

Hans Erik Trongkleiv

NTNU
Norges teknisk-naturvitenskapelige
universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg - og miljøteknikk

Hans Erik Trongkleiv

DAM STRANDEVATN - MODELLFORSØK FOR NYTT FLOMLØP

Desember 2018

DAM STRANDEVATN - MODELLFORSØK FOR NYTT FLOMLØP

Hans Erik Trongkleiv

Vann- og Miljøteknikk

Innlevert: Desember 2018

Hovedveileder: Leif Lia

Medveileder: Kiflom Belete

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg - og miljøteknikk



MASTEROPPGÅVE

Kandidat: *HANS ERIK TRONGKLEIV*

Tittel: **DAM STRANDAVATNET FLOMLØP - MODELLFORSØK
FOR NYTT FLOMLØP**

1 BAKGRUNN

Flomløpet til Strandavatnet i Hol i Hallingdal (E-CO Energi AS) skal byggast om for å auke kapasiteten. Flomløpet har i dag to hovudelement; Fri overløpsterskel med sidekanal eit lukesystem med to flomluker. Begge elementa har avløp til eit felles sjakt-/tunnelsystem med utløp i elva nedstraums dammen. Det har tidlegare blitt utført modellforsøk på eksisterande flomløp på NHL i Trondheim i 1981, men med nye flomberekningar ifrå 2012 er det klart at flomløpet må utvidast eller supplerast med eit nytt flomløp i tillegg. Det er per i dag tunnelsystemet som avgrensar totalkapasitet på flomløpet. Flomløpet må ha tilstrekkeleg kapasitet for å handsame formelle krav til både $Q_{dim} = 266 \text{ m}^3/\text{s}$ og $Q_{PMF} = 530 \text{ m}^3/\text{s}$. Andre forhold skal også undersøkast.

Det er vurdert fleire løysingar, men E-CO Energi har i samråd med rådgivande ingeniørfirma Norconsult foreslått ei ny løysing med utviding av kapasiteten. Forslaget går ut på å bygge ein ny flomtunnel med innløp midt i eksisterande sidekanal, men samstundes å utvide sidekanalen slik at den kan fordele flomvatnet optimalt mellom eksisterande og ny flomtunnel. Per juni 2018 er det under bygging ein fysisk modell i skala 1:40 i Vassdragslaboriet på NTNU av det foreslåtte flomløpet. Modellen byggast på ein slik måte at forslaget kan modifiserast med tanke på kapasitet og anleggsteknisk arbeid.

Det vart våren 2018 gjennomført ei prosjektoppgåve på NTNU som analyserer og drøftar kapasitet og utforming for ulike alternativ. Prosjektoppgåva har danna grunnlag for val og utforming av modellen som er under bygging. Arbeidet med denne masteroppgåva vil ha ein anna tidsplan enn tidsplanen for det 'kommersielle' modellforsøket i Vassdragslaboriet, og rapporten vil til slutt bere preg av det.

Lukeløpet på høgre side av terskelen har ein spesiell funksjon sidan lukene skal opnast full etter at magasinet når HRV. Det skal likevel undersøkast korleis funksjonssvikt og/eller fastkiling av luker vil påverke funksjon og kapasitet på flomløpet.

2 HOVEDPUNKT I OPPGÅVA

Arbeidet vil ha med seg følgjande hovudpunkt:

1. Kontroll av den fysiske modellen i Vassdragslaboratoriet
2. Teoretisk gjennomgang av valt alternativ (vidare frå prosjektoppgåve)
3. Fastlegging av kapasitet og funksjon til valt alternativ
4. Undersøking av korleis luftmeddriving og –undertrykk påverkar kapasiteten i modell og i felt
5. Forslag til ombygging og modifisering av flomløp; testing av kapasitet
6. Rapportering.

2.1 Kontroll av modellen

Modellen skal kontrollerast for alle geometriske forhold, i tillegg til kalibrering av falltap og kapasitet. Justering av kapasitet må gjerast med å legge inn ruhetselement i de ulike delane av modellen. Kontroll av modellen gjev rom for å gjere seg kjent med modellen og laboratoriehallen.

2.2 Teoretisk gjennomgang

Forutsetningar og teorigrunnlag for valt løysinga må gåast igjennom og vurderast før og etter modellkøyring.

2.3 Kapasitet til flomløp

Kapasitet og vannføringskurve finnast gjennom køyring av modellen. Forhold som tilstopping, funksjonssvikt, feilmanøvrering m.m. må vurderast.

2.4 Effektar av luftmeddriving

I hurtig vassstraum trekkast det luft med vatnet. Det må undersøkast både i litteratur og i lab korleis det påverkar resultat i 2.3.

2.5 Ombygging av flomoverløp

Nødvendig endring av utforming på gjerast greie for og testes ut i rett skala i den fysiske modellen. Eventuelle ombyggingar må også vurderast for seinere testing i den same modellen.

3 RETTLEIING, DATA OG INFORMASJON

Professor Leif Lia vil vere hovudrettleiar og saman med Kiflom Belete (medrettleiar) rettleie arbeidet med oppgåva og assistere kandidaten i å få tilgang til relevant informasjon. Siv.ing. Lars Oust og Oddmund Brevik er kontaktperson i E-CO Energi og Aslak Løvoll er kontaktperson i Norconsult. Diskusjon med og bidrag frå kollegaer og medarbeidarar i NTNU, E-CO, NVE og andre kraftselskap er tilrådd. Bidrag som nyttast i rapporten skal refererast på rett måte.

4 RAPPORTFORMAT, REFERANSER OG ERKLÆRING

Oppgåva skal skrivast i eit tekstbehandlingsprogram slik at figurar, tabellar, foto osb. får god rapportkvalitet. Rapporten skal innehalde eit samandrag, ei innhaldsliste, ei litteraturliste og opplysningar om andre relevante referansar og kjelder. Oppgåva skal leverast i B5-format som .pdf i DAIM og trykkast i tre eksemplar som sendast direkte frå trykkeri til faglærer/institutt. Samandraget skal ikkje gå over meir enn 450 ord og skal vere eigna for elektronisk rapportering.

Masteroppgåva skal ikkje leverast seinare enn den leveringsfristen som kjem fram i Inspera Assessment (20 veker + offentlege fridagar vårsemesteret).

Trondheim, 20. desember 2018

Leif Lia

Professor

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet som en avslutning på et femårig masterstudie ved Norges tekniske og naturvitenskapelige universitet, NTNU, høsten 2018. Oppgaven er utført ved Institutt for bygg- og miljøteknikk, IBM, innen retningen for Vannkraft- og vassdragsteknikk. Oppgaven omhandler et fysisk modellstudie av et nytt flomløp ved dam Strandevatn i Hol kommune. Oppgaven ble initiert av E-CO Energi AS etter en revurdering av flomavledningskapasiteten. Den valgte løsningen er prosjektert av Norconsult og NTNU har oppdraget å bygge den fysiske modellen og gjennomføre modellforsøkene. Masteroppgaven har vært en spennende, interessant og svært lærerik prosess.

Takk til hovedveileder Leif Lia og medveileder Kiflom Belete for gode diskusjoner, tilgjengelighet og god veiledning gjennom bygging og modifikasjon av modellen, modellkjøringen og oppgaveskriving. Takk til Eirik Nygård, Geir Tesaker og Thai Mai for god hjelp under bygging og modifikasjoner av modellen. Takk til prosjektleder fra E-CO Lars Oust for nyttig befarings og innhenting av viktig data og takk til Norconsult representant Aslak Løvoll for tilgang til informasjon og tegninger av den prosjekterte løsningen.

Sammendrag

Etter revurdering av flomløpet og nye flomberegninger utført av Multiconsult i 2012 for dam Strandevatn i Hol er det bestemt at flomavledningskapasiteten må økes for å tilfredsstille kravene i damsikkerhetsforskriften. Det eksisterende flomløpet ved dam Strandevatn, som i dag består av en sidekanal, to glideluker, sjakt og tunnel, må derfor utvides. Utvidelsen av flomløpet vil bestå av en utvidelse av samlekanalen og driving av en ny sjakt og tunnel med innløp midt i samlekanalen. Formålet med oppgaven er å samle inn grunndata, gjøre beregninger for kapasiteten og gjennomføre et fysisk modellforsøk for å kontrollere kapasiteten på den prosjekterte løsningen mot kravene som stilles i damsikkerhetsforskriften. Flomløpet skal kontrolleres for å avlede de dimensjonerende flommene $Q_{dim} = 266 \text{ m}^3/\text{s}$, $1,2Q_{dim} = 320 \text{ m}^3/\text{s}$ og $Q_{PMF} = 530 \text{ m}^3/\text{s}$.

Modellen er bygget i skala 1:40 i laboratoriet. Modellen inkluderer utfresing av terrenget basert på 3D skanning av området, overløpsterskel, samlekanal og ny sjakt og tunnel basert på grunnlag fra Norconsult og lukehus og eksisterende sjakt og tunnel basert på tegninger fra E-CO Energi. Modellforsøket viser at flomløpet har god kapasitet. Forsøkene produserte kapasitetskurver for en rekke lukestillinger. Den mest kritiske strømnings situasjonen oppstår ved lukesvikt på begge glidelukene. Vannstanden i magasinet for denne strømnings situasjonen ligger på 980,48 moh. ved Q_{PMF} , som tilfredsstiller kravene stilt av damsikkerhetsforskriften.

Abstract

After the reassessment and new flood calculation for dam Strandevatn in Hol, it is found necessary to increase the capacity of the of the spillway to meet the requirements from the dam safety regulations. The spillway as it is today, consists of a side-channel, to flood gates and a shaft and a tunnel. The spillway capacity will be increased by expanding the width of the side-channel and building a new shaft and tunnel with the shaft inlet in the middle of the side-channel. The purpose of this thesis is to gather information, calculate the theoretical capacity of the spillway and test the capacity of the chosen solution in a physical model. The spillway is to be tested for the design capacity $Q_{dim} = 266 \text{ m}^3/\text{s}$, $1,2Q_{dim} = 320 \text{ m}^3/\text{s}$ and $Q_{PMF} = 530 \text{ m}^3/\text{s}$.

