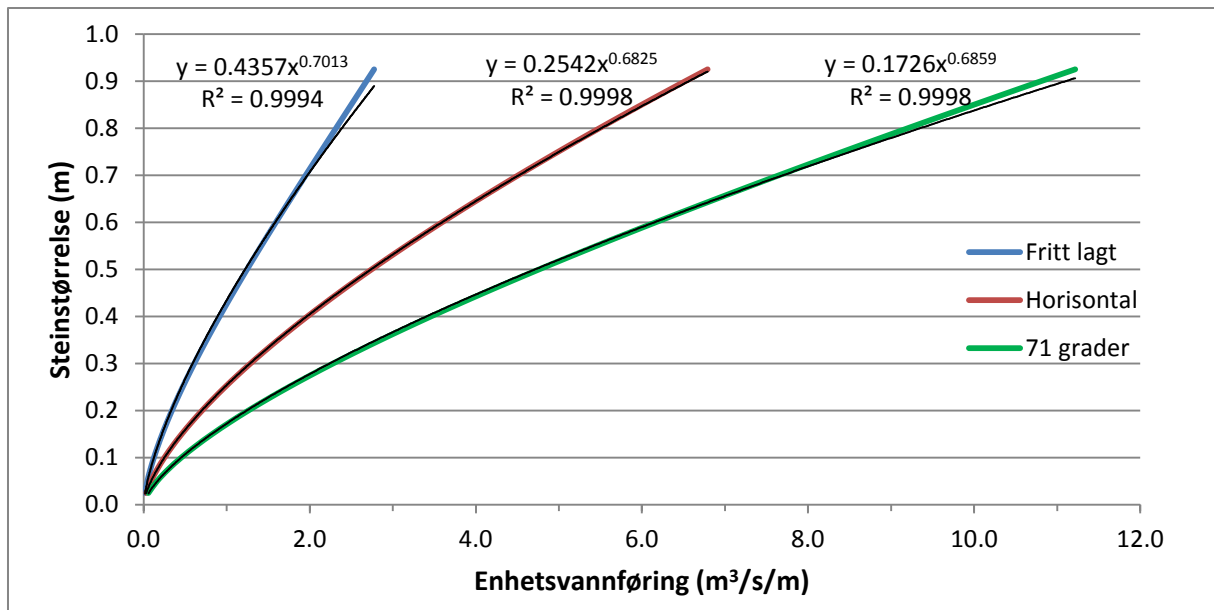
Denne virkningen gav stor effekt, og det er derfor valgt å ta den med i kurvene som presenteres i Figur 25 som illustrering. Steinstørrelse i damtå blir da uttrykt ved forskjellig steinhelning i ovenforliggende plastring. Ved en eventuell reell dimensjonering av damtå kan ikke dette tas hensyn til, og forsøk for fritt lagt eller horisontal orientering må benyttes.

I den følgende beregningsmåten er det tatt utgangspunkt i to kjente situasjoner, bruddvannføring for tåsteinsbrudd i modell og prototyp. Det er antatt at feilestimeringen gitt av modellen vil følge en lineær kurve fra steinstørrelse i modell til steinstørrelse i prototyp. I modell er feilestimeringen naturligvis lik null, mens den i prototyp er gitt av avviket i prosent gitt i tabell 17 til 20. Dette er ikke nødvendigvis en riktig antakelse, men med kun to kjente punkter er dette et nødvendig estimat. Det er lagt vekt på forsøkene som faktisk fikk brudd i damtå, da det er disse minimumsverdiene det må dimensjoneres etter.

For resterende tester ble ikke kritisk vannføring nådd for tåstein, noe som indikerer en stor variasjon for denne type brudd.

Hvis man har eksakt overenstemmelse mellom prototyp og modell ved oppskalering, gir dette at nødvendig steinstørrelse kan finnes direkte fra skaleringslover. Dette vil gi en ideell skaleringslinje. Det har man ikke i utførte forsøk og denne linjen justeres derfor for det antatt lineære avviket mellom modell og fullskala. Man får da en korrigert skaleringslinje som går gjennom snittverdi for modellforsøk og fullskala som vist i Figur 25. I figuren er tåbrudd for alle tester vist for å illustrere den antydende effekten plastringssteinenes helningsvinkel hadde på styrken til tåsteinene.

Det er valgt og ikke inkludere resultatene fra testene med 63 graders plastringhelning i figuren, da prototyp fikk brudd i damkrone.



**Figur 25: Korrigerte skaleringslinjer for damtå for ulike helningsvinkler i ovenforliggende plastring**

Ved vurdering av dimensjoneringskriterie for tåsteiner, må svakeste utlegging legges til grunn. Ved fullskalaforsøk, har man laveste bruddvannføring for et tydelig tåsteinsbrudd ved fritt utlagt plastring. Derfor benyttes disse testene til å finne en nødvendig sammenheng, selv om bruddene for tilsvarende forsøk i modell skjedde i plastringen. Mange av disse bruddene skjedde derimot like over damtå, slik at damtå uansett kan dimensjoneres etter denne utleggingstypen. Den korrigerte skaleringslinjen vist i Figur 25 gir da

$$d_{min} = 0.44 \cdot q^{0.70} \quad (6.2)$$

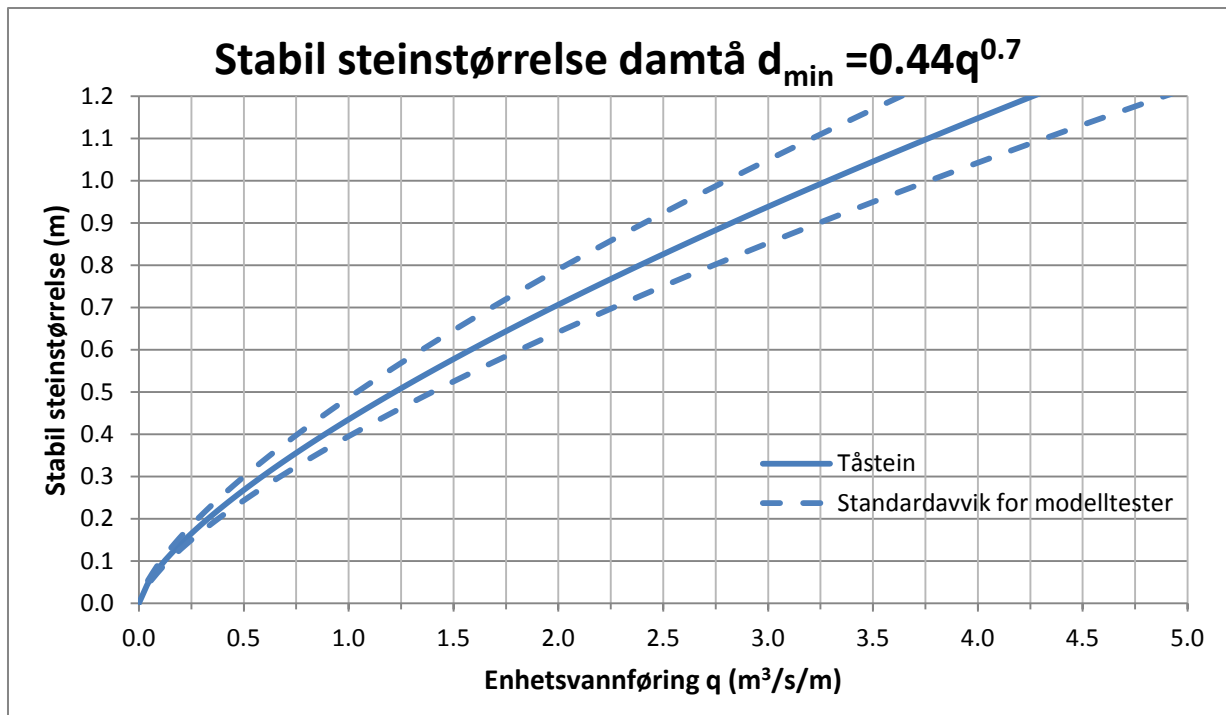
Der

$d_{min}$  – minste stabile steinstørrelse (m)

$q$  – enhetsvannføring (m<sup>3</sup>/s/m)

Formelen er plottet grafisk i Figur 26, og vil kun gjelde for skråningshelninger (1:1.5) og er helt uten sikkerhetsfaktorer. I figuren vises også standardavviket for modelltestene med fritt utlagt plastring.

