

# Erosjossikring av elvebunn nedstrøms dammer fundamentert på løsmasser

**Tore Lie Falkenberg**

Bygg- og miljøteknikk (2 årig)

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Leif Lia, IVM

Medveileder: Jochen Aberle, IVM  
Aslak Løvoll, Norconsult AS

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for vann- og miljøteknikk





## MASTEROPPGAVE

*Student:*        *Tore Lie Falkenberg*

**Tittel:**        **EROSJONSSIKRING AV ELVEBUNN NEDSTRØMS  
DAMMER FUNDAMENTERT PÅ LØSMASSER**

### 1        **BAKGRUNN**

Ved forberedning av flommer ved dammer på løsmasser, må store mengder energi tas ut av vannet nedstrøms dammen. Det vil ofte måtte skje i et område som er sårbart for erosjon, samtidig som hastigheter og Froude-tall ligger langt utenfor det som er dekket av formelverk og tabeller. Økt kunnskap om erosjonssikring er nødvendig for å kunne lage gode og generelle dimensjoneringsregler for erosjonssikring i store vannhastigheter.

Det norske kraftselskapet SN Power bygger ut vannkraftprosjekt bl.a. i Sør-Amerika. Dammene som skal bygges for Cheves kraftverk i Peru (Andesfjellene), skal alle fundamenteres på løsmasser. Energien i vannet fra dammene må frigjøres rett nedstrøms dammene og det vil bli behov for omfattende erosjonssikring. I sum skaper dette et svært interessant eksempel for å studere og utvikle generelle retningslinjer for erosjonssikring med store vannhastigheter. Dammer og erosjonssikring i Cheves-prosjektet skal ferdigstilles i løpet av 2013, og det må derfor etableres et godt grunnlag for dimensjonering.

### 2        **HOVUDPUNKT I OPPGAVEN**

Formålet er å identifisere og vurdere de ulike former for utførelse av erosjonssikring med store vannhastigheter og Froude-tall. Det skal tas utgangspunkt i i erosjonssikring

med stein/blokker fra steinbrudd, men andre materialer kan også vurderes. Arbeidet vil inneholde følgende hovedpunkt:

- Studere litteratur for erosjonssikring med typiske utfordringer og løsninger knyttet til bruk av stein/blokker fra steinbrudd. Det vil være aktuelt å studere upublisert materiale fra modellforsøk og liknende utført i fagmiljøet tilknytta NTNU/NHL.
- Bygge en modellrigg for testing av erosjonssikring med variabler som
  - Vannhastighet
  - Froude-tall
  - Lengde og tykkelse på erosjonssikring
  - Luftinnblanding
  - m.fl.
- Gi en generell vurdering av
  - Steinstørrelse
  - Utforming av plastring
  - Orientering av stein
  - Nødvendig lengde
  - Nødvendig tykkelse
- Basert på Checras dam i Cheves prosjektet i Peru, diskutere forslag til utforming av erosjonssikring.
- Forslag til videre forskning

Innholdet i masteroppgava vil bli nærmere avgjort av veileder i samråd med samarbeidspartnere som knyttes til prosjektet, men må som minimum berøre de områder som er beskrevet i teksten.

### **3 VEILEDNING, DATA OG INFORMASJON**

Hovedveileder på NTNU vil være Professor Leif Lia. Medveiledere Professor Jochen Aberle og Dr.ing. Aslak Løvoll i Norconsult vil bidra med kunnskap om laboratorieeksperiment og om prosjektet og de faktiske forhold på stedet.

Diskusjon med og bidrag fra kollegaer og medarbeidere ved NTNU, Norconsult, SN Power og andre firma og organisasjoner er anbefalt. Bidrag som går inn i oppgava skal alltid refereres til på rett vis.

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

Oppgaven skal leveres i B5 format. Oppgaven skal skrives i et tekstbehandlingsprogram og figurer, tabeller, foto etc. skal være av god rapportkvalitet. Rapporten skal inneholde et sammendrag, ei innholdsliste, liste over figurer og tabeller, ei litteraturliste og

opplysninger om andre relevante referanser. Oppgaven skal leveres i DAIM i pdf-format og trykkes i minimum tre eksemplar som sendes til instituttet.

Sammendraget skal ikke gå over mer enn 450 ord og skal være egna for elektronisk rapportering.

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

Trondheim, 14. januar 2013



---

Leif Lia



Erosjonssikring av elvebunn nedstrøms dammer  
fundamentert på løsmasser

Tore Lie Falkenberg

9. juni 2013





## Forord

Denne rapporten er det avsluttende arbeidet av mastergradstudiet Bygg- og Miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU). Det er med både stolthet og vemod at jeg nå avslutter en fantastisk tid som student i Trondheim.

Arbeidet med masteroppgaven har vært svært interessant. Det har gitt muligheten til å anvende kunnskap fra tidligere i studiet, samtidig som jeg har lært mye nytt. Det har vært spesielt lærerikt å få utføre forsøk i laboratoriet, selv om dette til tider har bydd på både frustrasjon og fortvilelse. Modellforsøket har gitt meg praktisk innsikt i utførelse av erosjonssikring, noe som har bidratt til en økt forståelse av de fysiske prosessene bak masse-transport i elver.

Jeg vil rett en spesiell takk til professor Jochen Aberle, for tett oppfølging, gode faglige innspill og uvurderlig kompetanse på praktisk utførelse av erosjonsforsøk i laboratorie. Jeg vil også rette en stor takk til professor Leif Lia, for inspirasjon gjennom utdanningen og utallige interessante faglige diskusjoner og innspill. Videre vil jeg takke Samuel Vingerhagen og Geir Tesaker, som har vært viktige bidragsytere for å få konstruert modellriggen.

God lesing!

Trondheim, 9. juni 2013

A handwritten signature in black ink, reading "Tore Lie Falkenberg". The signature is written in a cursive style with a long, sweeping underline that extends to the right.

Tore Lie Falkenberg

## Abstract

A model study was conducted to investigate the scour of river revetments in supercritical flow. An adjustable gate was installed in a hydraulic flume to produce different water depths and velocities over a horizontal erosion protective apron. Both dumped rip rap and hand pitched stones, has been tested separately. The stone used for this research consisted of crushed rock, with average stone size diameter of  $d_s = 45 \text{ mm}$  . A section of grouted rip rap was placed upstream of the rip rap and hand pitched stones, to investigate the effect of the energy dissipation from grouted rip rap.

Conventional stability analysis methods that are available today are based on field or model tests of natural river material. The water velocities and Froude numbers used in this study are far beyond what is covered by conventional stability analysis methods. None for the studies presented in this report takes into account the interlocking force between the rocks in the hand pinched stone apron.

The main target of the model study was to investigate the functionality of the proposed erosion protection of dam Checras in Peru. The research show that erosion protection was stable for all combinations of gate opening at the highest regulated water level. An recomendated gate operation curve is presented based on measurement uncertainty, reduced rock density and unfavorable shape of the stones. Based on this operation curve, the recommended maximum water level in the reservoir must not exceed a depth of 8.5 m when the gate is fully opened.

The section of grouted rip rap contributes to increased stability of hand pitched stone at lower water depths. With increasing water depths, this effect decreases. This research showed that the section of grouted rip rap had little influence on the stability of the hand pitched stone when the submergence was  $\frac{y}{d_s} > 2.5$ .

This model study showed that hand pitched stone had greater stability than the dumped rip rap. It was also shown that hand pitched stone has a residual capacity with respect to global failure, after the defined failure criteria. In one of the tests, it was shown that hand pitched stone could withstand a flow increase of 22% from the defined failure criteria until it reached global failure.

This researche showed that hand pitched stone on a horizontal slope can withstand a higher load than what's recommended from conventional stability analysis methods when subjected to supercritical flow. The results

from the tests are compared with Maynords formula. A reduced coefficient of stability, from  $C_{s,may} = 0.3$  to  $C_{s,may} = 0.04$ , shows consistency between the formula and the measured result. This alternative coefficient of stability is based on few tests. It is important to highlight the need of further verification before the coefficient is used used for designing hand pitched stone apron subjected to supercritical flow.

## Sammendrag

Et modellstudie er utført for å studere erosjonssikring av stein i overkritisk strømning. En justerbar luke ble montert i en testrenne for å produsere forskjellige vanddybder og hastigheter over et horisontalt erosjonsbeskyttende dekke. Både rauset sikring og ordnet plastring har blitt studert hver for seg. I forsøket ble det benyttet knust sprengstein med gjennomsnittlig steinstørrelse  $d_s = 45$  mm. En seksjon med injisert plastringsstein ble plassert oppstrøms øvrig erosjonssikring, for å studere effekten av energidreping fra injisert plastring.

Beregningsmetodene fra etablert teori er basert felt- eller modellforsøk av naturlig elvemateriale. Hastighetene og Froude-tallene om studeres i dette forsøket er langt utenfor det som er dekket av dagens formelverk og tabeller. Ingen av beregningsmetoder som er presentert i denne rapporten tar høyde for innlåsningskraften i et plastret erosjonsdekke.

Hovedfokus i modellstudiet har vært å studere funksjonaliteten av den planlagte erosjonssikringen ved dam Checras i Peru. Forsøkene viser at erosjonssikringen var stabil for alle kombinasjoner av lukeåpning og HRV. En anbefalt operasjonskurve er presentert basert på måleusikkerhet, redusert tyngdetetthet og ugunstig form av steinene. Ved maksimal lukeåpning anbefales det i følge denne operasjonskurven at trykkhøyden i magasinet er lavere enn 8.5 m.

Seksjonen med injisert plastring bidrar til økt stabilitet av plastringsstein ved lavere vanddybder. Denne effekten avtar med økt dybde. Forsøket viste at seksjonen med injisert plastring har liten påvirkning på stabiliteten til plastringen ved dykningsgrad  $\frac{y}{d_s} > 2.5$ .

Modellforsøket har vist at plastret sikring gir høyere sikkerhet enn rauset sikring. Det er også vist at den plastrede sikringen har en restkapasitet med hensyn på globalt brudd, etter at den har gått til definert brudd. På et av forsøkene ble det vist at plastringen tålte en vannføringsøkning på 22 % fra definert brudd til globalt brudd.

Forsøkene viste at ordnet plastring på horisontalt underlag ved overkritisk strømning tåler en høyere belastning enn anbefalte verdier fra etablert teori. Resultatene er sammenlignet med Maynords formel. En redusert stabilitetskoeffisient fra  $C_{s,may} = 0.3$  til  $C_{s,may} = 0.04$  gir samsvar mellom beregningsmodell og måleresultat. Her er det viktig å underskreke at den alternative stabilitetskoeffisient er basert på få måledata, og må verifiseres før den benyttes til dimensjonering av plastringsdekke.

# Innholdsfortegnelse

<b>1</b>	<b>Innledning</b>	<b>3</b>
1.1	Bakgrunn . . . . .	3
1.2	Formål og omfang . . . . .	4
<b>2</b>	<b>Teori</b>	<b>7</b>
2.1	Kanalstrømning . . . . .	7
2.1.1	Normalstrømning og skjærspenning . . . . .	7
2.1.2	Energi . . . . .	8
2.1.3	Variert strømning . . . . .	10
2.1.3.1	Gradvis variert strømning . . . . .	10
2.1.3.2	Raskt variert strømning . . . . .	12
2.1.4	Lukestrømning . . . . .	12
2.2	Erosjonsprosessen . . . . .	14
2.2.1	Kraftlikevekt . . . . .	14
2.2.2	Bruddmekanisme for systematisk plastring . . . . .	16
2.3	Sikringsmetoder . . . . .	17
2.3.1	Energidreping . . . . .	17
2.3.2	Erosjonssikring med dekke av stein . . . . .	18
2.3.2.1	Raset sikring . . . . .	19
2.3.2.2	Systematisk plastring . . . . .	20
2.3.3	Andre sikringsmetoder . . . . .	22
2.4	Dam Checras . . . . .	22

<b>3</b>	<b>Beregningsmetoder</b>	<b>25</b>
3.1	Izbash . . . . .	25
3.2	Shields . . . . .	26
3.3	Raudkivi . . . . .	27
3.4	HEC-11 . . . . .	28
3.5	Maynard . . . . .	29
3.6	Hjulstrøms diagram . . . . .	29
3.7	Dimensjoneringsgrunnlag for overtopping av fyllingsdammer	30
3.8	Sammenligning . . . . .	30
<b>4</b>	<b>Metode</b>	<b>35</b>
4.1	Litteratursøk . . . . .	35
4.2	Oppsett modellforsøk . . . . .	36
4.3	Måleinstrumenter . . . . .	37
4.4	Laboratorieteknikk . . . . .	38
4.4.1	Skalering . . . . .	38
4.4.2	Parameterstudie . . . . .	39
4.5	Utvelgelse av stein . . . . .	40
4.6	Plastringsmetode . . . . .	42
4.7	Kvantifisering av innlåsningvinkel og prøveforsøk . . . . .	44
4.8	Forsøksplan . . . . .	44
4.9	Registrering av bruddvannføring . . . . .	46
<b>5</b>	<b>Innledende forsøk og målinger</b>	<b>49</b>
5.1	Kontrollmåling av stein . . . . .	49
5.2	Innlåsningvinkel . . . . .	50
5.3	Prøveforsøk . . . . .	50

<b>6</b>	<b>Plastringsforsøk</b>	<b>53</b>
6.1	Oppsett Checra	55
6.2	Forsøk med rauset sikring	56
6.3	Plastringsforsøk uten injisert plastring	56
6.4	Luftinnblanding	57
6.5	Globalt brudd av plastringsdekke	58
6.6	Tidsavhengighet	59
<b>7</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>65</b>
7.1	Klassifisering av stein	65
7.2	Innlåsningsvinkel	66
7.3	Forsøkernes variasjon	66
7.4	Sammenligning med etablert teori	67
7.4.1	Kritisk vannføring	67
7.4.2	Kritisk hastighet	68
7.4.3	Forslag til justert beregningsmodell	70
7.5	Påvirkningen av seksjon med injisert plastring	71
7.6	Plastringens utforming	72
7.7	Dam Checra	73
7.8	Modellusikkerhet	75
7.8.1	Skalaeffekter	75
7.8.2	Laboratorieeffekter	75
7.8.3	Tidseffekten	76
7.8.4	Stedlige effekter	76
7.8.5	Sikkerhetsfaktor	77
<b>8</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>79</b>
<b>A</b>	<b>Beskrivelse av forsøkene</b>	<b>85</b>
<b>B</b>	<b>Maynords stabilitetskoeffisient, justert</b>	<b>123</b>

# Figurer

1.1	Dam Checras . . . . .	4
2.1	Normalstrømning . . . . .	8
2.2	Energihøyde ved kanalstrømning . . . . .	9
2.3	Spesifikk energi . . . . .	10
2.4	Strømningsforhold . . . . .	10
2.5	Lenge vannstandsprang (Chow, 1959) . . . . .	13
2.6	Lukestrømning . . . . .	13
2.7	Kraftlikevekt . . . . .	15
2.8	Bruddmekanisme . . . . .	17
2.9	Energidrepere som fremprovosere store hastighetsgradienter (Vischer & Hager, 1995) . . . . .	19
2.10	Energidrepere som skape turbulens i grenselaget mellom luft og vann (Vischer & Hager, 1995) . . . . .	20
2.11	Dam Checras, juni 2012 . . . . .	23
2.12	Checras, tilgjengelig plastringsstein. Foto: Aslak Løvoll . . . . .	24
3.1	Shields diagram . . . . .	27
3.2	Koeffisient for sikringstykkelse (Jensen & Tesaker, 2009) . . . . .	30
3.3	Hjulstrøms diagram (Hjulström, 1935) . . . . .	31
3.4	Stabil steinstørrelse, elvebunn . . . . .	33
4.1	Skisse, modellforsøk . . . . .	36



4.2	Eksempel på forsøk ved $Q = 495\text{ l/s}$ . . . . .	37
4.3	Stein, akser. . . . .	41
4.4	Måling av stein . . . . .	41
4.5	Stein orientering . . . . .	43
4.6	Test av innlåsningvinkel . . . . .	45
4.7	Eksempel på forsøk med oppsett rauset, før og etter brudd .	46
4.8	Gjennomføring av forsøk . . . . .	47
4.9	Definert bruddtidspunkt for brudd ved økende vannføring .	48
5.1	Stein til plastringsforsøk . . . . .	50
5.2	Kornfordelingskurve . . . . .	50
6.1	Sammenligning, kritisk vannføring med inntegnet usikkerhet	55
6.2	Sammenligning, erosjonsforsøk . . . . .	56
6.3	Kritisk vannføring med inntegnet usikkerhet, oppsett Checras	59
6.4	Kritisk vannføring, oppsett Checras. Justerte verdier . . . . .	60
6.5	Innkommende kritisk hastighet, oppsett Checras. Justerte verdier . . . . .	61
6.6	Kritisk vannføring, rauset sikring . . . . .	61
6.7	Kritisk vannføring, plastringsforsøk uten injisert plastring .	62
6.8	Luftinnblanding ved $Q_{maks}$ . . . . .	63
6.9	Bruddtidspunkt . . . . .	64
7.1	Beregnet kritisk vannføring fra etablert teori mot målt kri- tisk vannføring i modellforsøket . . . . .	67
7.2	Beregnet kritisk hastighet fra etablert teori mot målt kritisk hastighet i modellforsøket . . . . .	69
7.3	Maynords beregningsmetode justert fra $C_{s,may} = 0.3$ til $C_{s,may} = 0.04$ . . . . .	70
7.4	Påvirkningen av seksjon med injisert plastring . . . . .	71
7.5	Påvirkningen av plastring . . . . .	72
7.6	Tillatt lukeåpning, dam Checras . . . . .	74

# Tabeller

2.1	Friksjonskoeffisienten . . . . .	11
2.2	Resultater fra modellstudie. Ordnet plastring av fyllingsdam (Lia et al., 2013) . . . . .	21
2.3	Nøkkeltall, dam Checras . . . . .	22
3.1	Grunnlag for HEC-11 . . . . .	28
3.2	Stabilitetsfaktor . . . . .	29
3.3	Beregningsmodeller, oppsummering . . . . .	32
4.1	Dimensjoner av forsøksrenna . . . . .	37
4.2	Måleinstrumenter . . . . .	38
4.3	Størelser, modell og prototype . . . . .	39
4.4	Parametere for bevegelse . . . . .	40
4.5	Veiledende krav til formfaktor for aksene $a > b > c$ . $d$ angir ønsket steinstørrelse. . . . .	42
5.1	Størrelse, vekt og form . . . . .	49
5.2	Steinenes form i forhold til veiledende krav . . . . .	51
5.3	Resultat prøvoforsøk . . . . .	51
6.1	Målreresultat, oppsett Checras . . . . .	57
6.2	Beregnete verdier, oppsett Checras . . . . .	58
6.3	Måleresultater, rauset sikring . . . . .	58

6.4	Beregnete verdier, rauset sikring . . . . .	59
6.5	Måleresultat, plastringsforsøk uten injisert plastring . . . . .	60
6.6	Beregnete verdier, plastringsforsøk uten injisert plastring . . . . .	60
6.7	Globalt brudd . . . . .	62
7.1	Forsøkenes variasjon . . . . .	66
7.2	Størrelsesforholdene for påvirkningen av seksjonen med injisert plastring . . . . .	72
7.3	Sammenligning av globalt og definert brudd . . . . .	73

# Symbolliste

$A$	=	areal
$\bar{a}$	=	gjennomsnittlig høyde
$a, b, c$	=	steinenes akser
$b$	=	bredde
$C_D$	=	drag-koeffisienten
$C_L$	=	løft-koeffisienten
$C_{s, may}$	=	stabilitetskoeffisient, Maynord
$C_t$	=	koeffisient for sikringstykkelse
$c_v$	=	tapskoeffisient, vena kontrakta
$d_s$	=	steinstørrelse
$\frac{dy}{dx}$	=	vannlinjens endring i forhold til underlaget
$Fr$	=	Froude-tall
$h$	=	lukeåpning
$h_f$	=	friksjonstap mellom to punkter
$I_0$	=	bunnhelning
$I_e$	=	energilinjens helning
$k$	=	tapskoeffisient avhengig av lukens form og relative åpning
$L$	=	lengden
$L_\beta$	=	innlåsningskraft
$N$	=	antall stein
$n$	=	porøsitet
$q$	=	enhetsvannføring
$q_f$	=	enhetsvannføring ved brudd
$Re_*$	=	Reynolds' tall
$R_h$	=	hydraulisk radius
$r_h$	=	momentarm til massesenter av steinen
$r_l$	=	momentarm til senter av dragkraftens angrepsflate
$s$	=	spesifikk tetthet
$SF$	=	stabilitetsfaktor, HEC-11

$v$	=	hastighet
$v_*$	=	skjærhastighet
$V_p$	=	volum porer
$V_{tot}$	=	volum av plastringsslag
$V_s$	=	volum stein
$W$	=	steinens vekt
$\bar{w}$	=	gjennomsnittlig vekt
$y$	=	dybde
$\Delta_Q$	=	usikkerhet, vannføring
$\eta$	=	pakkningsgrad
$\theta$	=	bunnhelning
$\mu$	=	middelverdi
$\tau_*$	=	dimensjonsløs skjærspenning
$\tau_c$	=	kritisk skjærspenning
$\nu$	=	kinematisk viskositet
$\rho$	=	vannets tetthet
$\bar{\rho}$	=	gjennomsnittlig tetthet
$\rho_s$	=	partikkelens tetthet
$\phi$	=	rasviklen for bunnmateriale
$\sigma$	=	luftinnblandingsfaktor
$\sigma_Q$	=	standardavvik, vannføring



# Kapittel 1

## Innledning

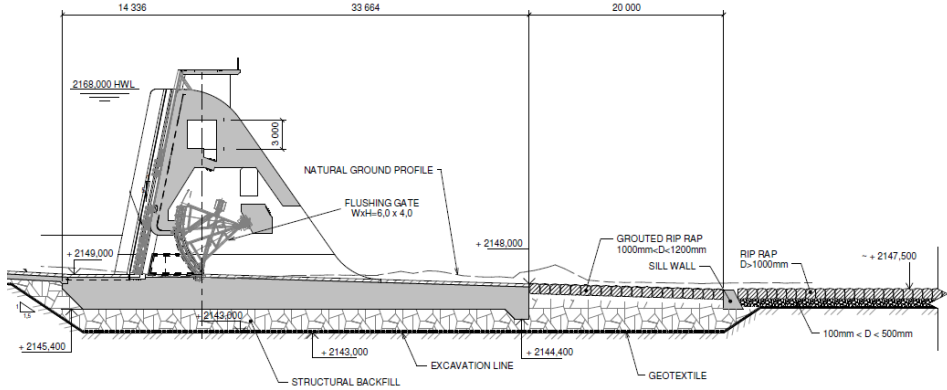
### 1.1 Bakgrunn

Ved forbiledning av flommer ved dammer på løsmasser må store mengder energi tas ut av vannet nedstrøms dammen. Det vil ofte måtte skje i et område som er sårbart for erosjon. Her kan det være strømningsforhold med hastigheter og Froude-tall som ligger langt utenfor det som er dekket av formelverk og tabeller. Økt kunnskap om erosjonssikring er nødvendig for å kunne lage gode og generelle dimensjoneringsregler for erosjonssikring i store vannhastigheter.

Det norske kraftselskapet SN Power bygger ut vannkraftprosjekt bl.a. i Sør-Amerika. Dammene som skal bygges for Cheves kraftverk i Peru, skal alle fundamenteres på løsmasser. Energien i vannet fra dammene må frigjøres rett nedstrøms dammene og det vil bli behov for omfattende erosjonssikring. I sum skaper dette et svært interessant eksempel for å studere og utvikle generelle retningslinjer for erosjonssikring med store vannhastigheter. Dammer og erosjonssikring i Cheves-prosjektet skal ferdigstilles i løpet av 2013, og det må derfor etableres et godt grunnlag for dimensjonering.

Dam Checras er inntaksdammen for Cheves kraftstasjon. Kraftverket har et lite inntaksmagasin som forutsetter regelmessige spylinger for å hindre oppbygg av sedimenter ved inntaket. Det er ikke etablert energidreper nedstrøms dammens flomluker. Designet forutsetter at vannstanden i magasinet senkes slik at flommen passerer under flomlukene med normalstrømning. Det er gått bort fra løsning med energidreper i betong grunnet elvens høye sedimentkonsentrasjon, og de hyppige spylingene. Man er redd

for at eventuel energiomsettningskonstruksjon vil oppleve betydelige erosjonsskader (Løvoll, 2012).



Figur 1.1: Dam Checras

## 1.2 Formål og omfang

Formålet med dette arbeidet er å identifisere og vurdere de ulike former for utførelse av erosjonssikring med store vannhastigheter og Froude-tall. Det skal tas utgangspunkt i erosjonssikring med stein fra steinbrudd. Arbeidet vil inneholde følgende hovedpunkt:

- Studere litteratur for erosjonssikring som diskuterer utfordringer og løsninger knyttet til bruk av stein fra steinbrudd.
- Bygge en modellrigg for testing av erosjonssikring med variabler som
  - Vannhastighet
  - Froude-tall
  - Lengde på erosjonssikring
  - Luftinnblanding
- Utføre modellforsøk, og gi en generell vurdering av
  - Steinstørrelse



- Utforming av plastring
  - Orientering av stein
  - Nødvendig lengde
- Basert på Checras dam i Cheves prosjektet i Peru, diskutere forslag til utforming av erosjonssikring
  - Forslag til videre forskning

Omfanget av modellforsøkene av erosjonssikring ved overkritisk strømning har blitt begrenset av tilgjengelig tid i laboratoriet. Det har derfor blitt fokusert på å studere oppførselen til den planlagte erosjonssikringen ved dam Checras i Peru. Her er det en kombinasjon av injisert plastring og ordnet plastring som har blitt studert. Det er også gjort mindre endringer i oppsettet for å undersøke hvordan de enkelte komponentene i det erosjonsbeskyttende dekket oppfører seg.

Basert på modellstudiet av erosjonssikringen til dam Checras har det blitt gjort noen generelle observasjoner av plastringssteiners oppførsel under overkritisk strømning. Disse observasjonene vil ligge til grunn for en drøfting av plastringens stabilitet ved overkritisk strømning, samt forslag til videre forskning på erosjonssikring ved overkritisk strømning.



# Kapittel 2

## Teori

I dette kapitlet følger en presentasjon av de hydrauliske forhold som er relevant for problemstillingen. Det er fokusert på hvilke krefter og energiforhold som er til stede i kanalstrømning, og hvilke prosesser som ligger bak løsrivelse av partikler utsatt for strømningskrefter. Videre presenteres vanlige tiltak for erosjonsbeskyttelse, samt en nærmere beskrivelse av forholdene ved dam Checras.

### 2.1 Kanalstrømning

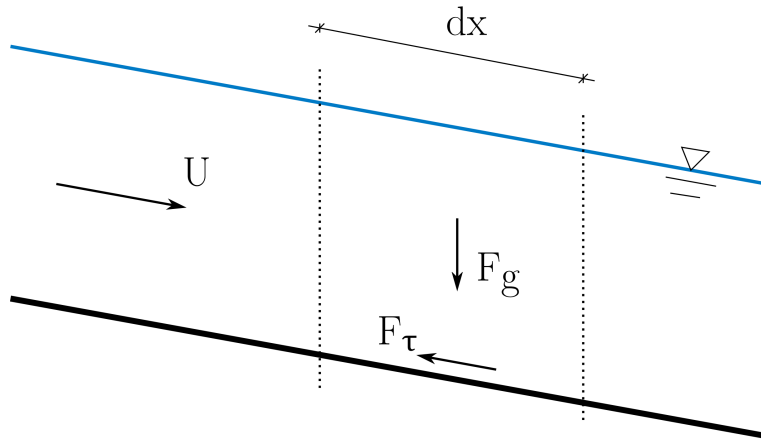
Dette delkapittelet presenterer kort hydraulikken i kanalstrømning. Stoffet er i basert på Chow (1959), hvor ikke andre kilder er oppgitt.

#### 2.1.1 Normalstrømning og skjærspenning

Normalstrømning er definert for tilfeller hvor følgende er oppfylt:

1. Vandybde, strømningstverrsnitt, hastighet og vannføring er konstant.
2. Vannlinjen, energilinen og bunnhelning er parallelle.

Dette inntreffer når den akselererende kraften fra vannets tyngde er lik den bremsende kraften fra friksjonen mot underlaget. Figur 2.1 viser kreftene som virker på vannet ved normalstrømning. For en bred kanal med helning  $I$  og dybde  $y$  vil disse kreftene, per enhetsbredde, være:



Figur 2.1: Normalstrømning

- Skjærkraft:  $F_\tau = \tau dx$
- Tyngdekraft:  $F_g = \rho g_x V = \rho g I y dx$

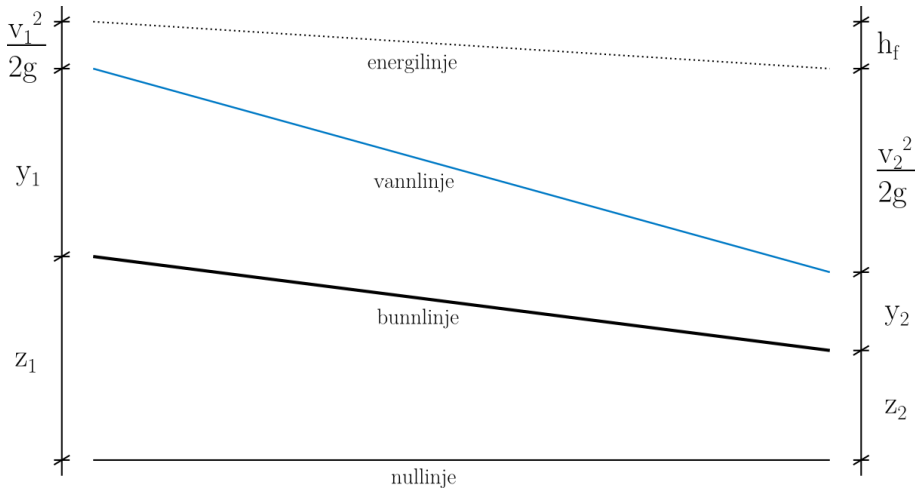
Ved å sette kreftene lik hverandre utledes uttrykket for skjærspenning:

$$\tau = \rho g y I \quad (2.1)$$

### 2.1.2 Energi

Energien ved frispeilstrømning er definert som summen av potensiell energi, trykkhøyde og hastighetshøyde. Vann som strømmer ned en helningen som vist i figur 2.2 mister potensiell energi ( $z_i + y_i$ ), men får økt kinetisk energi ved at hastigheten ( $v_i$ ) øker. Energitalpet på dette strekket er uttrykt som  $h_f$ . Etter termodynamikkens 1. lov kan følgende uttrykkes beskrive energien ved kanalstrømning

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (2.2)$$



Figur 2.2: Energihøyde ved kanalstrømning

Energien til strømmende vann kan beskrives ved å se på den spesifikke energien. Spesifikk energi er definert som summen av hastighetsenergi og dybde, gitt ved

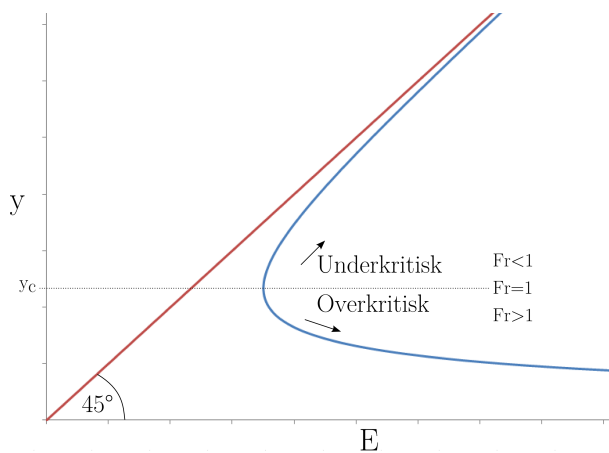
$$E = y + \frac{v^2}{2g} \quad (2.3)$$

Ved å holde vannføring og kanalbredde konstant, kan den spesifikke energien framstilles grafisk om vist i figur 2.3. Figuren viser at for én og samme energimengde kan man ha to forskjellige strømningsforhold. Ved overkritisk strømning vil hastigheten være høy og dybden lav. I underkritisk strømning vil dybden være høy og hastigheten lav. Dette vil gjelde for alle dybder med unntak minimumspunktet for  $E$ . Dette punktet omtales som kritisk vann dybde,  $y_c$ , og strømmingen er hverken underkritisk eller overkritisk.