The model scale is 1:40. The model includes a milling of the terrain surrounding the spillway based on a 3D-scanning of the area, as well as the side channel and new shaft and tunnel based on information provided by Norconsult, and the two flood gates and the existing shaft and tunnel based on information provided by E-CO Energi. The results from the model testing shows that the spillway capacity is satisfying. The spillway was tested for several different gate positions. The most critical gate positions would be in the case of gate failure on both flood gates. The water level in the reservoir for this scenario was measured at 980,48 masl. for Q_{PMF} , which meets the demands from the dam safety regulations.

Innhold

Forord.....	i
Sammendrag	iii
Abstract	v
Symbolliste	ix
Kapittel 1 - Introduksjon.....	1
1.1 Eksisterende anlegg.....	2
1.2 Bakgrunn for oppgaven	4
1.3 Grunnlagsdata	6
1.4 Valgt løsning for flomløpet.....	6
1.5 Klimapåslag.....	8
1.6 Befaring	9
Kapittel 2 – Teoretisk gjennomgang av valgt løsning.....	11
2.1 Damsikkerhetsforskriften	11
2.2 Overløp	11
2.3 Sidekanal	14
2.4 Overgang fra sidekanal til sjakt	18
2.5 Sjakt	18
2.6 Tunnel.....	20
2.7 Utløp med energidreping	23
2.8 Lukekapasitet	24
2.9 Luftmedrivning	26
2.10 Modellskalering	27
Kapittel 3 – Modellbygging og instrumentering.....	33
3.1 Omfang av modell	33
3.2 Bestemmelse av modellskala	34
3.3 Valg under modellbygging.....	37
3.4 Ruhet i tunnelene	38
3.5 Geometrikontroll av modell	42
3.6 Korreksjon av modell.....	44
3.7 Instrumentering.....	45
Kapittel 4 – Resultater av modellforsøk	49
4.1 Forsøksplan.....	50
4.2 Gjennomføring av modellforsøkene	50

4.3	Kapasitet på det eksisterende flomløp.....	51
4.4	Kapasitet med begge lukene åpne	52
4.5	Kapasitet med begge lukene stengt	54
4.6	Kapasitet med venstre luke åpen og høyre luke stengt	55
4.7	Kapasitet med høyre luke åpen og venstre luke stengt	56
4.8	Kapasitet med 33% åpning	57
4.9	Kapasitet med 66% åpning	57
4.10	Feilkilder	58
Kapittel 5 – Strømningsforhold		61
5.1	Strømningsforhold i magasinet	61
5.2	Strømningsforhold i samlekanal.....	63
5.3	Strømningsforhold i eksisterende sjakt og tunnel	69
5.4	Strømningsforhold i ny sjakt og tunnel	71
5.5	Påvirkning av luftmedrivning.....	73
Kapittel 6 – Konklusjon.....		75
6.1	Resultater	75
6.2	Kvalitet på modellforsøket	76
6.3	Videre arbeid.....	76
6.4	Modifikasjoner	76
Kapittel 7 – Kildeliste		79
Vedlegg A.....		81
Vedlegg B.....		91
Vedlegg C.....		101
Vedlegg D.....		107

Symbolliste

Q	Vannføring [m^3/s]
Q_{1000}	Tusenårsflom [m^3/s]
$Q_{1000+20\% \text{ klimapåslag}}$	Tusenårsflom med 20 % klimapåslag [m^3/s]
Q_{PMF}	Påregnelig maksimal flom [m^3/s]
Q_{Dim}	Dimensjonerende flom [m^3/s]
HRV	Høyeste regulerbare vannstand [moh.]
LRV	Laveste regulerbare vannstand [moh.]
r	Radius på avrunding av overløpsterskel [mm]
C	Overløpsfaktor
k_1	Korreksjonsfaktor 1
k_2	Korreksjonsfaktor 2
k_3	Korreksjonsfaktor 3
L_{eff}	Effektiv overløpslengde [m]
L'	Overløpslengde trukket fra total tykkelse av pilarer [m]
n	Antall kontraksjoner
H_0	Dimensjonerende overløpshøyde [m]
H_a	Overløpshøyde [m]
h_d	Hastighetsdybden [m]
d	Vanndybden nedstrøms terskelen [m]
K	Koeffisient for utforming av overløpsterskel
n	Koeffisient for utforming av overløpsterskel
v	Vannhastigheten [m/s]
g	Gravitasjonens tyngde [m/s^2]
H	Energihøyden [m]
Δh_f	Falltap [m]
S_0	Bunnhelning
S_f	Friksjonshelning
dQ	Enhetsvannføring
$\frac{dx}{dy}$	Endring i vandybde
$\frac{dx}{d}$	Dybden i kanalen ved $x = 0$
M	Mannings tall [$m^{1/3}/s$]
A	Areal [m^2]
R_h	Hydraulisk radius [m]
I	Helning
P	Våt omkrets [m]
L	Tunnellengde [m]
k_s	Tapskoeffisient for singulærtap
z_1	Vannivå i samlekanalen [m]
z_2	Vannivå ved utløpet av tunnelen [m]
y_1	Vannivå før vannstandsprang [m]
y_2	Nødvendig vannivå får å oppnå vannstandsprang [m]
F_r	Froudestall
K	Kontraksjonskoeffisient for underløpsluke
a	Høyde på lukeåpningen [m]
b	Bredde på lukeåpningen [m]
ρ	Vannets tetthet [kg/m^3]

μ	Dynamisk viskositet [Pa s]
V	Volum [m^3]
E	Væskens elastisitetsmodul [Pa]
S	Koeffisient for overflatespenninger
B	Bredde av tverrsnitt [m]
y	Vanndybde i tverrsnitt [m]
H	Høyde av rektangulær del av konvensjonelt tverrsnitt [m]
r	Radius på halvsirkel i konvensjonelt tverrsnitt [m]
f_{tot}	Total Darcy-Weisbach friksjonsfaktor
f_{glatt}	Darcy – Weisbach friksjonsfaktor fra glatt tunnel
f_{ru}	Darcy – Weisbach friksjonsfaktor fra gummilister
L_{list}	Avstand mellom gummilister [m]
h_{list}	Tykkelse på gummilister [m]
l_{list}	Lengde på gummilister [m]
L_r	Skaleringsforhold i modell
L_m	Lengde i modell [m]
L_p	Lengde i prototype
F_g	Gravitasjonskrefter
F_i	Treghtetskrefter
F_v	Viskositetskrefter
F_e	Elastiske krefter
F_o	Overflatekrefter
F_p	Trykkrefter

Kapittel 1 – Introduksjon

Ett av de sikreste funnene norske klimaforskere har gjort i sin forskning, er at det kommer til å regne mer i årene som kommer. Forskning basert på flere klimamodeller anslår en 18 % økning på regnmengden over hele landet, og en solid økning i ekstremnedbør (Forskning.no, 2012). Økningen i nedbør og muligheten for flom har ført til økt fokus på flomavledning ved norske damanlegg.



Figur 1 - Oversikt over Hol 1, med Strandevatndammen markert til venstre i bildet.

I denne masteroppgaven skal kapasiteten til flomløpet prosjertert av Norconsult ved dam Strandevatn vurderes. Dam Strandevatn befinner seg i Hol kommune og er ett av to fall som omfatter kraftverket Hol I. Figur 1 viser plasseringen av dam Strandevatn i forhold til Hol 1 og plasseringen av krafttunnelene fra Votna siden nord-øst for Hol 1 og Urunda siden vest for kraftverket.

1.1 Eksisterende anlegg

Allmenn bruk av elektrisitet gikk i tidligere tider hovedsakelig til belysning, men etter hvert som det ble mer vanlig å bruke elektrisitet til oppvarming også, økte kraftbehovet. I april 1940 ble det vedtatt at Oslo Lysverker, E-CO Energi i dag, skulle bygge kraftverket Hol 1 i Hol kommune. Byggingen av kraftverket ble satt i gang september 1940, men som et resultat av andre verdenskrig ble det full stop i byggingen sommeren 1943. Byggingen ble tatt opp igjen etter krigens slutt i 1945, og de to første aggregatene ble satt i drift i 1949. Driften var fra 1949 basert kun på hovedmagasinet på Votnasiden, mens bygging av Strandavatndammen begynte i 1953 og sto ferdig i 1955. Hol I omfatter sideelvene til Hallingdalsvassdraget og var et av de største og første kraftverkene som startet drift i årene etter andre verdenskrig (NVE, 2015a).

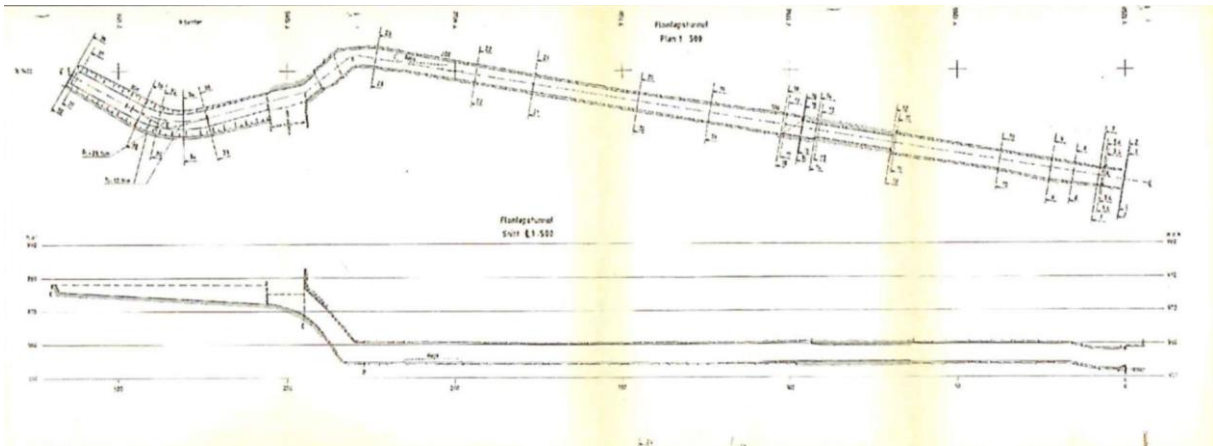
Strandevatn ligger i Hol kommune og har et magasinivolum på 554 mill. m^3 og et sjøareal på 24 km^2 . Dam Strandevatn er en 40 m høy, og 370 m lang steinfyllingsdam i bruddkonsekvensklasse 4. Dammen er bygd med materialet som ble utvunnet under drivingen av tunnelen, og dammen har en sentral tetningskjerne av morene. Tilløpstunnelen fra inntaket til fordelingsbassenget er 17,2 km lang og har et tverrsnittsareal mellom 22 - 24 m^2 .