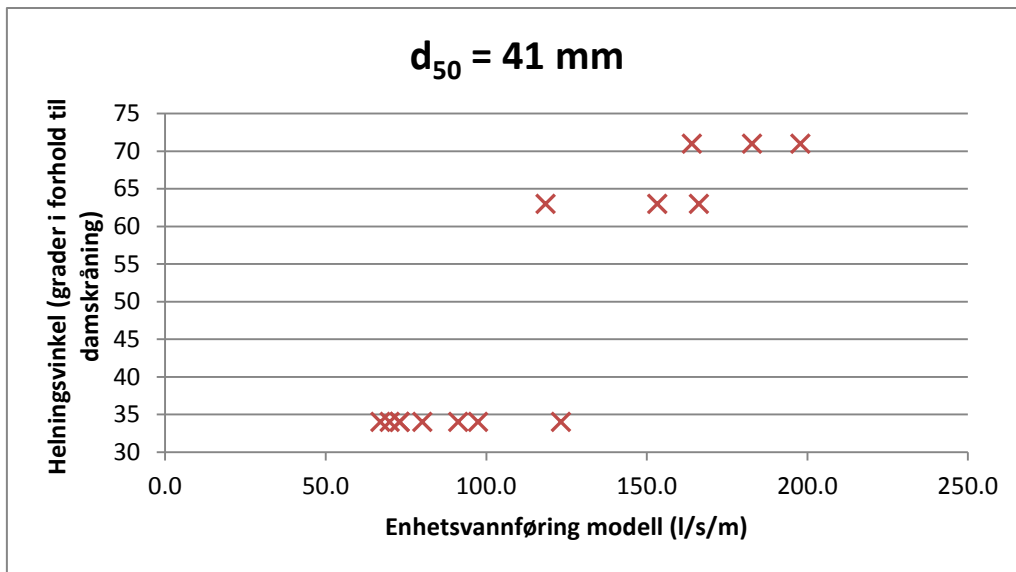




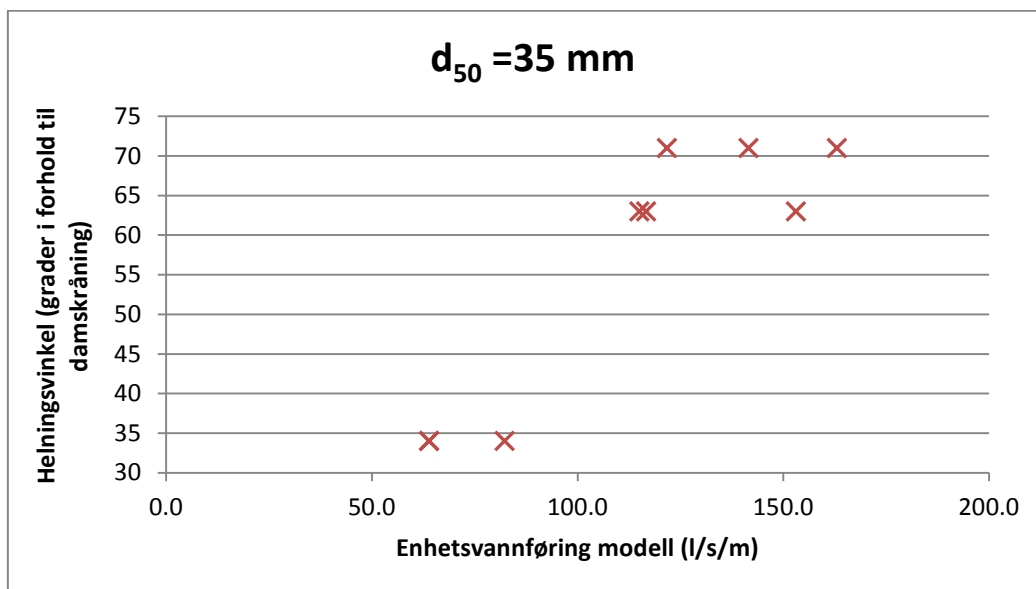
**Figur 26: Stabil steinstørrelse damtå for skråningshelning (1:1.5) gitt ved enhetsvannføring. Stiplede linjer angir forventet standardavvik basert på modelltestene.**

## 6.5 Effekt av helningsvinkel

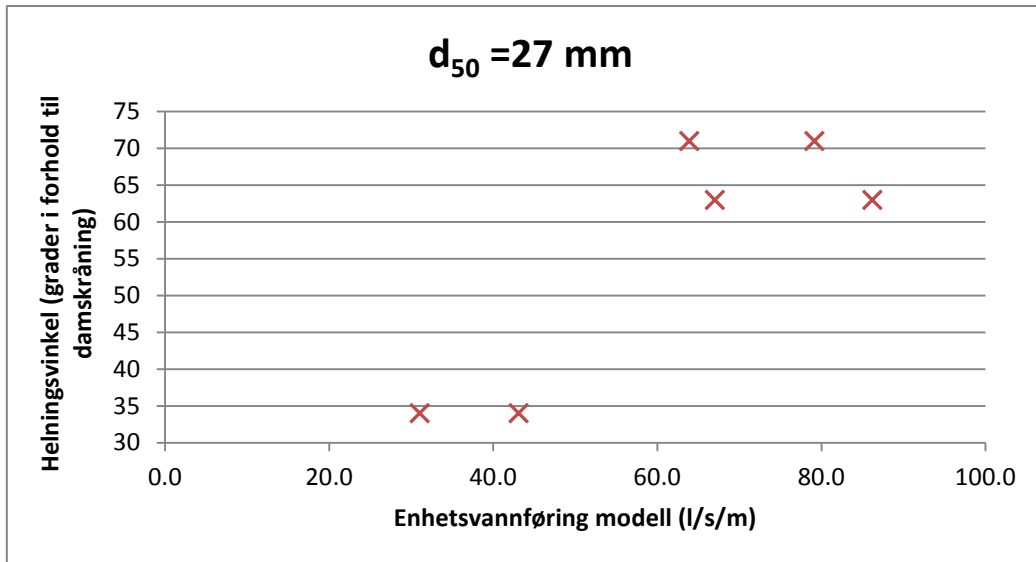
I Figur 27 - Figur 29 vises virkningen av steinenes helningsvinkel på stabiliteten til testdammene for forsøk med lik steinstørrelse. Tidligere forskning ved NTNU har konkludert med at økt helningsvinkel gir økt stabilitet for selve plastringssteinene (Amundsen, 2012). Figurene antyder at økende helningsvinkel også gir økende total stabilitet på testdammene, selv ved brudd utelukkende i damtå og kronevern. Unntaket er testene for 27 mm, der få tester ikke gir en entydig sammenheng.



Figur 27: Effekt av helningsvinkel for tester med diameter 41 mm



Figur 28: Effekt av helningsvinkel for tester med diameter 35 mm



**Figur 29: Effekt av helningsvinkel for tester med diameter 27 mm**

# 7. Diskusjon

## 7.1 Usikkerheter og forskjeller mellom modell og prototyp

Resultatene viser tydelige avvik mellom modellforsøkene og prototyp. Lignende utvikling i styrke registreres mellom de ulike plastringstypene, men modellforsøkene viser konsekvent høyere bruddvannføring. Det er to hovedgrunner til dette.

- Det frembringes svært få brudd i tåstein i modelltestene. Dette var derimot opptredende for flere av prototypforsøkene.
- Flesteparten av bruddene skjer i damkrone. Sammenligningsgrunnlaget mot prototyp blir derfor redusert da man ser på ulike bruddsituasjoner.

Dette tyder på at man sannsynligvis ikke klart å reprodusere like startbetingelser for modell og prototyp.

I det følgende er det forsøkt kartlagt de viktigste årsakene til avvik. Dette omfatter både forhold ved modellene og fullskalaforsøkene.

### **Bunnfriksjon:**

Som tidligere forklart ble det benyttet en stålrisk i bunn av forsøkskanalen. Dette var nødvendig da underlaget i testrenna oppfattes som svært glatt uten rist, og testdammene skled på underlaget ved svært lave vannføringer. Dette ble ikke sett på som representative forhold for fullskala, og rista ble benyttet for å øke friksjonen.

Utførte tester gav overraskende få brudd i damtå, da denne delen av damkonstruksjonen er antatt å være svakeste punkt når man ikke benytter noen form for fastholding. Prototypforsøkene viste tydeligere tegn til at overgang mellom underlag og tåstein er det mest kritiske punkt. Dette gir indikasjoner på at man ikke har klart å gjenskape friksjonsforholdene for underlaget riktig i modell, da resultatene tyder på at den innlagte rista skapte for stor friksjon. Eventuelle nye modellforsøk bør ta spesielt hensyn til friksjonsforholdene, da dette virker å ha stor innvirkning på når tåsteinene blir ustabile. Ved å benytte en rist kan man i tillegg få en uønsket låseeffekt hvis utstikkende kanter på undersiden av tåsteinene støter mot kanter på rista og dermed hindrer fri bevegelse.

For skalering av ruhet kan for eksempel skaleringsforholdene i Tabell 5 benyttes til å finne mer optimale materialer som kan benyttes til underlag.