En annen måte å beskrive vannets strømningsforhold på er ved Froude-tall, gitt ved

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad (2.4)$$

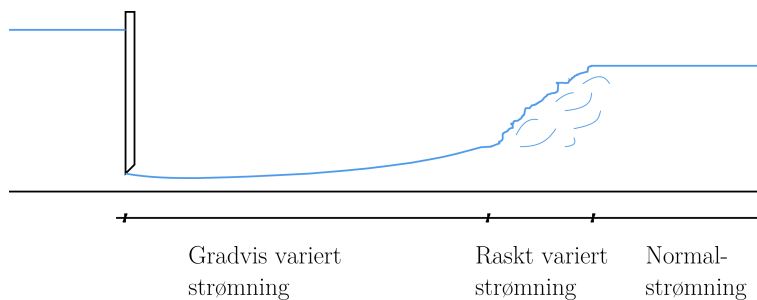
Ved å kombinere kontinuitetsligningen  $Q = vA$  og formel (2.3) blir  $Fr = 1$  ved kritisk dybde,  $y_c$ . Videre viser dette at strømmingen er underkritisk for  $Fr < 1$  og overkritisk for  $Fr > 1$ .



Figur 2.3: Spesifikk energi

### 2.1.3 Variert strømning

Når det ikke er balanse mellom friksjonskraften og tyngdekraften oppstår det variert strømning. Her vil ikke vannlinjen være parallell med bunnhelningen. Det er vanlig å skille mellom gradvis variert strømning og raskt variert strømning. En beskrivelse av variert strømning følger under og i figur 2.4.



Figur 2.4: Strømningsforhold

#### 2.1.3.1 Gradvis variert strømning

I gradvis variert strømning er vannlinjens endring så liten at den kan beregnes trinnvis fram til hvordan vannlinjen utvikler seg. Basert på formel (2.2)

kan følgende utledes

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I_0 - I_e}{1 - Fr^2} \quad (2.5)$$

- $\frac{dy}{dx}$  - vannlinjens endring i forhold til underlaget
- $I_0$  - bunnhelning
- $I_e$  - energilinjens helning
- $Fr$  - Froude-tall,  $Fr = \frac{v}{\sqrt{gD}}$

Vannet blir bremsset av underlagets ruhet. Det er vanlig å benytte Darcy-Weisbachs ligning, formel (2.6), for å beskrive dette friksjonstapet

$$h_f = f \frac{v^2 L}{8gR_h} \quad (2.6)$$

$$S_f = \frac{h_f}{dx} = f \frac{v^2}{8gR_h}$$

- $h_f$  - friksjonstap mellom to punkter
- $v$  - vannets hastighet
- $L$  - lengden mellom to punkter
- $R_h$  - hydraulisk radius
- $S_f$  - helningen på energilinja
- $f$  - friksjonskoeffisienten (tabell 2.1)
- $d_{84}$  - steinstørrelse (indeks angir vektprosent av steinene som er innenfor denne steinstørrelsen)

Formler for beregning av friksjonskoeffisienten	
(Limerinos, 1979)	$f = \frac{1}{\left[2.03 \log\left(\frac{R_h}{d_{84}}\right) + 1.2\right]^2}$
(Bathurst, 1985)	$f = \frac{8}{\left[5.62 \log\left(\frac{y}{d_{84}}\right) + 4\right]^2}$
(Rice et al., 1998)	$f = \frac{8}{\left[5.1 \log\left(\frac{y}{d_{84}}\right) + 6\right]^2}$

Tabell 2.1: Friksjonskoeffisienten

### 2.1.3.2 Raskt variert strømning

Ved raskt variert strømning vil det ikke være en hydrostatisk fordeling av trykket, og friksjonen i grenselaget mellom vann og underlaget er tilnærmet ubetydelig. Dette kan gjelde for en rekke strømningstilfeller. I denne rapporten er det fokusert på raskt variert strømning som gir et vannstandsprang.

Når en strømning går fra overkritisk ( $Fr > 1$ ) til underkritisk ( $Fr < 1$ ) oppstår et vannstandsprang. Strømmen endrer seg raskt fra liten dybde og høy hastighet til lavere hastighet og større dybde. Figur 2.4 viser en skisse av et vannstandsprang. Ved momentbetraktning utledes følgende forhold mellom vanndybden oppstrøms og nedstrøms vannstandspranget

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr_2^2} - 1) \quad (2.7)$$

- $y_1$  - dybde oppstrøms vannstandspranget
- $y_2$  - dybde nedstrøms vannstandspranget
- $Fr_2$  - Froude-tall,  $Fr = \frac{v}{\sqrt{gD}}$ , nedstrøms vannstandspranget

Lengen på vannstandspranget vil være avhengig av Froude-tallet til den innkommende vannstrålen. Det har ikke latt seg gjøre å utlede noen analytisk formel for lengden av et vannstandsprang, men en rekke eksperimentelle forsøk har blitt utført. Figur 2.5 viser at følgende overslagsmessige formel kan benyttes for å beregne lengden av vannstandspranget

$$L = 6y_2 \quad (2.8)$$

for  $4 < Fr < 18$

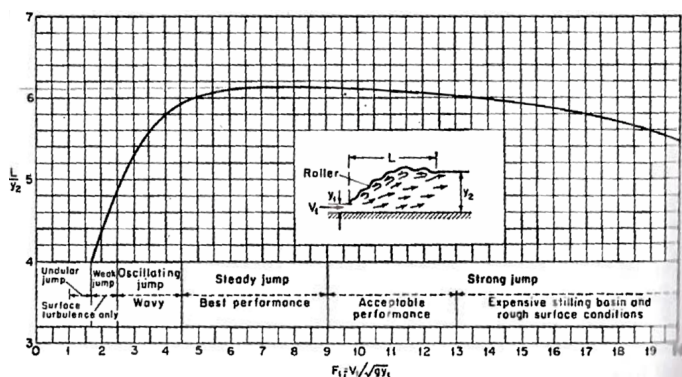
### 2.1.4 Lukestrømning

Strømningen gjennom en luke er skissert i figur 2.6. Gitt at hastigheten oppstrøms luka er tilnærmet lik null, kan følgende formel for vannføring utledes

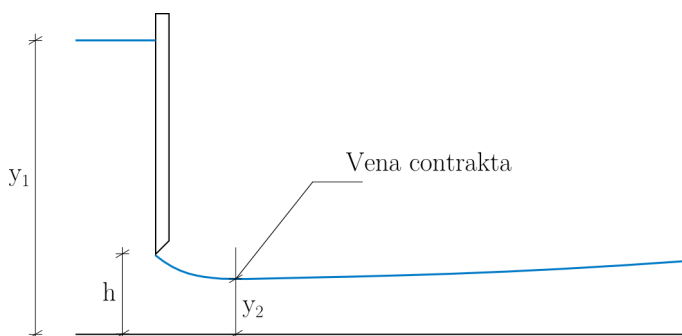
$$Q = hbk\sqrt{2gy_1} \quad (2.9)$$

- $b$  - lukens bredde
- $k$  - tapskoeffisient, avhengig av lukens form og relative åpning





Figur 2.5: Lenge vannstandsprang (Chow, 1959)



Figur 2.6: Lukestrømning

Punktet hvor vanddybden nedstrøms luken er på sitt laveste kalles vena contracta. Denne befinner seg som regel nedstrøms for luka med en distanse som er lik én lukeåpningen (Chow, 1959).

Videre gjelder (Naudascher, 1992):

$$k = \frac{C_v}{\sqrt{1 + C_v \frac{h}{y_1}}} \quad (2.10)$$

$$y_2 = hC_v \quad (2.11)$$

## 2.2 Erosjonsprosessen

Når vann strømmer gjennom områder med løsmasser kan partikler løsri-  
ves. Partikkelbevegelsen kan enten være i form av bunnlast eller suspen-  
dert masse. Her vil partikkelen henholdsvis rulle langs bunnen, eller være  
oppløst i vannmassene. Så lenge hastigheten er stor nok vil partikkele-  
ne transporteres. Hvis hastigheten reduseres tilstrekkelig kan suspenderte  
partikler avsettes eller rullende bunnlast stoppe opp. Erosjon er definert  
som tilfeller hvor det løsriver mer partikler enn det avsettes.

Erosjon kan typisk inntreffe ved flomperioder eller regulering av kraftverk.  
Lokal erosjon kan inntreffe rundt eller nedstrøms hydrauliske konstruksjo-  
ner, i yttersving eller innsnevring av elveleie, nedstrøms erosjonsbyttet  
område, ved graving og blottlegging av lett eroderbare masser eller i over-  
gangen fra et ueroderbart til eroderbart parti av et elveleie.

I vassdragsteknisk sammenheng utgjør erosjonsbeskyttelse av flomløpet  
til reguleringsmagasin en svært sentral utfordring. I flomløpet vil vannet  
kunne ha både høyere vannføring og energi enn hva som var normalt i  
elveleiet før vassdraget ble regulert. Man er avhengig av å etablere en  
trygg, kostnadseffektiv og driftsikker metode å føre vannet tilbake i sitt  
naturlige elveløp på.

### 2.2.1 Kraftlikevekt

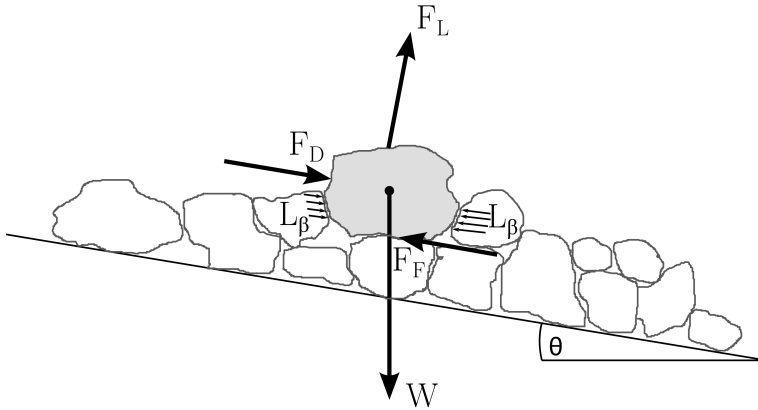
Ved å se på kreftene som virker på en partikkel kan man avgjøre om den  
er stabil mot bevegelse eller ikke. Kreftene som virker på en partikkel er  
skissert i figur 2.7. Her er

$$F_D = \rho C_D A_D \frac{v^2}{2} \quad (2.12)$$

$$F_L = \rho C_L A_L \frac{v^2}{2} \quad (2.13)$$

$$W = \rho_s g V \quad (2.14)$$

$$F_F = W \cos \theta \tan \phi \quad (2.15)$$



Figur 2.7: Kraftlikevekt

- $C_D$  - drag-koeffisienten
- $C_L$  - løft-koeffisienten
- $A_D$  - eksponert oppstikkende areal
- $A_L$  - eksponert horisontalt areal
- $\rho$  - vannets tetthet
- $v$  - hastighet foran partikkel
- $\rho_s$  - partikkeltetthet
- $V$  - volum, partikkel
- $\theta$  - bunnhelning
- $\phi$  - partikkelens friksjonsvinkel

Låsekraften,  $L_\beta$ , er ikke beskrevet i faglitteraturen som omhandler kraftlikevekt i forbindelse med erosjon.

Ved likevekt mellom drivende og stabiliserende krefter vil partikkelbevegelse ved glidning inntreffe hvis

$$F_D + W \sin \theta > (W \cos \theta - F_L) \tan \phi \quad (2.16)$$

Steiner som er for store til å gli kan fortsatt løsrives fra sin posisjon ved å rulle. Det må derfor kontrolleres for velting om steinens nedre tå. For steinen i figur 2.7, med momentarmene  $r_h$  og  $r_l$ , vil partikkelbevegelse ved velting inntreffe hvis

$$(F_D + W \sin \theta)r_h > (W \cos \theta - F_L)r_l \quad (2.17)$$

$r_h$  - momentarm til massesenter av steinen

$r_l$  - momentet til senter av dragkraftens angrepsflate

For et punkt i en kanal, hvor det antaas at steinene har tilnærmet lik tetthet, kan en eller flere av følgende betingelser være årsaken til partikkelbevegelse

- Steinen har for lav vekt
- Steinen har ugunstig form og er sårbar for rulling
- Steinen har stor kontaktflate mot vannet normalt på strømningsretning, slik at dragkraften blir for stor
- Steinen har stor kontaktflate mot vannet parallelt med strømningsretningen, slik at løftkraften blir for stor

## 2.2.2 Bruddmekanisme for systematisk plastring

(For nærmere beskrivelse av systematisk plastring, se underkapittel 2.3.2.2)

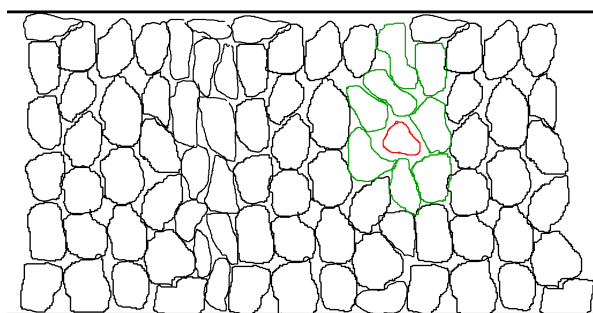
Systematisk plastring består at et lag med stein som er nøye plassert, en etter en, av en gravemaskin. Det er viktig å bruke stein som har mest mulig homogen størrelse og form. I et optimalt plastret erosjonsdekke vil alle steinene være plassert slik at de er innlåst mellom sine nabosteiner. Graden av innlåsing vil derfor være avgjørende hvor stabil erosjonssikringen er.

Brudd for et dekke av plastret stein er definert som det øyeblikket hvor én stein flyttes vekk fra sin posisjon (Aberle, 2013). Når en stein blir flyttet fra sin posisjon, kan det underliggende filterlaget eroderes bort. Underlaget for omkringliggende plastringsstein blir ustabil. Holder denne vannføringen seg stabil over lengre tid, står plastringen globalt sett i fare for å ryke.

Når erosjonssikringen blir påkjent av en vannføring, vil enkelte stein i plastringen begynne å få små interne bevegelser. Dette kan føre til at steiner endrer sitt kontaktmønster. Ved slike bevegelser kan det oppstå situasjoner hvor steiner innlåses i en bue rundt en stein som blir frittliggende. Prinsippet er skissert i figur 2.8. Her har den røde steinen mistet sin kontaktflate mot alle sine nærliggende steiner. Denne steinen vil globalt sett være den

som har dårligst innlåsning og være den første til å ryke om vannføringen blir stor nok.

Ofte vil et plastret erosjonsdekke være stabilt selv om et par steiner blir flyttet fra sin posisjon (Lia, 2013). Like vel designes alltid plastret erosjonssikring etter den vannføringen hvor en stein flyttes fra sin posisjon, da dette øker faren for globalt brudd. Et plastret erosjonsdekke er derfor aldri sterkere enn den svakeste steinen.



Figur 2.8: Bruddmekanisme

## 2.3 Sikringsmetoder

Det finnes en rekke metoder for å føre flomvann tilbake i sitt naturlige elveløp på. I de fleste dam- og reguleringsprosjekter er erosjonssikring utført med en kombinasjon av energidreping og et etterfølgende erosjonsbeskyttende dekker.

Metoder for energidreping og erosjonsbeskyttende dekke er beskrevet under. Valg av løsninger vil være basert på damtype, topografiske og geologiske forhold, hydrologi, kostnad og sikkerhet.

### 2.3.1 Energidreping

Ved regulering av vassdrag vil vannstanden ofte heves betydelig i forhold til sitt naturlige elveløp. Ved forbigående av flom vil denne vannstandsøk-

ningen føre til at vann avledes med langt høyere energi enn hva som tidligere har vært normalt i elveleiet. Flomavledning kan føre til overkritisk strømning i elveleiet nedstrøms dammen. Overkritisk strømning har et høyere potensial til å forårsake uønskede erosjonsskader enn underkritisk strømning. Det er derfor ønskelig å etablere konstruksjoner som tar ut denne overskuddsenergien av vannet. Energidreperer er en samlebetegnelse for slike konstruksjoner.

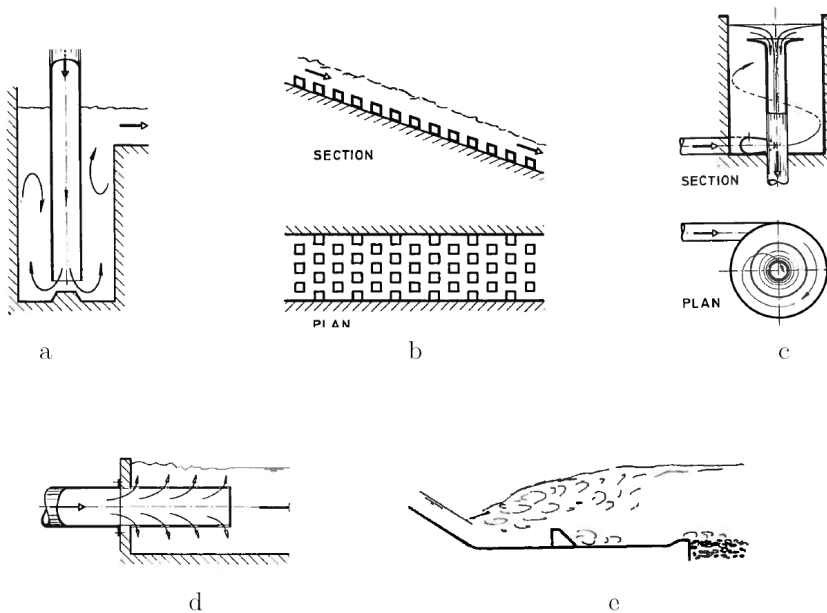
Felles for energidreperer er at de tar ut energien i form av turbulens og hvirvling, og dermed senker hastigheten. I vassdragsteknisk sammenheng er det i hovedsak på to metoder å ta ut energien på vannet fra (Escarameia, 1998):

- Fremprovosere store hastighetsgradienter (figur 2.9). Dette kan gjøres med:
  - strømningsavbøyerer (a)
  - kanal med høy ruhet (b)
  - virvelstrømningskammer (c)
  - strømningsseksjon (d)
  - terskel for heving av undervann og fremprovosering av vannstandsprang (e)
- Skape turbulens i grenselaget mellom luft og vann (figur 2.10). Dette kan gjøres med:
  - fri vannstråler (a)
  - skihopp (b)

### 2.3.2 Erosjonssikring med dekke av stein

Stein er det klart vanligste byggemateriale for etablering av erosjonssikkert dekklag. Stein er et fleksibelt byggemateriale og kan som kan utformes på stedet etter konstruktørens ønsker. Ved enkelte vassdragsprosjekter kan man finne egnet stein i nærheten av sikringsområdet som kan benyttes direkte i sikringen uten etterbehandling.

Hvis erosjonsdekket skal utføres i nærheten av fjellsprenningsaktivitet kan sprengstein benyttes direkte i sikringsdekket. Alternativt kan løse stein



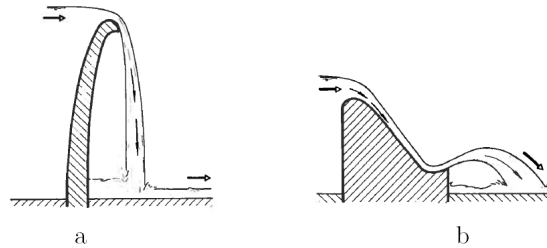
Figur 2.9: Energidreperer som fremprovosere store hastighetsgradienter (Vischer & Hager, 1995)

muligens finnes i elveleiet. Slike stein vil være avrundet i kantene grunnet elven eller breen erosjon. Maynard (1989), Abt & Johnson (1991) og terskelforsøk ved VHL (1969) viser at sprengstein gir større sikkerhet enn avrundet elvestein.

### 2.3.2.1 Rauset sikring

Rauset sikring består av et eller flere lag med dumpet steinmasser. Steinmassene kan både være ensgradert eller samfengt. Dette er den vanligste metoden for sikringsdekke av stein. Modellstudiene som er presentert i kapittel 3 er utelukkende basert på rauset sikring eller naturlig elvemateriale.

Som vist i figur 2.7 vil låsing mellom steiner kunne inntreffe. Det er ikke garantert at en slik innlåsning finner sted over et helt erosjonsdekket av rauset stein. Det kan være områder langs sikringen hvor steinen ligger løst lagret som er spesielt sårbar for erosjon. Innlåsingskraften faller derfor bort som en faktor for stabilitet og det blir kun steinenes friksjonsvinkel og vekt



Figur 2.10: Energidreperer som skape turbulens i grenselaget mellom luft og vann (Vischer & Hager, 1995)

som blir avgjørende for stabiliteten.

En vanlig definisjon for brudd i en tilfeldig ordnet plastring er den vannføringen som gir blottlegging av filtermaterialet under plastringen (Abt & Johnson, 1991), (Robinson et al., 1998). Grunnet plastringslaget tykkelse vil etterfylling og reparasjoner av plastringslaget være mulig i tilfeller hvor kun det øvre laget av sikringen har blitt erodert bort. En annen fordel ved rauset plastring er at den vil være mulig å plassere i strømmende vann, i motsetning til systematisk plastring som må plasseres på et tørt underlag.

### 2.3.2.2 Systematisk plastring

Faglitteraturen gir lite henvisninger til hvordan systematisk plastring skal utføres. Ved å plassere blokkene tett inntil hverandre oppnåes en større låsekraft mellom steinene enn ved rauset sikring. Samtidig kan vi forvente at ruheten blir lavere enn for rauset sikring. Sikringslaget vil i mindre grad redusere hastigheten til vannet (Jensen & Tesaker, 2009). Som vist i underkapittel 2.2.1 vil de drivende kreftene være avhengig av vannets hastighet. Ved å ha en høyere ruhet vil det bli en lavere belastning på sikringslaget når hastigheten reduseres.

På 60-tallet ble det utført en rekke plastringsforsøk ved Vassdrags- og havnelaboratoriet i Trondheim. Rapporter eller publikasjoner fra disse forsøkene har ikke latt seg oppdrive, men det er henvist til disse forsøkene i NVEs erosjonsveileder (2009):

*Vi mangler gode metoder for å beregne nødvendig steinstørrelse for denne typen plastring. Stabilitetsundersøkelse av kanal-*



plastring (Lysne 1965) viste at blokker med liten eksponert flate i forhold til volumet, dvs. lang akse normalt på strømrørning er vesentlig mer stabil. (...) [modellstudiet] ga så stor spredning i forsøksresultater at det var vanskelig å gi beregningsanvisninger. (Jensen & Tesaker, 2009)

Forsøkene utført på løsmasseterskler ved SINTEF i 1982 viste at modellstudiet til Lysne ikke ga grunnlag for å benytte mindre steiner i ordnet plastring sammenlignet med rauset sikring (Jensen & Tesaker, 2009). Erosjonsveilederen (2009) skriver videre at kubisk stein bør benyttes ved systematisk plastring.

Nyere forskning ved NTNU tyder på at ordnet plastring kan gi betydelig bedre sikkerhet enn rauset sikring (Lia et al., 2013). I 2012 ble det utført modellforsøk for sikkerheten til ordnet plastring for nedstrøms skråningsvern av fyllingsdammer. I motsetning til Erosjonsveilederen (2009) anbefaler Lia, Vartdal, Skoglund og Campos (2013) å benytte noe mer avlang stein. Følgende anvisninger er brukt ved utførelse av plastringen i modellforsøkene:

- Steinenes lengste akse (a-aksen i følge figur 4.3) står normalt på underlaget.
- Det skal ikke være synlige glipper mellom steinene i plastringslaget.
- Steinene skal låses i et mønster, slik at alle steinene er i kontakt med en annen stein på alle kanter (Lia et al., 2013).

Et utdrag fra resultatene av modellstudiene er gjengitt i tabell 2.2. Her ble helningen på steinenes lengste akse i forhold til underlaget variert.

Vinkel [°]	Bruddvannføring [m <sup>2</sup> /s]
Tilfeldig (rauset sikring)	2.1
36.7	5.1
62.7	6.3 - 8.3*
70.7	8.3*

\* Dammene gikk ikke til fullt brudd

Tabell 2.2: Resultater fra modellstudie. Ordnet plastring av fyllingsdam (Lia et al., 2013)

### 2.3.3 Andre sikringsmetoder

Betongplater kan benyttes i området hvor god stein er kostbar eller vanskelig å oppdrive. Platene er ofte prefabrikkerte og kan enten være løst plassert eller koblet med kabler. Platene støpes i en form som gir god innlåsning mellom enhetene (Escarameia, 1998).

Gabioner består av mindre stein innpakket i et gitter. Små stein, som opprinnelig ville bli erodert, låses sammen av et gitter og blir stabile ved at den samlede vekten til en gabion blir stor nok til å motstå kreftene fra de strømmende vannet. Metoden er godt egnet i områder hvor stor stein ikke er tilgjengelig. Gabioner kan være stabile på vannhastigheter opp mot 5 - 6 m/s. (Escarameia, 1998)

Injisering av plastringsstein kan utføres hvis man ønsker å øke sikkerheten til plastringslaget ytterligere. Metoden kan utføres på rauset plastring, men er mest vanlig for systematisk plastring (Escarameia, 1998). Jysemasse kan enten helles over plastringssteinen, eller injiseres i mellomrommet mellom steinene. Det er viktig å ta høyde for at sikringsdekket blir en stiv og impermeabel plate, så tiltak mot poretrykkoppbygging eller differensialsetninger må utføres hvis dette kan føre til skader på de hydrauliske konstruksjonene.

## 2.4 Dam Checras

Cheves vannkraftprosjekt, dam Checras	
Dimensjonerende flom ( $Q_{1000}$ )	250 m <sup>3</sup> /s
Magasinvolum	590 000 m <sup>3</sup>
Slukeevne	33 m <sup>3</sup> /s
HRV	19 m

Tabell 2.3: Nøkkeltall, dam Checras

Dam Checras ligger i Peru, 130 km nord for Lima og eies av SN Power. Anlegget er under bygging og er planlagt å stå ferdig i løpet av 2013. Dammen er reguleringsmagasin og inntak til Cheves kraftverk. Figur 2.11 gir et inntrykk av geologien i nedbørsfeltet. I flomperioder vil det bli betydelig mengder oppbygging av sedimenter i inntaksmagasiner. Sedimentene spyles ut av tre flomluker i betongdammen.



Figur 2.11: Dam Checras, juni 2012

Dammen har et relativt lite reguleringsmagasin, hvor magasinvolümet tilsvaret omtrent fem timer med maksimal slukeevne i kraftverket.

Nedstrøms dammen er følgende erosjonssikring utført:

- En 34 m lang av bunnplate av betong
- 20 m med innstøpt plastringsstein,  $1000\text{mm} < D < 1200\text{mm}$
- “Sill wall” (Terskel for ekstra erosjonssikring mellom innstøpt og ikke innstøpt plastringsstein)
- 28 m med plastringsstein,  $D > 1000\text{mm}$

Det er planlagt å benytte elvestein fra området i plastringen. Steiner som er større enn anvisningen over blir splittet for å komme innenfor størrelseskravene. Figur 2.12 viser et eksempel stein som er planlagt å benytte

Det er ikke utført tiltak for energiomsetning. Designet forutsetter at vannstanden i magasinet senkes slik at flommen passerer under flomlukene med normalstrømning (Løvoll, 2012).

Det er gått bort fra løsning med energidreperbasseng i betong grunnet elvens store sedimentkonsentrasjon. Det er vurdert at eventuell energiomsetningskonstruksjon vil oppleve betydelige erosjonsskader (Løvoll, 2012).



Figur 2.12: Checras, tilgjengelig plastringsstein. Foto: Aslak Løvoll

# Kapittel 3

## Beregningsmetoder

I dette kapitlet vil det bli presentert modellforsøk og feltstudier av løsmasser i bratte og slake elver, samt modellstudier av fyllingsdammer med gjennomstrømning i kjernen. Som vist under har ingen av studiene tatt høyde for innlåsingskraften ved ordnet plastring. Som det står i Erosjonsveilederen (2009), har vi generelt *“lite data om hvor mye plastring tåler”*.