Strandevatnmagasinet er ett av to magasin som utgjør Hol I og har to Francisturbiner på 50 MW som gir 372 GWh i årlig produksjon. Urunda-siden av Hol I benytter et fall på 380 m hvor HRV ligger på 978 moh. og LRV ligger på 950 moh. Damkrona ligger på 985 moh., altså 7 m over HRV slik at kravet om 6 m fribord over HRV for dammer i klasse 4 er tilfredsstilt (NVE, 2016). Dammen har et bunnappeløp med 2 stk. glideluker med dimensjoner 1,67x3 m (BxH) som ligger på 942,5 moh. (Norconsult, 2017)



Figur 2 - Oversiktsbilde over dam Strandevatn.

Det eksisterende overløpet består av en 62 m lang og 5 m bred samlekanal med terskelhøyde på 978 moh. Flomløpet er plassert på venstre side av dammen som vist i Figur 2. Dybden i oppstrøms ende av overløpet er på 2,2 m og dybden i nedstrøms ende av overløpet er 5,80 m. I tillegg til overløpet er det to glideluker med lysåpning 5x3 m (BxH). Ved inntaket til sjakten fra sideoverløpet er det satt opp en sperregrind av tre, som har som funksjon å hindre mennesker, dyr og drivgods fra å havne ned i sjakten. Lukene og sperregrinden opereres fra lukehuset, som er plassert over lukene. De to lukene ligger som en forlengelse av overløpet og toppen av lukene er på samme nivå som overløpsterskelen. Dersom vannivået i magasinet når 978 moh. skal lukene åpnes, lukene aktiveres da før sideoverløpet. Vannet som strømmer gjennom lukene treffer 90° på strømmingen fra sidekanalen og går så i innløpet til sjakten.

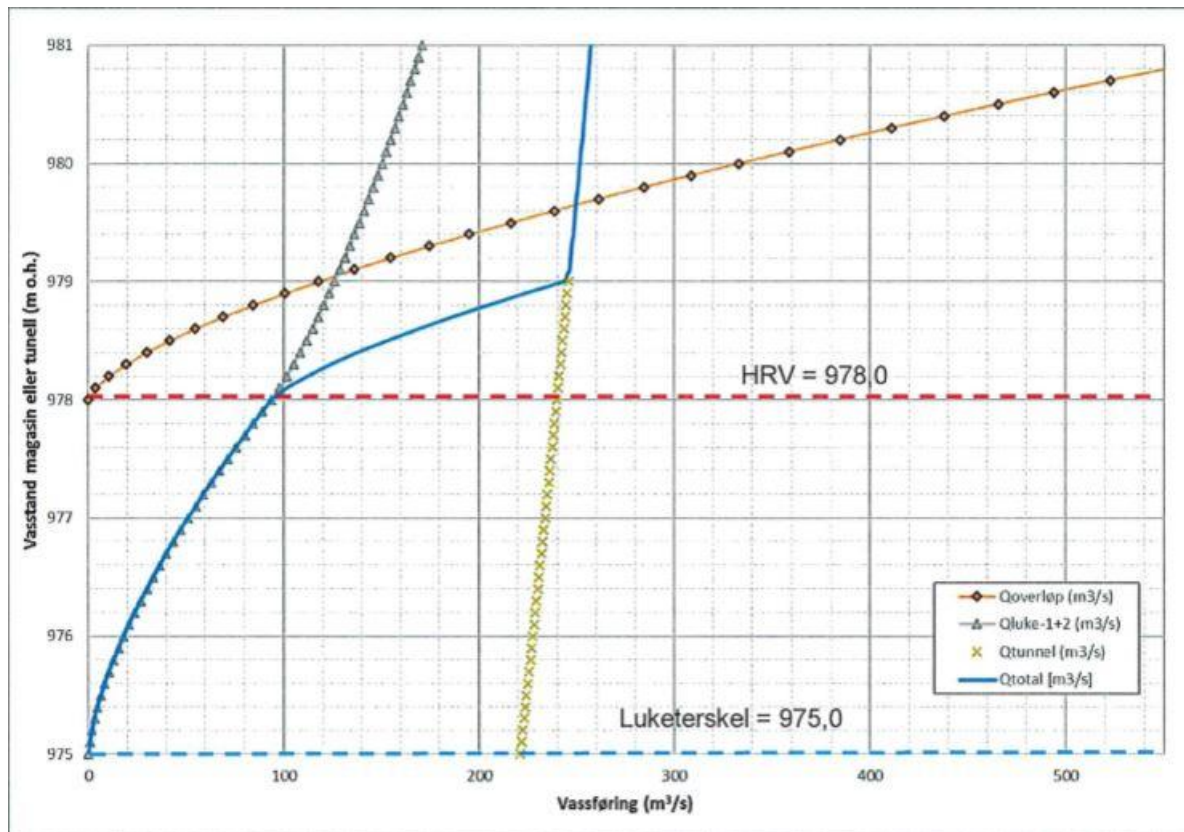


Figur 3 - Snitt- og plantegning av eksisterende flomløp.

Det eksisterende flomløpet er vist i Figur 3 i plantegning og snittegning. Sjakten er 20 m lang og har et svært varierende tverrsnitt, hvor $27,5 \text{ m}^2$ er brukt middelerdi for tverrsnittsarealet. Bunnen av sjakten ender på 955 moh., som gir et fall på 17 m. Tunnelen er 233 m lang og har et middeltverrsnitt på $27,5 \text{ m}^2$. Utløpet av tunnelen er på 952 moh., som gir tunnelen en gjennomsnittlig helning på $I = 1,29 \%$. Helningen på tunnelen er stabil frem til den siste delen, hvor den øker noe. Om lag 140 m inn i tunnelen fra oppstrøms side er det en 27 m lang utstøping. Utstøpingen, med areal på 21 m^2 , av betong er brå og på om lag en meter ut fra berget og har som hensikt å sikre berget rundt tunnelen. Ved utløpet av tunnelen er det et dropp på 2-3 m. Vannet som vil strømme ut av tunnelen ved store vannføringer vil ha stor hastighet og dette droppet vil ikke være tilstrekkelig for energidreping. Vannet vil strømme ut av tunnelen med stor kraft og området nedstrøms utløpet må være i stand til å håndtere de store vannmengdene og den enorme kraften de vil komme med. Forholdene ved utløpet utelukker påvirkning av nedstrøms forhold på kapasiteten. Vannet vil ikke bygge opp et vannspeil som kan påvirke kapasiteten oppstrøms i flomløpet.

1.2 Bakgrunn for oppgaven

Flomløpet for dam Strandevatn består i dag av to flomluker, samlekanal, sjakt og tunnel. Nye flomberegninger viser at kapasiteten på $238 \text{ m}^3/\text{s}$ ikke er tilstrekkelig.



Figur 4 - Kapasitet på eksisterende anlegg (Norconsult, 2017b).

Figur 4 er en kapasitetskurve for det eksisterende flomløpet basert på beregninger. Fra grafen kan man se at lukene sluker det første av vannet etter vannstanden når 975 moh. Lukene er det eneste som tar av vann frem til vannet når 978 moh., da overløpet aktiveres og vannføringen er på $100 m^3/s$. Overløpet og tunnelen går fullt ved $238 m^3/s$, og her går det fra å være overløpsstyrt strømning til tunnelstyrt strømning. Ved tunnelstyrt strømning vil en økning i vannføring føre til en rask økning i vannstand og risikoen for overtopping stiger.

Flomberegningene utført for dam Strandevatn i 2012 viser at de dimensjonerende vannføringene er $Q_{1000} = 266 m^3/s$, $Q_{1000} + 20\% \text{ klimapåslag} = 320 m^3/s$, og $Q_{PMF} = 530 m^3/s$ (Norconsult, 2017b). Kapasiteten til dagens flomløp er altså ikke tilstrekkelig til å avlede noen av vannføringene som kreves. Den foreslåtte løsningen for utvidelse av kapasiteten til flomløpet innebærer en forsterkning av overløpsterskelen, en utvidelse av sidekanalen, og driving av en ny sjakt og tunnel med innløp midt i sidekanalen. Denne løsningen ble vurdert som den mest gunstige, selv om alternativer som utvidelse av eksisterende tunnel ble vurdert. Et fysisk modellforsøk ble vurdert som den beste måten å kontrollere kapasiteten på flomløpet prosjektert av Norconsult. NTNU har derfor i oppdrag å bygge modellen og gjennomføre modellkjøring i denne saken.

I 1989 ble det gjennomført et modellforsøk på dam Strandevatn av Norsk hydroteknisk laboratorium. Denne rapporten beregnet maksimal flomstigning med stengte luker til 980,86 moh. og 980,18 moh. når lukene er åpne. Disse flomstigningene ville vært ubetydelige og rapporten fra 1989 konkluderte med at kun en hel eller delvis blokkering av sjakt eller tunnel vil kunne føre til en flomstigning som er mye høyere enn beregnet i forsøket (NHL, 1989). Strengere krav til flomavledning og nye flomberegninger fører til at resultatene funnet i denne rapporten ikke lenger er gyldig. E-CO har derfor gjennom Norconsult og NTNU bestilt vurdering av en ny løsning for overløpet ved dam Strandevatn.