### **Utleggingsmåte:**

Forskjellen mellom utplassering av steiner for hånd i modell, og gravemaskin i fullskala, antas å ha en virkning. Det er svært lite tidkrevende å finne en stabil god plassering for steiner lagt i modell, og valgfriheten og overblikket man har er forbedret sammenlignet med hvordan fullskalaforsøkene ble utført. Denne effekten kan gjenspeiles i tettheten av steiner i

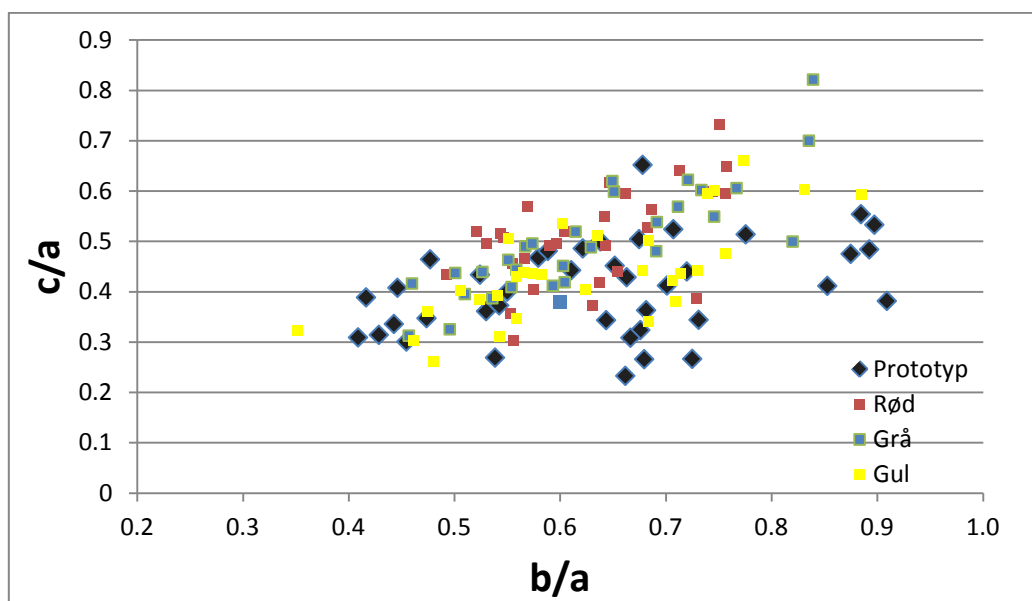
plastringen. I Tabell 22 er antall steiner pr. oppskalert enhetsareal sammenlignet med prototyp.

**Tabell 22: Antall stein pr. enhetsareal for prototyp og modell**

Type plastring	Antall stein pr. enhetsareal	
	Prototyp	Modell
Fritt lagt	0.99	1.65
Horisontal	1.11	1.75
63 grader	1.51	2.18
71 grader	1.60	2.22

Av tabellen ser man tydelig en større tetthet av steiner i modell. Steinenes form vil også ha innvirkning på denne parameteren, da steiner med rette flater vil kunne plasseres tettere enn hvis det var benyttet steiner med mer irregulær form og kantethet.

Tabell 22 forutsetter at steinenes b og c akse i modell, har lik fordeling som fullskala. Altså skal steinenes eksponerte overflateareal mot fri luft er tilnærmet likt. Figur 30 viser målinger gjort av modell- og prototypsteiner, der forholdet mellom steinenes b og c aksene vises. Figuren gir at de fleste modellsteiner ligger innenfor samme spredning som prototypsteiner, og sammenligningsgrunnlaget for tabellen ovenfor kan brukes.



**Figur 30: Sammenligning av forholdet mellom steinenes b- og c-akse for modell og fullskala**

Flere steiner pr. areal vil gi modelldammene en større global stabilitet, da tyngdekomponenten av skråningsvernet økes. Likeledes vil stabiliteten til enkeltsteinene øke, da man får et økt antall kontaktpunkter og større fastlåsingsgrad. Unntaket er damtå, som vil kunne få større tyngdeoverføring og dermed større drivende kraftkomponent ved bratt helning på ovenforliggende stein.

Plastringstettheten kan anses som en modelleffekt, da det er en virkning på grunn av forskjeller ved oppbyggingen av selve dammene som vanskelig har latt seg gjøre noe med.

Man kan prøve å unngå å legge steinene med en tilsynelatende optimal plassering, men dette vil fort føre til subjektive vurderinger av hvordan steinene bør ligge for å representere prototypforhold, og bør derfor ikke brukes i vitenskapelig utførte forsøk.

#### **Utførelse av kronevern:**

Modellforsøkene ble gjennomført med standardisert oppsett for utførelse av kronevernet. Det ble plassert ut en til to rader plastringstein på en flat damkrone bak toppsteinen i damskråningen slik at denne ble beskyttet. I prototypforsøkene ble det ikke lagt like stor vekt på lik utførelse av kronevernet. Dette gir utslag i resultatene når modell og prototyp skal sammenlignes med grunnlag i kronebrudd.

Kun en fullskalatest fikk brudd i kronevernet. Dette var test 1.3 med 63 graders plastring. Bilder tatt helt i starten av forsøket vises under.



**Figur 31: Utført kronevern i prototyp test 1.3**

Bildet viser flere svakheter ved kronevernet. På den nærmeste halvdel av dammen er det nesten ikke utført overgang mellom damskråning og topp av dam. I tillegg ligger steinen som vises i midten av bildet helt fritt uten kontakt med andre steiner. Kritisk vannføring for denne testen lå mellom 7.5 og 10 m<sup>3</sup>/s/m, og bruddet oppstod nettopp i dette området. Denne bruddvannføringen vil dermed være mer representativ for fritt lagte steiner, og ikke kronevern lagt i system.

For modelltestene med samme utførte plastring var gjennomsnittlig bruddvannføring 67 % høyere ved erosjon av krone. Ved normalt utført kronevern er det derfor rimelig å anta at bruddvannføringen for fullskalaforsøket ville bli økt. Dette ville ført til at forskjellen mellom modell og prototyp blir mindre.

Det kunne vært kjørt modellforsøk der man ikke hadde kronevern, men mangel på tid tillot ikke dette. I tillegg ble alle forsøk i hver testserie kjørt med lik oppbygging av kronevernet fordi dette gav direkte sammenlignbare resultater.

### **Materialsammensetning:**

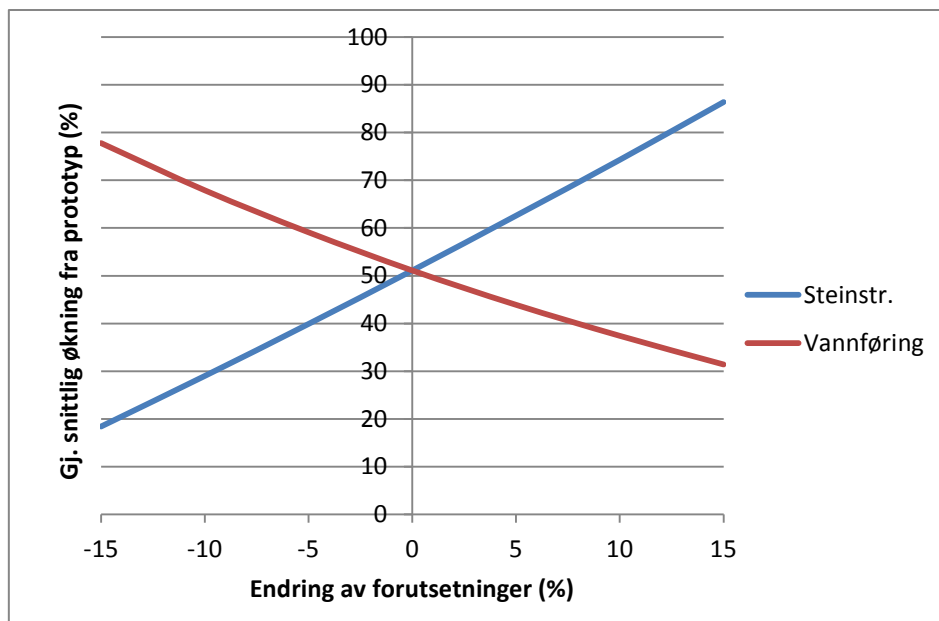
I denne oppgaven ble det benyttet materialer som tidligere er valgt ut med tanke på plastringsforsøk, men ikke som nødvendigvis innehar samme kornfordelingskurve som plastringssteinene benyttet ved fullskalaforsøkene. En sammenligning ble vist i Figur 13. Man kan se at det er mangel på en større andel små steinstørrelser i modell, da særlig fra og med  $d_{40}$  og lavere. En mulig hypotese på innvirkningen av dette er at fullskaladammene kan være mindre stabile enn modell. De minste steinene vil være de som har minst vekt til å motstå kreftene fra vannet, og dermed vil kunne løsne først, forutsatt at alle steiner har like stor grad av kontaktpunkter og innbygging. Da fullskalaforsøkene har en andel med mindre steiner, vil disse kunne løsne ved en vannføring som relativt sett er mindre enn for modellforsøkene.

### **Forskjellig dambredde:**

Testrenna er noe bredere enn nedskalerte prototypdammer. Økt bredde vil føre til at man benytter flere steiner til bygging av modellene. Sannsynligheten for at man skal få brudd et sted på dammen ved en viss vannføring øker med antall stein, da man introduserer nye kombinasjoner av mulige svakhetspunkter. Dette tilsier at modelldammene kan gi lavere bruddvannføring enn prototyp.

### **Usikkerhet i inngangsverdier:**

Det kan knyttes store usikkerheter til målte verdier fra fullskalaforsøkene. Dette gjelder da spesielt bruddvannføring, men også til målinger av steinstørrelsen. Vannmengdene som fullskaladammene ble utsatt for, tok utgangspunkt i en tappekurve basert på modellforsøk av flomløpet utført ved NTH(Møll, 1973). Tregheter i systemet og bølgebevegelser over topp av dam gir ekstra usikkerhet. Resultatet av dette kan gi store utslag ved oppskalering av verdiene fra modelltestene. For å illustrere dette, er det i Figur 32 plottet inn hvor mye modelltestene for 71 graders plastring vil overestimere prototypvannføringen ved ulike feilmarginer i feltmålinger.