### 3.1 Izbash

Basert på kraftlikevektprinsippet, beskrevet i avsnitt §2.2.1, utviklet Izbash følgende formel for stabil steinstørrelse

$$d_s = C_D \frac{r_h}{r_l} \cdot \frac{v^2}{2g(s-1)(\cos\theta - \sin\theta)} \quad (3.1)$$

- $d_s$  - stabil steinstørrelse (m)
- $C_D$  - drag-koeffisienten
- $r_h$  - momentarm til massesenter av steinen
- $r_l$  - momentarm til senter av dragkraftens angrepsflate
- $v$  - hastighet foran partikkel
- $s$  - spesifikk tetthet ( $\rho_s/\rho$ )
- $\theta$  - bunnhelning ( $^\circ$ )

Formelen over er analytisk utledet, men baserer seg på dragkoeffisienten  $C_D$ . For alle praktiske tilfeller vil denne være vanskelig å bestemme analytisk. Izbash utførte laboratorie- og feltforsøk for å bestemme forholdet

$C_D \frac{r_h}{r_l}$  (Izbash & Khaldre, 1959). Beregningsmetoden er gyldig for avrundet stein i elver med liten helning

$$d_s = \left( \frac{v}{1.2} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g(s-1)} \quad (3.2)$$

## 3.2 Shields

Shields (1936) utførte forsøk for å avdekke mekanismene bak begynnende bevegelse av partikler langs elvebunnen. Modellforsøk med rektangulære renner i tre og glass ble benyttet. Rav, brunkull, granitt og barytt av forskjellig størrelse ble studert. Han fikk med dette vist en sammenheng mellom både steiners størrelse og form. Hvert bunnmateriale ble forsøkt med fire forskjellige helninger på kanalen. Vannføring ble gradvis økt til partiklene begynte å bevege seg. Det ble funnet en sammenheng mellom de dimensjonsløse parametrene  $\tau_*$  og  $Re_*$ :

- Dimensjonsløs skjærspenning

$$\tau_* = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho)gd_s} \quad (3.3)$$

- Reynolds' tall i grenselaget

$$Re_* = \frac{v_* d_s}{\nu} \quad (3.4)$$

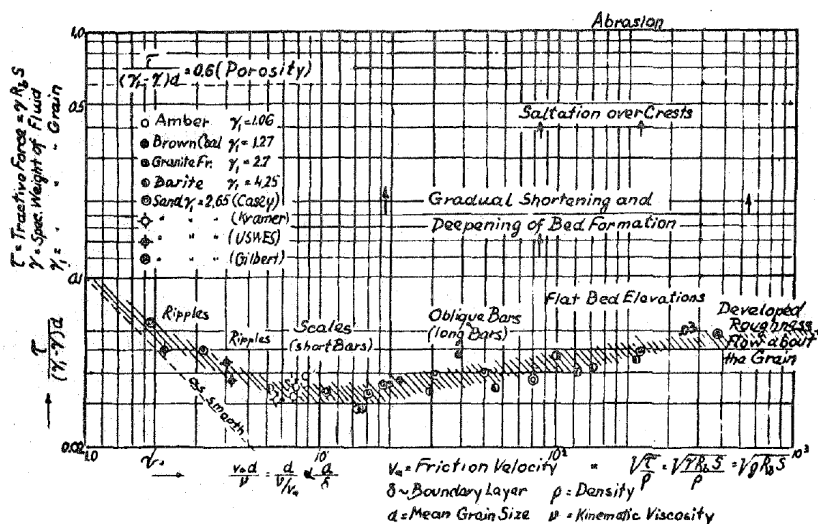
$\tau_*$	-	dimensjonsløs skjærspenning
$\tau_c$	-	kritisk skjærspenning
$\rho_s$	-	partikkelens tetthet
$\rho$	-	vannets tetthet
$d_s$	-	partikkelstørrelse
$Re_*$	-	Reynolds' tall
$v_*$	-	skjærhastighet (for normalstrømming: $v_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$ )
$\nu$	-	kinematisk viskositet

Forholdet mellom  $\tau_*$  og  $Re_*$  er fremstilt i figur 3.1. Diagrammet benyttes til å finne kritisk skjærspenning for partikler av forskjellig størrelse. Hvis skjærspenningen i grenselaget overskrider den kritiske skjærspenningen vil

partikkelbevegelse kunne inntreffe. Ved å anta normalstrømning kan et uttrykk for stabil steinstørrelse utledes ved å kombinere formel (3.3) og (2.1)

$$d_s = \frac{RI_e}{C_s(s-1)} = \frac{1}{C_s(s-1)} \frac{v^2}{M^2 R_h^{1/3}} \quad (3.5)$$

- $R_h$  - hydraulisk radius
- $I_e$  - helningen på energilinja
- $s$  - spesifikk tetthet ( $\rho_s/\rho$ )
- $C_s$  - Shields tall (avhengig av  $Re_*$ , gitt ved figur 3.1)
- $v$  - gjennomsnittshastighet i kanalens hovedløp (m/s)
- $M$  - Mannings tall



Figur 3.1: Shields diagram

Erosjonsveilederen (2009) anbefaler å benytte  $C_s = 0,05$  for vanlige strømningstilfeller over grus eller grovere underlag.

### 3.3 Raudkivi

En av de enkleste empiriske formlene for å beregne stabil steinstørrelse er beskrevet av Raudkivi (1990). Den forutsetter flat elvebunn og spesifikk

partikkeltetthet  $s = 2.65$

$$d_s = \left( \frac{v}{4.92} \right)^2 \quad (3.6)$$

- $d_s$  - stabil steinstørrelse (m)  
 $v$  - hastighet nær elvebunn (m/s)

### 3.4 HEC-11

HEC-11 er en beregningsmetode for stabil steinstørrelse utviklet av U.S. Department of Transport. Metoden er basert på Shields skjærspenningsdiagram, men er i sin endelige form en funksjon av vanndybde og hastighet. Formelen er utviklet fra feltstudier på 39 ulike lokaliteter med forskjellige strømningsforhold. Strømningsforholdene i feltstudiene er framstilt i tabell 3.1. Alle strømningsforholdene i feltstudiene var underkritiske.

	min	maks
Bunnhelning	0.00006	0.016
Vanndybde (m)	1.5	14.8
Vannføring (m <sup>3</sup> /s)	36	2180
Hastighet (m/s)	0.78	3.8
Steinstørrelse (mm)	150	700

Tabell 3.1: Grunnlag for HEC-11

Feltstudiene viste at Shields tall på  $C_s = 0.047$  ga gode resultater. En stabilitetsfaktor,  $SF$ , basert på strømningsforholdene i elva ble introdusert. Den empiriske formelen for stabil steinstørrelse etter HEC-11 er:

$$d_{50} = \frac{0.0126}{(s-1)^{1.5}} \left( \frac{SF}{1.2} \right)^{1.5} \frac{v^3}{\sqrt{y} \left( 1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi} \right)^{0.75}} \quad (3.7)$$

- $d_{50}$  - stabil steinstørrelse (m)  
 $SF$  - stabilitetsfaktor (-), tabell 3.2  
 $v$  - gjennomsnittshastighet i kanalens hovedløp (m/s)  
 $y$  - gjennomsnittsdybde i kanalens hovedløp (m)  
 $\theta$  - kanalens helning i forhold til horisontalt (grader)  
 $\phi$  - rasviklen for bunnmateriale (grader)



Strømningsforhold	SF
Normalstrømning	1.0 - 1.2
Gradvis varierende strømning	1.3 - 1.6
Hurtig varierende strømning	1.6 - 2.0

Tabell 3.2: Stabilitetsfaktor

### 3.5 Maynord

I følge NVEs veileder for erosjonssikring (2009) anbefales Maynords formel for dimensjonering av bunnsikring. Formelen er gyldig for slake elver med helning opp mot 2%. Videre er det anbefalt å benytte formelen for tilfeller med normal turbulens, altså ikke ved energidreperbasseng eller lignende (Jensen & Tesaker, 2009). Stabil steinstørrelse for en rett kanal etter Maynords formel er uttrykt som

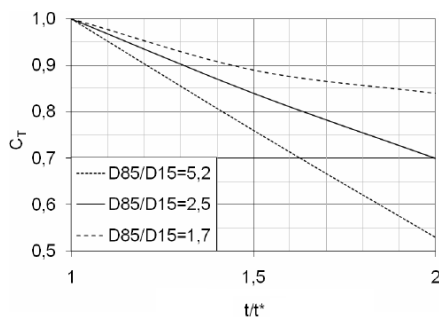
$$d_{30} = C_{s, may} C_t y \left[ \frac{v}{\sqrt{(s-1)gy}} \right]^{2.5}$$

- $d_{30}$  - stabil steinstørrelse (m)
- $C_{s, may}$  - stabilitetskoeffisient
- $C_t$  - koeffisient for sikringstykkelse (se figur 3.2)
- $t$  - *sikringstykkelse*
- $t^*$  -  $D_{100}$  eller  $1.5D_{50}$
- $y$  - gjennomsnittsdybde i kanalens hovedløp (m)
- $v$  - gjennomsnittshastighet i kanalens hovedløp (m/s)
- $s$  - spesifikk tetthet ( $\rho_s/\rho$ )

Maynord anbefaler  $C_{s, may} = 0.3$  for skarpkantet stein, og  $C_{s, may} = 0.375$  for avrundet stein.

### 3.6 Hjulstrøms diagram

Filip Hjulstrøm utviklet i 1935 et diagram for å angi stabil steinstørrelse. Diagrammet er basert forsøk med ensgradert sand. Diagrammet viser stabil steinstørrelse som funksjon av på kritisk gjennomslittshastigheten i en kanal. Diagrammet viser også en kurve som angir betingelsene for sedimentering.



Figur 3.2: Koeffisient for sikringstykkelse (Jensen & Tesaker, 2009)

### 3.7 Dimensjoneringsgrunnlag for overtopping av fyllingsdammer

I arbeidet med denne rapporten har det blitt studert en rekke beregningsmetoder for dimensjonering av skråningsvern av fyllingsdammer.

Olivier (1967) utførte modellforsøk for stabilitet av steinfylling ved overtopping av fyllingsdammer. Hartung og Scheuerlein (1970) studerte luftinnblanding for strømning i bratte kanaler med høy naturlig ruhet. Det ble utviklet en empirisk formel for luftinnsblandingsfaktor. Basert på dette ble en formel for stabil steinstørrelse semi-analytisk utledet. Abt og Johnson (1991) utførte nær fullskala modellforsøk av erosjonssikring. Robinson (1998) utførte erosjonsforsøk av knust stein. Studie innebar tre modellforsøk og to fullskalaforsøk.

Alle beregningsmetodene over presenterer et dimensjoneringsgrunnlag som er avhengig av en bunnhelning. Prinsippene vil kunne overføres til et horisontalt plastringsdekke ved å studere energilinjens helning. Som presentert delkapittel avsnitt §4.3 har det vært utfordrende å måle dybdeutviklingen over plastringsdekket. Det er derfor ikke gjort noen videre presentasjon og sammenligning av dimensjoneringsgrunnlaget for overtopping av fyllingsdammer.

### 3.8 Sammenligning

En oppsummering av beregningsmodellene i dette kapittelet er presentert i tabell 3.3.

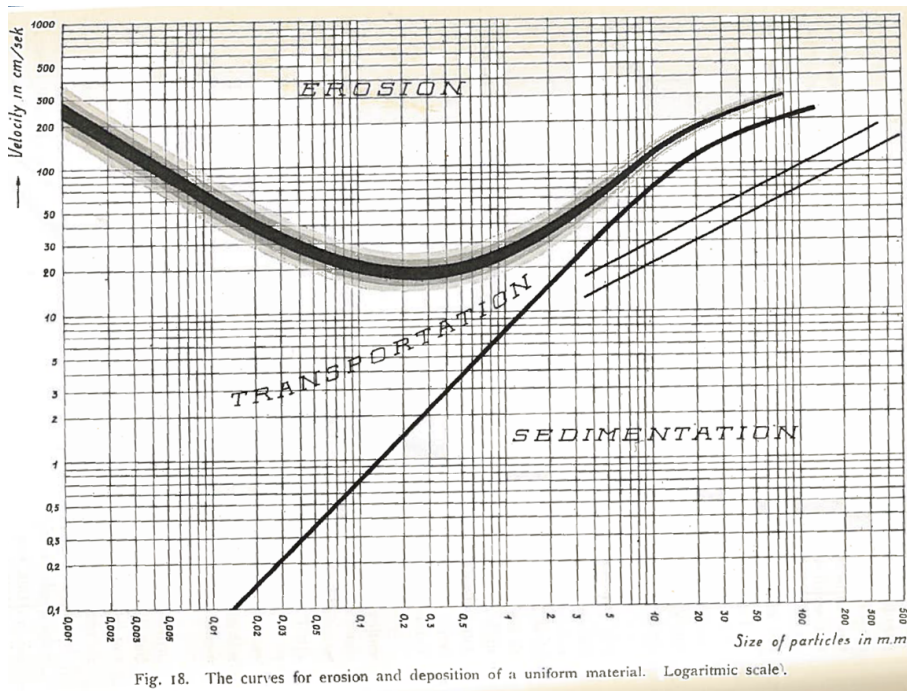


Fig. 18. The curves for erosion and deposition of a uniform material. Logarithmic scale.

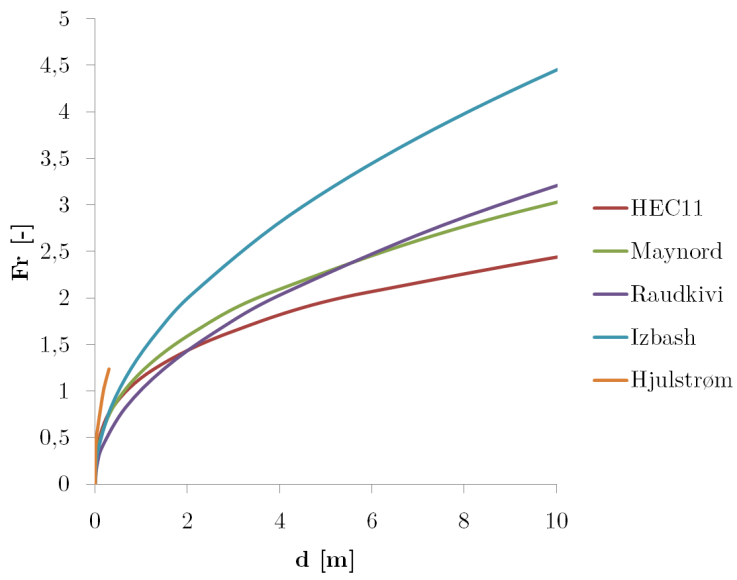
Figur 3.3: Hjulstrøms diagram (Hjulström, 1935)

Figur 3.4 viser hvordan anbefalt steinstørrelse øker med Froude-tall. Her er dybden holdt konstant på 2.4 meter, mens hastigheten øker slik at strømmingen blir overkritisk. Beregningsmodellene gir relativt like resultater i området med underkritisk strømming ( $Fr < 1$ ). I overkritisk området er det stor variasjon mellom alle modellene. Beregningsmodeller gir uforholdsmessig høye verdier for stabil steinstørrelse.

Beregningsmodellene er basert på studier av partiklers oppførsel ved underkritisk strømming. Figur 3.4 viser at flere av dagens beregningsmetode har problemer med å anslå hvordan partikler oppfører seg når strømmingen blir overkritisk.

Formler for beregning av stabil steinstørrelse	
Kraftlikevekt	$F_D + W \sin \theta > (W \cos \theta - F_L) \tan \phi$ $(F_D + W \sin \theta)r_h > (W \cos \theta - F_L)r_l$
Izbash (analytisk)	$d_s = C_D \frac{r_h}{r_l} \cdot \frac{v^2}{2g(s-1)(\cos \theta - \sin \theta)}$
Izbash (empirisk)	$d_s = \left(\frac{v}{1.2}\right)^2 \cdot \frac{1}{2g(s-1)}$
Shields	$d_s = \frac{RI_e}{C_v(s-1)}$
Raudkivi	$d_s = \left(\frac{v}{4.92}\right)^2$
HEC-11	$d_{50} = \frac{0.0126}{(s-1)^{1.5}} \left(\frac{SF}{1.2}\right)^{1.5} \frac{v^3}{\sqrt{y} \left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}\right)^{0.75}}$
Maynard	$D_{30} = C_{s,may} C_{ty} \left[ \frac{v}{\sqrt{(s-1)gy}} \right]^{2.5}$

Tabell 3.3: Beregningsmodeller, oppsummering



Figur 3.4: Stabil steinstørrelse, elvebunn



# Kapittel 4

## Metode

Dette kapitlet omhandler forskningsmetoden som er benyttet for å vurdere problemstillingen i oppgaven

Beregningsmodellene i kapittel 3 viser at det er stor variasjon i stabil steinstørrelse for overkritisk strømming. Dette medfører stor usikkerhet ved dimensjonering av stabil steinstørrelse. En analytisk løsning av problemet vil være utfordrende, da det er vanskelig å bestemme innlåsningkraften, samt drag- og løftekoeffisienten. Det er derfor valgt å utføre et modellforsk hvor oppførselen til plastringsstein under overkritisk strømningsforhold blir studert.

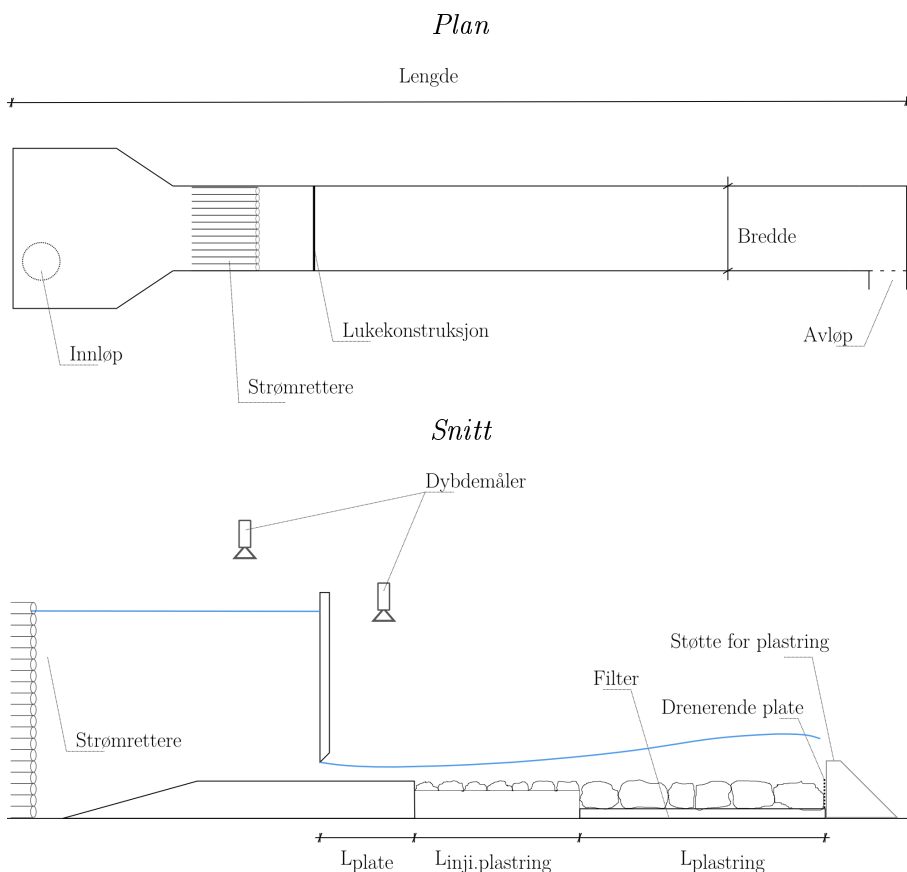
Med dagens kompetanse og datamaskinenes beregningskraft vil det være utfordrende å løse problemstillingen med numerisk modellering. Reynholdstall er for høyt for å gi stabile løsninger.

### 4.1 Litteratursøk

Et litteratursøk ble utført for å få en nærmere forståelse av problemstillingen. Av faglitteratur har det blitt søk gjennom fagbøker innen hydraulikk og vassdragsteknikk og ICOLDs publikasjoner. Det har blitt utført artikkelsøk på de store store fagdatabasene (Ei Village, SCOPUS, ISI Web of Science og Google Scholar). Det har generelt vært lite faglitteratur å oppdrive på erosjonssikring ved overkritisk strømming.

## 4.2 Oppsett modellforsøk

Oppsettet til modellen er skissert i figur 4.1. Rennens dimensjoner er gjengitt i tabell 4.1. Underlaget er justerbart for å kunne endre lengde og høyde på seksjonene.



Figur 4.1: Skisse, modellforsøk

Vanntilførselen reguleres med manuelle ventiler. For å sørge for rolige strømningsforhold fram til modellen, etableres strømningsavrettere oppstrøms lukkekonstruksjonen. En rulleluke i stål monteres i oppstrøms ende av renna. Luka justeres med en manuell sveiv.

Nedstrøms luka bygges renna i moduler. Dette for å kunne endre oppsettet for forskjellige plastringsforsøk. De forskjellige oppsettene er nærmere beskrevet i delkapittel 4.8.



Modellrigg		
Maksimal vannføring	600	l/s
Bredde	1	m
Høyde	2	m
Lengde	25	m
Bunnhelning	0	–

Tabell 4.1: Dimensjoner av forsøksrenna



Figur 4.2: Eksempel på forsøk ved  $Q = 495 \text{ l/s}$

### 4.3 Måleinstrumenter

Måleinstrumentene som benyttes i forsøket er gjengitt i tabell 4.2.

Den ene dybdemåleren er plassert 50 cm nedstrøms luken. Det er forventet at vena contracta vil ligge noe nærmere luken. Dette er det nærmeste det er mulig å plassere dybdemåleren uten at måleresultatene vil bli påvirket av lukeveggen.

Optimalt sett burde vannstanden vært målt over selve plastringen, da det er denne hastigheten som virker destabiliserende på steinene. Dette er ikke latt seg gjøre grunnet stor luftinnblanding og ustabil strømning i området.

Enhet	Måleinstrument	Måleusikkerhet
Vannføring	Siemens Sitrans Mag 5000	1 1/s
Vanndybde	Microsonic mic+340	1 %
Lukeåpning	Linjal (fastmontert mot referansepunkt)	1 mm
Akser (stein)	Tengtool Digital Caliper 0 - 150mm	5 mm
Vekt (stein)	Mettler PM3000 elektronisk vekt	1 g
Tetthet (stein)	Desilitermål	10 ml

Tabell 4.2: Måleinstrumenter

## 4.4 Laborieteteknikk

### 4.4.1 Skalering

Et laboratorieforsøk utføres for å kunne studere oppførselen til plastret erosjonssikring under kontrollerte forhold. For å kunne trekke sluttinger mellom resultater i modellforsøket ( $m$ ) og virkeligheten ( $p$ ), er man avhengig av at alle forhold ( $r$ ) som påvirker strømmingen har riktig matematisk skalering. For hydrauliske forsøk er etterstrebes det å ha:

- Geometrisk likedannethet. Alle lengde ( $L$ ) følger skaleringforholdet

$$L_r = \frac{L_m}{L_p}$$

- Kinematisk likedannethet. Alle hastighetsvektorer ( $v$ ) er skalert i lengde, men har samme retning

$$v_r = \frac{v_m}{v_p}$$

- Dynamisk likedannethet. Alle krefter ( $\vec{F}$ ) som virker i et punkt skal være av samme retning, men skalert størrelse. De viktigste kreftene er treghetskrefter ( $i$ ), tyngdekrefter ( $g$ ), trykkrefter ( $p$ ) og viskøse krefter ( $\nu$ ).

$$\vec{F}_r = \frac{\vec{F}_m}{\vec{F}_p} = \frac{\vec{F}_{i,m}}{\vec{F}_{i,p}} = \frac{\vec{F}_{g,m}}{\vec{F}_{g,p}} = \frac{\vec{F}_{p,m}}{\vec{F}_{p,p}} = \frac{\vec{F}_{\nu,m}}{\vec{F}_{\nu,p}} \dots$$

For enkelte forsøk kan også overflatekrefter, elastiske krefter og kohesive krefter være avgjørende.

Det er praktisk utfordrende å ha dynamisk likevekt for alle krefter. For modellforsøk med fritt vannspeil vil tyngdekraftene være dominerende. Ved å holde forholdet mellom tyngdekraftene og treghetskreftene konstant kan følgende modellov utledes

$$\frac{F_i}{F_g} = \frac{\rho L^2 v^2}{\rho L^3 g} = \frac{v^2}{yg} = Fr^2 \quad (4.1)$$

Formel (4.1) er bedre kjent som Froudes modellov (Crow et al., 2005). Forholdet mellom tyngdekraftene og treghetskreftene er likt hvis

$$Fr_r = \frac{Fr_m}{Fr_p} = 1$$

I dette modellstudiet vil skala  $L_r = \frac{1}{20}$  bli benyttet<sup>1</sup>. Tabell 4.3 viser hvilke størrelser dette gir i henholdsvis modell og prototypen.

Konstruksjonsdel	Prototype	Modell
Steinstørrelse [mm]	1000	44.7
Betongplate [m]	33.7	1.69
Injisert plastring [m]	20	1.00
Plastring [m]	29.5	1.47

Tabell 4.3: Størrelser, modell og prototype

#### 4.4.2 Parameterstudie

Begynnende bevegelse vil være avhengig av parametrene i tabell 4.4. Ved å benytte Buckingham's II-teorem kan det utføres dimensjonsløs analyse ved å eliminere med  $y$  og  $g$ . Reynolds' tall vil ikke påvirke stabiliteten i dette modellforsøket på grunn av den høye hydrauliske ruheten.

I modellforsøket er det ønsket å finne sammenhengen mellom dykningsgraden

$$\frac{y}{d_s} = f\left(Fr, I_e, L_\beta, \frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right)$$

og den dimensjonsløse skjærspenningen

<sup>1</sup>Steinstørrelse avviker noe fra  $\frac{1}{20}$ -forholdet. Se underkapittel 4.5 og 5.1.

$$\tau_* = f\left(Fr, L_\beta, \frac{\rho_s - \rho}{\rho}, \frac{y}{d_s}\right)$$

for strømmingstilfeller hvor  $Fr > 1$ . Dykningsgraden betegner her forholdet mellom steinstørrelse og overliggende vann dybde.

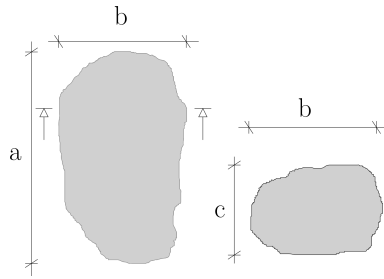
	Enhet	Benevning	Dimensjonsløs parameter
Vannhastighet	$v$	[m/s]	$\frac{v}{\sqrt{yg}}$
Vann dybde	$y$	[m]	$\frac{d_s}{y}$
Helning, energilinje	$I_e$	[–]	–
Partikkel størrelse	$d_s$	[m]	$\frac{d_s}{y}$
Innlåsningkraften	$L_\beta$	[–]	–
Partikkelens tetthet	$\rho_s$	[kg/m <sup>3</sup> ]	$\frac{\rho_s - \rho}{\rho}$
Vannets tetthet	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	$\frac{\rho_s - \rho}{\rho}$
Kinematisk viskositet	$\nu$	[m <sup>2</sup> /s]	$\frac{vy}{\nu}$
Tyngdeakselerasjon	$g$	[m/s <sup>2</sup> ]	

Tabell 4.4: Parametere for bevegelse

## 4.5 Utvelgelse av stein

I forsøket benyttes knust stein fra steinbrudd. I utvelgelse av stein forsøkes det å velge to steinstørrelser, en med  $d = 50$  mm og en med  $d = 80$  mm. Steinene håndplukkes fra fraksjon på henholdsvis 32–64 mm (ballastpukk) og 22–120 mm (kult).

Et utvalg av steinene kontrollmåles. Steinen måles i tre akser som vist i figur 4.3. Her er  $a$  lengste akse, og  $c$  er korteste akse.  $c$ -aksen er bestemt til å være den minste avstand en gitt steinen kan passert gjennom en stavsikt. Aksene  $a$ ,  $b$  og  $c$  står vinkelrett på hverandre. Delkapittel 5.1 viser resultatene fra kontrollmålingene. Figur 4.4 og tabell 4.2 viser utstyret benyttes til kontrollmåling av stein.



Figur 4.3: Stein, akser.



Figur 4.4: Måling av stein

Det er ønskelig å ha mest mulig uniform form på steinene som benyttes i en plastring. Jo mer uniform steinene er, jo tettere vil plastringen være. Jo tettere en plastring er, jo høyere innlåsningskraft vil hver enkelt stein ha. Steinenes form er her beskrevet som forholdet mellom aksene. Verdiene i tabell 4.5 har blitt brukt som veiledning ved utvelgelse av plastringsstein. Krav I - III har blitt benyttet ved tidligere forsøk ved NTNU (Lia et al., 2013). Krav IV er bestemt i samråd med veileder ved NTNU (Aberle, 2013). Ved å følge disse forholdene vil man få middels avlang stein. Man unngår å få for avlang stein og stein med for skifrig form.

Etter veilederen for erosjonssikring (Jensen & Tesaker, 2009) karakteriseres plastringsstein etter lengde - tykkelsesforhold (LT):

$$LT = \frac{a}{c} \quad (4.2)$$

og blokkighet (BLc):

Krav	Formfaktor
I)	$\frac{1}{3} < \frac{b}{a} < \frac{2}{3}$
II)	$\frac{a}{c} < 3$
III)	$\frac{b}{c} < \frac{3}{2}$
IV)	$0.75d < c < 1.25d$

Tabell 4.5: Veiledende krav til formfaktor for aksene  $a > b > c$ .  $d$  angir ønsket steinstørrelse.

$$BLc = \frac{W}{\rho_s} \frac{1}{abc} \quad (4.3)$$

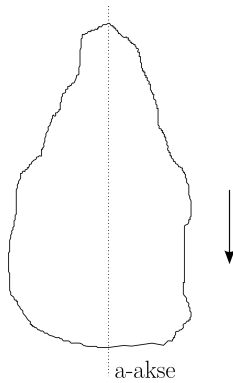
- $W$  - steinens vekt
- $\rho_s$  - steinens tetthet
- $a, b, c$  - steinens akser gitt av figur 4.3

## 4.6 Plastringsmetode

Steinene legges for å oppnå høyest mulig innlåsningskraft. Det er ønskelig å ha en jevn overflate uten for mye oppstikkende steiner. For ikke å introdusere unødvendige store laboratorieeffekter legger steinene uten for mye håndmakt. Det er forsøkt å etterligne hvordan steinene ville bli plassert med gravemaskin i prototypen. Steinene blir lagt tett inntil alle sidevegger og låses inn i nedstrøms ende av en drenerende stålplate. Støtten til den drenerende stålplaten vil ikke påvirke forsøket, da alle forsøkene utføres med overkritisk strømning. Det er ønskelig at steinenes  $a$ -akse står vinkelrett på underlaget. Siden underlaget er horisontalt vil steinenes  $a$ -akse ha en vinkel i forhold til underlaget som avviker noe fra  $90^\circ$ . Det moderate avviket i vinkel hjelper steinene å være stabile mens plastringen utføres.