1.3 Grunnlagsdata

Grunnlagsdataen har blitt tilsendt av Norconsult og E-CO Energi AS

Tabell 1 – Grunnlagsdata.

Q_{1000}	266 m^3/s
$Q_{1000} + 20\%$ klimapåslag	320 m^3/s
Q_{PMF}	530 m^3/s
LRV	950 moh.
HRV	978 moh.
Topp av luke	978 moh.
Luketerskel	975 moh.
Høyde av damkrone	985 moh.
Gjennomsnittlig høyde på tetningskjernen	980,8 moh.
Kapasitet på eksisterende anlegg	238 m^3/s

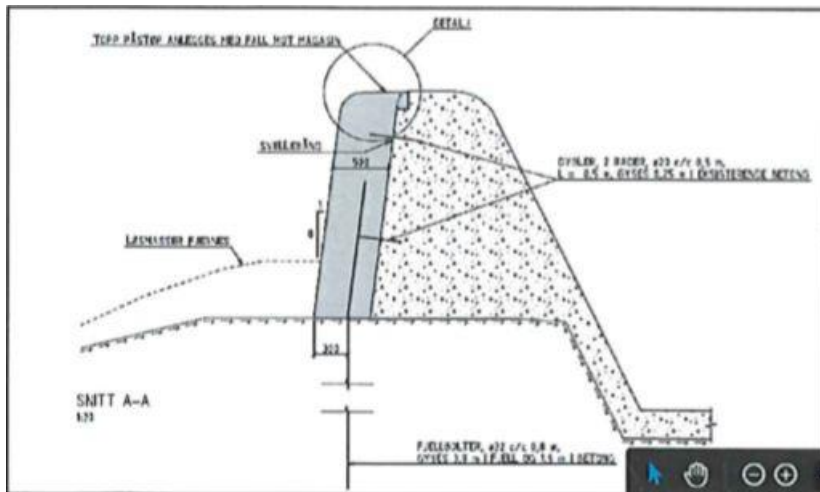
Tabell 1 gir en oversikt over dimensjonerende flommer og vannstander, samt annen relevant informasjon om dammen.

1.4 Valgt løsning for flomløpet

Løsningen som har blitt valgt innebærer en utvidelse av den eksisterende samlekanalen, en forsterkning av overløpsterskelen og driving av en ny sjakt og tunnel. Løsningen er utarbeidet av Norconsult.

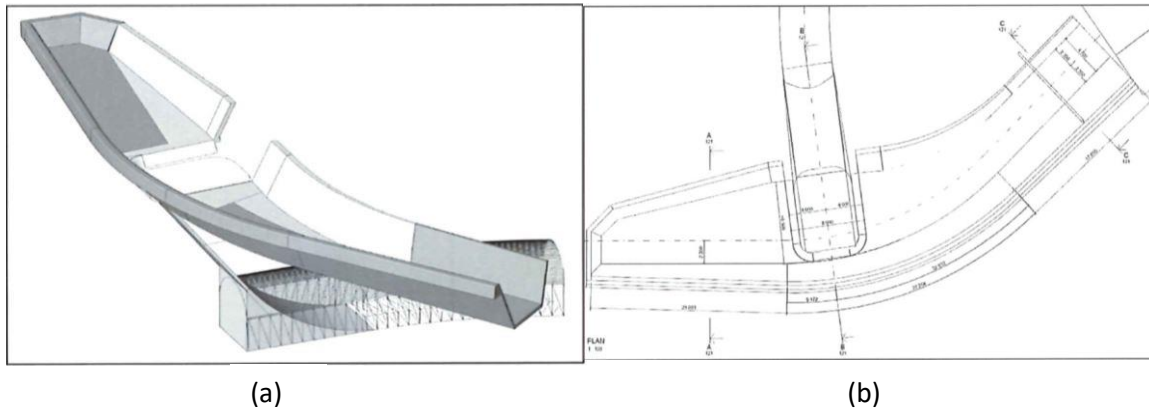
Overløpsterskelen skal forsterkes, som vist i Figur 5, med en oppstrøms plate slik at kronebredden går fra å være 0,6 m til 1 m bred med helning 8:1 på oppstrøms side og 2:1 på nedstrøms side. Dette fører til økt friksjon mellom vannet og terskelen som reduserer overløpskoeffisienten. Overløpsterskelen er bred men det er brukt avrundede kanter, med $r = 100$ mm oppstrøms og $r = 400$ mm nedstrøms, for å øke overløpskoeffisienten. Terskelen er formet etter USSRs retningslinjer for overløp med overløpshøyde på 0,45 m (Norconsult, 2017b). Dybden i den prosjerterte sidekanalen varierer mellom 2,2 – 5,6 m. Ved

overløpshøyder fra 2 m og oppover vil gi et stort undertrykk på nedstrøms side av terskelen som øker kapasiteten til overløpet. Etersom overløpet er bygd rett på fjell vil dette ikke føre til stabilitetsproblemer. Området frem mot overløpsterskelen er vidt og grunt som vil føre til friksjon mellom vannet og bunnen, som igjen vil redusere kapasiteten til overløpet. Med alle disse faktorene tatt i betraktning er det brukt 1,7 som overløpskoeffisient. Overløpet ved lukene vil være uforandret.



Figur 5 - Forsterkning av overløpsterskel (Norconsult, 2017b).

Samlekanalen utvides med varierende bredde opp til 8,5 m ved innløp til ny sjakt og tunnel, som ligger 23,7 m fra oppstrøms side av samlekanalen. Plasseringen av innløpet til den nye sjakten, 23,7 m fra oppstrøms ende av samlekanalen, er tegnet inn i plantegningen av den nye samlekanalen i Figur 6 (b). Den nye tunnelen beveger seg litt nordover før den svinger mot høyre i retning øst, som den eksisterende tunnelen, og har utløp 420 m ned i dalen. Den nye sjakten vil ha et varierende tverrsnitt mellom 30 – 60 m², og utløpet på sjakten vil være på 957 moh. Den nye tunnelen vil ha et tverrsnitt på 30 m² og vil være 422 m lang. Utløpet blir liggende på 941 moh., som gir den nye tunnelen en helning på $I = 3,79 \%$. Den nye tunnelen har altså større helning enn den eksisterende tunnelen, som har en gjennomsnittlig helning på $I = 1,29 \%$. Manningstallet for den nye sjakten og tunnelen antas å være 35 m^{1/3}/s.



Figur 6 - (a) 3D tegning av utvidet samlekanal. (b) Plantegning av utvidet samlekanal (Norconsult, 2017b).

Plasseringen av innløpet til den nye sjakten er basert på nødvendig overløpslengde for å nå $275 \text{ m}^3/\text{s}$, som er beregnet til å gå i den nye sjakten. Med $5,8 \text{ m}^2/\text{s}$ i enhetsvannføring trengs det $47,4 \text{ m}$ av overløpet for å føre $275 \text{ m}^3/\text{s}$ i den nye sjakten. Den eksisterende tunnelen skal fylles av lukene og resterende samlekanal. Det er svært usikkert hvordan vannfordelingen i samlekanalen vil utarte seg i praksis, og dette er en av grunnene til å gjennomføre modellforsøket.

Tabell 2 - Norconsults beregning av fordelingen av vannføring ved Q_{PMF} (Norconsult, 2017b).

	I tunnel [m^3/s]	I luke [m^3/s]	Via overløpet [m^3/s]
Totalt	514	154	360
Eksisterende tunnel	239	154	85
Ny tunnel	275	0	275

Det er valgt en løsning med ny tunnel fremfor utvidelse av eksisterende tunnel grunnet dårlige bergforhold der eksisterende tunnel er bygget. Svakhetsplan i berget kunne gjort utvidelse av eksisterende tunnel svært krevende. Det er allerede laget en utstøping i den eksisterende tunnelen for bergsikring. Driving av ny sjakt og tunnel er derfor valgt som løsning.

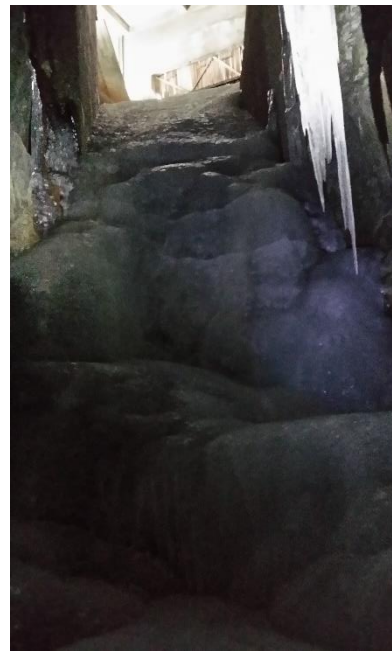
1.4 Klimapåslag

I dette forsøket blir $Q_{1000} + 20\% \text{ klimapåslag} = 320 \text{ m}^3/\text{s}$ brukt som dimensjonerende vannføring sammen med Q_{PMF} . Det er stor enighet blant norske forskere om at nedbørsmengdene i Norge kommer til å øke. NVE er blant partene som har samlet inn hydrologisk data over lang tid og kan melde at nedbøren i Norge har økt 18 % siden 1900 og

det antas en økning på over 20 % i deler av landet frem mot 2071 - 2100 (NVE, 2015b). Økningen i nedbør vil føre til kraftigere og hyppigere flommer, og flomsikring må tilpasses deretter. For prosjekter med forventet lang levetid vil klimafremskrivninger legges til grunn, slik at forventet økning i flommer blir tatt i betraktning. Utvidelsen av flomløpet i Strandevatn er et stort prosjekt med lang levetid, og et klimapåslag på 20 % er derfor tatt med.