**Figur 32: Følsomhet for feilmarginer i fullskalaforsøkene ved oppskalering av modelltester**

## 7.2 Sammenligning med andre utførte forsøk innen erosjonssikring

Som presentert tidligere i denne oppgaven, er forskning som tar for seg erosjonssikring med stein i stor grad begrenset til dumpede masser. Testene med fritt lagt stein er det nærmeste man kommer dumpede masser i modellforsøkene utført i denne sammenheng, og er derfor de eneste testene som egner seg til sammenligning.

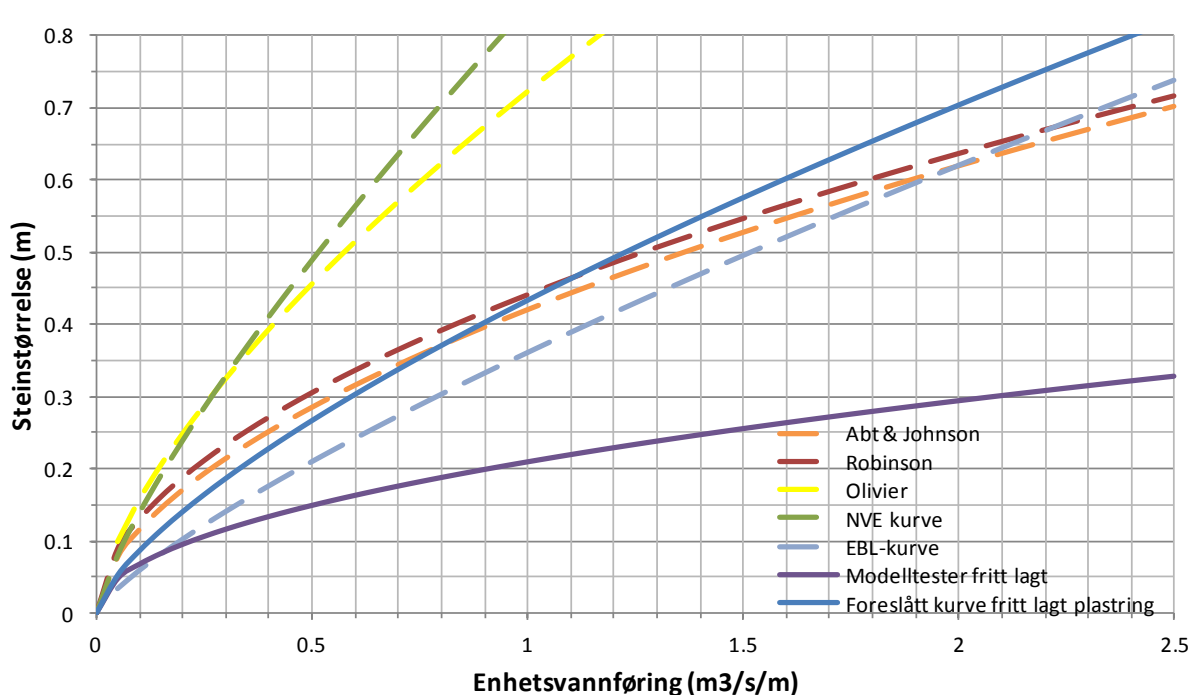
Det gjentas at fritt lagt plastring i dette tilfelle er definert som utleggelse av en og en stein uten en forhåndsdefinert steinvinkel. Steinens lengste akse var alltid plassert inn mot dam.

I Figur 33 er de fleste av dimensjoneringsformlene fra forskningsprosjektene omtalt i kapittel 3, omgjort til en situasjon med skråningshelning 1:1.5. Blå heltrukket linje angir foreslått ligning for dimensjonering av damtå oppgitt i formel 6.2 i avsnitt 6.4.1. Denne er dermed basert på både modell- og prototypforsøk. Lilla heltrukket linje er en ekstrapolert tilpasningslinje for fritt lagt plastring kun basert på modellforsøkene.

Figuren viser at linjen basert på beregningsformelen gitt i avsnitt 6.4.1, har lik utvikling som flere dimensjoneringslinjer ved lavere steinstørrelser før den øker noe. Dette viser at formlene fra Robinson, Abt & Johnson og EBL er nokså nære ved å estimere bruddvannføringen for prototypforsøket.

En annen interessant observasjon er kurven NVE oppgir som dimensjoneringskriterium for minimum steindiameter. Denne er riktignok tillagt ekstra sikkerhet, men gir en stor overdimensjonering hvis vanngjennomstrømning er eneste kriterium man legger til grunn for stabilitet.





**Figur 33: Sammenligning av ulike dimensjoneringsformler for minimum steinstørrelse gitt ved enhetsvannføring**

Det skal nevnes at kurvene fra Olivier, Abt & Johnson og Robinson er basert på forsøk utført på slakere skråninger, og derfor kan være noe utenfor gyldighetsområdet når benyttet på bratt skråningshelning.

Av figuren ovenfor ser man også hvorfor utførte modelltestene alene ikke bør benyttes som dimensjoneringsverktøy. En snittlinje kun basert på de tre steinfraksjonene benyttet i denne oppgaven gir urealistisk lave steinstørrelser. Dette kan komme av forhold nevnt i avsnitt 7.1, men er også et resultat av at forsøkene er kjørt med tre steinfraksjoner med relativt liten størrelsesforskjell. Datagrunnlaget er da basert på et svært begrenset område i figuren.

### 7.3 Sammenligning med lignende forsøk utført ved NTNU

I 2012 ble det utført lignende forsøk med samme materialer og steinfraksjoner. Testene ble kjørt med tre forskjellige plastringstyper; dumpet stein, horisontal plastring og 90 graders plastring (Amundsen, 2012). Det ble oppgitt forventningsverdi og standardavvik for utførte forsøk oppskalert til en imaginær prototypmodell med  $d_{50} = 600$  mm. I tabellen nedenfor vises en sammenligning mellom resultater fra disse tidligere utførte forsøkene, og testene kjørt i denne oppgaven oppskalert til samme prototypstørrelse på  $d_{50} = 600$  mm.

**Tabell 23: Sammenligning av resultater med tidligere utførte forsøk ved NTNU**

Plastringstype	Dumpet/fritt lagt		Horisontal		90 grader/ 71 grader	
	Amundsen	Nåværende forsøk	Amundsen	Nåværende forsøk	Amundsen	Nåværende forsøk
Forventningsverdi (l/s/m)	1376	1840	3840	4650	8100	9470
Standardavvik (l/s/m)	349	270	993	930	2106*	1490
Relativt standardavvik (%)	25.4 %	14.7 %	25.9 %	20.1 %	26.0 %*	15.7 %

\* Antatt avvik basert på de andre utførte testoppsettene

Som man ser av Tabell 23 gir forsøkene utført i denne oppgaven noe høyere gjennomsnittsverdi for bruddvannføring.

For fritt lagt plastring er dette naturlig da oppbyggingen av skråningsvernet er mer systematisk enn kun dumpet stein.

For horisontal orientering er oppgitte verdier fra Amundsen brudd i selve plastringen. Dette ble i liten grad oppnådd i nåværende forsøk og verdiene representerer hovedsakelig brudd i randsoner. Hvorfor man får to forskjellige bruddsituasjoner for tilsynelatende like startbetingelser, er vanskelig å gi et svar på. Her måtte eventuelt utleggingsmåter og utforming sammenlignes.

I tabellen er 90 graders vinkel sammenlignet med 71 graders vinkel. Her fikk begge forsøksserier kun brudd i radsoner. Nåværende forsøk gir høyere verdier, og dette er sannsynligvis et resultat av bedre kronevern og færre brudd i damtå. Amundsens forsøk var uten definert kronevern, og erosjon startet da ved en lavere vannføring.

Standardavviket er mindre for nåværende forsøk. Dette kan forklares med identisk testoppsett fra forsøk til forsøk. Amundsen varierte flere variable som for eksempel høyde, bredde, og forsøk med og uten fri overtopping. Dette påvirker trolig variansen i resultatene.

## 7.4 Styrken av kronevern og damtå

Det var opprinnelig ment at forsøkene skulle fokusere like mye på styrken til damtå som kronevern. Da testserie 3 og 4 kun fikk enkelte brudd i damtå, påvirket dette datagrunnlaget. I det følgende er det gjort vurderinger rundt de to bruddsituasjonene.

### **Kronevern:**

For kronestein varierte middelverdiene av overtoppende bruddvannmengde mellom 8.5 – 16.0 m<sup>3</sup>/s/m ved oppskalering til steinstørrelse 850 mm, avhengig av utformingen. To typiske bruddsituasjoner oppstod, lokal erosjon eller fullstendig brudd.

Ved lokal erosjon utviklet bruddet seg over lengre tid og ofte over større vannføringsintervall. Stein fra bakre rad i kronevernet kunne løsne, mens fremre rad fortsatt var stabil. Ved økning av vannføring eroderes flere steiner og en nedsenkning av krone skjer på stedet. Vannføringen blir konsentrert, og ved en videre økning vil erosjonen konsentreres i dette punktet.