Stein som ikke har massen jevnt fordelt langs  $a$ -aksen har den tyngste enden plassert ned, som vist i figur 4.5

Steinen plasseres på et filterlag av pukk. For modellforsøket hjelper filteret med å holde steinene stabile mens plastringen utføres, og det gir en god etterligning av hvordan en plastring vil være lagt i virkeligheten. Filter-



Figur 4.5: Stein orientering

steinens størrelse er løst basert på Terzaghis filterkriterie (Terzaghi et al., 1996) der

$$d_{15(a)} \leq 4d_{85(b)} \quad (4.4)$$

- $d_{15(a)}$  - steinstørrelse
- $d_{85(b)}$  - steinstørrelse for underliggende lag

Antall stein som legges i plastringen telles. Dette vil gi en målestokk for pakkningsgraden og porøsiteten til sikringslaget. Det er forventet at med økt pakkningsgrad vil innlåsningen øke. Økt innlåsning vil gi et sterkere. Pakkningsgrad og porøsitet er her definert som henholdsvis

$$\eta = \frac{N}{A} \quad (4.5)$$

og

$$n = \frac{V_p}{V_{tot}} = \frac{V_{tot} - V_s}{V_{tot}} = 1 - \eta \frac{\bar{w}}{\bar{\alpha}\bar{\rho}} \quad (4.6)$$

$\eta$	-	pakkningsgrad
$N$	-	antall stein
$A$	-	areal av plastring sett ovenfra
$n$	-	porøsitet
$V_p$	-	volum porer
$V_{tot}$	-	volum av plastringsslag (definert som $V_{tot} = \bar{a}A$ )
$V_s$	-	volum stein (satt til $V_s = N\frac{\bar{w}}{\bar{\rho}}$ )
$\bar{w}$	-	gjennomsnittlig vekt av en stein
$\bar{\rho}$	-	gjennomsnittlig tetthet av steinene
$\bar{a}$	-	gjennomsnittlig høyde av steinene

## 4.7 Kvantifisering av innlåsning vinkel og prøveforsøk

For å få en forståelse av bidraget fra steinenes innlåsning på plastringens stabilitet, utføres det friksjonsforsøk for plastringsstein. En kasse med lengde 90 cm og bredde 60 cm legges med filter og plastringsstein. Kassen løftes fra en ende til plastringen går til brudd. Figur 4.6 viser utførelsen av et friksjonsforsøk. Plastringen legges i henhold til fremgangsmetode beskrevet i delkapittel 4.6, med unntak av at øverste rekke med stein ikke blir låst fast i øverste vegg, men blir lagt løst inntil veggen. For sammenligning blir det utført tilsvarende forsøk med rauset sikring. Resultatene fra kvantifisering av innlåsning vinkel er beskrevet i delkapittel 5.2.

Prøveforsøk utføres for å studere oppførselen til steinen og for å få erfaring med å legge en plastring. Her med stein av  $d = 50\text{mm}$  og  $d = 80\text{mm}$ , både før og etter lukekonstruksjonen sto klar. Prøveforsøkene beskrives nærmere i delkapittel 5.3.

Til sammen er det forventet at prøveforsøkene og friksjonsforsøkene vil gi svært nyttig erfaring innen plastringsarbeid. Dette er nødvendig for å gi mest mulig lik utførelse til de øvrige forsøkene i denne oppgaven.

## 4.8 Forsøksplan

Det utføres totalt 18 plastringsforsøk med forskjellige oppsett. Først utføres det elleve forsøk med en seksjon med limt plastringsstein, etterfulgt av en seksjon med systematisk plastret stein. Dette oppsettet svarer til

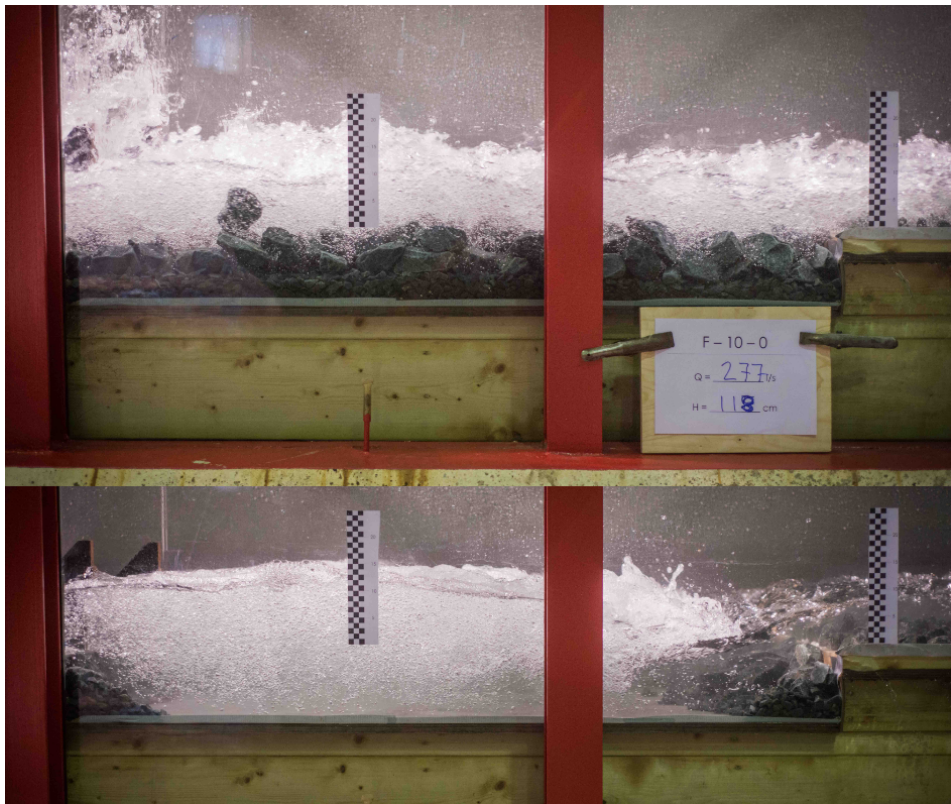




Figur 4.6: Test av innlåsningsvinkel

løsning for erosjonssikring av dam Checras. Heretter omtales disse forsøkene som *oppsett Checras*. Deretter ble det utført fire forsøk hvor seksjon med systematisk plastret sikring ble erstattet med rauset sikring. Heretter omtales disse forsøkene som *oppsett rauset*. Til slutt ble seksjonen med limt plastringsstein løftet ut av renna og erstattet med en glatt treplate. Nedstrøms treplaten ble det lagt systematisk plastret stein i samme lengde som oppsett Checras. Heretter omtales disse forsøkene som *oppsett uten injisert plastring*.

For hvert forsøk holdes lukeåpningen konstant. Vannføringen økes trinnvis til dybden oppstrøms luken er stabil. Deretter holdes vannføring stabil i en gitt tidsperiode. Av praktiske hensyn utføres de fleste av forsøkene med 15 minutters tidssteg. Tre av forsøkene utføres med tidssteg på en time for å teste tidseffekten stabiliteten. Et tidssteg er her definert som tiden mellom hver gang vannføringen reguleres.

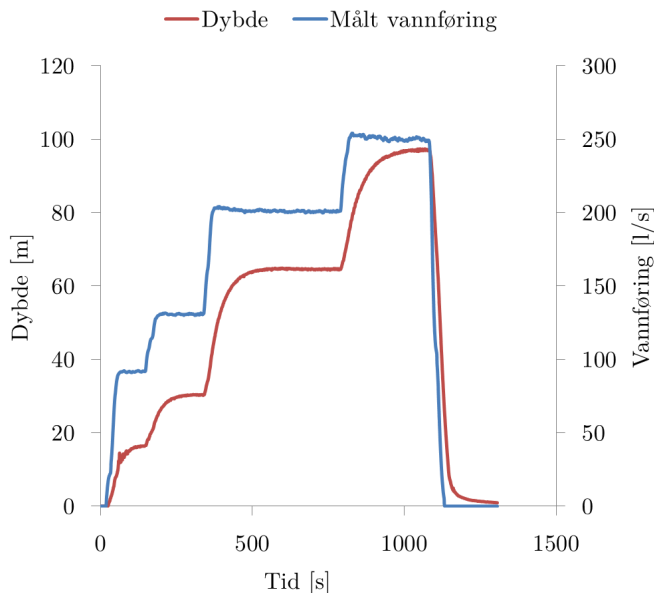


Figur 4.7: Eksempel på forsøk med oppsett rauset, før og etter brudd

## 4.9 Registrering av bruddvannføring

Figur 4.8 viser et eksempel på gjennomføringen av et forsøk. Figuren viser hvordan vannføring, og dermed trykkehøyde bak luka, øker trinnvis. Vannstanden (markert med rød) bruker lengre tid enn vannføringen (markert med blå) til å nå et stabilt nivå etter at vannføringen har blitt justert.

Det er ikke etablert noen automatisk registrering av når et brudd inntreffer. Plastringen må derfor overvåkes i løpet av forsøket, og bruddtidspunkt må registreres manuelt. Basert på strømningstilfellet ved bruddtidspunktet er det benyttet forskjellige metoder for å bestemme kritisk vannføring. Under følger en beskrivelse av disse metodene



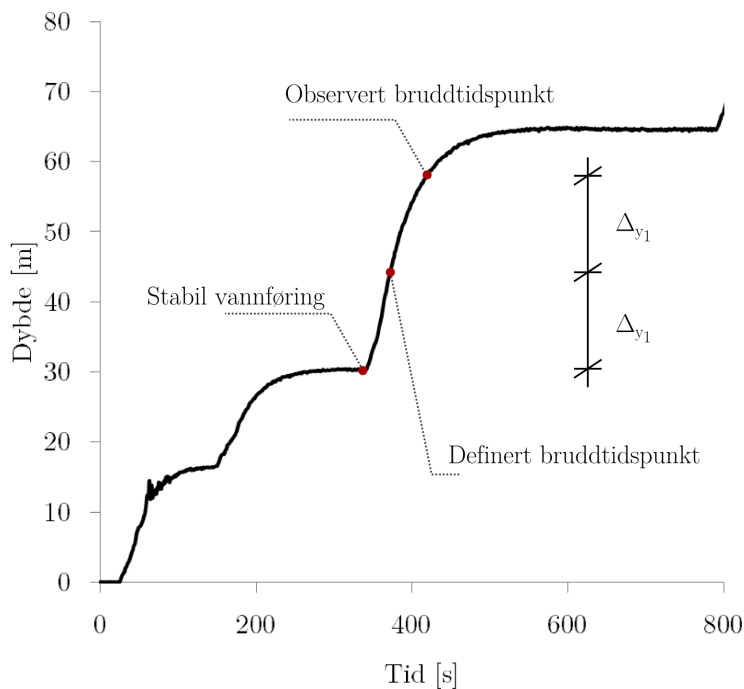
Figur 4.8: Gjennomføring av forsøk

**Brudd inntreffer ved stabil vannføring:** Stabil vannføring er her definert som strømmingstilfellet hvor vannføringen ut fra tilløpssystemet er lik vannføringen gjennom lukene. Lukehydraulikken presentert i underkapittel 2.1.4 viser at dette inntreffer når dybden oppstrøms luka er konstant. Da vil hastigheten over plastringen være konstant.

Bruddvannføringen ved stabil vannføring bestemmes ved å beregne middelverdien av måleserien hvor dybde og vannføring var tilnærmet konstant. Standardavviket for målingene i denne rapporten er angitt som  $\sigma_Q$ .

**Brudd inntreffer ved økende vannføring:** Før dybden oppstrøms luka har nådd stabilt nivå, vil hastigheten over plastringen være økende. Hvis et brudd inntreffer når strømningsforholdene er under utvikling, kan det være vanskelig å vite hvilken vannføring som er den kritiske.

Her vil bruddvannføring være definert som midtpunktet mellom stabil vannføring og bruddtidspunktet. Usikkerheten til målingen er definert som intervallet mellom bruddvannføring og stabil vannføring. Usikkerheten er i denne rapporten angitt som  $\Delta_Q$ . Prinsippet er skissert i figur 4.9. Underkapittel 2.1.4 viser at  $\Delta_Q = hbk\sqrt{2g\Delta y_1}$ .



Figur 4.9: Definert bruddtidspunkt for brudd ved økende vannføring

**Bruddtidspunkt er ukjent:** Ved mindre lukeåpninger vil det være stor luftinnblanding i vannet. Det vil da være tilnærmet umulig å observere nøyaktig når bruddet inntreffer. Ved slike tilfeller vil bruddtidspunktet være definert som midtpunktet mellom to stabile vannføringer. Usikkerheten i den definerte bruddvannføringen vil i denne rapporten være angitt som  $\Delta_Q$ . Framgangsmåten for å bestemme bruddvannføringen følger samme prinsipp som skissert i figur 4.9.

# Kapittel 5

## Innledende forsøk og målinger

Dette kapitlet beskriver resultatene fra de innledende forsøkene og målingene. Før utførelsen av plastringsforsøkene ble det gjennomført målinger for å beskrive steinenes form, størrelse og tyngde. Det ble gjennomført friksjonstester med plastret og rauset stein, og gjennomført prøvoforsøk.

### 5.1 Kontrollmåling av stein

89 stein ble tilfeldig utvalg av en populasjon på 734 (12%) og klassifisert etter form og vekt. 14 stein (2%) ble tilfeldig valgt ut for å måle vekt og volum til beregning av massetetthet. Middelerdi ( $\mu$ ) og standardavvik ( $\sigma$ ) av målingene er gjengitt i tabell 5.1.

Tabell 5.2 viser i hvor stor grad de utvalgte steinene samsvarte med de veiledende formfaktorkravene beskrevet i delkapittel section 5.1.

Steinene har en mørk, grålig til grønn farge, samt massiv og finkornet struktur, uten synlig foliasjon. Figur 5.1 viser fire tilfeldig utvalgte stein.

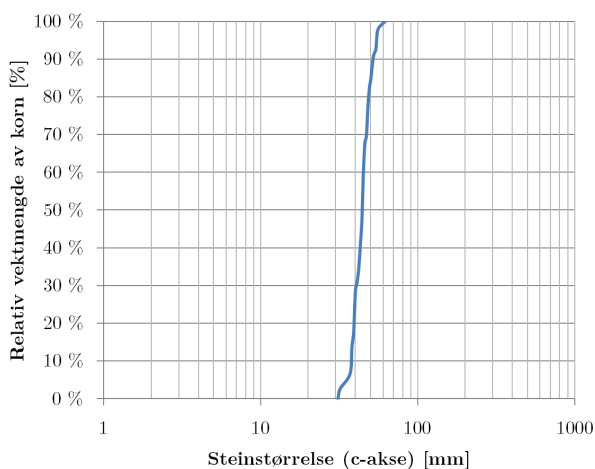
Stein med  $d = 80$  mm ble også kontrollmålt, men er ikke beskrevet her da de ikke ble benyttet i plastringsforsøket (se delkapittel 7.1).

	$a$ [mm]	$b$ [mm]	$c$ [mm]	$W$ [g]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$LT$ [-]	$BLc$ [-]
$\mu$	103.7	59.1	44.7	374.4	3039	2.36	0.45
$\sigma$	9.77	7.40	5.90	80.6	121	0.36	0.068

Tabell 5.1: Størrelse, vekt og form



Figur 5.1: Stein til plastringsforsøk



Figur 5.2: Kornfordelingskurve

## 5.2 Innlåsningvinkel

Forsøkene ga svært høye bruddvinkler. Plastringen ga bruddvinkler opp mot  $90^\circ$ , noe som er langt over steinens friksjonsvinkel. Til sammenligning ble det utført fire forsøk med rauset sikring. Forsøkene hadde en middelerdi på  $46.3^\circ$  og et standardavvik på  $2.63^\circ$ .

## 5.3 Prøveforsøk

Før lukekonstruksjonen sto klar ble det utført prøveforsøk. Her ble plastringsteinens oppførsel under normalstrømming studert, da det ikke var

Krav #	Formfaktor	Andel innenfor krav	Gjennomsnittlig avvik
I)	$\frac{1}{3} < \frac{b}{a} < \frac{2}{3}$	85%	8%
II)	$\frac{a}{c} < 3$	98%	9%
III)	$\frac{b}{c} < \frac{3}{2}$	74%	11%
IV)	$0.75d < c < 1.25d$	91%	6%
Totalt	-	67%	-

Tabell 5.2: Steinenes form i forhold til veiledende krav

mulig å generere strømningsforhold med høye Froude-tall. For prøvoforsøkene uten lukekonstruksjonen var det ikke mulig å få plastringen til å gå i brudd. Hverken for stein med  $d = 50$  mm eller  $d = 80$  mm.

Etter lukekonstruksjonen sto ferdig var det mulig å få steinen med  $d = 50$  mm til å gå i brudd. Det ble utført to prøvoforsøk, men kun en med installert vannføringsmåling. Plastringslaget hadde en lengde på 174.5 cm, og var plassert umiddelbart etter lukekonstruksjonen. Tabell 5.3 viser omtrentlige verdier for prøvoforsøket. Vannføring og dybde er her målt med manuell avlesning.

Måling	Resultat
Vannføring	180 l/s
Vannstand bak luke	125 cm
Lukeåpning	6 cm
Porøsitet	0,51 –

Tabell 5.3: Resultat prøvoforsøk





## Kapittel 6

# Plastringsforsøk

I dette kapitlet presenteres de viktigste resultatene og observasjonene fra modellforsøket. Leseren henvises til vedlegg A for ytterligere beskrivelse av hvert forsøk. Her finnes også opplysninger om standardavviket eller usikkerheten til måledataene.

Forsøk [#]	Stein [antall]	$h$ [cm]	Oppsett
f-1-0	600	5	
f-1-1	600	10	
f-2-0	599	10	
f-2-1	599	10	
f-3-0	600	5	
f-4-0	602	15	Checras
f-5-0	603	15	
f-6-0	606	20	
f-7-0	606	17.5	
f-8-0	606	12.5	
f-9-0	621	22.5	
f-10-0	596	10	
f-11-0	496	10	
f-12-0	496	15	Rauset
f-13-0	496	20	
f-14-0	603	10	
f-15-0	611	15	Uten injisert
f-16-0	611	20	

Måleresultatene være presentert som henholdsvis

- $h$  - lukeåpning
- $y_1$  - dybde oppstrøms luka
- $y_2$  - dybde nedstrøms luka
- $Q_{maks}$  - vannføring ved bruddtidspunkt
- $\Delta Q$  - usikkerhet, vannføring
- $\sigma_Q$  - standardavvik, vannføring

Følgende beregninger er utført for å beskrive plastringens kompaktering og strømningsforholdene

$$n = \frac{V_{porer}}{V_{totalt}}$$

$$v_2 = \frac{Q_{maks}}{y_2 b}$$

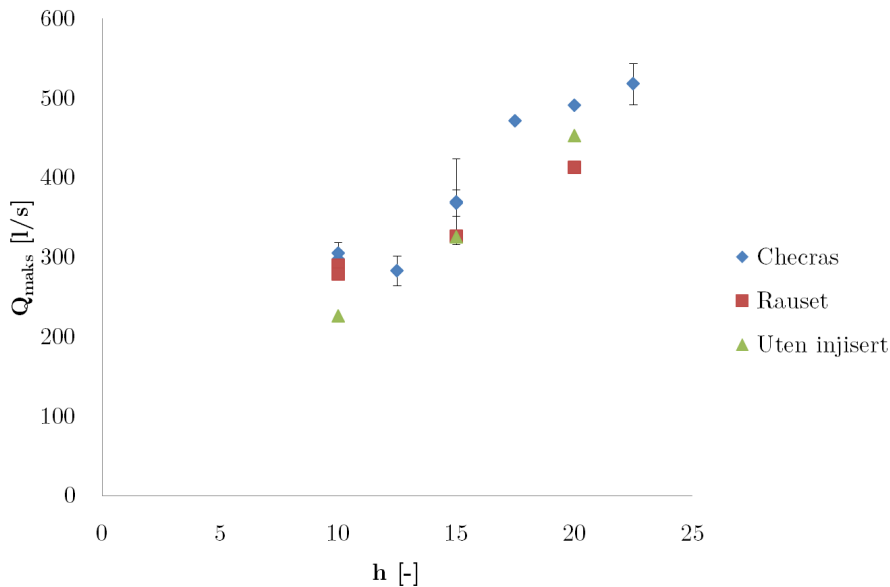
$$Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{gy_2}}$$

- $n$  - porøsitet, plastring (definert i delkapittel 4.6)
- $v_2$  - hastighet nedstrøms luka ved bruddtidspunkt
- $Q_{maks}$  - vannføring ved bruddtidspunkt
- $b$  - rennas bredde
- $Fr_2$  - Froude-tall nedstrøms luka ved bruddtidspunkt

Merk at det er strømningsforholdene oppstrøms plastringen, og ikke de faktiske strømningsforholdene over erosjonssikringen, som presenteres i dette kapitlet. Dette er gjort av praktiske hensyn, og er nærmere beskrevet i delkapittel 4.3.

Ideelt sett burde resultatene vært presentert med dimensjonsløse parametere som beskrevet i underkapittel 4.4.2. Siden måleinstrumentene er lokalisert rett oppstrøms og nedstrøms luka, og ikke over selve plastringen, vil dimensjonsløs fremstilling være lite hensiktsmessig. En grafisk fremstilling vil kun beskrive lukehydraulikken, som vist i formel (2.9) og (2.10), og ikke de kritiske forholdene over selve plastringen.

De tre forskjellige forsøksoppsettene er sammenlignet i figur 6.1 og 6.2. Figurene angir en øvre grense for vannføring over erosjonssikringen. Ved  $Q_{maks}$  gikk plastringen til brudd. Merk at rauset sikring har en annen bruddmekanisme enn systematisk plastring. Forsøksoppsettene er presentert hver for seg nedenfor.



Figur 6.1: Sammenligning, kritisk vannføring med inntegnet usikkerhet

## 6.1 Oppsett Checraas

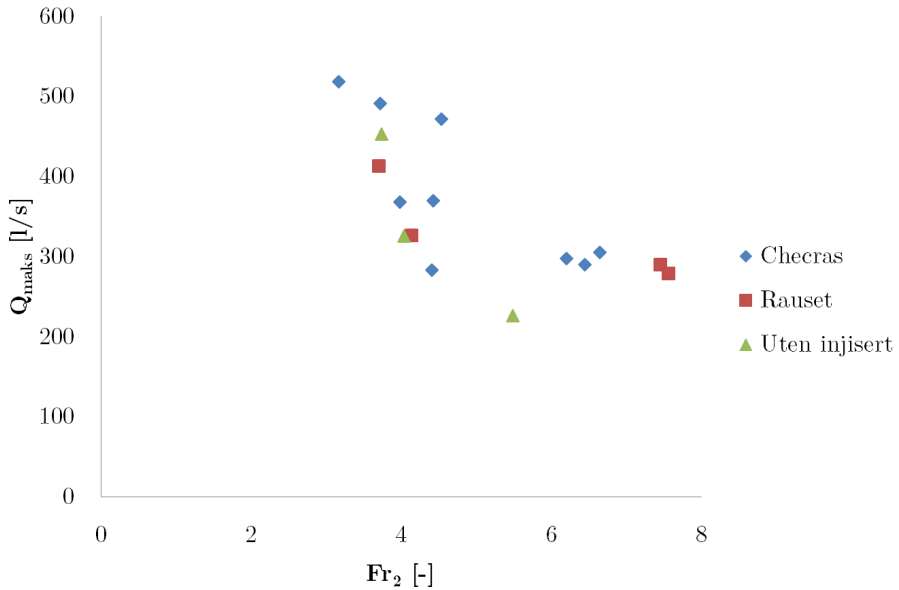
For oppsettet Checraas er brudd definert som det øyeblikket når en stein forlater sin posisjon og blir transportert helt ut av plastringområdet.

Forsøk f-1-0 og f-3-0 ble kjørt med lukeåpning  $h = 5$  cm. Det var ikke mulig å få plastringen til å gå i brudd ved denne lukeåpningen med den trykkehøyden som er tilgjengelig i forsøksrenna.

For forsøk f-5-0 og f-8-0 kom brudd ved rennas sidevegg. For å ta høyde for at bruddet var et resultat av en grensebetingelse ble forsøkene fortsatt. Plastringen viste seg å være stabil ved flere trinnvise økninger i vannføring. Neste bruddtilfelle ble registrert for begge forsøkene. I tabell 6.1 og 6.2 er verdiene for det neste bruddforløpet presentert som f-5-0\*, og f-8-0\*.

Det er relativt stor usikkerhet knyttet til den faktiske bruddvannføringen for plastringen f-4-0. Kritisk bruddvannføring befinner seg et sted mellom  $Q = 315$  l/s og  $Q = 423$  l/s. En alternativ verdi for forsøket er presenter som f-4-0\*. Denne verdien er den målte vannføringen ved bruddtidspunktet

Figur 6.4 og 6.5 viser en grafisk fremstilling av forsøksserien med justerte verdier. Verdiene vil ligge til grunn for videre sammenligning og diskusjon



Figur 6.2: Sammenligning, erosjonsforsøk

og vil bli omtalt som *justerte verdier*.

## 6.2 Forsøk med rauset sikring

Seksjonen med plastret stein ble byttet ut med rauset stein for å studere effekten av innlåsningen. Resultatene er gjengitt i tabell 6.3, 6.4 og figur 6.6. Her er brudd definert som det øyeblikket hvor det underliggende filteret blir eksponert. For de fleste testene svarte dette til total kollaps av hele det plastrede området.

I denne forsøksserien ble det observert at løsrivelse av en enkelt stein skjedde neste umiddelbart etter kun et lite vanntrykk hadde bygget seg opp bak luka.

## 6.3 Plastringsforsøk uten injisert plastring

Det ble utført fire forsøk hvor seksjon med injisert plastring ble erstattet med glatt treplate. Resultatene er gjengitt i tabell 6.5, 6.6 og figur 6.7. Her

Forsøk [#]	$y_1$ [cm]	$y_2$ [cm]	$Q_{maks}$ [l/s]	$\Delta_Q$ [l/s]	$\sigma_Q$ [l/s]
f-1-0	-	-	-	-	-
f-1-1	133.9	6.2	297	12	-
f-2-0	137.7	5.9	289	13	-
f-2-1	136.7	6.0	305	13	-
f-3-0	-	-	-	-	-
f-4-0	90.7	8.9	369	54	-
f-5-0	94.2	9.5	368	16	-
f-6-0	101.5	12.1	490	-	1
f-7-0	117.0	10.3	471	-	1
f-8-0	76.8	7.5	282	19	-
f-9-0	91.6	14.0	517	26	-
f-4-0*	116.5	9.0	423	-	2
f-5-0*	127.6	9.2	428	-	1
f-8-0*	147.1	7.1	392	9	-

Tabell 6.1: Målreresultat, oppsett Checra

er brudd definert som det øyeblikket når en stein forlater sin posisjon og blir transportert helt ut av plastringsområdet.

## 6.4 Luftinnblanding

Kraftlikevekstprinsippet presentert i underkapittel 2.2.1 viser at de drivende kreftene, løftekraften og dragkraften, er avhengig av vannets tetthet. Luftinnblandingen vil føre til at vannets tetthet reduseres, og er derfor sentral for steinenes stabilitet. Mengden medrevet luft vil være avhengig av dybde og hastighet. Det er ikke gjort noen fysiske målinger av luftinnblandingen, men noen visuelle beskrivelser følger under.

Ved lukeåpning  $h = 10$  cm ble det observert store mengder luftinnblanding for alle forsøksoppsett ved  $Q_{maks}$ . Figur 6.8a) viser tydelig luftinnblanding ved bruddvannføringen for forsøk  $f - 2 - 0$ . Ved lukeåpning  $h = 15$  cm ble det observert betydelig mindre luftinnblanding enn ved  $h = 10$  cm. Observasjoner fra forsøket tilsier at figur 6.8b) ikke gir en representativt inntrykk av de faktiske forhold. Lysforhold og vannhastighetene i laboratoriet gjør det utfordrende å ta representative bilder av luftinnblandingen. Ved lukeåpning  $h = 20$  cm var det ingen luftinnblanding av betydning.

Forsøk	$n$	$v_2$ [m/s]	$Fr_2$
f-1-0	0.515	-	-
f-1-1	0.515	4.82	6.21
f-2-0	0.516	4.91	6.45
f-2-1	0.516	5.10	6.65
f-3-0	0.515	-	-
f-4-0	0.513	4.14	4.43
f-5-0	0.513	3.85	3.98
f-6-0	0.510	4.06	3.73
f-7-0	0.510	4.57	4.54
f-8-0	0.510	3.78	4.41
f-9-0	0.498	3.71	3.17
f-4-0*	0.513	4.70	4.99
f-5-0*	0.513	4.66	4.90
f-8-0*	0.510	5.48	6.55

Tabell 6.2: Beregnede verdier, oppsett Checras

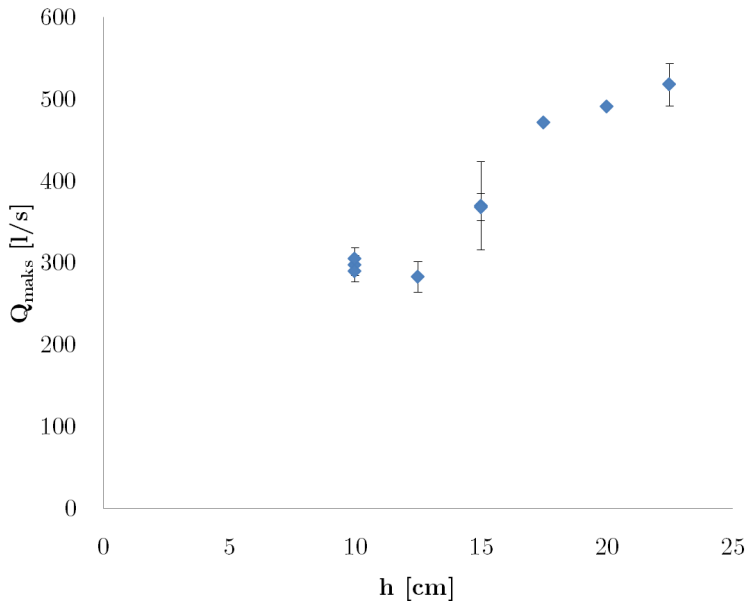
Forsøk	$y_1$	$y_2$	$Q_{maks}$	$\Delta_Q$	$\sigma_Q$
[#]	[cm]	[cm]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
f-10-0	124.5	5.4	289	8	-
f-11-0	116.3	5.2	278	13	-
f-12-0	79.0	8.6	326	23	-
f-13-0	74.3	10.8	412	-	1

Tabell 6.3: Måleresultater, rauset sikring

## 6.5 Globalt brudd av plastringsdekke

Som nevnt over følger rauset sikring et annet bruddmønster enn plastring. Ved tre av forsøkene med oppsett Checras ble det forsøkt å få plastringen til å gå til globalt brudd. Ved lukeåpning på henholdsvis  $h = 5$  cm,  $h = 20$  cm og  $h = 12.5$  cm ble vannstanden oppstrøms luka hevet til sitt maksimale nivå. Dette gir maksimal hastighet og Froude-tall ved de respektive lukeåpningene.