1.5 Befaring

Torsdag 15. mars 2018 ble det gjennomført en befaring sammen med prosjektleder i E-CO Energi Lars Oust og professor Leif Lia på Strandevatnanlegget. Til tross for en del snø fikk vi god oversikt over flomløpet. Først ble selve overløpet og de to lukene observert. På overløpet gikk det en rekke med betongbjelker på tvers. Funksjonen til bjelkene var ikke klar, og det var heller ikke graden av påvirkning på kapasiteten. Området rundt overløpet ble vurdert for å fastsette hvor stor del av terrenget rundt overløpet som bør inkluderes i modellen. Bak lukehuset, i retning øst, vil det danne seg en bukt. Bukten bør være med i modellen, samt tilstrekkelig av magasinet for å oppnå riktige strømningsforhold mot overløpet. Befaringen gikk videre med snøscooter til tunnelen, som ble undersøkt med brodder og staver. I tunnelen ble ruheten vurdert som høy basert på ujevnheter på veggene og i taket. Utstøpingen ble også observert og målt opp til om lag 27 m. Utstøpingen er 1 m bred, helt brå og det er ikke gjort noe forsøk på å lage en hydraulisk gunstig overgang fra tunnelen. Innerst i tunnelen ble sjakten observert, og sjaktens to svinger i toppen av sjakten og ved overgangen til tunnelen ble vurdert. Grunnet snøen var det ikke mulig å se på forholdene mellom sidekanalen og innløpet til sjakten. Nedenfor er det lagt ved noen utvalgte bilder fra befaringen.



Figur 7 - Bilder fra befarings av flomløpet ved dam Strandevatn. Foto (Leif Lia, 2018)

Kapittel 2 – Teoretisk gjennomgang av valgt løsning

For å gi en bedre forståelse av den valgte løsningen for flomløpet vil det i dette kapittelet være en teoretisk gjennomgang av de forskjellige komponentene i den valgte løsningen.

2.1 Damsikkerhetsforskriften

I tilfeller der flomavledning foregår i et lukket flomløp, slik som flomløpet ved dam Strandevatn, må det vises stor varsomhet ved konstruering av flomløpet. En liten økning i vannføring i et lukket system som allerede går fullt vil føre til en rask stigning i vannstanden og faren for overtopping er stor. Kapasitetsberegninger for lukkede flomløp er alltid noe usikre, for eksempel effekten av luftinnblanding, tilstopping og trykkpulsasjoner. Dette uttrykkes i damsikkerhetsforskriften § 5-8 Flomløp og flomavledning «*Dersom flomavledning skjer gjennom sjakt eller tunnel (lukket avløp), skal disse utformes slik at det blir frispeilstrømning i øvre del av systemet ved avledning av dimensjonerende avløpsflom. Overgangen fra overløpsterskel til sjakt eller tunnel skal gis en god hydraulisk utforming, slik at denne delen av flomløpet ikke blir begrensende for kapasiteten. Ved avledning av påregnelig maksimal avløpsflom, jf. § 5-7, tillates rørstrømning ved at hele tverrsnittet går vannfylt, forutsatt at overløpet er bestemmende for vannstanden i magasinet.*» (Damsikkerhetsforskriften, 2009, § 5-8). Videre står det i NVE sin veileder for flomløp at det normalt ikke godkjennes mer enn 70 % vannfylt tverrsnitt ved dimensjonerende avløpsflom. Ved Q_{PMF} tillates det at flomløpet går fullt opp til midt i sjakten gitt at overløpet er dimensjonerende for kapasiteten.

2.2 Overløp

Overløpet ved dam Strandevatn er av typen sideoverløp. Sideoverløp er et flomløp hvor overløpsterskelen er plassert sammen med en avløpskanal, som i tilfellet for Strandevatn er en sjakt og tunnel. Vannet faller over terskelen, for å så svinge 90 grader og fortsette ut avløpskanalen (Guttormsen, 2006). Sideoverløpet er av typen fritt overløp. Det frie overløpet plasseres på samme nivå som HRV. Det vil derfor være nødvendig med en damhøyde som er høyere enn forventet vannstandsstigning ved flom. Typisk utforming av en overløpsterskel er vist i Figur 8.

Kapasiteten til overløpet er gitt ved:

$$Q = C \cdot B \cdot H^{1,5} \quad (2.1)$$

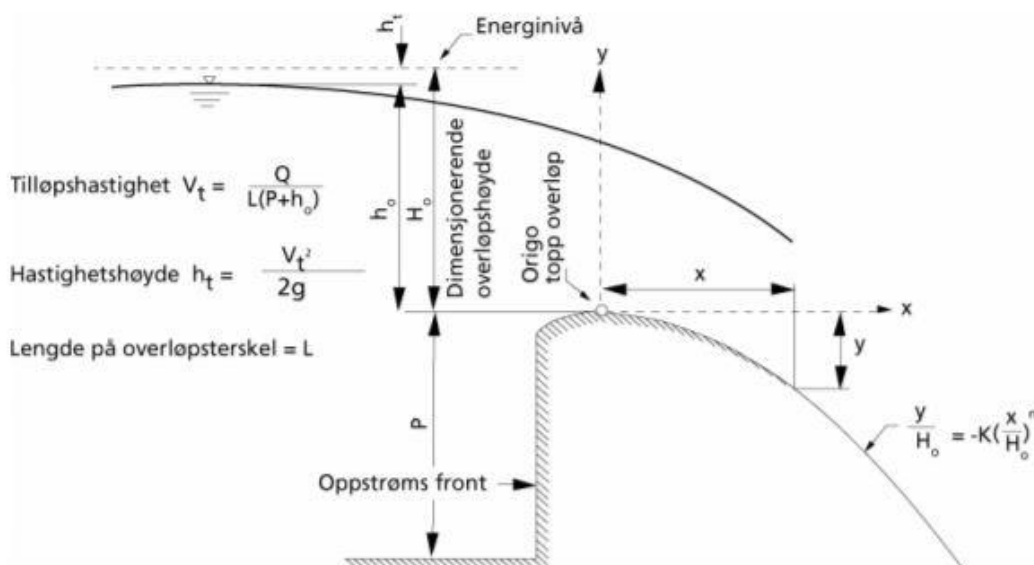
Hvor:

$Q =$ Total kapasitet, [m^3/s]

$C =$ Overløpskoeffisienten, gitt ved $C = C_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3$

$L_{eff} =$ Effektiv lengde på overløpet. For skarpe kanter regner man med at kontraksjonene reduserer lengden med $0,1 \cdot n \cdot H_0$. Tykkelsen på eventuelle pilarer må også tas med i beregningene. $L_{eff} = L' - 0,1 \cdot n \cdot H_0$. Hvor L' er lengden fratrukket total tykkelse på pilarer og n er antall hjørner. [m]

$H_0 =$ Dimensjonerende overløpshøyde. [m]



Figur 8 - Utforming av overløp (NVE, 2005)

Overløpskoeffisienten bestemmes av forholdet mellom den dimensjonerende overløpshøyden og terskelhøyden. Det er tre korreksjonsfaktorer for overløpskoeffisienten. Den første, k_1 , er forholdet mellom overløpshøyde, H_a , og dimensjonerende overløpshøyde H_0 . k_2 er en korreksjon for påvirkningen av undervannet hvor h_d er hastighetsdybden, og d er vannedybden nedstrøms terskelen. k_3 er en korreksjon for nedstrøms bunnivå, i tilfelle bunnivået ligger så høyt at det påvirker kapasiteten. C_0 og de tre korreksjonsfaktorene kan leses av i figur 3 – 2 til 3 – 5 i NVE's veileder for flomløp (NVE, 2005). Bredden til terskelen påvirker også

overløpskoeffisienten. Desto bredere terskel, desto lavere overløpskoeffisient. Dette skyldes økt friksjon mellom terskelen og vannet.

For at overløpet skal være dimensjonerende for systemet må korreksjonsfaktorene

$k_2 = k_3 = 1$. Fra graf om påvirkning av undervann i samlekanalen, gitt $k_2 = 1$, får man $\frac{h_d}{H_a} >$

0,7 og hastighetshøyden blir $h_d = 1,5 \text{ m}$. Det må altså være 1,5 m fra vannstanden i magasinet til vannstanden i samlekanalen for at kapasiteten til overløpet ikke skal påvirkes.

Fra graf om påvirkning av kanaldybden, gitt $k_3=1$ får man $\frac{h_d+d}{H_a} > 1,65$ som gir $h_d + d = 3,6$

m. Det vil si bunnivået på samlekanalen må være 3,6 m - $h_d = 2,1$ m under terskelen for at bunnivået i samlekanalen ikke påvirker kapasiteten på overløpet.

Den ideelle formen til overløpet er gitt av ligningen:

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \quad (2.2)$$

x- og y-aksene har origo på toppen av overløpet. Koeffisientene K og n bestemmes av helningen på oppstrøms side og tilløpshastigheten. Tilløpshastigheten er gitt ved:

$$V_t = \frac{Q}{L \cdot (P + h_0)} \quad (2.3)$$

K og n kan normalt settes lik $K = 0,5$ og $n = 1,8$ (NVE, 2005).

Kapasitet overløp

Formel (2.1) vil gi et estimat for kapasiteten på overløpet ved dam Strandevatn. Kapasiteten testes for Q_{PMF} hvor vannstanden er beregnet til å ligge på 980,17 moh. som gjør overløpshøyden $H_a = 2,17 \text{ m}$. Lengden på overløpet fra plantegning av samlekanalen er $L = 65,337 \text{ m}$ og med to hjørner blir $n = 2$. Den effektive lengden blir da:

$$L_{eff} = L - 0,1 * n * H_a = 65 \text{ m}.$$

Forholdet mellom dimensjonerende overløpshøyde og høyden på overløpsterskelen varierer og det velges derfor en gjennomsnittlig verdi. Terrenget fram mot terskelen er grunt og vidt og det vil være betydelig friksjon som reduserer overløpskoeffisienten. Forsterkningen av

terskelen har økt kronebredden fra 0,6 m til 1 m, som også fører til mer friksjon over terskelen og en høyere overløpskoeffisient. Avstanden ned til kanalbunnen varierer fra 2,2 - 5,8 m og vil skape undertrykk nedstrøms terskelen som bidrar til å øke overløpskoeffisienten. Med alle disse faktorene tatt i betraktning er det blitt brukt overløpskoeffisient $C = 1,7$, som med formel (2.1) gir følgende kapasitet for strømmingssituasjonen med begge lukene stengt:

$$Q = C \cdot L \cdot H_a^{1,5} = 350 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.3 Sidekanal

En sidekanal, eller samlekanal som blir brukt mest i denne oppgaven, har overløpsterskelen på siden av kanalen slik at vannet renner over terskelen, og snur 90° i retningen kanalen heller. Teorien bak sidekanaler er basert på loven om bevart lineært moment, som antar at de eneste kreftene som bidrar til bevegelse i retningen av kanalens akse kommer fra kanalens helning. Med dette antas det at all energi fra overløpsterskelen forsvinner i det vannet blandes med strømmingen i kanalen. Med terskelen plassert langsmed kanalen vil vannføringen gradvis øke. Det er derfor vanlig å øke bredden og dybden for å få større kapasitet og sørge for helning i kanalen. Mot utløpet av kanalen er det viktig å ha gode hydrauliske forhold for å akselerere vannet inn i sjakten. Dette gjøres ved å øke helning og innsnevre tverrsnittet.