Ved fullstendig brudd skaper bevegelse av steiner i fremre rad av kronevernet en kjedereaksjon der omkringliggende steiner umiddelbart blir ustabile. Bruddet utvikler seg svært raskt, og store deler av dammen forsvinner.

Forsøkene viste at fullstendig brudd i hovedsak skjedde der plastringen var lagt horisontalt. Lokal erosjon var et resultat av at steinene hadde en helning inn mot damsiden.

Dette kan indikere at et eventuelt kronebrudd i en plastret steinfyllingsdam vil skje lagsomt fra første bevegelse vises, forutsatt at steinene er lagt med fall inn mot dam. Skadene på kronevernet vil kunne begrenses til enkelte lokasjoner.

Det er fastslått at modellforsøkene overestimerer prototypforsøkene, sannsynligvis på grunnlag av forskjellige startbetingelser. Kronevernet er ikke påvirket av forhold som bunnfriksjon, og det kan derfor være grunn til å tro at resultatene stemmer bedre overens med prototypforsøk som utelukkende tar for seg styrken av vanlig lagt kronevern.

### **Damtå:**

Brudd i damtå virker for modelltestene å være et resultat av tilfeldigheter, da man ikke fikk konsekvent brudd i dette punkt når damtå ikke var låst. Avgjørende faktor vil da være grad av falsholding mot omkringliggende stein.

Forsøkene viser en økning i global stabilitet når helningsvinkelen til plastringssteinene økes. For tåsteinene er dette et noe overraskende resultat, da disse alltid vil ha samme helning bestemt av terrenget. Bruddvannføring for tåsteiner burde derfor være tilnærmet lik, uavhengig av helningsvinkel til ovenforliggende steiner i skråningsvernet. Effekten er særlig opptredende mellom tester med horisontal skråningsvern og testene med brattere plastringsvinkel. Minste registrerte bruddvannføring økes her fra 5.49 til 11.19 m<sup>3</sup>/s/m.

En mulig forklaring kan være kraftoverføringen av tyngden til ovenforliggende steiner, i kombinasjon med friksjonskoeffisient mellom underlag og tåstein. Ved horisontal utleggelse og oppgitt skråningshelning, får tåsteinen i hovedsak kun overført tyngde fra første ovenforliggende stein. Ved vinklet utleggelse av steiner i plastringen vil tyngdekraftene fra en større andel av plastringssteinene kunne ledes ned mot tåsteinen. Denne vil i utgangspunktet ha en drivende komponent som vist i Figur 8 som virker normalt på kontaktpunktet. Vertikalkomponenten av denne kraften vil derimot føre til økt friksjonskraft mellom underlag og tåstein. Dersom friksjonskoeffisienten er stor vil bunnfriksjonen være en dominerende kraft. Denne vil da kunne økes mer enn den destabiliserende kraften slik at steinene blir sterkere. Ved benyttelse av bunnmaterialer med lav friksjonskoeffisient, blir bunnfriksjonen relativt sett en liten kraft. Den destabiliserende kraften fra økt steinvinkling vil gi større effekt og samme økning i styrke vil ikke kunne oppnås.

Ved brudd i damtå gav første bevegelse umiddelbart total kollaps av hele skråningsvernet. Dette er et resultat av de store vannmengdene og høy hastighet fra det overstrømmende vannet. Dette er ikke et realistisk bruddforløp for en reell fyllingsdam. En eventuell utglidning av en stein i damtå, vil i stedet være kritisk fordi man står i fare for erosjon av innenforliggende masser.

## **7.5 Feilkilder**

Vannføring og vannstand var eneste parametre som ble registrert gjennom forsøkene i tillegg til observering av steiners bevegelse. Feilkilder som påvirker resultatene innad i modelltestene knyttes derfor til disse faktorene.

### **Vannføringsmålinger:**

Ofte oppstod brudd kort tid etter økning i vannføring. Hvis bruddet skjedde innen 1 minutt etter økning, ble vannføringen midlet. Dette gir derfor ikke eksakte verdier. Sammenlignet med den totale variasjonen i resultatene, har dette derimot liten påvirkning.

Pumpe 1 ble brukt til vannføringer opp til 36 l/s. Nøyaktigheten ansees som god, da maksimal variasjon i målingene ble registrert til  $\pm 0.3$  l/s.

Pumpe 2 ble brukt ved vannføringer over 36 l/s. Det er ikke utført kontroll av at pumpa faktisk gav korrekte vannføringer.

### **Vannstand**

Vannstanden ble avlest oppstrøms testdammene. Bølgebevegelser gav ikke stabil dybde, og målingene ble tatt som gjennomsnittsverdier. Vannstandsmålingene er ikke blitt direkte benyttet i oppgaven, og er således en feilkilde som ikke gir utslag i resultatene.

### **Bevegelse av steiner:**

For å minimere denne feilkilden er det benyttet videoopptak av alle tester. Identifisering av bruddpunktet er i noen tilfeller likevel vanskelig da steiner fra ulike plasseringer tilsynelatende løsner samtidig. Dette gjør at man kan trekke feilaktige slutninger.



## 8. Konklusjon

Det har vist seg vanskelig å gjenskape prototypforsøkene i modell. Lignende styrkeutvikling registreres mellom de ulike plastringstypene i modell og prototyp, men forsøkene viser at de utførte modelltestene overestimerer bruddvannføringen i prototyp når de oppskales til samme prototypstørrelse. Gjennomsnittlig økning i styrke varierte mellom 24 – 51 %, avhengig av hvilke prototyptester som sammenlignes.

Dette skyldes i hovedsak en lav andel tåbrudd i modell, og tilsvarende høy andel kronebrudd i forhold til situasjonen for prototypforsøkene. Dette gir indikasjoner på at friksjonsforholdene i bunn ikke har vært korrekt reproduert i modell. Avvikene skyldes derfor i hovedsak modelleffekter, men usikre prototypforsøk påvirker også resultatene. Det er ikke grunnlag for å vurdere om skalaeffekter er opptredende, men baseringer gjort på Froudeskalering virker å gjelde.

Modelltester med plastring lagt for hånd bør derfor ha høyt fokus på riktige startbetingelser hvis formålet er en eksakt simulering av en reell situasjon. Spesielt bør bunnfriksjonen vurderes nøye, da dette virker å være av avgjørende betydning for stabiliteten til tåsteinene, og dermed hele dammen. Modellforsøk er uansett godt egnet til å studere effekten av ulike parametre, da dette forholdet ikke vil være påvirket av modelleffekter hvis samme materialer og byggeteknikk benyttes ved flere tester.

Standardavviket for bruddvannføringen til modelltestene gir tilnærmet lik spredning i resultatene for ulike oppsett. Gjennomsnittlig relativt standardavvik på 15.8 %, ble funnet for denne type modellforsøk. Dette forutsetter stor andel like bruddforløp. Variasjonen for brudd i damtå er derimot høyere og mer usikker. Da en stor andel av testene gikk til brudd i kronevernet før damtå ble ustabil, er datagrunnlaget ufullstendig.

Brudd i selve plastringen ble kun registrert for fritt lagt plastringsstein, og enkelte tilfeller ved horisontal orientering. Dette indikerer at det er svært vanskelig å oppnå brudd inne i selve skråningsvernet for modelltester, hvis det utføres med god plastringsteknikk. Ransonene syntes å være dammenes svakeste punkt. De tidligere utførte prototypforsøkene viser det samme. Steinenes helningsvinkel er derfor av stor betydning for styrken til skråningsvernet, og forsøkene viser at plastring er et effektivt tiltak som øker den totale sikkerheten på fyllingsdammer.

Styrken til kronevernet økte ved økende helning på steinene. En gjennomsnittlig økning i bruddvannføring på 95 % ble registrert når kronesteinene ble endret fra horisontal orientering til 71 graders vinkel målt i forhold til damskråningen.

Kronevernet fikk lokal erosjon begrenset til topp av dam hvis plastringssteinene hadde fall inn mot damskråningen. Rask og fullstendig erosjon av hele, eller store deler av skråningsvernet, var opptredende ved horisontal orientering. Første steins bevegelse var som regel ikke kritisk for kronevernet, mens det for damtå førte til fullstendig brudd.



## 9. Videre arbeid

Det gjenstår mye arbeid før man er i mål med eventuelle beregningsgrunnlag som tar hensyn til de viktigste parametrene som har betydning for styrken til nedstrøms plastring.

Fortsettende arbeid med modelltesting bør benyttes, men det anbefales å bruke materialer der skalaen mellom de forskjellige fraksjonene økes. Eksisterende materialer gir data for et meget begrenset område som bør utvides. Dette resulterer i at en større testrenne må benyttes, eventuelt at kapasitet på eksisterende pumper økes.

Modelltestene virker å være svært avhengige av friksjonsforholdet i bunn av forsøksriggen, og tester som tar for seg dette mer nøye, i kombinasjon med styrken på tåstein kan være interessant. En optimalisering av ruhet tilsvarende naturlige forhold er ønskelig.