Det var ikke mulig å få plastringen til å gå til globalt brudd med den trykkehøyden forsøksrenna tillot.



Figur 6.3: Kritisk vannføring med inntegnet usikkerhet, oppsett Checras

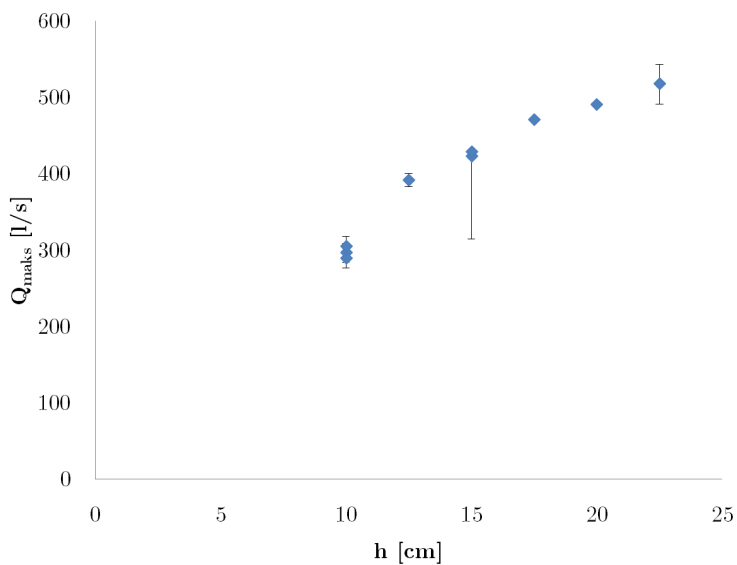
Forsøk	$v_2$ [m/s]	$Fr_2$
f-10-0	5.40	7.46
f-11-0	5.39	7.56
f-12-0	3.80	4.14
f-13-0	3.81	3.70

Tabell 6.4: Beregnede verdier, raset sikring

## 6.6 Tidsavhengighet

De fleste forsøkene ble utført med tidssteg 10-15 min. Tidspunkt for brudd ble notert under forsøkene. For en del av forsøkene var det utfordrende å angi bruddtidspunkt da store luftinnblanding og høy turbulens gjorde det tilnærmet umulig å se eller høre bruddforløpet. Forsøkene hvor bruddtidspunkt ble registrert er fremstilt i figur 6.9. Her angis tidspunkt i antall minutter fra vannføringen ble økt. Gjennomsnittlig bruddtidspunkt var 5 min og 27 sek.

Tre av forsøkene ble utført med tidssteg på en time. Det lot seg ikke påvise at dette påvirket stabiliteten til plastringen.



Figur 6.4: Kritisk vannføring, oppsett Checra. Justerte verdier

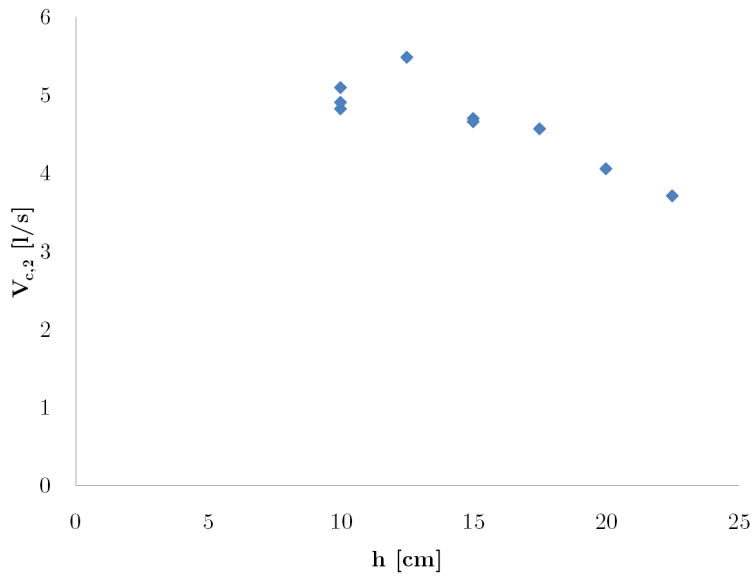
Forsøk [#]	$y_1$ [cm]	$y_2$ [cm]	$Q_{maks}$ [l/s]	$\Delta_Q$ [l/s]	$\sigma_Q$ [l/s]
f-14-0	80.2	5.6	226	25	-
f-15-0	77.8	8.7	325	7	-
f-16-0	89.2	11.4	452	-	1

Tabell 6.5: Måleresultat, plastringforsøk uten injisert plastring

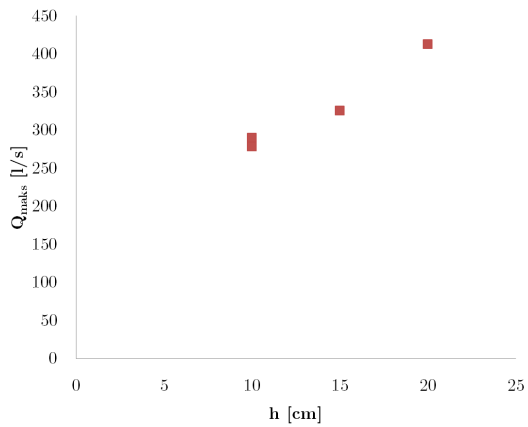
Forsøk	$n$ [-]	$v_2$ [m/s]	$Fr_2$ [-]
f-14-0	0.513	4.05	5.49
f-15-0	0.506	3.73	4.04
f-16-0	0.506	3.96	3.74

Tabell 6.6: Beregnede verdier, plastringforsøk uten injisert plastring

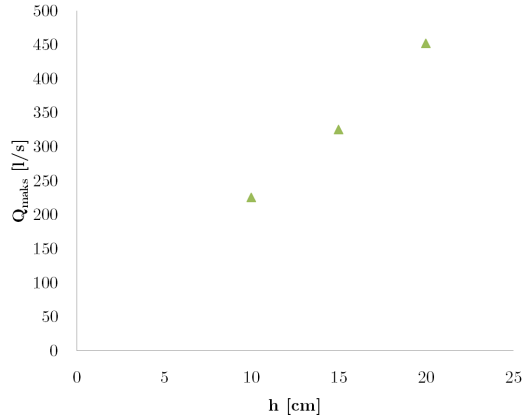




Figur 6.5: Innkommende kritisk hastighet, oppsett Checras. Justerte verdier



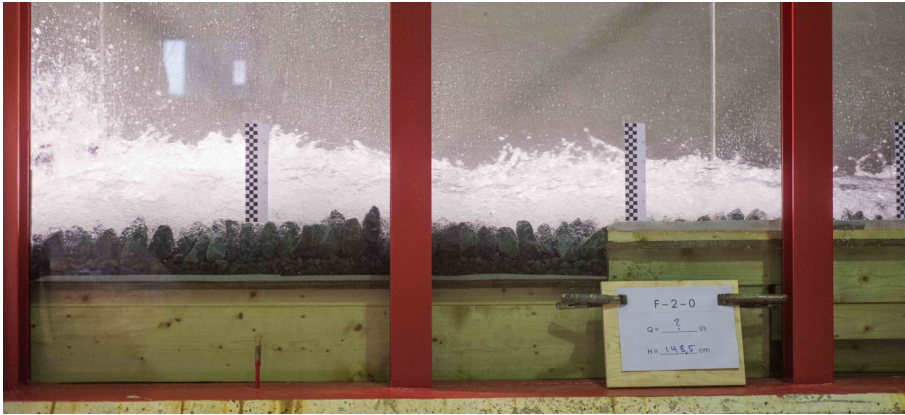
Figur 6.6: Kritisk vannføring, raset sikring



Figur 6.7: Kritisk vannføring, plastringsforsøk uten injisert plastring

Oppsett	$h$ [cm]	$Q$ [l/s]	$v_2$ [m/s]	$Fr_2$ [-]	Brudd
Checras	5	146	5.78	11.1	Ingen brudd
	20	593	5.01	4.65	Kun lokalt brudd
	12.5	392	5.38	6.36	Kun lokalt brudd
Rauset	10	278	5.39	7.56	Globalt brudd
	15	326	3.80	4.14	Globalt brudd
	20	412	3.81	3.70	Kun lokalt brudd
Uten injisert	15	325	3.73	4.04	Globalt brudd

Tabell 6.7: Globalt brudd



a)  $h = 10$  cm

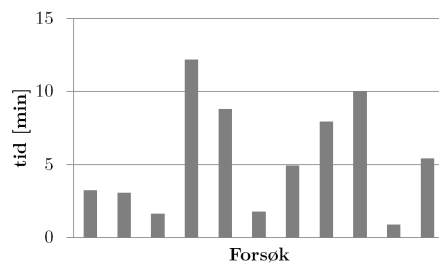


b)  $h = 15$  cm



c)  $h = 20$  cm

Figur 6.8: Luftinnblanding ved  $Q_{maks}$



Figur 6.9: Bruddtidspunkt

# Kapittel 7

## Diskusjon

### 7.1 Klassifisering av stein

En andel av steinene ble kontrollmålt og veid. Resultatene i tabell 5.2 viser noe avvik i forhold til de anbefalte kravene til formfaktor. Noen steiner var også for små i forhold til de veiledende kravene.

Det er tidkrevende å finne egnet stein. Det vil ikke være praktisk gjennomførbart å måle samtlige stein for å kontrollere om de er innenfor formfaktorkravene. For gjennomføring av forsøkene ble steinenes størrelse og formfaktor vurdert til å være tilfredsstillende. Denne vurderingen ble tatt i samråd med fagpersonell ved Institutt for Vann- og Miljøteknikk, NTNU (Aberle, 2013) (Lia, 2013).

Ved den visuelle inspeksjonen av steinene ble det observert at steinene hadde en mørk, grålig til grønn farge, samt massiv og finkornet struktur, uten synlig foliasjon. Det antas derfor at bergarten er grønnstein. Dette samsvarer fint med den målte massetettheten.

Steinene med  $d = 80$  mm ble ikke benyttet da det ikke lot seg gjøre å finne nok steiner til å utføre plastringsforsøket. Det var utfordrende å finne steiner med tilfredsstillende formfaktor. Steinene var generelt alt for avlange eller skivete. Med trykkehøyden som er tilgjengelig i forsøksrenna er det lite sannsynlig at disse steinene ville gått til brudd. Det ble derfor besluttet å ikke benytte stein med  $d = 80$  mm.

## 7.2 Innlåsningsvinkel

Ved å plastre steinene etter metoden beskrevet i delkapittel 4.6 øker innlåsningsvinkelen fra  $46.3^\circ$  til omtrent  $90^\circ$ . Plastringens høye innlåsningsvinkel gir oss en indirekte forståelse av innlåsningskraftens bidrag til plastringens styrke.

## 7.3 Forsøkernes variasjon

Det ble utført tester for å undersøke modellforsøketes variasjon. Dette ble gjort for tre forsøk av oppsett Checra med  $h = 10$  cm og to forsøk med  $h = 15$  cm, samt to forsøk av oppsett rauset med  $h = 10$  cm. Tabell 7.1 viser variasjonen innenfor disse forsøkene. Den lave variasjonen viser at forsøkene hadde god reproduserbarhet.

Oppsett	$v_2$	$Q_{maks}$
Checra, $h = 10$ cm	4 %	3 %
Checra justert, $h = 15$ cm	1 %	1 %
Rauset, $h = 10$ cm	0.3 %	4 %

Tabell 7.1: Forsøkernes variasjon

Antall steiner i plastringen ligger i hovedsak mellom 599 og 611. Utviklingen i antall stein viser en svak økning utover i modellforsøket. Økningen i antall stein tyder på at plastringen blir mer kompakt med økt erfaring hos utføreren. Samtidig er denne utviklingen så liten at forsøkene antas å ha tilnærmet de samme betingelsene for innlåsningskraft gjennom forsøksserien.

Ett forsøk skiller seg tydelig ut her. f-9-0 hadde 621 stein. Dette forsøk ble kontrollert to ganger med samme resultat. Det er ikke funnet noen forklaring på hvorfor forsøk f-9-0 har et så markant avvik i forhold til de andre forsøkene.

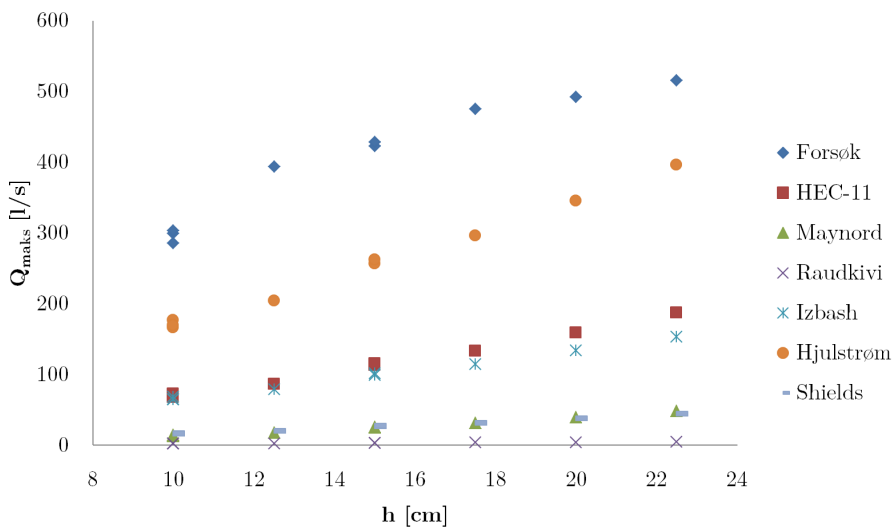
Variasjonen i identiske forsøk, og antall stein i plastringen utover modellforsøket, indikerer at resultatene i forsøket er pålitelige.

## 7.4 Sammenligning med etablert teori

Modellforsøket sammenlignes her med beregningsmodellene som er presentert i kapittel 3. Siden det ikke er gjort målinger av vanndybde over selve plastringen er det heller ikke gjort noen forsøk på å beregne energilinja til strømmingen over plastringen.

### 7.4.1 Kritisk vannføring

Figur 7.1 viser at modellforsøket følger samme trend som beregningsmodellene. Med økt lukeåpning kreves det en økt vannføring for å få plastringen til å gå til brudd. Lukeformelen og kontinuitetsligningen viser at økt lukeåpning gir økt dybde og redusert hastighet. Av kraftlikevekstprinsippet vil dette gi lavere drag- og løftekraft, som reduserer vannets evne til å flytte på steinene.



Figur 7.1: Beregnet kritisk vannføring fra etablert teori mot målt kritisk vannføring i modellforsøket

Modellforsøkene gir en høyere kritisk vannføring enn beregningsmodellene. Dette kan forklares med følgende tre forhold:

- Beregningsmodellene tar ikke høyde for innlåsingskraften mellom steinene.

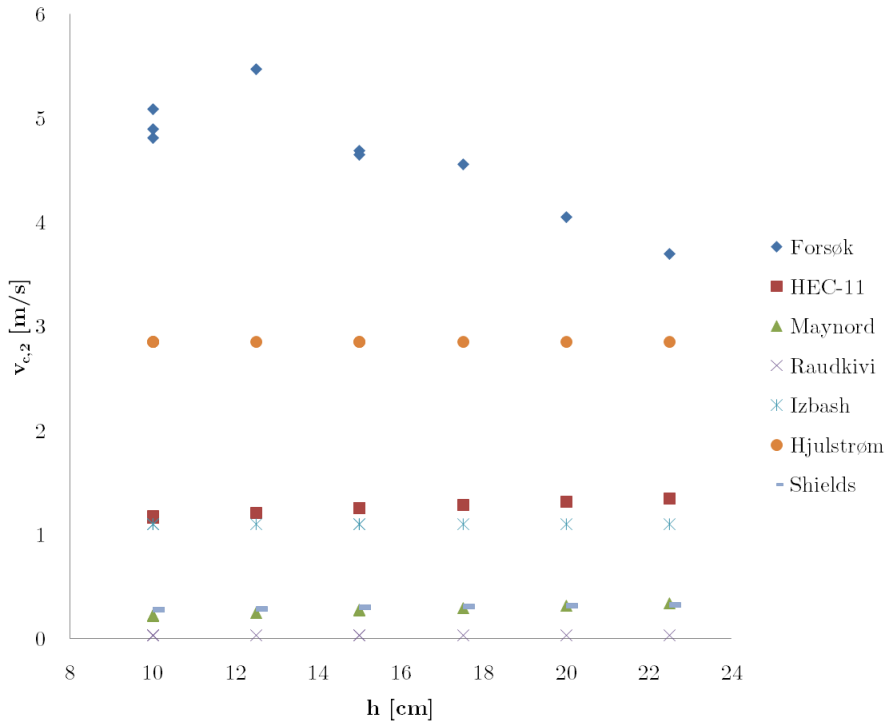
- Den faktiske dybden over plastringen er høyere enn den målte innkommende dyden ( $y_2$ ). Ruheten til seksjonen med injisert plastring vil gi vannet lavere hastighet og større dybde. Optimalt sett burde beregningsmodellene, som alle følger  $Q_c = f(d_s, y, b)$ , beregne kritisk vannføring ut fra dybden i et punkt nedstrøms seksjonen med injisert plastring. Ved å benytte en noe større dybde vil beregningsmodellene nærme seg resultatene fra modellforsøkene. Bildene av vannlinja ved bruddvannføring viser at forskjellen i dybde i beste fall vil utgjøre en forskjell på 20 - 30% for lukeåpning  $h = 20$  cm og en forskjell på 50 - 70% for lukeåpning  $h = 10$  cm. Hjulstrøms diagram vil da for de minste lukeåpningene være i nærheten av modellforsøket. De andre beregningsmodellene vil selv med denne oppjusteringen ligge langt lavere enn verdiene i modellforsøket.
- Kritisk vannføring i beregningsmodellene er beregnet ut fra målt steinstørrelse (c-aksen). Samtlige stein i plastringen har en avlang form hvor c-aksen her angir minste akse (se underkapittel 4.5). Beregningsmodellene er i større grad basert på naturlig elvestein eller modellforsøk hvor forsøksmaterialet ikke har denne avlange formen. Siden plastringssteinen i modellforsøket er plassert med lengste akse vinkelrett på underlaget, vil plastringen ha lite eksponert areal for å ta opp drag- og løftekraft relativt til steinenes vekt. Dette vil bidra til en økt styrke av plastringen.

## 7.4.2 Kritisk hastighet

Figur 7.2 viser hvordan kritisk hastighet utvikler seg i forhold til lukeåpningen. Beregningsmodellene til Hjulstrøm, Izbash og Raudkivi gir lik kritisk hastighet for alle likeåpninger. Her er kritisk vannhastighet kun avhengig av steinstørrelse, og gir følgelig konstant kritisk hastighet. Beregningsmodellene til Shields, Maynard og HEC-11 tar høyde for vanndybde. Her gir økt vanndybde økt kritisk hastighet. Figur 7.2 viser at Shields, Maynard og HEC-11 gir økning i kritisk hastighet med økt lukeåpning.

Modellforsøket skiller seg her ut fra etablert teori ved at kritisk hastighet blir lavere med økt lukeåpning. Også her er det viktig å merke seg at kritisk hastighet fra modellforsøkene er basert på den innkommende hastigheten rett nedstrøms luka. Ved mindre lukeåpninger, og derav mindre innkommende dybde, tåler plastringen høyere innkommende hastigheter.





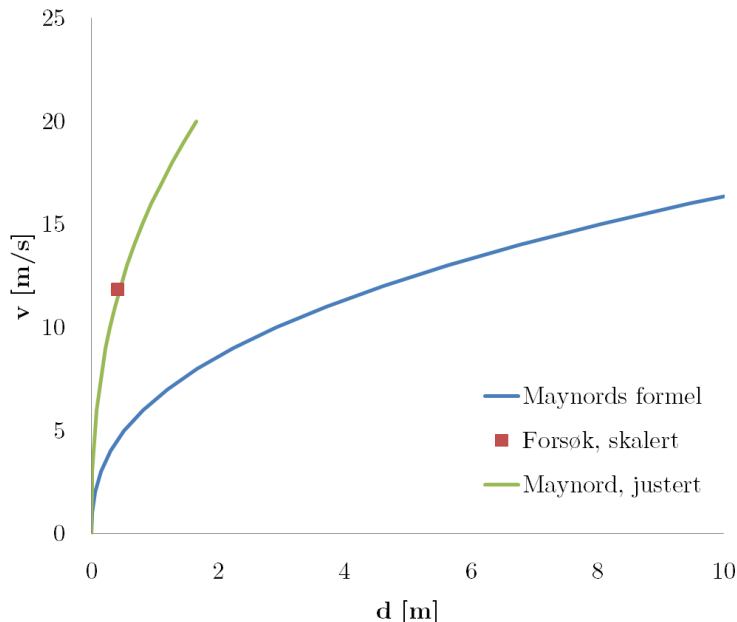
Figur 7.2: Beregnet kritisk hastighet fra etablert teori mot målt kritisk hastighet i modellforsøket

Som diskutert i underkapittel 7.4.1 er det observert en dybdeøking over området med injisert plastring. Strømningsendringen øker med redusert innkommende dybde. Dybdeøkingen er større for små lukeåpninger. Dette stemmer også fint med Darcy-Weisbachs ligning, formel (2.6). Her er både falltapet og friksjonskoeffisienten er avhengig av dybden. Dette falltapet vil resultere i en dybdeøking og hastighetsreduksjon. Med andre ord gir resultatene fra modellforsøket kun et indirekte inntrykk av plastringens styrke. Resultatene forteller oss hva hele erosjonssikringskonstruksjonen, med injisert plastring, tåler av inngangshastigheter. Den faktiske hastigheten over plastringssteinen, som bidrar til løsrivelse og brudd av plastringen, må forventes å være lavere enn den innkommende hastigheten.

### 7.4.3 Forslag til justert beregningsmodell

Resultatene fra forsøket uten injisert plastring er sammenlignet med Maynords formel. Alle forsøkene med dette oppsettet hadde en kritisk hastighet på omtrent  $v = 4 \text{ m/s}$ . Basert på forsøk f-16-0, som var forsøket med størst lukeåpning, har det blitt foreslått en alternativ verdi for Maynords stabilitetskoeffisient. Denne lukeåpningen er valgt da den vil gi høyest vannføring, og dermed mest konservativ justert verdi av Maynords stabilitetskoeffisient. Som vist kapittel 3 er denne koeffisienten avhengig av steinenes form. Ved å redusere  $C_{s,may} = 0.04$  vil Maynords beregningsmetode være sammenfallende med modellforsøket. Beregningsmetodene er fremstilt grafisk i figur 7.3. Framgangsmåten for å finne den justerte verdien av Maynords stabilitetskoeffisient er vist i vedlegg B.

Stabilitetskoeffisient er redusert fra opprinnelige  $C_{s,may} = 0.3$  til  $C_{s,may} = 0.05$ . Maynords stabilitetskoeffisient er basert på naturlig elvemateriale. Forsøkene viser hvordan innlåsningen mellom steinene og steinenes form vil øke plastringens stabilitet.

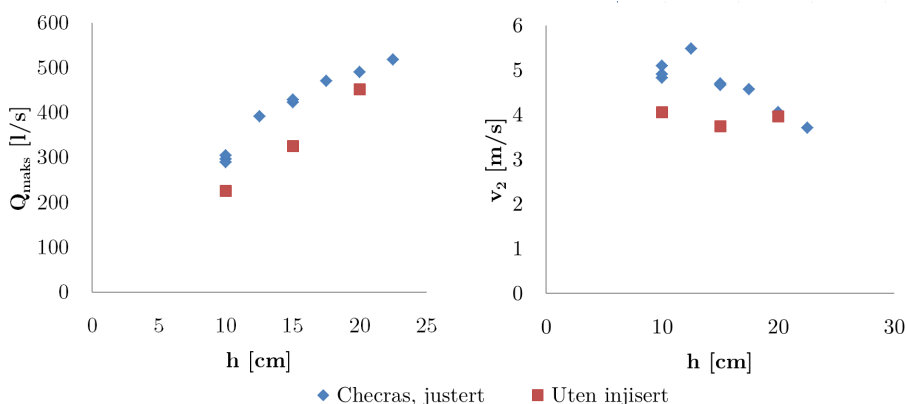


Figur 7.3: Maynords beregningsmetode justert fra  $C_{s,may} = 0.3$  til  $C_{s,may} = 0.04$

## 7.5 Påvirkningen av seksjon med injisert plastring

Som diskutert i underkapittel 7.4.1 og 7.4.2 kan det tyde på at seksjonen med injisert plastring bidrar til en økt stabilitet av plastringssdekket, og at denne effekten er størst ved mindre lukeåpninger. For å teste denne effekten ble det utført tre forøk hvor den injiserte plastringen ble byttet ut med en glatt treplate.

Figur 7.4 viser hvordan plastringens stabilitet endres når seksjonen med injisert plastring fjernes. Ved mindre lukeåpninger tåler oppsettet uten injisert plastring mindre enn oppsettet med injisert plastring. Ved  $h = 20$  cm er strømningsforholdene ved brudd, med og uten seksjon med injisert plastring, omtrent like.



Figur 7.4: Påvirkningen av seksjon med injisert plastring

Ut fra resultatene i modellforsøket kan det argumenteres for at seksjonen med injisert plastring har påvirkning på stabiliteten til plastringen ved mindre lukeåpninger. Her, som i underkapittel 7.4.2, kan påvirkningen av seksjonen med injisert plastring forklares med Darcy-Weisbachs ligning og falltapets avhengighet av dybden. Ved store lukeåpninger er falltapet og hastighetsreduksjonen liten. Seksjonen med injisert har i følge dette forsøket liten effekt for erosjonssikringens stabilitet ved lukeåpning  $h = 20$  cm

Størrelsesforholdene for påvirkningen av seksjonen med injisert plastring er presentert i 7.2 med dimensjonsløse parametere.

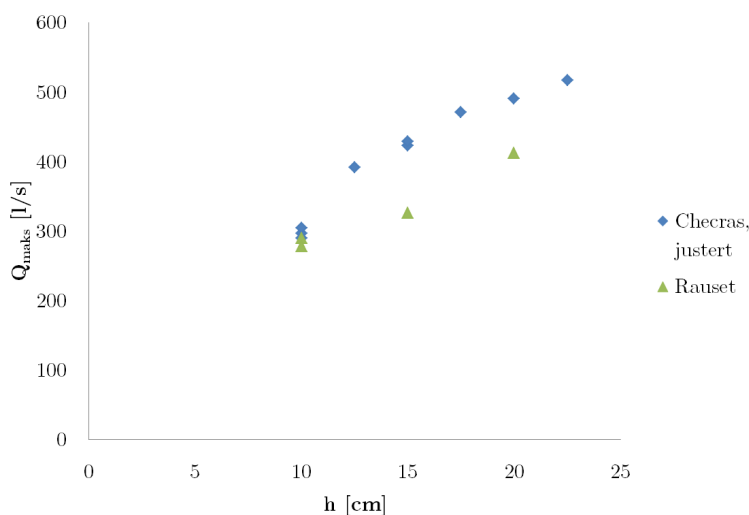
$h$ [cm]	$\frac{y_2}{d}$ [-]	$\frac{Q_{med}}{Q_{uten}}$ [-]
10	1.24	1.32
15	1.95	1.31
20	2.56	1.08

$\frac{y_2}{d}$  betegner dykningsgraden.  $Q_{med}$  og  $Q_{uten}$  betegner kritisk vannføring henholdsvis med og uten seksjon med injisert plastring

Tabell 7.2: Størrelsesforholdene for påvirkningen av seksjonen med injisert plastring

## 7.6 Plastringens utforming

Det ble utført forsøk hvor den plastret sikring ble byttet ut med rauset sikring. Figur 7.5 viser at brudd av den rausede sikringen lå i samme område som forsøkene med oppsett Checra med lukeåpning  $h = 10$  cm, men har lavere bruddvannføring for større lukeåpninger. Erosjonssikringen av rauset stein krever et mindre antall stein for å dekke et område enn plastret stein. Det vil også være langt mindre arbeidskrevende å legge en rauset sikring. Samlet vil dette føre til at kostnadsrammene på en rauset sikring vil kunne bli lavere enn for en plastret sikring.



Figur 7.5: Påvirkningen av plastring

Brudd er definert anderledes for rauset sikring enn for plastring. Det vil

derfor være interessant å studere hvor god restkapasitet en ordnet plastring har fra den har gått til definert brudd, til det går til globalt brudd. Med globalt brudd menes her en situasjon hvor hele plastringens struktur brytes sammen og eroderes bort.

Det har vært forsøkt å studere plastring ved globalt brudd ved enkelte av testene med oppsett Checra. Med trykkehøyden som er tilgjengelig i renna, har det ikke latt seg gjøre å få plastringen til å gå til brudd. Dette gjør det vanskelig å kvantifisere hvor høy restkapasitet en ordnet plastring har global etter den første steinen har løsnet. Testene viser at det er en god del restkapasitet, men det er ikke mulig å gi noen verdi for dette basert på modellforsøket. Som et eksempel viser tabell 6.7 at forsøk f-6-0 tålte en vannføringsøkning på 25% uten å gå i brudd.

Ett av forsøkene uten injisert plastring gikk til globalt brudd. Tabell 7.3 viser at plastringen tålte en vannføringsøkning på 22% fra definert brudd til globalt brudd. For tilsvarende lukeåpning i forsøksserien med rauset sikring tillot plastret sikring en 22% høyere vannføring<sup>1</sup>.