Med overløpsterskel plassert på langs med sidekanalen vil vannet tilføres gradvis langs terskelen og vannføringen vil gradvis øke nedover i sidekanalen. For å regne på strømmingen i sidekanalen er det to metoder som vurderes; Bernoullis energiligning eller impulsatsen, hvor impulsatsen har vist seg å være den foretrukne metoden. Ved bruk av Bernoullis energiligning er det nødvendig å kvantifisere energitapet i tverrstrømmen som treffer kanalstrømmen, noe som har vist seg å være vanskelig (Montes, 1998).

En kombinasjon av impulsatsen og kontinuitetsligningen er mest brukt for å regne på vannlinjen i en samlekanal. For å benytte impulsatsen er det gjort en rekke antagelser:

1. Ensrettet strømming i kanalen. Det vil komme hastighetsvektorer på tvers av kanalstrømmingen, men disse kan neglisjeres.
2. Hydrostatisk trykkfordeling.
3. Uniform og konstant hastighetsfordeling på tvers av tverrsnittet.
4. Liten helning på kanalen.
5. Mannings formel kan benyttes for å beregne friksjonstapet av skjærkreftene mellom vannet og kanalveggen.

6. Konstant spesifikk vekt på vannet, altså at luftinnblanding er neglisjert.

Noen av antagelsene er ganske grove forenklinger av den faktiske strømnings situasjonen, men de beregnede vannlinjene viser seg likevel å stemme godt overens med virkeligheten, til tross for teoretiske mangler. Ligningen som beskriver vannlinja er som følgende (Chow, 1959):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \left(\frac{2Q}{gA^2}\right)\left(\frac{dQ}{dx}\right)}{1 - F^2} \quad (2.4)$$

Hvor:

F = Froudetall

S_0 = Bunnhelning

S_f = Friksjonshelning

$\frac{dQ}{dx}$ = Enhetsvannføring

$\frac{dy}{dx}$ = Endring i vanndybde

Dersom man ser på en situasjon uten gradvis tilførsel av vann, altså $dQ/dx=0$, reduseres ligningen til Saint – Venants ligning for stasjonær strømming:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F^2} \quad (2.5)$$

Ligningen representerer nå helningen på vannlinjen i forhold til bunnen av kanalen. Dersom $dy/dx = 0$ er vannlinjen parallell med kanalbunnen, hvis $dy/dx < 0$ synker vannstanden i kanalen og hvis $dy/dx > 0$ stiger vannstanden. Dersom vannet strømmer vinkelrett på kanalen, vil ikke det innstrømmende vannet gi et impulsbidrag i kanalretningen. Hvis vannet derimot treffer med en hastighetskomponent parallelt med kanalen kan følgende ligningen brukes for å bestemme impulsbidraget fra innstrømmingen (Hager, Bremen, 1989):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \left(2 - \frac{AS_0[d + H + S_0x - y]^{\frac{1}{2}}}{Q}\right) \frac{QdQ/dx}{gA^2}}{1 - F^2} \quad (2.6)$$

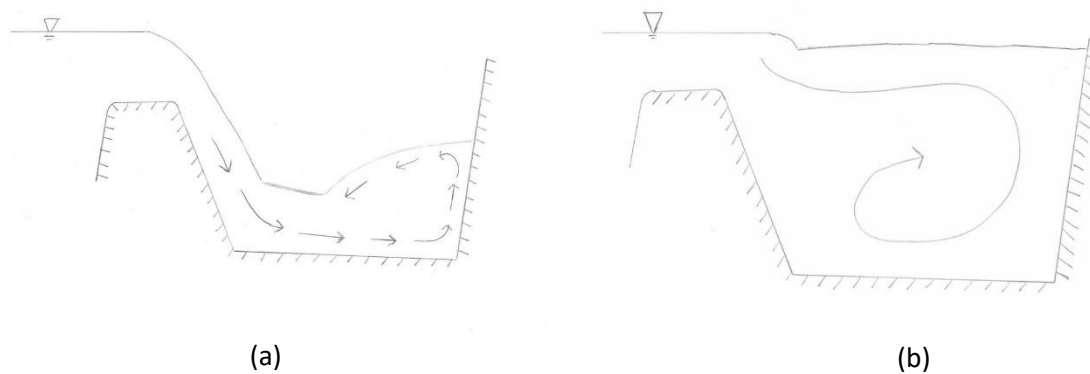
Hvor:

d = Dybden av kanalen ved $x = 0$

H = Overløpshøyden

A = Tverrsnittsarealet i kanalen

Gitt sidekanalens plassering i forhold til magasinet er det sannsynlig at vannet vil treffe overløpsterskelen med en hastighetsvektor med vinkel. Vinkelen på hastighetsvektoren kan bidra til å øke kapasiteten i samlekanalen med et impulsbidrag.

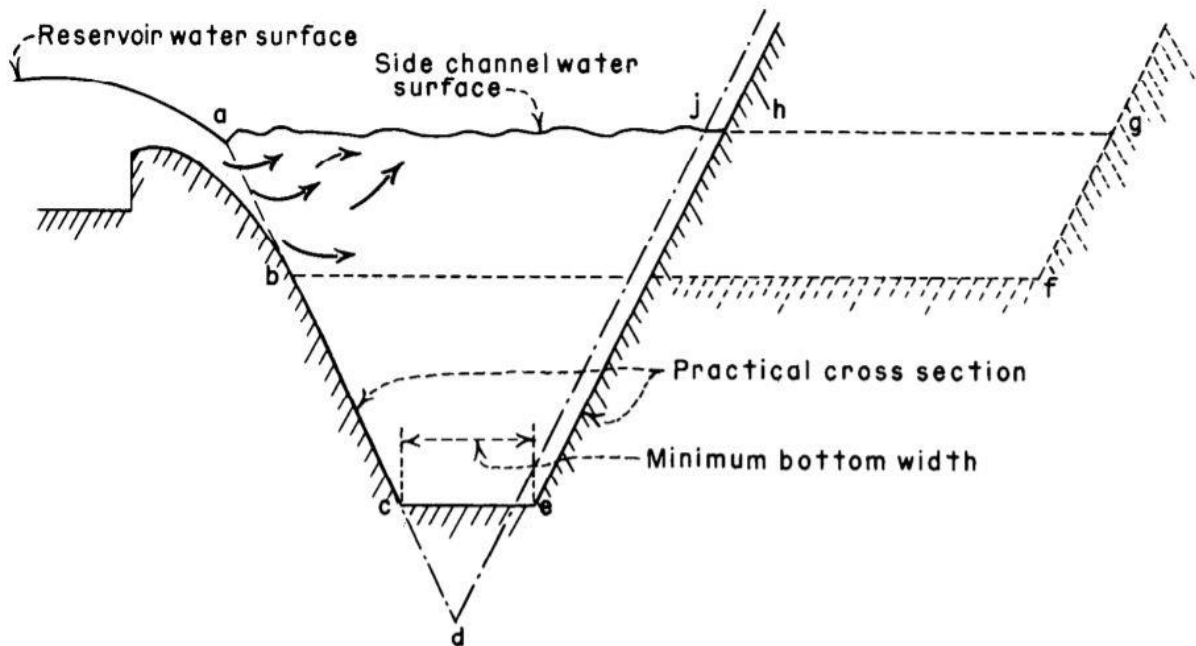


Figur 9 - Strømning inn i samlekanal med lavt vannivå (a), strømning inni samlekanal med høyt vannivå (b).

Ved lavere vannivåer i sidekanalen vil vannet fra overløpsterskelen få stor hastighet ned mot kanalbunnen, som vil føre til at vannet strømmet på tvers av kanalen langs bunnen og slår tilbake mot fjellveggen og opp langs veggen på fjellsiden av kanalen, som vist i Figur 9 (a). Vannivået ligger altså høyere langs fjellsiden enn midt i kanalen hvor vannstrømmen fra overløpet treffer. Den stupende strømmingen skaper, i kombinasjon med strømmingen parallelt med sidekanalens akse, en todelt turbulent strømming. Med den stupende strømmingen fra overløpsterskelen vil det blandes inn mye luft i sidekanalen som vil øke vannivået. Figur 9 (a) viser svakheten ved beregning av vannlinje med impulssetzen, da impulssetzen forutsetter konstant vannivå i kanalen. I praksis ligger vannivået midt i kanalen noe lavere enn vannivået ved fjellsiden av kanalen. Ved høyere vannivå i sidekanalen oppstår ikke den todelt turbulensen og vannet vil bevege seg på tvers av vannspeilet og ned langs fjellsiden av sidekanalen, som vist i Figur 9 (b). Ved denne typen strømming er det ikke like stor grad av innblanding av luft.