Videre undersøkelser av damtå bør gjennomføres der kronevernet holdes fast, slik at fullstendige data oppnås. Dammens randsoner og selve plastringen bør vurderes ved separate forsøk, der resterende damdeler hindres bevegelse.

Videre fullskalatesting bør også utføres med andre fraksjoner, da henholdsvis mindre steinstørrelser. Dette bør gjøres for å skaffe mer nøyaktige data, og for kontroll av resultatene fra allerede utførte tester.





# 10. Referanseliste

- Aberle, J., 2012. *Lecture in physical hydraulic modelling*. Trondheim: NTNU.
- Abt, S. R. & Johnson, T. L., 1991. *Riprap design for overtopping flow*, s.l.: Journal of Hydraulic Engineering 117(8): 959-972.
- Amundsen, J. M., 2012. *Laboratorieforsøk av plastring av nedstrøms skråning på fyllingsdammer*, Masteroppgave: NTNU.
- Crowe, C. T., Elger, D. F., Williams, B. C. & Roberson, J. A., 2010. *Engineering Fluid Mechanics*. 9 ed. s.l.: John Wiley & Sons.
- Damsikkerhetsprosjektet, 1992. *Prosjekt damsikkerhet, rapport nr.5: Overtopping av tetningskjernen i fyllingsdammer*, s.l.: NGI, Sintef NHL.
- EBL Kompetanse, 2005. *Stability and breaching of embankment dams. Report on subproject 2: Stability of downstream shell and dam toe during large through-flow*, s.l.: EBL Kompetanse.
- Frizell, K. H., Ruff, J. F. & Mishra, S., 1998. *Simplified Design Guidelines for Riprap Subjected to Overtopping Flow*, Nevada: Proceedings, ASDSO Annual Meeting.
- Godtland, K., 1989. *Steinfyllingsdammer. Dimensjonering av nedstrøms plastringsstein unntatt damfoten*, Trondheim: NHL.
- Kjellesvig, H. M., 2002. *Stability and Failure Mechanisms of Dams. DATA REPORT NO 1 LABORATORY TESTS AT NTNU*, Trondheim: NTNU.
- Kjærnsli, B., Valstad, T. & Höeg, K., 1992. *Hydropower Development Volume 10. Rockfill Dams. Design and Construction*. Trondheim: NTNU.
- Lysne, D. K., 1982. *Laws of similitude for model studies*, s.l.: Norconsult.
- Møll, O., 1973. *Dam Svartevatn, Flomløp*, Trondheim: Vassdrags- og havnelaboratoriet, VHL.
- NVE, 2012. *Veileder for fyllingsdammer*, Oslo: Norges vassdrag- og energidirektorat.
- Olivier, H., 1967. *Through and overflow rockfill dams - New design techniques*, s.l.: Institution of Civil Engineers.
- Robinson, K. M., Rice, C. E. & C, K. K., 1998. *Design of Rock Chutes*. Vol.41(3) ed. s.l.: ASAE American Society of Agricultural Engineers.
- Sand, K., 2002. *Stability and Failure Mechanisms of Dams. Sub project no.2: Stability of Downstream Shell and Dam Toe Durling Large Through-Flow. Data Report no.2 : Laboratory test at SINTEF Energy Research*, Trondheim: SINTEF Energy Research.
- Solvik, Ø., 1962. *To-dimensjonal turbulent strømming gjennom isotrop steinfylling*, Trondheim: Norges Tekniske Høgskole.

Sweco, 2012. *Plastring utløpskanal Svartevassdammen. Prinsippskisse: Plan, snitt og detaljer.*, Trondheim: SWECO.

Vartdal, E. A., 2005. *Stability of the downstream slope of rockfill embankment dams exposed to through- and overflow*, Masteroppgave: NTNU.

Vaskinn, K. A., Løvoll, A. & Valstad, T., 2003. *Stability and Failure Mechanisms of Dams*, s.l.: Statkraft Grøner AS.

# Vedlegg A

Uskalerte resultattabeller fra modellforsøkene

$H_{\text{dam}}$  : Damhøyde

$q_{\text{init}}$  : Vannføring ved første registrerte bevegelse

$q_{\text{brudd}}$  : Vannføring ved brudd

$H_{\text{vann mag}}$  : Vannhøyde målt i magasin bak dam, kun tatt med verdier for testserie 4 med fullstendig fritt overløp

Testserie 1						
Dato	Test #	$d_{50}$ [mm]	$H_{\text{dam}}$ [mm]	$q_{\text{init}}$ [l/s/m]	$q_{\text{brudd}}$ [l/s/m]	Bruddpunkt
21/22.02.13	1.1	41	205	55.2	123.0	Topp av dam
25.02.2013	1.2	41	205	161.3	166.2	Topp av dam
27.02.2013	1.3	41	205	137.7	197.9	Topp av dam
01.03.2013	1.4	41	205	15.6	23.3	Plastring like over damtå
04.03.2013	1.5	35	175	28.2	67.0	Plastring
05.03.2013	1.6	35	175	153.1	153.1	Topp av dam
06.03.2013	1.7	35	175	163.6	163.6	Topp av dam
07.03.2013	1.8	35	175	28.5	28.5	Plastring
08.03.2013	1.9	27	135	43.1	43.1	Topp av dam
11.03.2013	1.10	27	135	76.7	86.2	Topp av dam
12.03.2013	1.11	27	135	50.3	79.2	Topp av dam
12.03.2013	1.12	27	135	13.3	16.4	Plastring

Testserie 2						
Dato	Test #	$d_{50}$ [mm]	$H_{\text{dam}}$ [mm]	$q_{\text{init}}$ [l/s/m]	$q_{\text{brudd}}$ [l/s/m]	Bruddpunkt
18.04.2013	2.1	41	205	91.3	91.3	Topp av dam
18.04.2013	2.2	41	205	56.4	70.0	Plastring like over damtå
19.04.2013	2.3	41	205	67.0	67.0	Plastring like over damtå
19.04.2013	2.4	41	205	61.0	73.1	Plastring like over damtå
19.04.2013	2.5	41	205	80.2	80.2	Plastring like over damtå
22.04.2013	2.6	41	205	144.6	166.1	Topp av dam
22.04.2013	2.7	41	205	161.8	175.6	Topp av dam
22.04.2013	2.8	41	205	152.3	163.9	Topp av dam
23.04.2013	2.9	41	205	162.6	162.6	Topp av dam
23.04.2013	2.10	41	205	138.0	138.0	Topp av dam

Testserie 3						
Dato	Test #	d <sub>50</sub> [mm]	H <sub>dam</sub> [mm]	q <sub>init</sub> [l/s/m]	q <sub>brudd</sub> [l/s/m]	Bruddpunkt
24.04.2013	3.1	41	205	31.5	73.1	Damtå
24.04.2013	3.2	41	205	118.5	118.5	Damtå
25.04.2013	3.3	41	205	144.6	164.1	Damtå/Topp av dam
25.04.2013	3.4	41	205	21.8	32.8	Plastring
26.04.2013	3.5	35	175	63.9	63.9	Topp av dam
26.04.2013	3.6	35	175	116.7	116.7	Topp av dam
26.04.2013	3.7	35	175	126.4	141.6	Topp av dam
26.04.2013	3.8	35	175	11.0	27.9	Plastring
28.04.2013	3.9	27	135	23.6	31.1	Damtå
28.04.2013	3.10	27	135	59.5	67.0	Damtå
29.04.2013	3.11	27	135	63.9	63.9	Damtå
29.04.2013	3.12	27	135	8.7	17.0	Plastring

Testserie 4							
Dato	Test #	d <sub>50</sub> [mm]	H <sub>dam</sub> [mm]	q <sub>init</sub> [l/s/m]	q <sub>brudd</sub> [l/s/m]	H <sub>vann,mag</sub> [mm]	Bruddpunkt
14.05.2013	4.1	35	175	76.2	82.3	251	Topp av dam
14.05.2013	4.2	35	175	115.1	115.1	292	Topp av dam
15.05.2013	4.3	35	175	121.8	121.8	295	Topp av dam
15.05.2013	4.4	35	175	25.2	31.5	195	Plastring
15.05.2013	4.5	41	205	80.7	97.5	307	Topp av dam
15.05.2013	4.6	41	205	153.3	153.3	358	Topp av dam
16.05.2013	4.7	41	205	157.5	182.8	377	Topp av dam