Forsøk med lukeåpning $h = 15$ cm	Vannføring
$f - 15 - 0$ ved globalt brudd	397 l/s
$f - 15 - 0$ ved definert brudd	325 l/s
$f - 12 - 0$ ved definert (og globalt) brudd	326 l/s

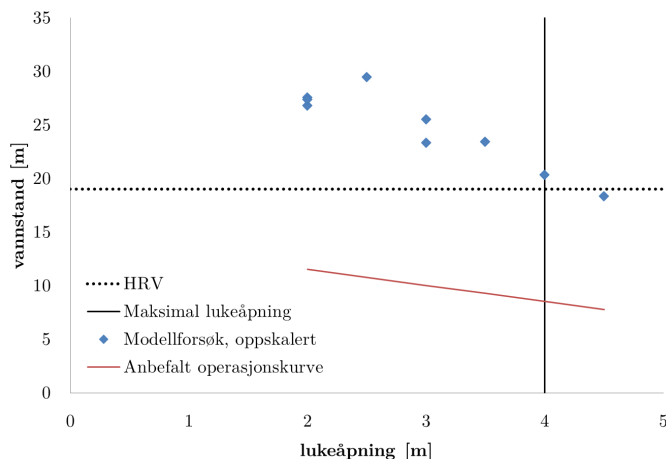
Tabell 7.3: Sammenligning av globalt og definert brudd

## 7.7 Dam Checra

Figur 7.6 viser oppskalerte verdier av modellforsøket. Erosjonssikringen vil i følge måleresultatene være stabil ved høyeste regulerte vannstand (HRV) og maksimal lukeåpning  $h = 4$  m.

Steinene som er tenkt brukt i prototypen har mindre gunstige formfaktorer enn steinene som ble benyttet i modellforsøket. Det er gjort en overslagsberegning på hvordan steinenes formfaktor kan påvirke plastringens stabilitet. Denne inngår i sikkerhetsfaktoren presentert i underkapittel 7.8.5

<sup>1</sup>Merk at den rausede sikring her har en seksjon med injisert plastring oppstrøms, noe som bidrar til økt stabilitet. Det forventes derfor at ordnet plastring ved globalt brudd tåler en vannføring på godt over 400 l/s om seksjon med injisert plastring var installert og sammenligningsgrunnlaget var likt.



Figur 7.6: Tillatt lukeåpning, dam Checras

og den anbefalte operasjonskurven i figur 7.6. Ved maksimal lukeåpning anbefales det i følge denne anbefalte operasjonskurven at trykkehøyden i magasinet er lavere enn 8.5 m

Steinene som er tenkt benyttet er avrundet elvestein, og ikke skarpkantet sprengstein. Avrundet form vil også kunne påvirke stabiliteten. I modellforsøk utført for fyllingsdammer med rauset sikring har det blitt påvist at stabil avrundet stein var 40% større enn stabil skarpkantet stein (Abt & Johnson, 1991). Sikkerhetsfaktoren presentert i underkapittel 7.8.5 tar ikke høyde for en eventuell redusert kapasitet på grunn av steinenes avrundete form.

Selv om modellforsøket viser at plastringssteinen er stabil ved åpning av flomlukene ved HRV, vil vannet kunne by på utfordringer nedstrøms plastringsdekket. Av observasjoner gjort i modellforsøket har vannet fortsatt svært høy hastighet og Froude-tall etter det har passert det erosjonsbeskyttende dekket. Hvis grunnen her består av lett eroderbare løsmasser bør det utføres ytterligere erosjonssikring nedstrøms plastringsdekket.

Leseren bes merke seg at anlegget ikke er designet for å åpne lukene ved HRV. Åpning av lukene ved HRV vil være i strid med driftsprosyde, eller et resultat av en ulykkesituasjon.

## 7.8 Modellusikkerhet

Det er kun utført forsøk med én steinstørrelse, noe som gjør det vanskelig å studere skalaeffektens betydning ved modellforsøket. Samtidig viser resultatene en klar lineær sammenheng i forsøkene, og variasjonen mellom like forsøkene er svært lav. Det bør like vel tas hensyn til usikkerhetene knyttet til skalaeffekter, laboratorieeffekter og stedlige forhold som er presentert under.

### 7.8.1 Skalaeffekter

Observasjoner fra forsøket viser et strømningbilde med fullt utviklet turbulens. Strømningen har svært høye Reynolds' tall. Den viskøse motstanden vil være konstant. Det høye turbulensnivået fører til at det ikke vil være skalaeffekter fra de viskøse kreftene. Vannets dybde i forsøkene tilsier at det heller ikke var skalaeffekter på grunn av overflatespenningen.

Luftinnblanding vil føre til at vannets tetthet reduseres. Løft- og dragkraften vil dermed også reduseres og plastringen får økt stabilitet. Tettheten og størrelsen av luftboblene er lik i prototypen og modellen. Luftinnblandingen vil derfor gi en økt stabiliserende effekt av plastringsdekket i forhold til prototypen. Mengden innblandet luft er derfor en sentral skalaeffekt.

I dette forsøket vurderes luftinnblandingen for lukeåpning  $h \geq 15$  cm til å ha liten innvirkning. Måleresultatene viser at den gjennomsnittlige innkommende kritiske hastigheten er lavere enn  $5$  m/s. I følge Heller (2011) er minimum vannhastighet for å få luftmedriving  $v = 6$  m/s.

### 7.8.2 Laboratorieeffekter

Den viktigste laboratorieeffekten er plastringens utforming. En godt utført plastring vil ha en jevn overflate uten oppstikkende steiner, samt høy innlåsningskraft mellom steinene. På den ene siden kan det forventes at det er langt lettere å plassere en plastring for hånd i liten skala enn det vil være å plassere store blokker med gravemaskin i felt. På den andre siden må det tas høyde for at erfaringen til utføreren av dette modellforsøket er mindre enn hos en profesjonell plastrer.

Antall steiner i hver plastring ble telt og registrert. Den lave utviklingen i antall steiner i plastringen, med kun en svak stigende trend, tilsier at økt

erfaring hos utfører ikke førte til vesentlig sterkere plastring utover modellforsøket. En suksessfaktor for å oppnå en jevn plastring har vært å utføre en rekke prøveplastringer og prøveforsøk. Rådføring hos erfarne nøkkelpersoner ved universitetet har også bidratt til god utførelse av plastringen.

Av pågående forskningsaktivitet ved NTNU er det påvist laboratorieeffekter ved plastring av fyllingsdammer. Her viser det seg at plastringens kompaktitet er større i laboratoriet enn i fullskala. Plastringens kompaktitet har ført til at dammene konstruert i laboratoriet har høyere styrke enn fullskalaforsøkene (Langaker, 2013). For en fyllingsdam vil plastringens kompaktering, og steinenes kontaktflate seg i mellom, være avgjørende for skråningsvernets styrke. I fyllingsdammen er det en vertikal kraftoverføring mellom plastringssteinene. Kraftoverføringen er avgjørende for å oppnå høy innlåsningskraft og friksjonskraft for hver enkelt stein. Jo mer kompakt en plastring er utført, jo høyere kan innlåsningskraften og friksjonskraften forventes å være. For et plastringsdekke på et horisontalt underlag, hvor steinenes lengste akse står tilnærmet vinkelrett på underlaget, vil ikke steinenes kontaktflate være like sentral for plastringens stabilitet da det ikke er noen vertikal kraftoverføring mellom steinene.

### 7.8.3 Tidseffekten

Ut fra den gjennomsnittlige bruddtidspunktet på 5 min og 27 sek, og bruddtidsfordelingen presentert i figur 6.9, kan det argumenteres med at det var forsvarlig å kjøre forsøkene med et tidsintervall på 15 minutter. Bruddtidspunkt er her definert som tiden fra vannføringen ble økt.

Teoretisk sett kan steinene bruke lengre tid enn fem minutter på å løsrive seg. Resultatene fra modellforsøket viser at det statistisk sett er lav sannsynlighet for å få et brudd etter 15 minutter har passert.

15 minutter i modellen tilsvarer litt over en time i prototypen.

### 7.8.4 Stedlige effekter

Den høye sedimentkonsentrasjonen i vassdraget ved dam Checra vil føre til at vannets tetthet økes. Som vist i kraftlikevektprinsippet vil vannets økte tyngdetetthet føre til redusert stabilitet for plastringen. Samtidig vil massetransporten i elva inneholde en god del store steiner og blokker. Dette vil bidra til å redusere hastigheten (Løvoll, 2012), som igjen fører til økt stabilitet av plastringen.



Det er ikke kjent om undervannet kan skape et vannstandsprang over plastringen. Det er derfor ikke studert om turbulensforholdene i et vannstandsprang kan skape ugunstige strømningsforhold som vil øke drag- og løftekraften.

I modellforsøket er det ikke tatt høyde for at elvens naturlige sedimentkonsentrasjon, og undervannet eller steiner og blokkers påvirkning på strømningsforholdene.

Under er det gjort en analytisk vurdering på hvordan steinenes tetthet og form kan påvirke sikkerheten til plastringen.

### 7.8.5 Sikkerhetsfaktor

Figur 7.6 viser en anbefalt operasjonskurve for flomlukene. Kurven angir en lavere tillat vannstand i magasinet ved åpning av flomlukene enn modellforsøket. Denne tar høyde for redusert tyngdetetthet av plastringssteinen og mindre gunstig formfaktor på steinene. Den inkluderer også usikkerheten i måleresultatene.

Steinene benyttet i modellforsøket hadde en høy tetthet. En gjennomsnittlig verdi på  $\rho_s = 3039 \text{ kg/m}^3$  ble målt. Basert på kraftlikevekstprinsippet er det beregnet hvor mye kritisk hastighet må reduseres hvis steinenes tetthet reduseres til  $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$ . Beregningene ga en hastighetsreduksjon på 8%.

I modellforsøket ble det benyttet stein med en mer avlang form en hva som er tilgjengelig i området hvor prototypen bygges. En gjennomsnittlig verdi på  $a = 103.7 \text{ cm}$  ble målt. Basert på kraftlikevekstprinsippet er det beregnet hvor mye kritisk hastighet må reduseres hvis steinenes lengste akse reduseres til  $a = 70 \text{ cm}$ . Beregningene ga en hastighetsreduksjon på 21%. Her er det antatt at eksponert areal,  $A_L$  og  $A_D$  forblir uendret.

Som beskrevet i delkapittel 4.9, vil måleresultatene ha en usikkerhet med verdi  $\Delta_Q$ . Den gjennomsnittlige verdien av denne usikkerheten er beregnet til å være  $\overline{\Delta_Q} = 14 \text{ l/s}$  for oppsett Checra. Her har en redusert vannføring blitt foreslått, med verdi  $Q_{\text{tillatt}} = Q_{\text{målt}} - 3\overline{\Delta_Q}$ . Dette svarer til en hastighetsreduksjon på omtrent 12%.



## Kapittel 8

# Konklusjon

### Dam Checras

Modellforsøket viste at det erosjonsbeskyttende dekket var stabilt ved maksimal åpning av flomlukene, når vannstanden i magasinet var ved høyeste regulerte vannstand.

Det må tas høyde for at steinene som er planlagt å benytte i prototypen har mindre gunstig form enn steinene fra modellforsøket. En anbefalt operasjonskurve for flomlukene er presentert, basert på usikkerheten i forsøkene og mindre gunstig form og tetthet på steinene. Maksimal anbefalt lukeåpning vil være avhengig av trykkehøyden i magasinet. Ved maksimal lukeåpning anbefales det i følge denne operasjonskurven at trykkehøyden i magasinet er lavere enn 8.5 m.

Erfaringer fra pågående forskningsaktivitet ved NTNU tyder på at plastring utført i laboratoriet har bedre stabilitet enn plastringer i fullskala. Det kan derfor forekomme at plastringen i prototypen har noe lavere kapasitet enn resultatene fra modellforsøket. Denne laboratorieeffekten er ikke tatt med i operasjonskurven beskrevet over.

Seksjonen med injisert plastring oppstrøms den ordnede plastringen bidrar til økt stabilitet for mindre lukeåpninger. Denne effekten avtar med økt dybde. Forsøket viste at seksjonen med injisert plastring liten påvirker på stabiliteten til plastringen ved dykningsgrad  $\frac{y_2}{d_s} > 2.5$ .

Det må vurderes om området nedstrøms det erosjonsbeskyttende dekket består av lett eroderbare masser. Hastigheten og energinivået er fortsatt

høyt nedstrøms plastringen. Vannet vil kunne grave seg inn under plastringen fra nedstrøms ende og gjøre plastringen ustabil. Om denne prosessen får pågå i tilstrekkelig lang tid kan erosjonsskadene i verste fall bevege seg opp til dammen og gjøre den ustabil.

## Generelt

Modellforsøket har vist at plastret sikring gir høyere sikkerhet enn rauset sikring. Det er også vist at den plastrede sikringen har en restkapasitet med hensyn på globalt brudd, etter at den har gått til definert brudd. På et av forsøkene ble det vist at plastringen tålte en vannføringsøkning på 22 % fra definert brudd til globalt brudd.

Forsøkene viste at ordnet plastring på horisontalt underlag ved overkritisk strømming tåler en høyere belastning enn anbefalte verdier fra etablert teori. Resultatene er sammenlignet med Maynords beregningsmetode. En redusert stabilitetskoeffisient fra  $C_{s,may} = 0.3$  til  $C_{s,may} = 0.04$  gir samsvar mellom beregningsmodell og måleresultat. Her er det viktig å understreke at den alternative stabilitetskoeffisient er basert på få måledata, og må verifiseres før den benyttes til dimensjonering av plastringsdekke.

Grunnet tilgjengelig tid i laboratoriet har det blitt valgt bort å studere nødvendig lengde og tykkelse av sikringslaget.

## Om modell

Det har blitt utviklet et modelloppsett som kan produsere forskjellige strømningsforhold over et horisontalt erosjonsbeskyttende dekke. Her har nøye utvelgelse og av stein, samt grundig utførelse av plastringsarbeid, vært suksesskriterier for å oppnå lav variasjon og høy repeterbarhet i forsøkene.

Det burde vært benyttet en mindre steinstørrelse i forsøket, da det var utfordrende å få plastringen til å gå til globalt brudd.

Modelloppsettet hadde en klar svakhet ved at det ikke lot seg gjøre å måle strømningsforholdene direkte over plastringen. Utfordringen her er at de ustabile strømningsforholdene er en direkte konsekvens av det å studere plastringssteinens oppførsel ved disse hastighetene. Strømningsforholdene kunne blitt gjort mer stabile ved å øke dybden, men dette ville gitt et urealistisk oppsett i forhold til prototypen.

## **Forslag til videre forskning**

Førsket bør utføres i en annen skala for å avdekke eventuelle skala- og laboratorieeffekter. Her vil det være mest relevant å utføre fullskalaforsøk, for å avdekke om plastring utført i laboratoriet gir en økt sikkerhet grunnet plastringsmetode.

Videre vil det være interessant å utføre forsøk hvor steinenes form varieres, for å studere påvirkningen av plastringssteinenes innlåsningskraft.

Generelt vil det være interessant å utføre flere forsøk med ordnet plastring. Både for slake og bratte elver. Ved å ha et bedre dimensjoneringsgrunnlag for ordnet plastring vil det være lettere å utføre sammenligninger knyttet til kostnad og sikkerhet mellom plastret og rauset sikring.

# Bibliografi

- Brown, S. A., Clyde, E. S. (1989) *Design of Riprap Reventment*. Georgetown Pike, Federal Highway Administration
- Jenssen, L., Tesaker, E. (2009) *Veileder for dimensjonering av erosjonssikring av stein*. Oslo, Norges vassdrags- og energidirektorat
- Olivier, H (1967). *Through and overflow rockfill dams - New design techniques*. Proc., Institution of Civil Engineers
- Hartung, F., Scheuerlein. H. (1970). *Design of overflow rockfill dams*. Montreal, 10th international congress of large dams.
- Robinson, K. M., Rice, C. E., Kadavy, K. C. (1998). *Design of rock chutes*. Presented as American Society of Agricultural Engineers Paper No. 97-2062.
- Abt, S. R., Johnson, T. L. (1991). *Riprap Design for Overtopping Flow*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 117, No. 8.
- Raudkivi, A. J. (1990). *Loose Boundary Hydraulics*. Tredje utgave. Pergamon Press.
- Izbash, S. V., Khaldre, Kh. Yu. (1959). *Hydraulics of River Channel Closure*. London, Butterworth & Co (Publishers) Ltd
- Ven Te Chow (1959) *Open-Channel Hydraulics*. Singapore, McGraw-Hill Books Co.
- Liuimerinos, J. T.(1970) *Determination of the Manning Coefficient from Measured Bed Foughness in Natural Channels*. Washington: Water Supply Paper 1898-B, U.S. Geological Survey
- Bathurst, J. C. (1985). *Flow resistance estimation in mountain rivers*. J. Hydr. Engrg., ASCE, 111(4),625-643.

- Rice, C. E., Kadavy, K. C., Robinson, K. M. (1998) *Roughness of loose rock riprap on steep slopes*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124, No.2, February,
- Escarameia, M. (1998) *River and channel revetments. A design manual*. London: Thomas Telford Publications
- Vischer, D. L., Hager, W. H. (1995) *Hydraulic structures design manual: Energy Dissipators*. Rotterdam: A. A. Balkema
- Lia, Leif (2013) Muntlig referanse
- Jochen Aberle (2013) Muntlig referanse
- Lia, L., Vartdal, E. A., Skoglund, M., Campos, H. E. (2013) *Rip Rap Protection of Downstream Slopes of Rock Fill Dams - A Measure to Increase Safety in an Unpredictable Future Climate*.
- Terzaghi, K., Peck R. B., Mesri, G. (1996) *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3. utgave) New York: John Wiley & Sons, INC.
- Løvoll, Aslak (2012). Muntlig referanse
- Hjulström, Filip (1935) *Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the*. Uppsala, Uppsala universitets geografiska institutionen
- Naudascher, E. (1992). *Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke*. 2nd edition, Springer-Verlag Wien New York
- Ole Kristian Langaker (2013) *Plastring av nedstrøms skråning på fyllingsdammer. Prototyp- og modellforsøk*. Trondheim, Masteroppgave NTNU
- Heller, V. (2011). *Scale effects in physical hydraulic engineering models*. Journal of Hydraulic Research 49(3): 293-306.
- Crowe, Clayton T., Elger, Donald F., Roberson, John A. (2005) *Engineering fluid mechanics*. Hoboken, N.J.: Wiley. 8th ed.





# Tillegg A

## Beskrivelse av forsøkene

Under følger en beskrivelse av hvert enkelt forsøk.

I tilfeller hvor brudd inntraff ved stabil vannføring er bruddvannføringen bestemmes ved å beregne middelverdien av måleserien hvor dybde og vannføring var tilnærmet konstant.

I tilfeller hvor brudd inntraff da vannføringen økte er bruddvannføring definert som midtpunktet mellom stabil vannføring og bruddtidspunktet.

I tilfeller hvor bruddtidspunktet var ukjent er bruddvannføring definert som midtpunktet mellom to stabil vannføringer.

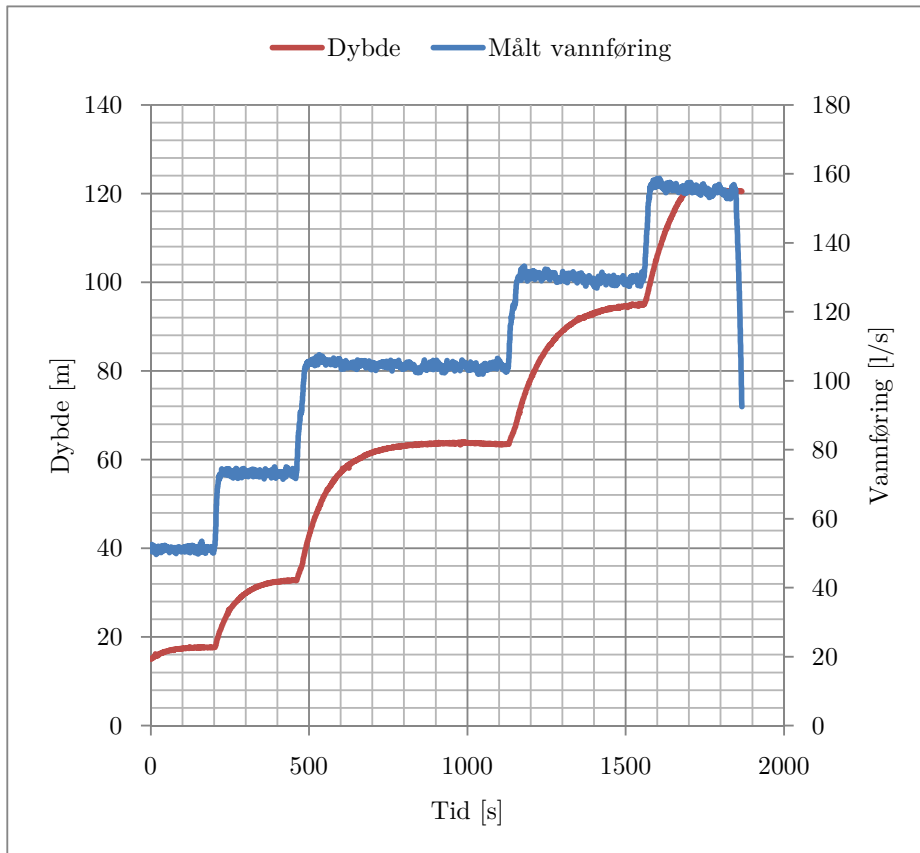
Videre gjelder

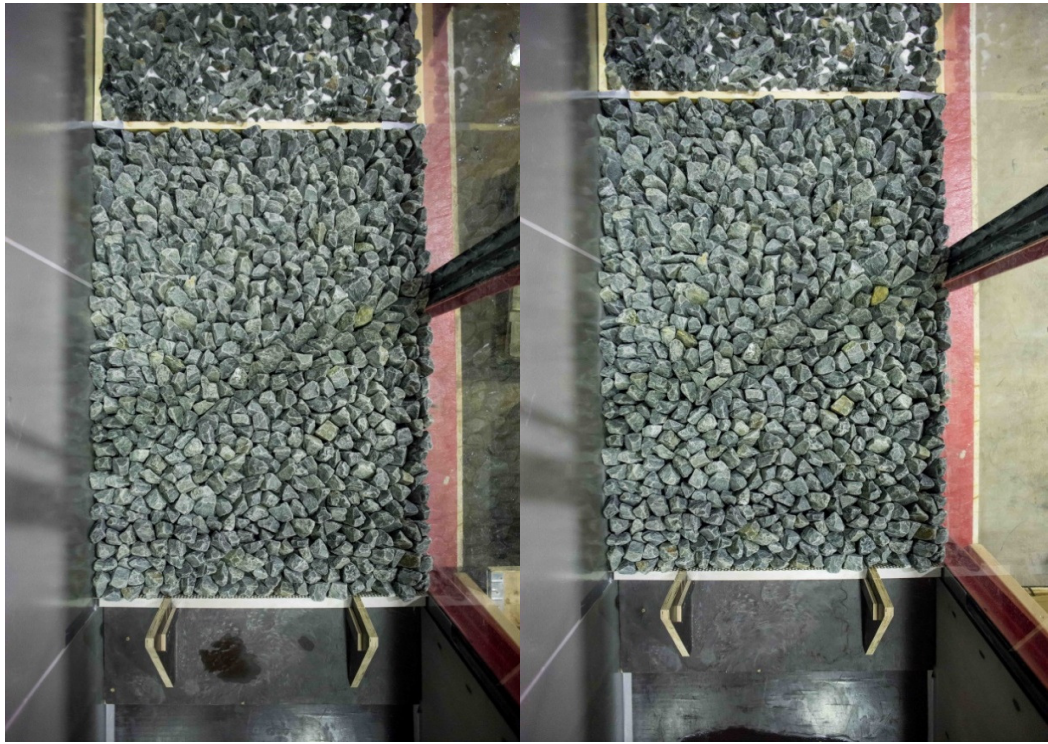
- $h$  - lukeåpning
- $t$  - tid
- $y_1$  - dybde oppstrøms luka
- $y_2$  - dybde nedstrøms luka
- $Q$  - vannføring
- $\mu$  - middelvei av måleserie
- $\sigma$  - standardavvik, vannføring
- $\Delta$  - usikkerhet, vannføring
- $k$  - lukekoeffisient

Maksimal vannføring		
t	Q	$y_1$
1842	155,5057	138,6

Vannføringsmålinger		
$y_1$	Q	k
17,63526	51,9077	0,558112
32,64654	72,95233	0,576502
63,75161	103,8962	0,587536
94,86726	129,6566	0,601059

Ingen brudd. Forsøk avlyst grunnet problem med oppstrøms dybdemåler





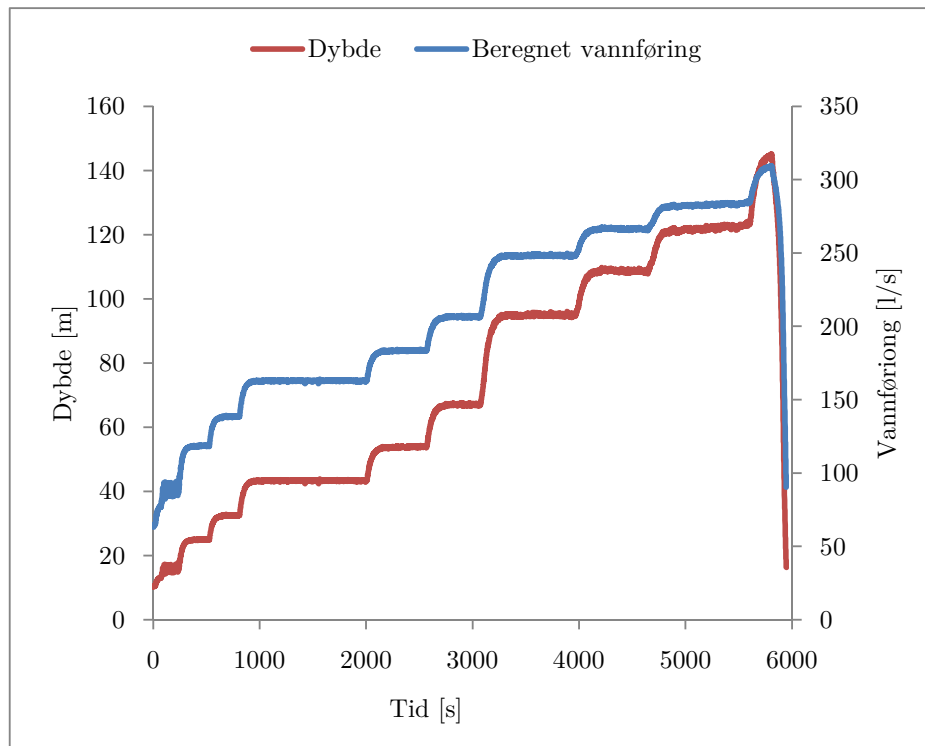
før

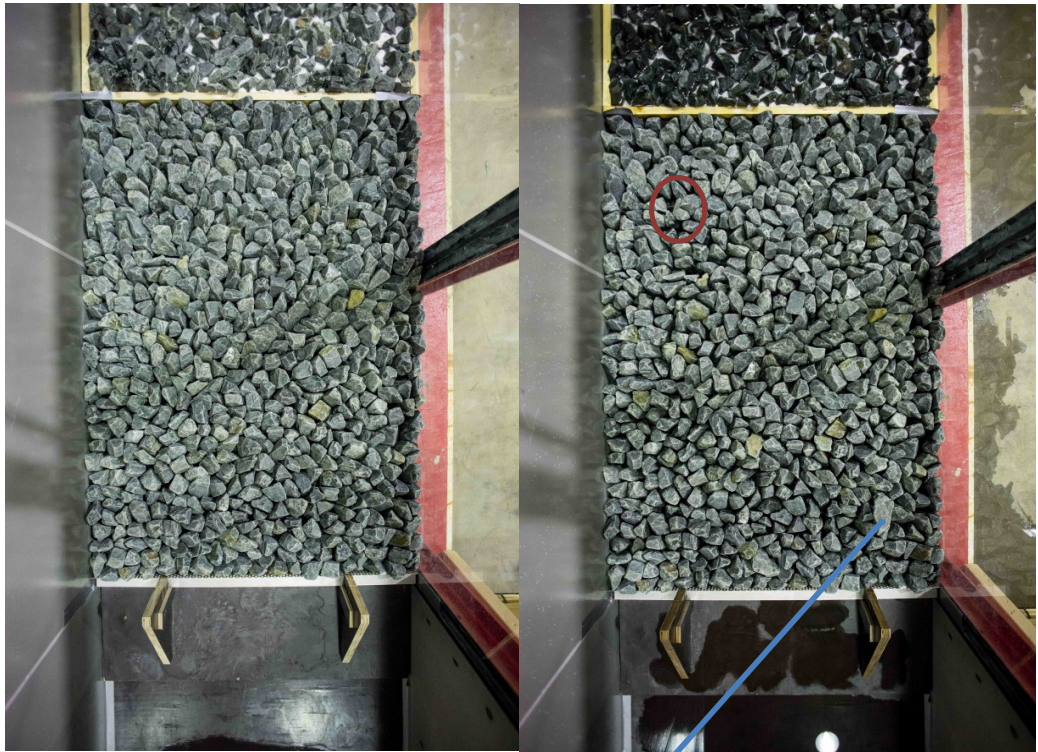
etter

$$h = 10\text{cm}$$

Brudd ved			Vannføringsmålinger		
	$\mu$	$\Delta$	$y_1$	$Q$	$k$
t	5800	0	28,2	125	0,53
$y_1$	133,9	10,5	49,6	173	0,55
$y_2$	6,2	0,027	90,6	242	0,57
Q	297	12	119,0	280	0,58