For å oppnå gode strømmingsforhold i sidekanalen er utformingen viktig. Dersom forholdet mellom bredden og høyden, B/H , er stort, vil vanddybden være lav og strømmingsforholdene dårlige og det er derfor ønskelig å minimere forholdet mellom bredde og høyde. I Figur 10 er

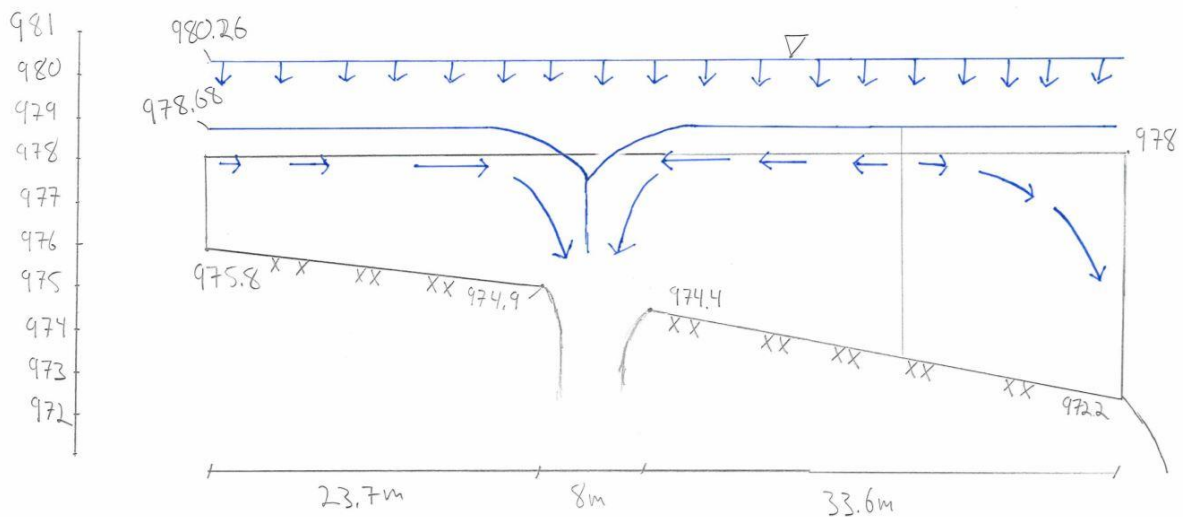
det indikert en minimumsbredde på kanalen og en praktisk bredde på kanalen. Den praktiske bredden indikerer nødvendig bredde for gode praktiske forhold ved bygging av kanalen.



Figur 10 - Utforming av sidekanal (USBR, 1987).

Figur 11 viser hvordan strømmingssituasjonen ved Q_{PMF} kan se ut i samlekanalen.

Vannstanden i magasinet ligger på 980,26 moh. og dersom overløpet ikke skal påvirkes av vannivået i samlekanalen må det ligge på 978,68 moh. eller lavere.



Figur 11 - Tegning av strømmingssituasjonen ved PMF.

En av grunnene til å gjennomføre dette modellforsøket er å avklare strømmingssituasjonen i samlekanalen. Det er usikkert hvor vannskille i nedstrøms del av samlekanalen vil bli

liggende ved de forskjellige lukestillingene og hvordan fordelingen av vann på det nye og eksisterende flomløpet blir.

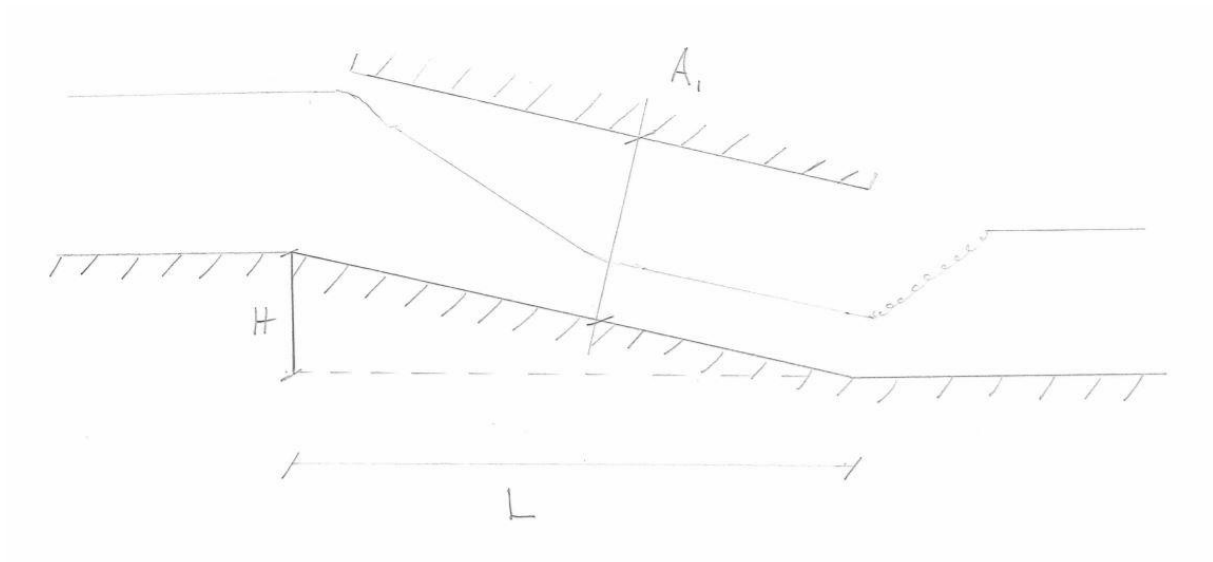
2.4 Overgang fra sidekanal til sjakt

Det er viktig at det er gode hydraulisk forhold i overgangen fra sidekanal til sjakten. For å skape gode hydrauliske forhold er utformingen av innløpet til sjakten viktig. Skarpe kanter og brå overganger virker begrensende på kapasiteten. Det er derfor vanlig å innsnevre sidekanalen ettersom den nærmer seg innløpet til sjakten for å akselerere vannet. Kombinert med en økning i helningen på kanalen sørger dette for gode strømningsforhold. Etter beregninger gjort i masteroppgaven skrevet av Ole Håkon Hovland er $22,5^\circ$ på innsnevringen og 45° på sjakten det ideelle (Hovland., 2013). Innsnevringen fører til at kontraksjonen minker og vannet akselereres ned mot sjakten.

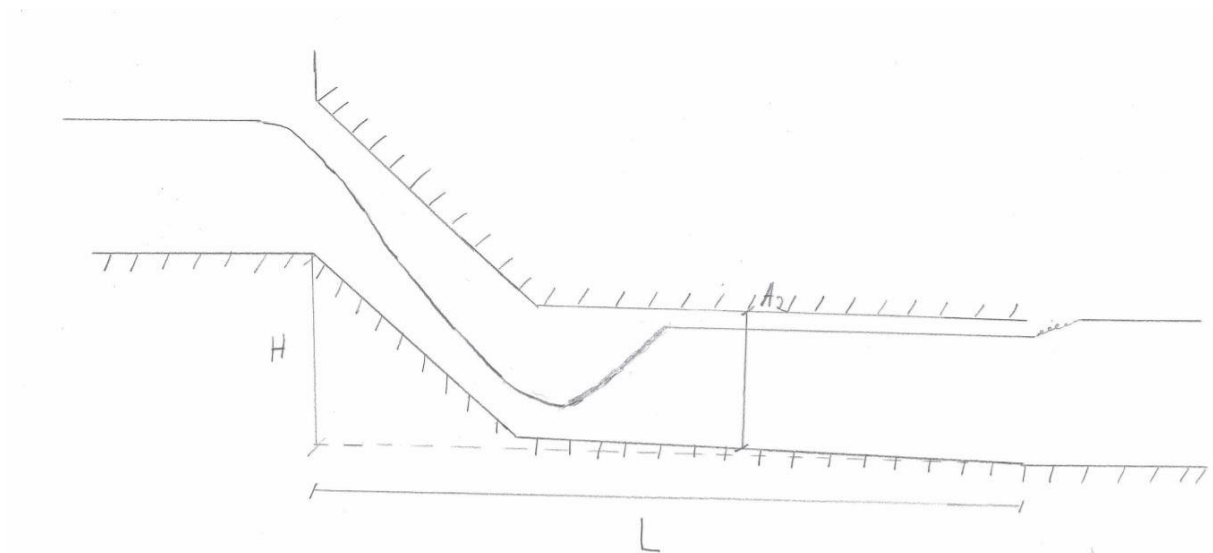
2.5 Sjakt

Dersom overløpet transporterer vannet gjennom en lukket vannveg, som sjakt eller tunnel, kalles det et lukket flomløp. Lukkede flomløp kan bygges som tunneler med jevn helning eller som en kombinasjon av sjakt og tunnel, slik som ved Strandevatn. Ved bruk av lukkede flomløp skal det tas spesielle hensyn. Konsekvensene av en høyere vannføring enn forventet, eller en plutselig reduksjon i kapasitet, er mye større ved et lukket, enn ved et åpent flomløp. Dersom det lukkede flomløpet går fra å være overløpskontrollert til å bli kontrollert av sjakten/tunnelen vil det føre til en hurtig vannstandsstigning. Dette er vist i Figur 4, hvor kapasitetskurven viser en svært rask økning av vannstanden etter tunnelen går full.

Et lukket flomløp kan ses på som en stor kulvert og kan utformes på samme måte. Ved å akselerere vannet, ved hjelp av en jevn innsnevring i samlekanalen og en sjakt med større helning enn resten av tunnelen, kan det benyttes langt mindre tverrsnitt i tunnelen. I en tunnel med jevn helning hele veien, som i Figur 12, vil vanndybden i enden av tunnelen være liten, og tverrsnittet vil være dårlig benyttet. Dersom vannet først akselereres, som i Figur 13 til en hastighet som tilsvarer normalstrømning vil vanndybden holde seg mer eller mindre konstant, og hele tunnelen lar seg enklere fylle. Akselerering av vannet kan øke kapasiteten med 50-100% og hjelper i tillegg til å møte NVEs krav om ikke mer enn 70 % fylt tverrsnitt (NVE, 2006).



Figur 12 – Skråttunnel.



Figur 13 - Sjakt og tunnel med akselerasjon av vannet.