# Vedlegg B

Beskrivelse av bruddforløp og testobservasjoner fra modellforsøkene

Test #	Tid	Q [l/s]	Observasjoner
1.1	15:13:00		Start pumpe
	15:58:56	33.7	Stein løsner i plastringa i rad 3 sett fra bunn på nedre høyre side. Påvirker ikke stabiliteten til resten av dammen.
	12:07:44	75.2	Stabilitetsproblem av topp på venstre side. Toppsteiner velter ut og river med seg hele dammen bortover mot høyre. Fullstendig brudd.
1.2	13:04:00		Start pumpe
	13:52:00		Pumpe 2 kuttet, kapasitet nådd
	13:56:00		Start pumpe 2 på nytt
	14:13:33	101.4	Brudd på topp litt til venstre for midten av dammen. Raser ut noen steiner i topp som raskt eroderer et større område over 2/3 av topp og ca 1/4 ned på det meste.
1.3	16:01:00		Start.Forsøket er kjørt tidligere helt til kapasitet på pumpe 2 var nådd. Derfor rask stigning til 90 l/s.
	16:25:07	120.7	Område på ca 9 steiner (3 øverste rader) helt til venstre løsner. Øverste steiner uten stor grad av fastlåsing blir løftet ut. Mye sedimenter gjorde at dam ikke var synlig fra kamera vinkelrett på damsiden, men i ettertid ser man at steiner er plukket fra bakerste rad over hele damlengden.
1.4	13:49:00		Start
	14:00:28	7.8	Et område, ca 5 stein, nede i venstre hjørne raser ut like over den fastlåste damtåa og blottlegger støttefylling bak.
	14:10:45	14.2	Steiner raser ut like over damtå på høyre side og avdekker et område på samme størrelse som venstre kant, samt en stein løsner midt på dam. 40 sekunder senere raser det ut flere steiner på samme sted på høyre side, noe som resulterer i at hele plastringa forsvinner.
1.5	11:42:00		Start
	11:59:53	12.2	En stein midt på dammen flytter på seg og velter litt ut i dammen men er fremdeles på plass.
	12:02:45	17.2	Steinen som tidligere flyttet litt på seg forsvant nå og etterlot seg et lite hull midt i dammen.
	12:25:56		Stopp liten pumpe
	12:38:00		Start stor pumpe, testen fortsettes
	12:44:02	39.0	To steiner løsnet midt på dam, litt til venstre for senter. Dette førte til at resten av plastringa ble ustabil da 2 sekunder senere forsvant en stein på høyre kant litt nedenfor midten av dammen, som førte til at hele plastringen skled av fra høyre mot venstre.

1.6	13:19:00		Start
	14:18:20	93.4	Brudd i topp av dam. Startet i sentrum ved at et større område veltet ut. Plastring og støttefylling forvant ned 1/3 del av damhøyden.
1.7	13:08:00		Start
	13:57:42	99.5	Brudd starter i topp av dam, et par steiner blir revet med fra krona. Noen sekunder senere forsvinner resten, totalt brudd. Hele dammen ble ustabil, ser støttefylling beveger seg før hele plastringa veltes ut nærmest samtidig. Mistet opptak av vinkelrett på dam, kamera gikk tom for batteri.
1.8	11:29:00		Start
	11:57:24	17.4	3 steiner løsnet helt inntil venstre side, like under damkrona. Brudd, men testen forlenges for å studere videre effekt.
	12:04:16	18.7	2 steiner løsnet fra topp av dam helt inntil høyre kant. En stein løsnet også litt oppe i senter av dam, men avdekket ikke støttefylling
	12:08:54	20.5	Stein midt på dam, litt til høyre for senter velta ut i strømmen men ble liggende i en ny stabil posisjon.
	12:13:52	22.2	Steiner løsner like over damtå på venstre side, noe som fører til at nærliggende steiner følger etter og skaper en kjedereaksjon der bruddet raskt jobber seg utover mot høyre og hele dammen forsvant.
1.9	13:53:00		Start
	14:24:40	26.3	Initieringen av bruddet skjer ved steinen ytterst på damkrona helt inntil venstre side, samt steinen under. Nevnte steiner flytter litt på seg og skyves noe ut i strømmen, for deretter å løsne helt et par sekunder senere. Kan virke som hele damoverflaten ble ustabil, men med så små bevegelser at det ikke er mulig å se fra opptak, da det samtidig løsner to steiner fra forskjellige plasseringer i dammen. Deretter kan man se at høyre side synker litt sammen og dammen brytes fra begge sider og forplanter seg inn mot midten.
1.10	13:03:00		Start. Dammen har allerede blitt kjørt på pumpe 1 uten at bevegelse oppstod, starter pumpe 2.
	13:13:46	52.6	5/6 steiner løsner fra damkrona i senter dam, skaper et v formet hakk, og bruddet er i gang. Testen forlenges for å studere effekten.
	13:17:07	55.9	Umiddelbart ved økning av vannføring løsner flere steiner i topp helt til høyre på dam. Så løsner flere steiner rundt samme område som først forsvant, før en stein i selve plastringen løsner og totalt brudd oppstår. Vannføringen var akkurat økt og hadde ikke nådd full kapasitet.
1.11	11:16:00		Start
	11:25:59	30.7	To steiner løsner fra topp av dam på venstre side.
	11:30:07	48.3	Erosjon starter i punktet der steiner tidligere løsnet. Kronesteinene starter å løsne langsmed toppen, og fullstendig brudd oppstår. Opptak vinkelrett på damoverflaten gikk tapt.

1.12	13:55:00		Start
	14:01:27	8.1	En stein i midten av dam velter ut i strømmen.
	14:04:20	10.0	Plastringen sklir ut på midten av dam like over damtå.
2.1	10:36:00		Start
	10:49:18	55.7	5 steiner fra hver av de to bakerste radene av topp av dam løsner helt til høyre og noe av støttefylling følger med. En stein litt til venstre for sentrum løsner også. 10 sekunder senere sees bevegelse av en stein litt over damtå i sentrum av dam. Topp av dam velter ut litt til venstre for sentrum, samtidig som steinen i bunn løsner og plastringen sklir av på midten slik at hele dammen forsvinner.
2.2	12:41:00		Start. En stein rett over damtå i senter av dam løsnet under oppstart av pumpe 2. Forsvant sannsynligvis rundt 25 l/s og kameraene var ikke startet ennå. Steinen lå nok mer eller mindre fritt og løst da den forsvant mye tidligere enn under noen andre tester med samme steinstørrelse. Den etterlot seg et hull som tilsynelatende ikke påvirket stabiliteten ved daværende vannføring.
	12:52:17	42.7	Steiner rundt hullet begynner å skli ut og overliggende masser følger etter slik at hele plastringen sklir av momentant. Testen illustrerer faren ved enkelte svake punkter i damoverflaten, da dette gjerne blir et angrepspunkt der dammen til slutt brister.
2.3	08:24:00		Start
	08:34:50	40.9	Steiner like over fastlåst tå sklir ut samtidig over ett større område langs hele midten av dammen. Plastringen ovenfor følger etter.
2.4	11:14:00		Start
	11:30:13	44.6	Steiner over fastlåst tå starter bruddet over ett større område av dammen samtidig. På grunn av refleksjon av lys på damoverflaten ved damtå er det vanskelig å se bevegelser tydelig. Første bevegelser man ser fra opptak er at damoverflaten lengre opp på dammen starter å sige nedover. Det antas at små bevegelser ved damtå fører til at omkringliggende steiner replasserer og justeres. Denne situasjonen vil forplantes oppover i damskråning med stadig større utslag i bevegelser.
2.5	14:13:00		Start
	14:36:28	48.9	Område litt til venstre for senter sklir ut i bunn. Ovenforliggende masser følger etter og bruddet sprer seg i v form utover mot sidene. Alle tester i intervallet 2.2 -2.5 hadde lignende bruddforløp og bruddsted med damtå som svakeste punkt.



2.6	08:28:00		Start
	09:04:32	88.2	3 steiner løsner fra topp av dam helt til høyre. Kun stein fra bakre to rader, ikke ytterste kronestein.
	09:20:16	101.3	Kronestein litt til venstre for senter løsner og gjør umiddelbart hele topp ustabil. Resten av krone og damtopp forsvinner, og underliggende støttefylling og øvre del av skråningsvern forsvinner i varierende grad over damlengden. Det meste av selve plastringen er likevel inntakt, med unntak av et større område midt på. Testen ble stoppet umiddelbart etter dette.
2.7	11:18:00		Start
	11:59:42	98.7	To steiner løsner fra topp av dam helt til høyre på dammen
	12:00:13	98.7	En stein løsner fra bakerste rad i damkrone litt til venstre for senter samtidig med at en stein løsner fra damkrone helt på høyre side.
	12:08:51	107.1	3 steiner til løsner på venstre kant av topp. Erosjonsprosessen er i gang, da topp av dam og de 2 øverste radene av skråningsvernet løsner 8 sekunder senere på venstre side. Dammen eroderes så raskt i samme høyde litt over halve dammen fra venstre mot høyre.
2.8	14:22:00		Start
	14:50:41	92.9	2 steiner fra bakerste rad i kronevernet forsvinner fra venstre side.
	15:02:16	100.0	Øverste rad i skråningsvernet samt bakenforliggende topp av dam forsvinner i et større område på høyre side og støttefylling eroderes bak. Test avsluttes.
2.9	08:32:00		Start
	09:08:52	99.2	To bakerste rader tilsvarende topp av krone veltet ut på et område som dekket en tredjedel av dammens bredde på høyre side. Øverste stein i skråningsvern ble stående. Test ble avsluttet etter dette.
2.10	11:15:00		Start
	11:40:31	84.2	Stein i bakre rad på topp av dam forsvinner og gjør et større område ustabil. Kronestein og topp velter ut i dette område tilsvarende en fjerdedel av total bredde litt til høyre for senter. Støttefylling eksponeres og eroderes.
3.1	08:31:00		Start
	08:41:22	19.2	Stein løsnet midt på dam, antatt dårlig plassert stein i utgangspunktet da det ikke vises støttefylling bakenfor og hullet var relativt lite.
	09:28:27	44.6	Damtå sklir ut og tar med seg hele plastringen. Man starter å se bevegelse i midtseksjonen av dam der hele plastringen siger nedover. Dette er et resultat av at tåstein begynner å bevege seg.
3.2	12:17:00		Start
	13:17:35	72.3	Bruddet starter med at damtå sklir ut i senter av dam for deretter at plastringa følger etter umiddelbart.