Brudd ble observert ved  $t=5800$  s mens vannføingen økte fra  $Q=285$  l/s til  $Q=310$  l/s





før

etter



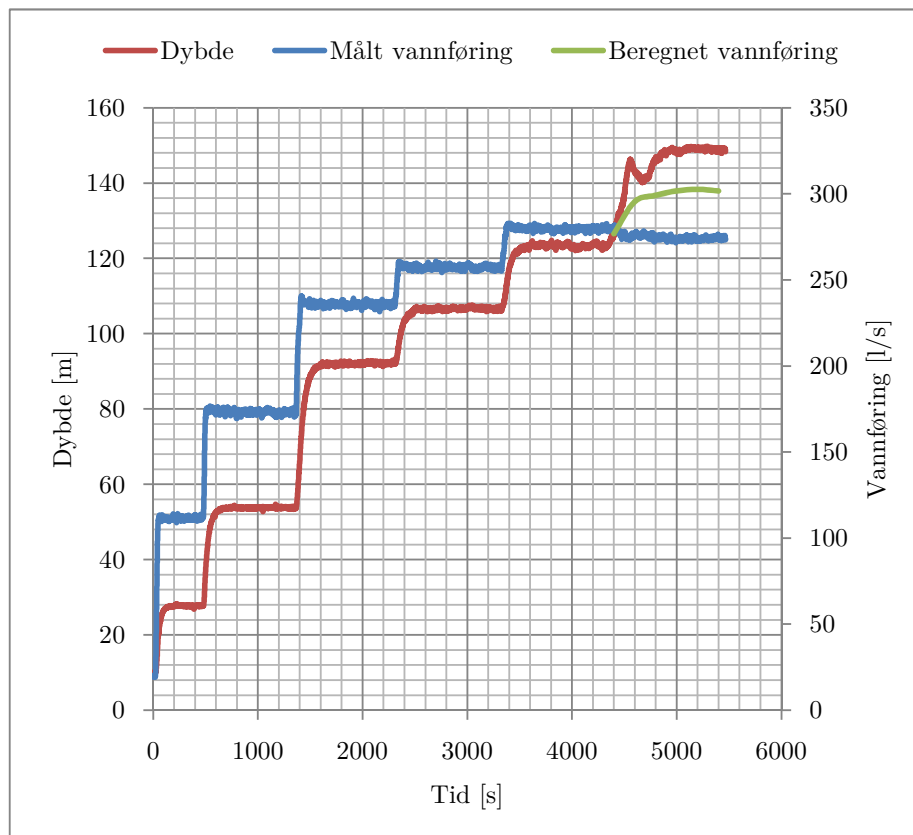
løsrevet stein



$Q=262\text{ l/s}$

	Brudd ved		Vannføringsmålinger		
	$\mu$	$\Delta$	$y_1$	Q	k
t	4800	400	27,6	112	0,53
$y_1$	137,7	11,5	53,9	171	0,55
$y_2$	5,9	0,2	92,1	234	0,56
Q	289	13	106,6	258	0,58
			123,2	279	0,58

Brudd intraff en gang t=4400 s og t=5200 s. På grunn den store luftmedrivningen var det ikke mulig se når plastringen gikk til brudd. Mangler vannføringsmåling for siste pådrag

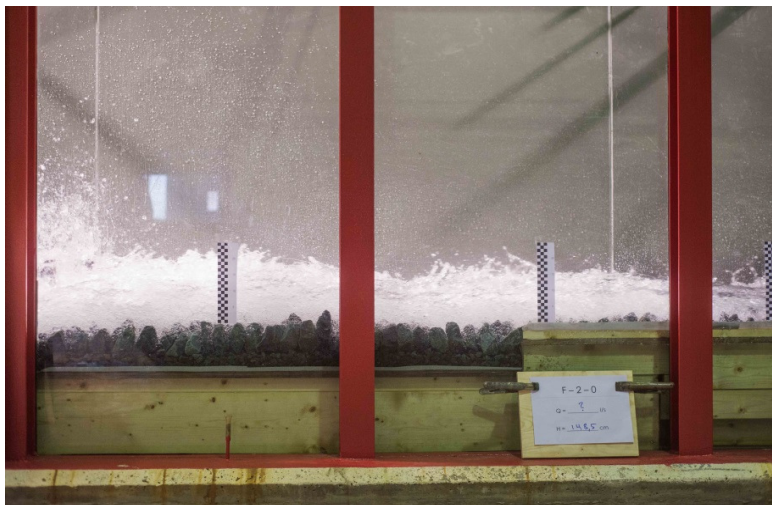
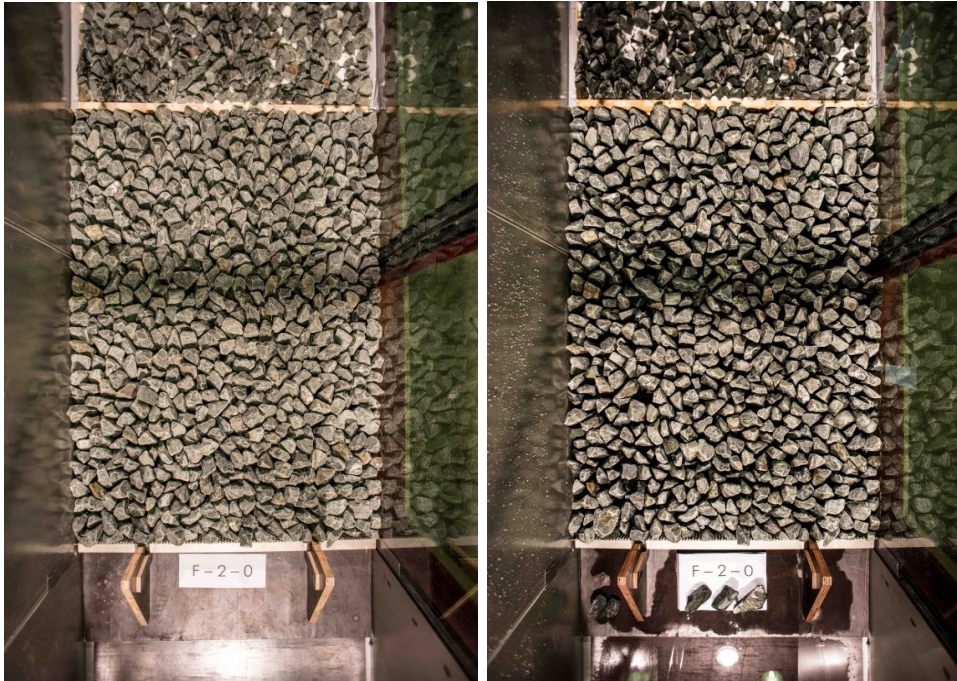


F-2-0

Lukeåpning

04.05.2013

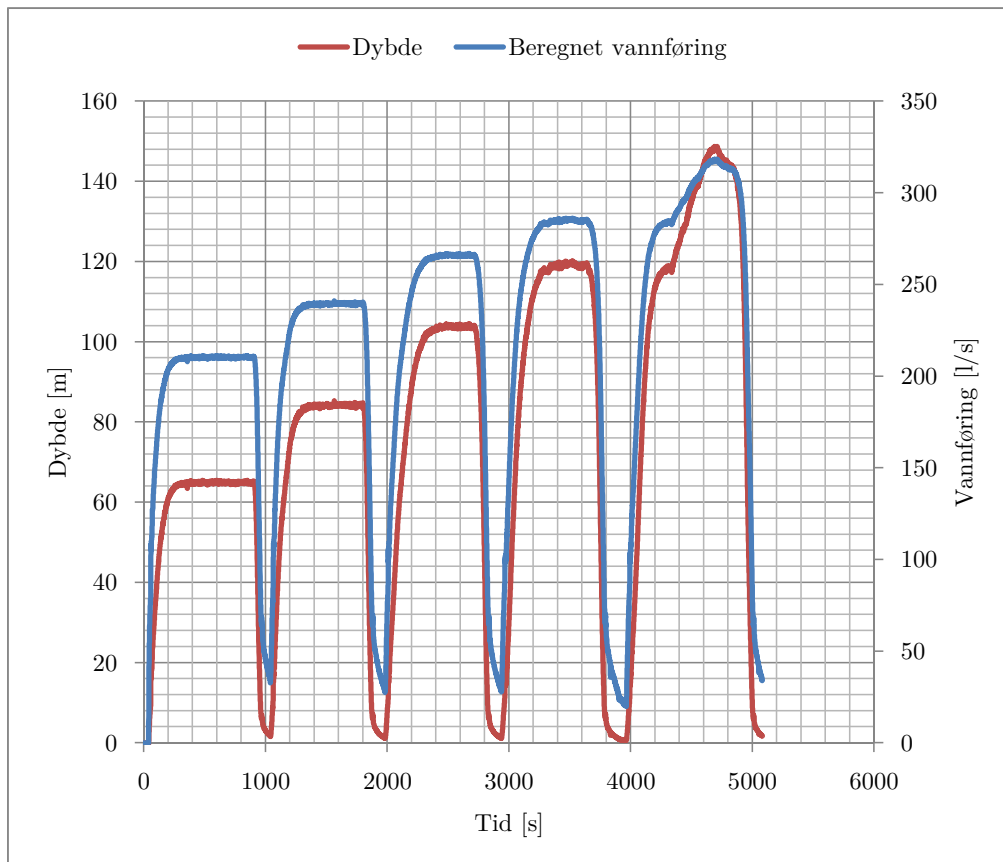
$h = 10\text{cm}$



Vedlegg A

Brudd ved			Vannføringskurve		
	$\mu$	$\Delta$	$y$	$Q$	$k$
t	4552	150	64,9	202	0,57
$y_1$	136,7	11,7	84,3	231	0,57
$y_2$	6,0	0,091	103,7	259	0,58
Q	305	13	65,0	201	0,56
			119,5	281	0,58

Brudd intraff i løpet av det siste pådraget





F-2-1

Lukeåpning  
h = 10cm

04.05.2013

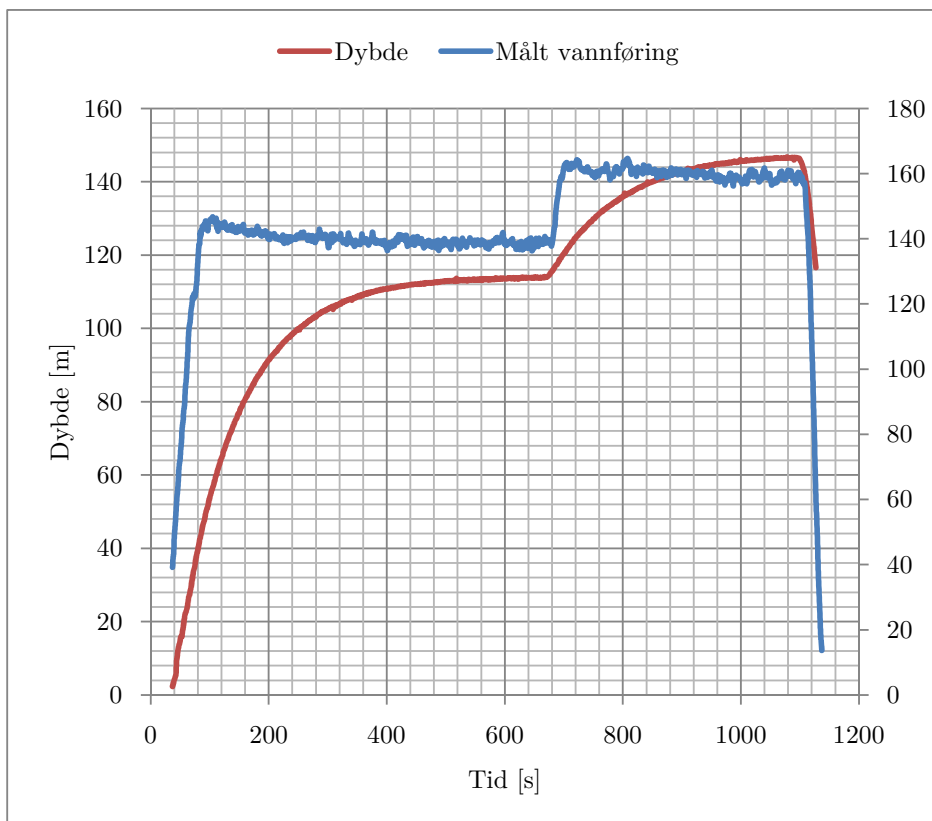


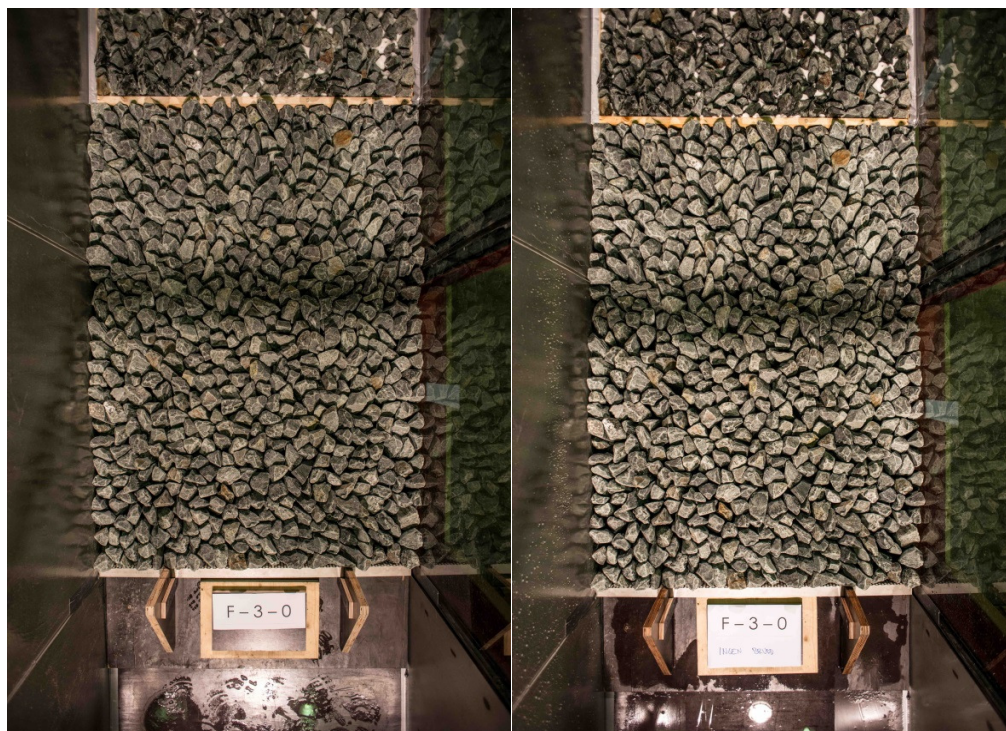
Vedlegg A

## Vannføringskurve

y	Q	k
113,832	138,1753	0,5847613
146,5069	159,8778	0,5964027

Ingen brudd

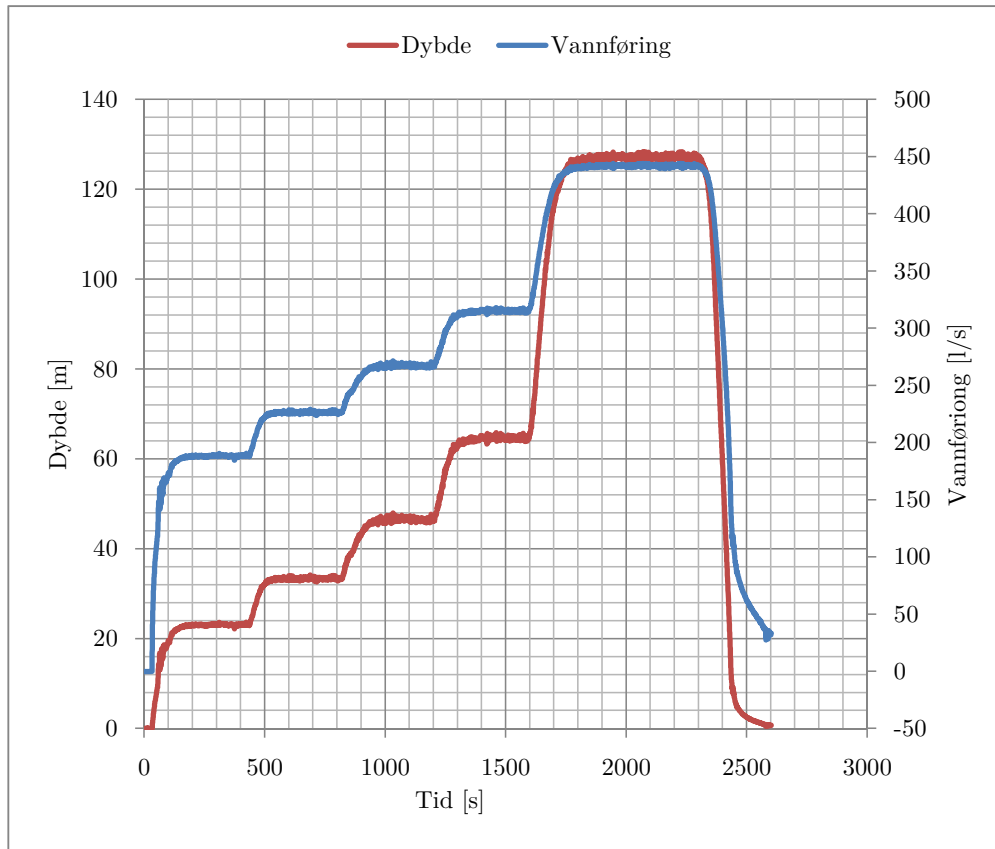




Brudd ved		
	$\mu$	$\Delta$
t	1700	0
$y_1$	90,7	26,0
$y_2$	8,9	0,2
Q	369	54

Vannføringsmålinger		
$y_1$	Q	k
23,2	160	0,50
33,4	197	0,51
46,7	241	0,53
64,8	290	0,54

Brudd inntraff ved  $t=1700$  s mens vannføringen økte fra  $Q=315$  l/s  $Q=423$  l/s. Den store vannføringsøkningen fører til at det er noe usikkerhet knyttet til den faktiske kritiske vannføringen



F-4-0

Lukeåpning

06.05.2013

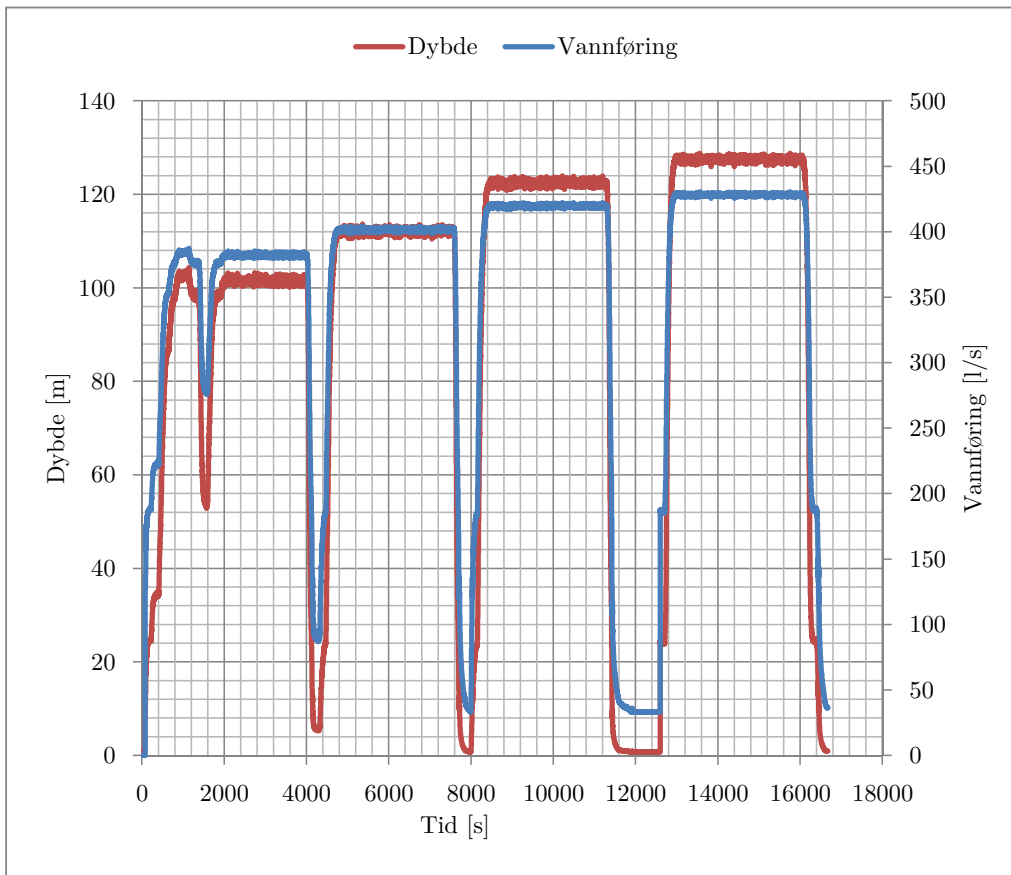
$h = 15\text{cm}$



Brudd ved		
	$\mu$	$\Delta$
t	800	200
$y_1$	94,2	8,4
$y_2$	9,5	0,03
Q	368	16

Vannføringsmålinger		
$y_1$	Q	k
24,7		162
34,2		199
(Brudd nr. 2)		
		$\mu$
$y_2$		9,2
Q		428

Brudd ved  $y_1 \approx 100$  cm. Testen fortsatte for å studere plastringens utvikling over tid som vist under. Ingen endring ble observert ved  $y_1 = 110$  cm og  $y_1 = 120$  cm. Tre steiner gikk til brudd ved 130 cm. Det var ikke mulig å observere noen brudd de første 5 min av testen på 130 cm.



F-5-0

Lukeåpning

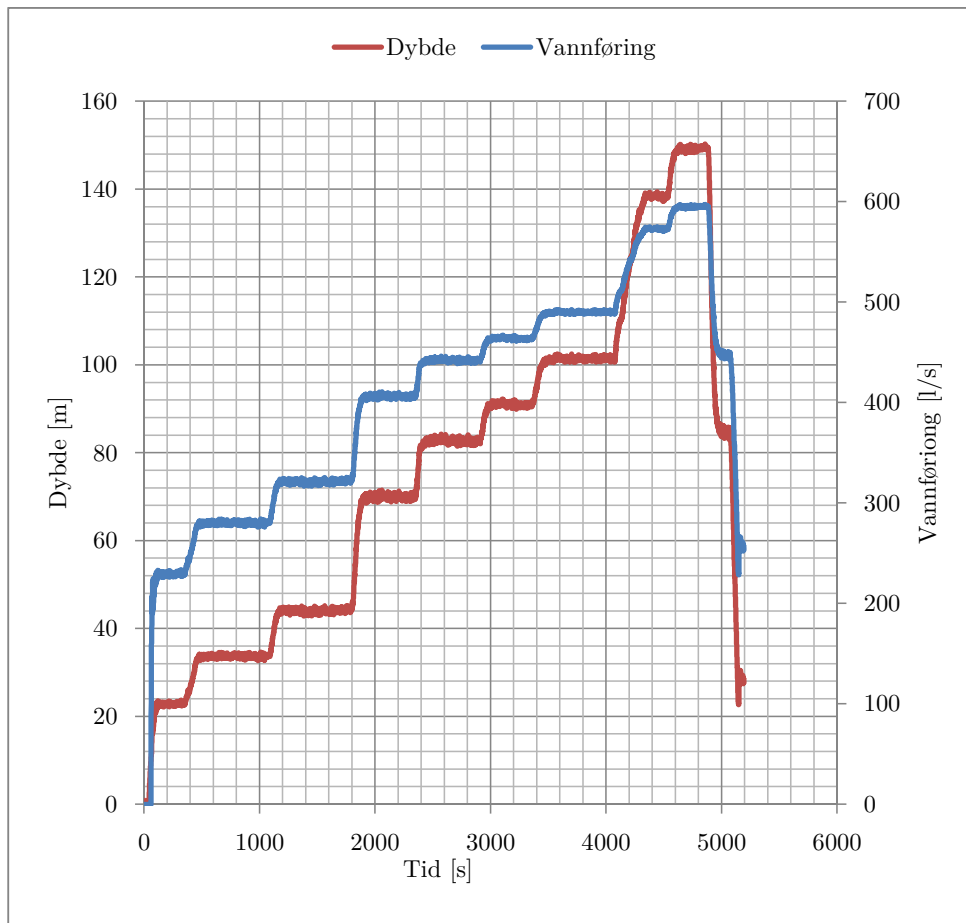
06.05.2013

$h = 15\text{cm}$



	Brudd ved		Vannføringsmålinger		
	$\mu$	$\sigma$	$y_1$	$Q$	$k$
t	4078	0	22,9	197	0,47
$y_1$	101,5	0,3	33,7	253	0,49
$y_2$	12,1	0,1	44,1	296	0,50
Q	490	1			

Brudd ved  $t=4078$  s. Vannføringen var stabil da bruddet inntraff. Videre ble det testet om plastringen lot seg gå til fullt brudd ved  $Q=600$  l/s. Dette lot seg ikke gjøre, men 4 steiner ble løftet ut av plastringen ved denne vannføringen





F-6-0

Lukeåpning

09.05.2013

$h = 20\text{cm}$

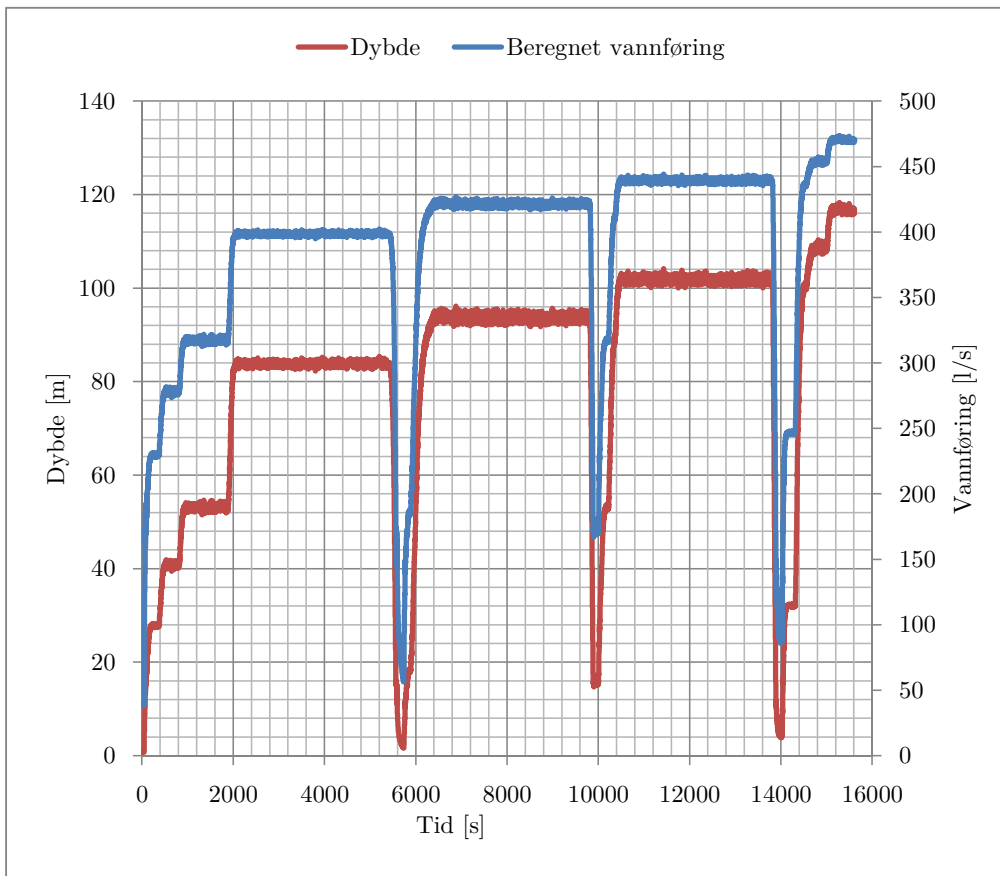


Vedlegg A

	Brudd ved	
	$\mu$	$\sigma$
t	15540	0
$y_1$	117,0	0,5
$y_2$	10,3	0,2
Q	471	1

Vannføringsmålinger		
$y_1$	Q	$k$
27,8	200	0,49
40,6	252	0,51
53,1	296	0,52

Brudd ved  $t=15540 \text{ s}$ . Vannføringen var stabil da bruddet inntraff.