3.3	08:28:00		Start
	08:50:36	66.0	En stein løsner fra høyre kant av damtopp og antas å være løs i utgangspunktet da ingen annen bevegelse registreres før man har nådd vannføringen vist under. Skal også nevnes at det registreres at flere steiner i bunn har sklir gradvis fremover under forsøket, der bevegelsen starter ca ved denne vannføringen.
	09:11:37	88.2	En stein forsvinner i topp av dam litt til høyre for senter.
	09:16:49	91.2	Steiner i damtå i senter av dam beveger seg litt frem, samt at 2 steiner løsner fra topp av dam en liten stund senere. Testen ville nok sannsynligvis gått til brudd her hvis den hadde blitt utsatt for denne vannføring over et lengre tidsintervall.
	09:24:27	100.1	Et område på høyre kant av damtopp velter ut samtidig som tåstein sklir ut i området som har beveget seg tidligere. Svært vanskelig å se hvor bruddet egentlig starter.
3.4	12:06:00		Start
	12:15:18	13.3	Stein replasserte seg i midten av dammen samtidig som et større område langs høyre kant beveger seg, men finner ny stabil orientering.
	12:22:41	20.0	Et område på 4-5 steiner omplasserer seg på topp av dam på venstre side.
	12:23:20	20.0	Bruddet starter ved at stein løsner fra samme område som nevnt over slik at hele området blir ustabil og skaper en kjedereaksjon der hele plastringen ryker.
3.5	07:55:00		Start, test kjørt på liten pumpe dagen i forveien opp til 36 l/s uten at bevegelse ble registrert
	08:13:51	40.9	Steiner starter å løsne på damtopp helt til høyre på dammen. Kan se ut som steinene treffer steiner i plastringen slik de blir ustabile. Hele damoverflaten blir ustabil og sklir ut i bunn fra høyre mot venstre.
3.6	09:55:00		Start
	10:31:42	71.2	Kronesteiner løsner helt til høyre på dammen og fører til at den øverste tredjedelen av dammen velter ut på stedet. Dammen eroderes så raskt i samme høyde fra høyre mot venstre.
3.7	13:13:00		Start
	13:36:58	77.1	4 steiner løsner fra bakerste raden av damtopp på et lite avgrenset område til høyre på dammen.
	13:44:22	86.4	3 steiner til løsner fra samme område og damtopp er helt fjernet på stedet med eksponering av underliggende støttefylling. Denne vannføring holdes i halvannet minutt lengre før testen stoppes.
3.8	15:46:00		Start
	15:51:32	6.7	En stein løsner midt på dam til venstre for senter. Omkringliggende stein både på over og undersiden siger noe ned til ny stabil posisjon.
	16:11:23	17.0	Plastringen løsner i et område like over damtå i senter av dam, noe som fører til at hele damoverflaten blir ustabil og sklir av dammen i varierende grad.

3.9	12:45:00		Start
	13:01:42	14.4	En stein løsner i selve plastringen rett over damtå på høyre side, støttefylling vises ikke.
	13:10:44	19.0	Bruddet initieres ved at damtå løsner litt til høyre for senter. Man får et typisk bruddforløp ved at ovenforliggende steiner mister fundamentet, blir ustabile og løsner, og bruddet brer seg i en v form utover mot sidene. Store deler av plastringen på venstre side er intakt da bruddet på høyre side fører til en konsentrasjon av vannføringen her, og man dermed får en mindre belastning av overstrømmende vann på andre deler av dammen.
3.10	15:39:00		Start
	16:08:11	36.3	En stein løsner fra bakerste rad på topp av dam, har ingen betydning for stabiliteten.
	16:28:10	40.9	Bruddet starter ved at damtå sklir ut litt til høyre for senter. Hele midtseksjonen blir umiddelbart ustabil og man får raskt et fullstendig brudd.
3.11	09:52:00		Start
	10:08:15	39.0	Bruddet starter med bevegelse av steiner i damtå som umiddelbart forplanter seg oppover langs damsiden. Steiner fra topp velter ut samtidig som plastringen sklir av ved damtå og hele skråningsvernet forsvinner.
3.12	10:48:00		Start
	10:52:46	5.3	Løs stein på overflaten løsner midt på dam til venstre for senter.
	11:01:58	7.8	Stein løsnet fra plastring like ovenfor damtå helt til venstre.
	11:04:38	10.4	Stein løsner i plastringen midt i senter av dam og starter en kjedereaksjon der flere steiner løsner fra forskjellige deler av dammen. Støttefyllingen eksponeres på flere steder. Steiner ovenfor faller ned og dekker delvis hullene, og større områder på damsiden beveger seg før ny stabil posisjon oppnås. Dette defineres som bruddtidspunktet for forsøket, men testen forlenges noe for å se hvor stabil den nye damoverflaten er.
	11:17:18	14.8	Det fullstendige bruddet oppstår ved at steiner blir ustabile i et av områdene på venstre side som replasserte seg tidligere. Området starter å sige sammen og steiner løsner fra topp av dam og raser ut.
4.1	12:11:00		Start
	12:34:54	46.5	En stein løsner i bakre rad. Første bevegelse.
	12:38:16	50.2	To steiner løsner helt i høyre kant av kronevernet, samtidig som 4 steiner løsner fra bakre rad nærmere senter. Støttefylling vises og noe eroderes. Bruddkriterie er oppnådd. Testen kjøres noe lenger for å se om bruddet utvikler seg. 3 minutter senere løsner steiner over et større område litt til venstre på dammen fra bakre rad, og overgang topp til skråning. Test avsluttes etter dette.
4.2	10:31:00		Start
	11:01:21	70.2	Steiner løsner i bakre rad i topp av dam flere steder samtidig. Helt til venstre på dam løsner ett større område med 4 steiner, og det samme gjør det litt til høyre for damsenter. Kritisk hastighet er nådd, og vannføringen holdes i ytterligere 2 minutter før testen avsluttes.

4.3	08:12:00		Start
	08:38:18	74.3	3-4 steiner løsnet fra bakerste steinrekke av damkrona litt til høyre for senter.
	08:40:45	74.3	3 steiner til løsner fra samme området. Det blir dannet et lite v-formet hakk i området og litt av fylling eroderes. Testen fortsettes i 10 minutter til der vannføring økes opp til 85 l/s uten at mer skade skjer.
4.4	10:25:00		Start, videoopptak ikke mulig, men bruddforløpet er basert på visuelle observasjoner
	10:40:30	15.4	Steiner flytter på seg i overgang mellom topp og damskråning, finner mer stabil posisjon.
	10:47:10	19.2	Steiner løsner like over damtå og plastringa sklir av på høyre side.
4.5	13:51:00		Start
	14:08:07	49.2	En stein løsner fra bakre rad av kronevern helt til høyre på dam
	14:09:05	49.2	Ny stein løsner fra bakre rad av topp litt til høyre for damsenter.
	14:20:11	59.5	Bruddet initieres ved at steiner løsner fra damkrona til venstre på dammen. Omkringliggende steiner blir umiddelbart dratt med og et stort område løsner og gjør hele dammen ustabil. Fullstendig brudd oppstår.
4.6	16:18:00		Start
	16:51:34	85.5	En noe flat stein løsner fra bakre rad i damkrona i senter av dam og legger seg stabilt i selve skråningen.
	17:07:17	93.5	Bruddet starter to steder samtidig i damkrona. Et område på ca 7 steiner løsner fra et område i senter av dam, samtidig som et større område helt til venstre på dammen velter ut. Området i mellom disse punktene eroderes raskt vekk og plastringen eroderes ned til litt over en tredjedel av dammens høyde. Høyre side har intakt plastring i hele damhøyden og bruddflaten skråner gradvis nedover mot venstre side.
4.7	10:17:00		Start
	10:49:14	96.1	En stein fra topp av dam løsner helt til venstre på dam, litt senere forsvinner også en stein helt til høyre på topp av dammen.
	11:00:29	106.0	Ny stein løsner fra bakre rad av damtopp.
	11:03:54	111.5	4 steiner løsner fra damtopp i senter av dam. Ca 10 sekunder senere løsner 7-8 steiner til i samme området. Bruddet lager et v formet hakk i dammen og støttefylling eroderes i bakkant. Test avsluttes umiddelbart etter dette.

# Vedlegg C

Bilder fra fullskalaforsøk utført ved Svartevassdammen høsten 2012

**Dam før test 1.1**



**Dam under test 1.1**



**Dam etter test 1.1**



**Dam før test 1.2**



**Dam under test 1.2**



**Dam etter test 1.2**



**Dam før test 1.3**



**Dam under test 1.3**



**Dam etter test 1.3**



**Dam før test 1.4**



**Dam under test 1.4**



**Dam etter test 1.4**