F-7-0

Lukeåpning  
h = 17,5 cm

10.05.2013

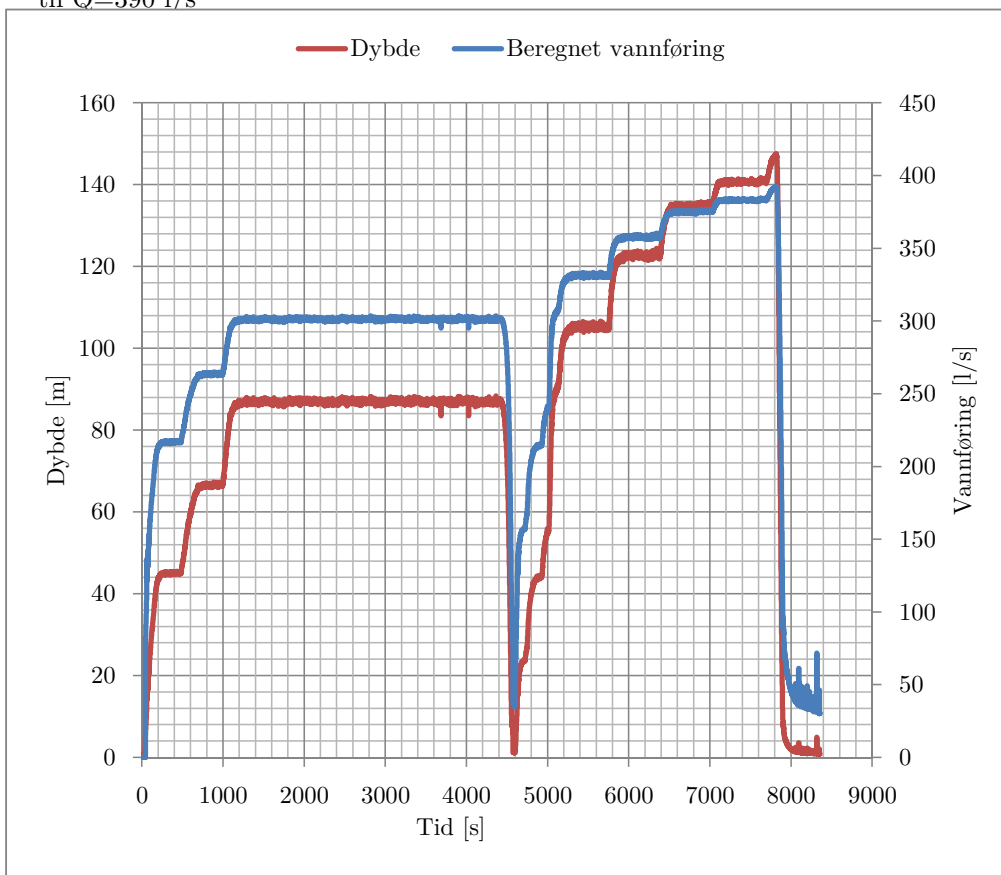


Brudd ved		
	$\mu$	$\Delta$
t	1100	100
$y_1$	76,8	10,2
$y_2$	7,5	0,01
Q	282	19

Vannføringsmålinger		
$y_1$	Q	k
45,0	198	0,53
66,7	250	0,55
87,2	288	0,56

Brudd ved		
	$\mu$	$\Delta$
$y_2$	7,1	0,02
Q	392	9

Brudd intraff ved økning fra  $Q=265$  l/s til  $Q=300$  l/s. Det ble vurdert at brudd var et resultat av grensebetingelser. Teste ble fortsatt for å studere når neste brudd ville inntreffe. Neste brudd intraff ved økning fra  $Q=380$  l/s til  $Q=390$  l/s



F-8-0

Lukeåpning  
 $h = 12,5 \text{ cm}$

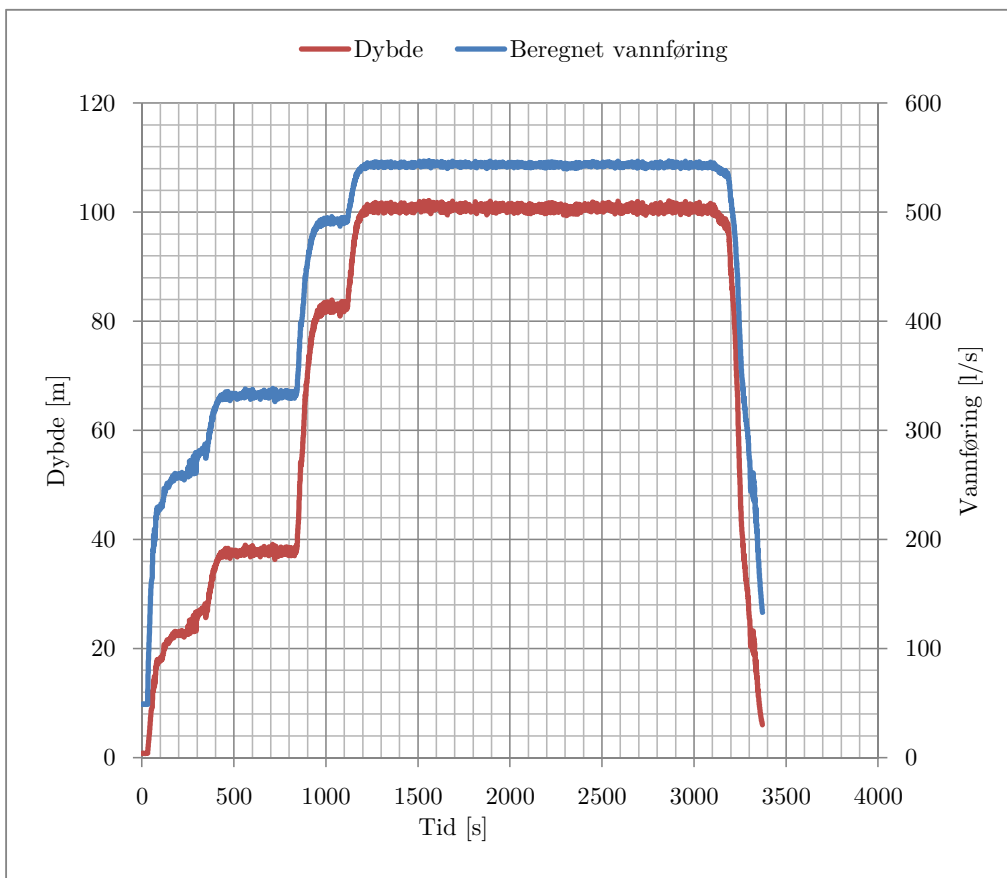
12.05.2013



Brudd ved		
	$\mu$	$\Delta$
t	1500	50
$y_1$	91,6	9,2
$y_2$	14,0	0,01
Q	517	26

Vannføringsmåling		
$y_1$	Q	k
37,9		293
100,9		550
		0,48
		0,55

Brudd inntraff ved økning fra Q=490 l/s til Q= 545 l/s



F-9-0

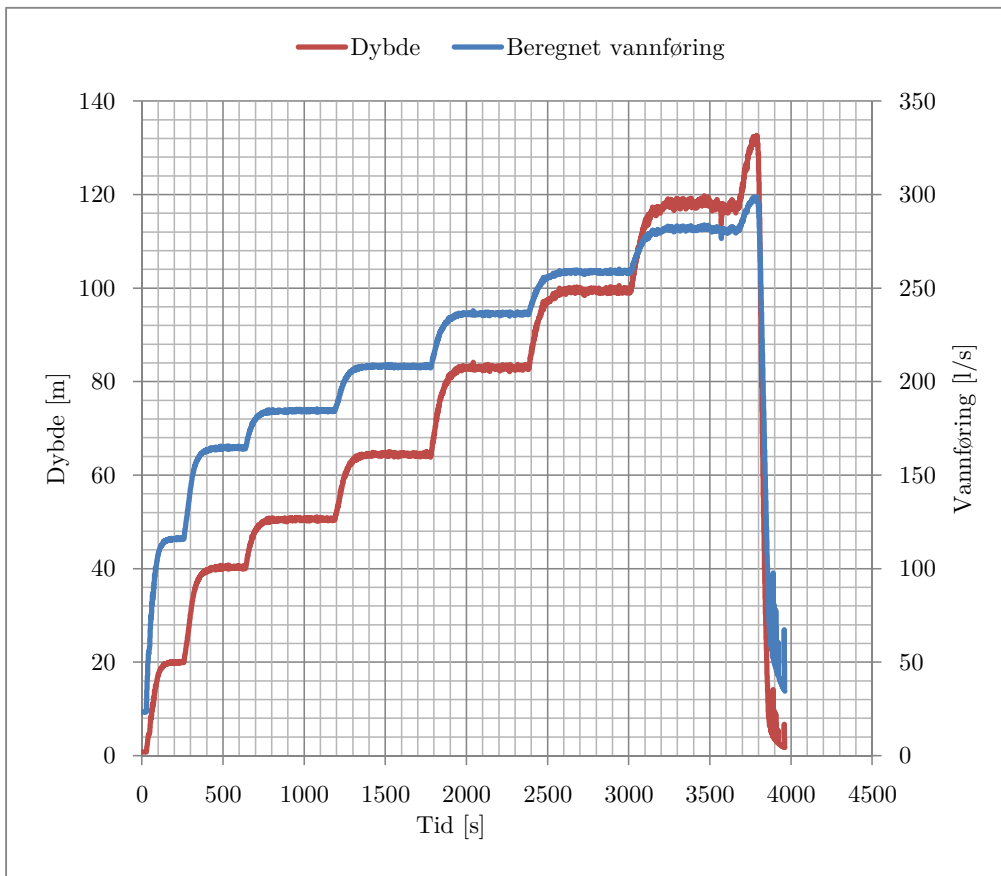
Lukeåpning  
h = 22,5 cm

13.05.2013



Brudd ved			
	$\mu$	$\Delta$	
t	3790	0	Vannføringsmåling mangler, antar k=0,59
$y_1$	124,5	7,1	
$y_2$	5,4	0,3	
Q	289	8	

Forsøket ble gjennomført med 10 min tidssteg på hver vannføring.  
Brudd inntraff ved økning fra  $Q=280$  l/s til  $Q=300$  l/s.

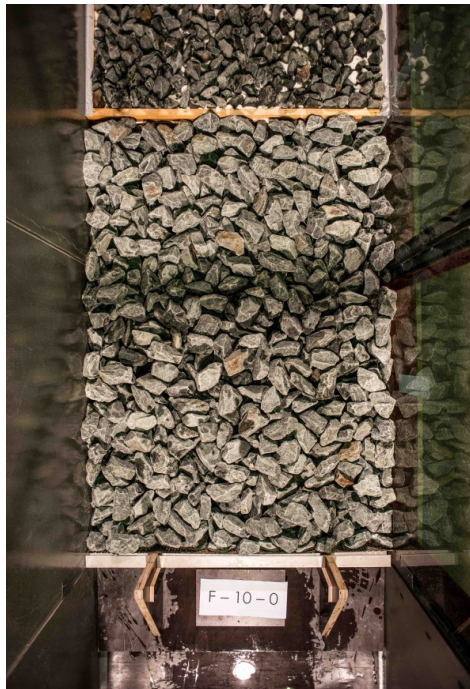




F-10-0

Lukeåpning  
h = 10 cm

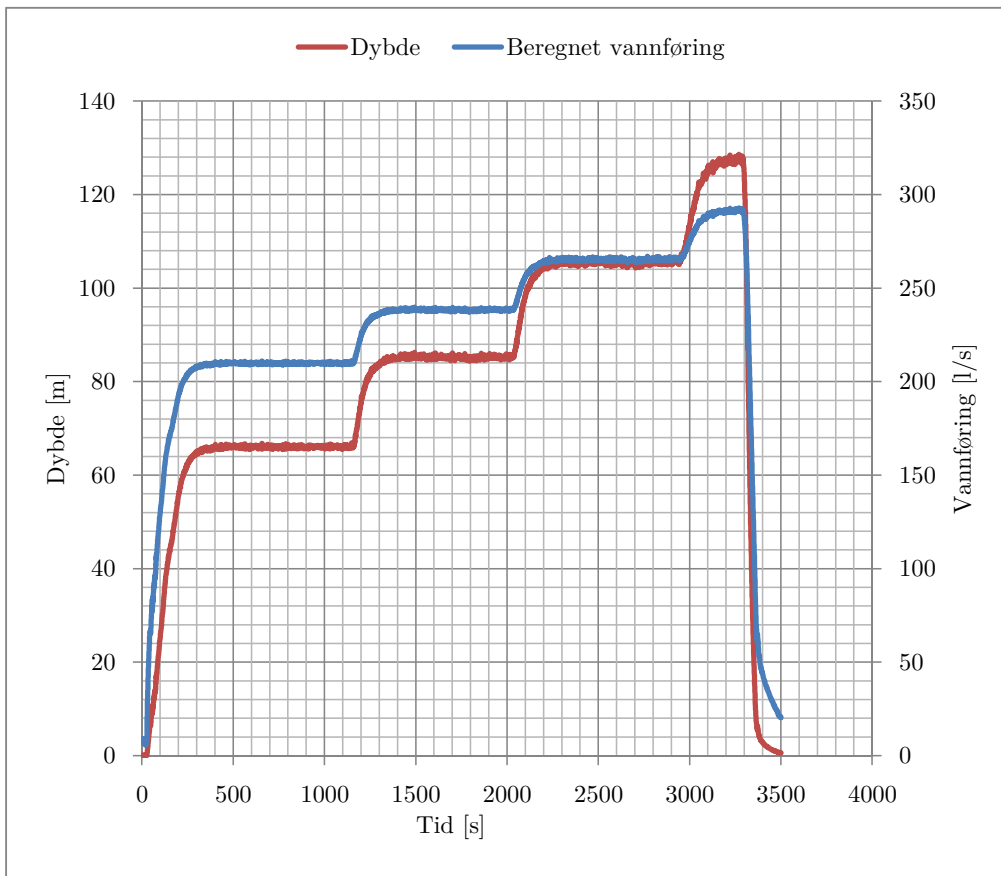
13.05.2013



Vedlegg A

Brudd ved			Vannføringsmåling mangler, antar k=0,58
	$\mu$	$\Delta$	
t	3250	0	
$y_1$	116,3	10,8	
$y_2$	5,2	0,1	
Q	278	13	

Forsøket ble gjennomført med 15 min tidssteg på hver vannføring.  
Brudd inntraff etter økning fra  $Q=265$  l/s til  $Q=290$  l/s.



F-11-0

Lukeåpning

$h = 10 \text{ cm}$

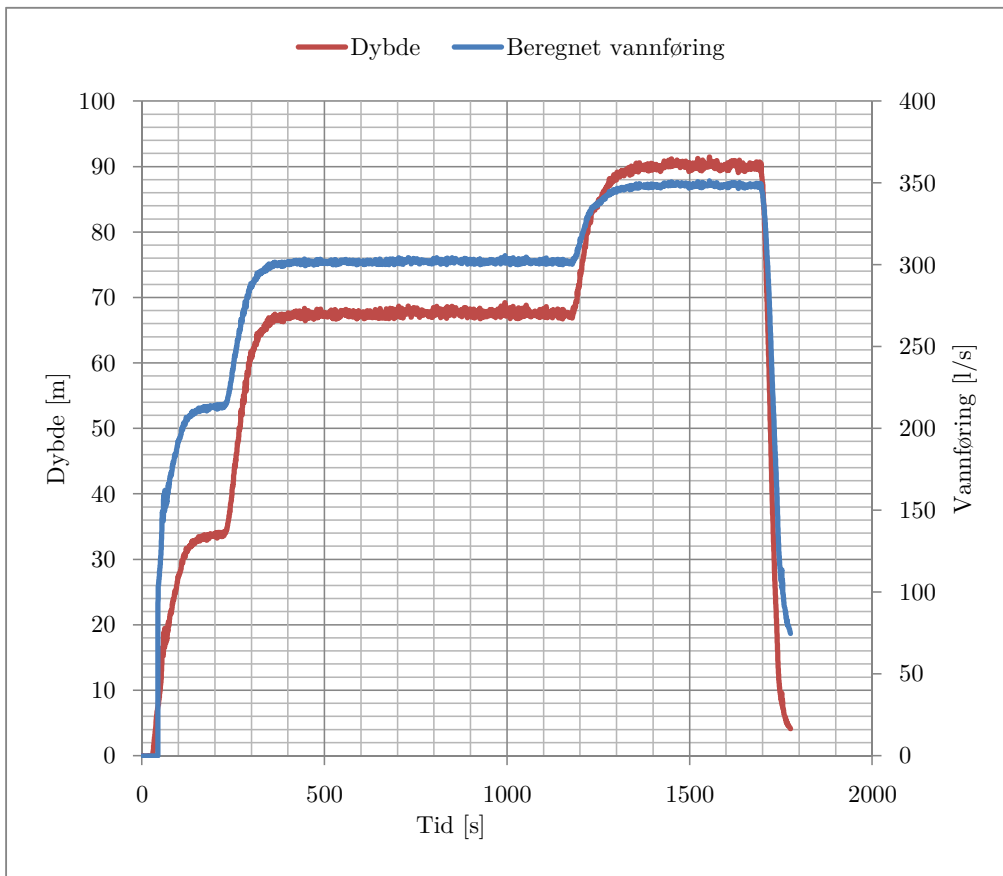
14.05.2013



Vedlegg A

Brudd ved			Vannføringsmåling mangler, antar k=0,55
	$\mu$	$\Delta$	
t	1660	0	
$y_1$	79,0	11,3	
$y_2$	8,6	0,02	
Q	326	23	

Forsøket ble gjennomført med 15 min tidssteg på hver vannføring.  
Brudd inntraff etter økning fra  $Q=300$  l/s til  $Q=350$  l/s.



F-12-0

Lukeåpning  
h = 15 cm

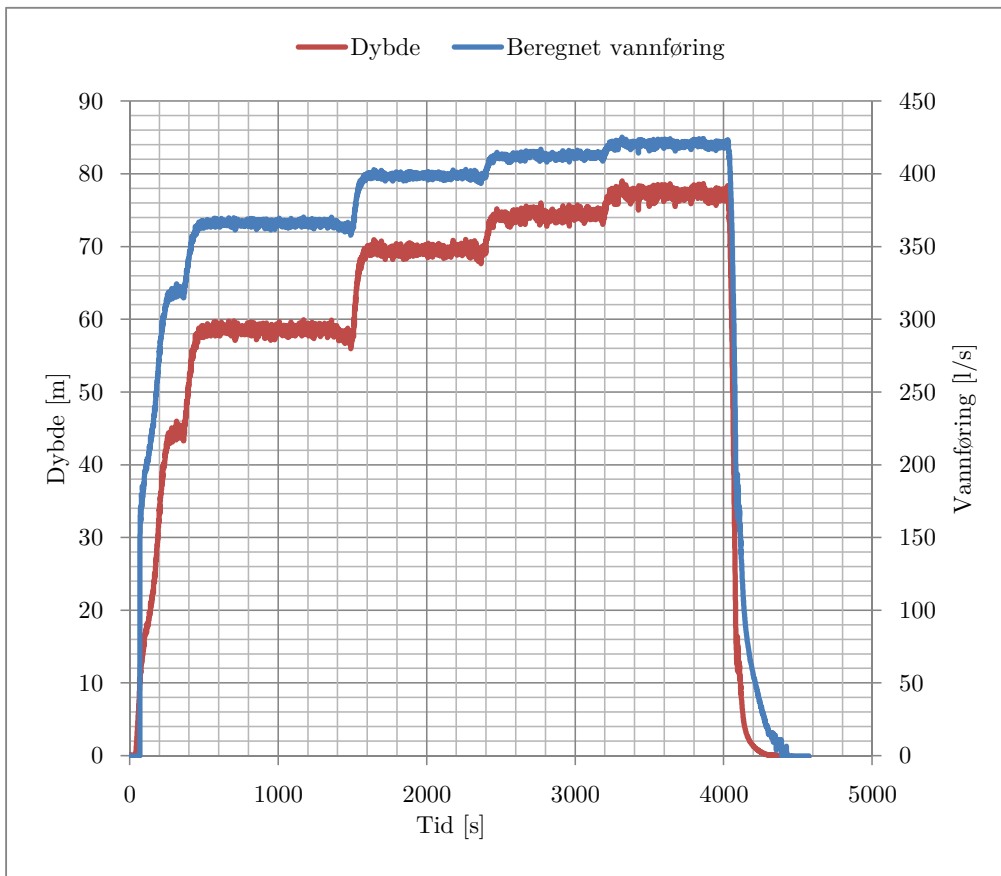
14.05.2013



Vedlegg A

Brudd ved			Vannføringsmåling mangler, antar k=0,54
	$\mu$	$\sigma$	
t	3000	0	
y <sub>1</sub>	74,3	0,5	
y <sub>2</sub>	10,8	0,1	
Q	412	1	

Filter ble eksponert ved t=3000 s. Dette defineres som brudd.  
 Vannføring ble økt 10 l/s for å se om hele plastringen gikk til  
 brudd. Et området rundt avdekket filtermateriale gikk til brudd  
 ved t=3300 s, men resten av plastringen ble stående.



F-13-0

Lukeåpning  
h = 20 cm

15.05.2013

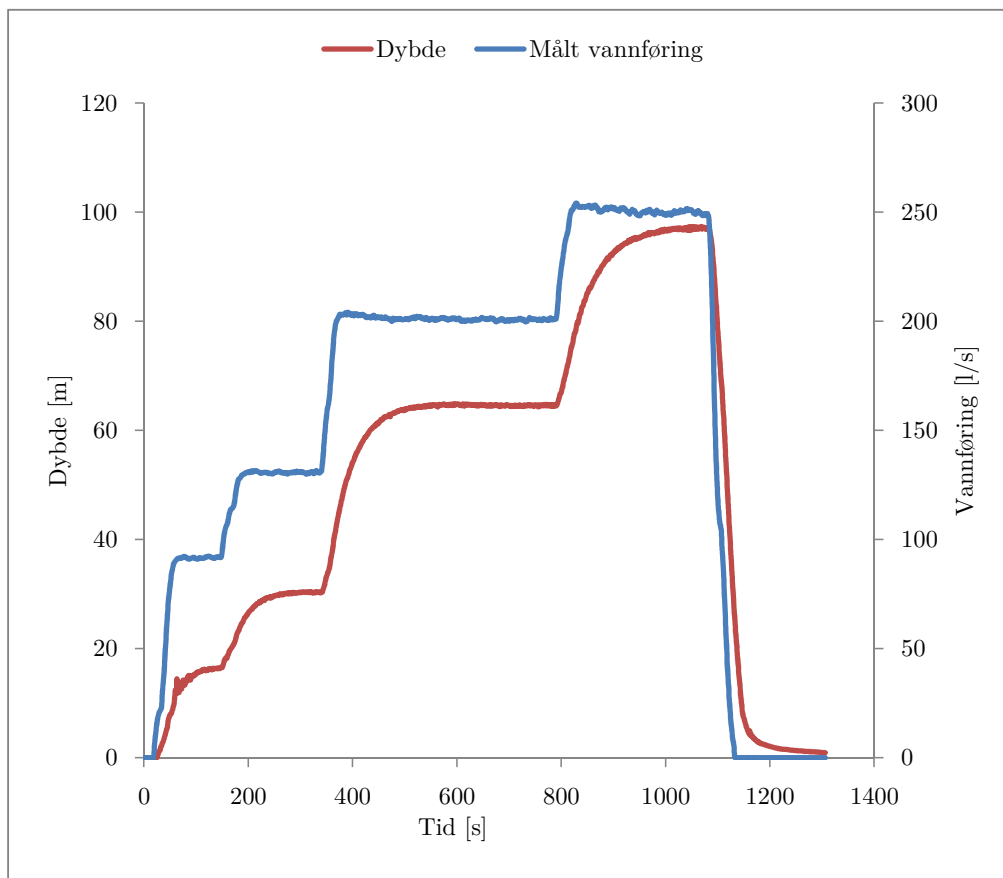


Vedlegg A

Brudd ved		
	$\mu$	$\Delta$
t	960	0
$y_1$	80,2	15,6
$y_2$	5,6	0,02
Q	226	25

Vannføringsmåling		
$y_1$	Q	k
30,3	131	0,54
64,6	201	0,56
96,9	250	0,57

Brudd ved t=960 s. Bruddet intraff ved økning fra Q=200 l/s til Q= 250 l/s





F-14-0

Lukeåpning

15.05.2013

$h = 10 \text{ cm}$

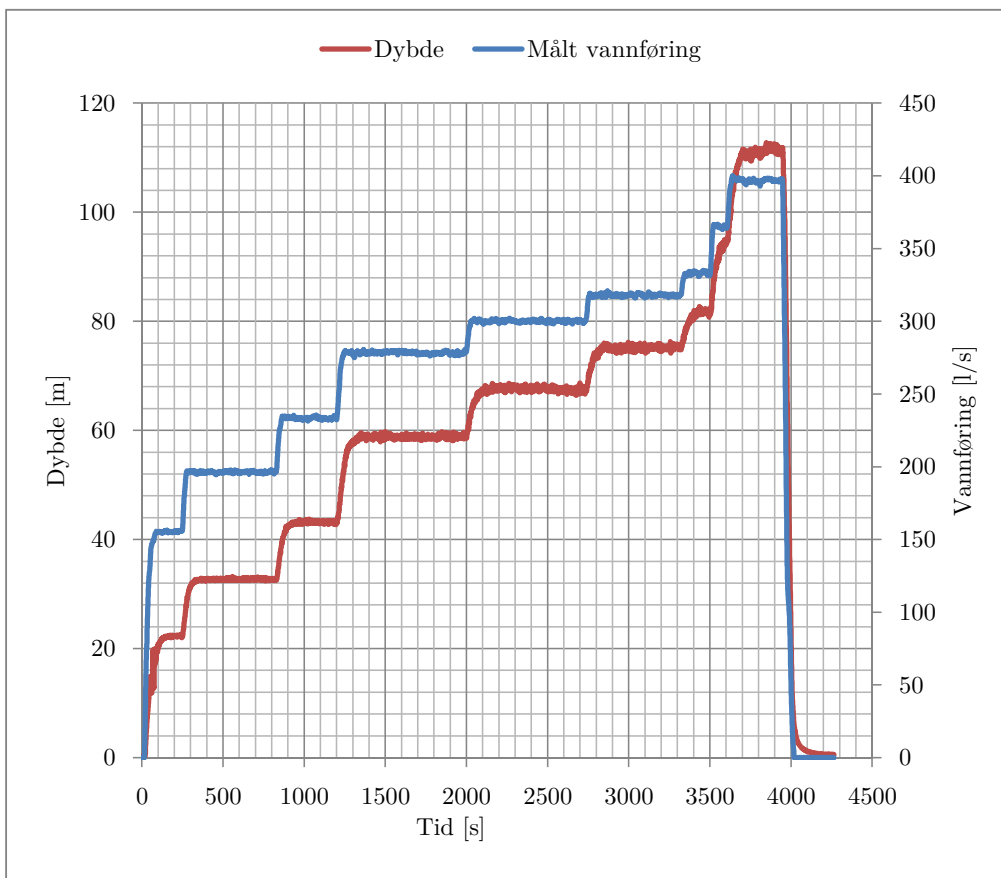


Vedlegg A

Brudd ved		
	$\mu$	$\Delta$
t	3380	0
$y_1$	77,8	2,7
$y_2$	8,7	0,03
Q	325	7

Vannføringsmåling		
$y_1$	Q	k
32,8	196	0,52
43,2	234	0,54
58,9	279	0,55

Brudd ved  $t=3380$  s. Bruddet intraff ved økning fra  $Q=320$  l/s til  $Q=330$  l/s. Forsøket ble fortsatt for se om det var mulig å gå plastringen til å gå til et globalt brudd. Dette intraff ved  $t=3900$  s,  $Q=400$  l/s.



F-15-0

Lukeåpning

$h = 15 \text{ cm}$

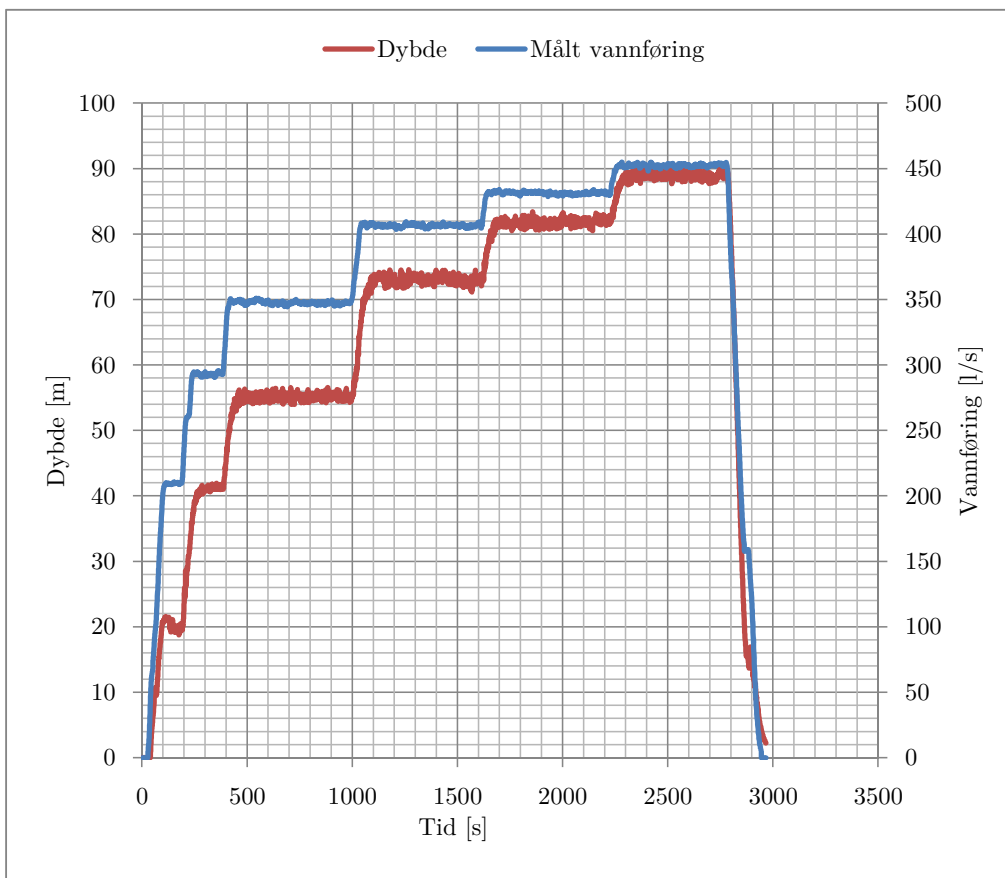
16.05.2013



Vedlegg A

Brudd ved			Vannføringsmåling		
	$\mu$	$\sigma$	$y_1$	$Q$	$k$
t	2560	0	55,0	347	0,53
$y_1$	89,2	0,5	71,9	407	0,54
$y_2$	11,4	0,2	81,6	432	0,54
Q	452	1			

Brudd ved  $t=2560$  s. Bruddet intraff etter økning fra  $Q=430$  l/s til  $Q=450$  l/s. Forsøket ble fortsatt for se om det var mulig å gå plastringen til å gå til et fullstendig brudd. Dette intraff ved  $t=3900$  s,  $Q=400$  l/s.



F-16-0

Lukeåpning

19.05.2013

h = 20 cm





## Tillegg B

# Maynords stabilitetskoeffisient, justert

Basert på modellforsøket er det presentert en alternativ stabilitetskoeffisient for Maynords formel. Under følger en beskrivelse av hvordan denne er utledet.

Dybde  $y = 1$  m er valgt for sammenligningsgrunnlag mellom beregningsmetode og modellforsøk. Måleresultatene fra modellforsøkene er derfor oppskalert med Froudes modellov. I modellforsøket var dybden 11.8 cm. Skalering  $L_r = 8,75$  er valgt for å gi dybde like 1 m. For skalering av hastigheten gjelder

$$v_p = \sqrt{L_r} v_m$$

Figur 7.3 er laget ut fra følgende regneark:

## Input, Maynard

y [m]	1
s [-]	3,04
c_justert	0,04

## Punkt fra forsøk

	modell	proto
v_forsøk	4	11,83521
d_forsøk	0,0447	0,391326
y_forsøk	0,114227	1

Fr	v	d	d_justert
	0	0	0
	0,319275	1	0,007088 0,000945
	0,638551	2	0,040093 0,005346
	0,957826	3	0,110484 0,014731
	1,277102	4	0,226802 0,03024
	1,596377	5	0,396207 0,052828
	1,915653	6	0,624993 0,083332
	2,234928	7	0,918845 0,122513
	2,554203	8	1,282987 0,171065
	2,873479	9	1,722279 0,229637
	3,192754	10	2,241286 0,298838
	3,51203	11	2,844324 0,379243
	3,831305	12	3,535496 0,4714
	4,150581	13	4,318726 0,57583
	4,469856	14	5,197774 0,693037
	4,789131	15	6,176258 0,823501
	5,108407	16	7,25767 0,967689
	5,427682	17	8,445388 1,126052
	5,746958	18	9,742682 1,299024
	6,066233	19	11,15273 1,487031
	6,385509	20	12,67863 1,690484

L_r	8,754506
-----	----------