Dersom energihøyden i vannet er kjent, kan vannlinjen beregnes. Energhøyden i vannet er summen av potensiell energi og vannets hastighetsenergi. Den maksimale hastigheten vann kan oppnå i fritt fall er gitt ved $v = \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$, hvor H er energihøyden. Sjakten vil, som tunnelen, ha en ruhet og singularøstap som påvirker vannhastigheten. Vannhastigheten i en sjakt kan altså gis ved formelen:

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - \Delta h_f)} \quad (2.7)$$

Hvor der Δh_f er falltap.

Normalt brukes Mannings formel kun ved normalstrømning og konstant ruhet for å beregne friksjonstap. Dersom man bruker mindre steg slik at det kan antas rette vannflater mellom stegene kan Mannings formel brukes til å finne falltapet h_f .

$$Q = M \cdot A \cdot R_h \cdot I^{1/2} \quad (2.8)$$

Hvor:

$$Q = \text{Vannføring (m}^3/\text{s)}$$

$$M = \text{Manningstall (m}^{1/3}/\text{s)}$$

$$A = \text{Tverrsnittsarealet (m}^2\text{)}$$

$$R_h = \text{Hydraulisk radius (m)}$$

$$I = \frac{h}{L}, \text{ helning}$$

Dersom Mannings formel løses for h, får man:

$$h_f = \frac{Q^2 \cdot L}{M^2 \cdot A^2 \cdot R^{4/3}} \quad (2.9)$$

Akselerasjonssonen og helningen på tunnelen kan optimaliseres for å redusere utsprengt volum og gjøre tunnelen så billig som mulig.

2.6 Tunnel

Utformingen av tunnelen bestemmes av forholdet mellom lengden på sjakten og helningen på tunnelen. Lengden på sjakten burde være tilstrekkelig til å oppnå normalstrømning i tunnelen. Falltapsgradienten ved normalstrømning er lik helningen på tunnelen, slik at tilført energi ved å øke høyden er like stor som motstanden fra falltapet.

Kapasitetsberegning av sjakt og tunnel kan gjøres ved bruk av energiligningen. Ved Q_{PMF} kan systemet gå fullt halvveis opp i sjakten, så lenge det er overløpet som er dimensjonerende. Falltapet i systemet kan ikke overskride høydeforskjellen mellom oppstrøms og nedstrøms vannstand.

$$z_1 - z_2 = h_f \quad (2.10)$$

z_1 er det høyeste nivået i samlekanalen hvor systemet fremdeles er overløpskontrollert. I kapasitetsberegningene for overløpet ble det funnet at vannstanden i magasinet må ligge 1,7 m over vannet i samlekanalen. Det vil si at den høyeste vannstanden i samlekanalen hvor overløpet fremdeles er dimensjonerende er $z_1 = z_{PMF} - 1,5 \text{ m} = 978,67 \text{ moh.}$, mens nedre vannivå for systemet settes til midt i tunnelen ved utløpet.

Tapskoeffisienter er valgt ved hjelp av Inntakshåndboken (NVE, 2006). Singulærtapene beregnes med følgende uttrykk:

$$h_f = k \frac{v^2}{2g} \quad (2.11)$$

Hvor v er vannhastigheten og g er tyngdens akselerasjon.

Friksjonstapene beregnes med Mannings formel som i formel (2.9) med Manningstall som i rapporten fra Norconsult. Hydraulisk radius er gitt ved:

$$R_h = \frac{A}{P} \quad (2.12)$$

Hvor A er tverrsnittets areal og P er våt omkrets. Hastigheten er målt med kontinuitetsligningen ettersom systemet går fullt. Tapene er beregnet for Q_{PMF} hvor vannføringen i den eksisterende tunnelen er beregnet til å være $239 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$. z_2 i den eksisterende tunnelen settes til tunneltakets nivå på 958 moh. Tillat falltap i den eksisterende tunnelen og sjakten blir da 20,67 m.

Tabell 3 - Tapsberegning for eksisterende sjakt og tunnel.

Tap i vannveg	M/k	A [m ²]	R _h [m]	v [m/s]	L [m]	h _f [m]
Innløp	0,2	27,5	1,38	8,7		0,770
Bend innløp sjakt	0,12	27,5	1,38	8,7		0,462
Sjakt	30	27,5	1,38	8,7	20	1,093
Bend mellom sjakt og tunnel	0,275	27,5	1,38	8,7		1,059
Tunnel	30	27,5	1,38	8,7	124	6,774
Innløp Utstøping	0,5	20,5	1,34	11,7		3,464
Utsøping	80	20,5	1,34	11,7	27	0,388
Utløp utstøping	1	20,5	1,34	11,7		6,928
Resterende tunnel	30	27,5	1,38	8,7	82	4,479
Utløp tunnel	1	27,5	1,38	8,7		3,850
Totalt tap						29,265
Tillat tap						20,67

De største tapene for det eksisterende anleggene kommer som forventet i form av friksjonstap i tunnelen og som singulærtap ved utstøpingen i tunnelen. Utstøpingen er skarpkantet og fører til store tap ved innløpet og utløpet. Beregningene viser at det totale tapet blir større enn det tillate tapet og det er et avvik på 8,595 m. Valg av tapskoeffisienter er en stor usikkerhet ved beregningene og kan være årsaken til avviket fra Norconsults kapasitetsberegninger.

Den nye tunnelen har utløp ved 941 moh. og z_2 settes til 947,17 moh. ved toppen av tunnelen. Tillatt falltap i den nye sjakten og tunnelen blir da 31,5 m.

Tabell 4 - Kapasitetsberegning for ny sjakt og tunnel.

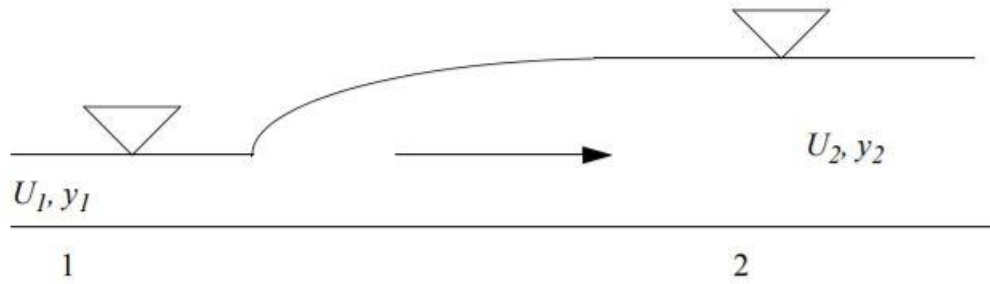
Tap i vannveg	M/k	A [m ²]	R _h [m]	V [m/s]	L [m]	h _f [m]
Innløp	0,6	45	1,4	6,1		1,142
Sjakt	32	45	1,4	6,1	22	0,512
Bend mellom sjakt og tunnel	0,275	45	1,4	6,1		0,523
Tunnel	32	30	1,44	9,2	422	21,295
Bend tunnel	0,2	30	1,44	9,2		0,857
Utløp tunnel	1	30	1,44	9,2		4,283
Totalt tap						28,613
Tillatt tap						31,5

I den nye sjakten og tunnelen er det den lange tunnelen som står for det største falltapet. Kapasiteten på den nye tunnelen er ifølge beregningene tilstrekkelig til å avlede Q_{PMF} med en margin på 2,887 m.

2.7 Utløp med energidreping

Vannet i et lukket flomløp kan bygge opp stor fart i sjakten og tunnelen. For å unngå erosjon og skader nedstrøms utløpet er det viktig å redusere hastigheten og energien i vannet før det slippes tilbake i elven. Det er flere måter å oppnå energidreping på, som for eksempel energidreperbassen, dropp, eller skihopp. Felles for alle disse måtene er at det oppnår et vannstandsprang, der kinetisk energi overføres til potensiell energi. For å oppnå vannstandssprang må vannstanden nedstrøms være høyere enn y_2 i denne formelen:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \quad (2.13)$$



Figur 14 – Vannstandssprang (Olsen, 2017).

Her er y_2 nødvendig nedstrøms vannstand for å oppnå vannstandssprang, og F_1 er Froudetallet oppstrøms vannstandsspranget.

2.8 Lukekapasitet

Manøvrerbare luker er en vanlig løsning ved flomløp. Det er to hovedtyper av luker, overløpsluker hvor luken senkes slik at vannet renner over luken og underløpsluker hvor luken heves og vannet renner under luken. Ved dam Strandevatn er det installert to underløpsluker av typen justerbare glideluker. Lukene er 3 m høye og 3 m brede med luketerskel på kote 975, altså ligger toppen av lukene parallelt med overløpsterskelen på kote 978. Lukene skal aktiveres i det vannet når HRV, det er dog ikke spesifisert hvor stor lukeåpningen skal settes til og det antas derfor full åpning på lukene ved vannivå på 978 moh. Lukene vil først fungere som to overløp, og formelen for overløpskapasitet (2.1) vil gjelde. I det vannet igjen når 978 moh. vil vannet ta i snøskjermen og formelen for kapasitet for underløpsluker vil bli gjellende.

$$Q_{luke} = K \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (2.14)$$

Hvor:

K = Kontraksjonskoeffisient

a = Høyde på lukeåpningen (m)

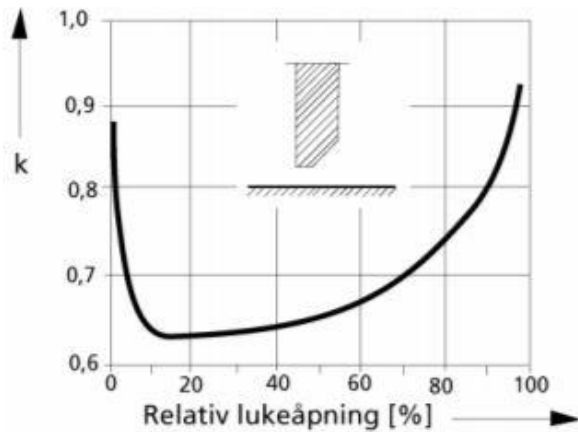
b = Bredde på lukeåpningen (m)

g = Tyngdens akselerasjon (m/s^2)

H = Energihøyde på oppstrøms side av luken målt til midt i luken

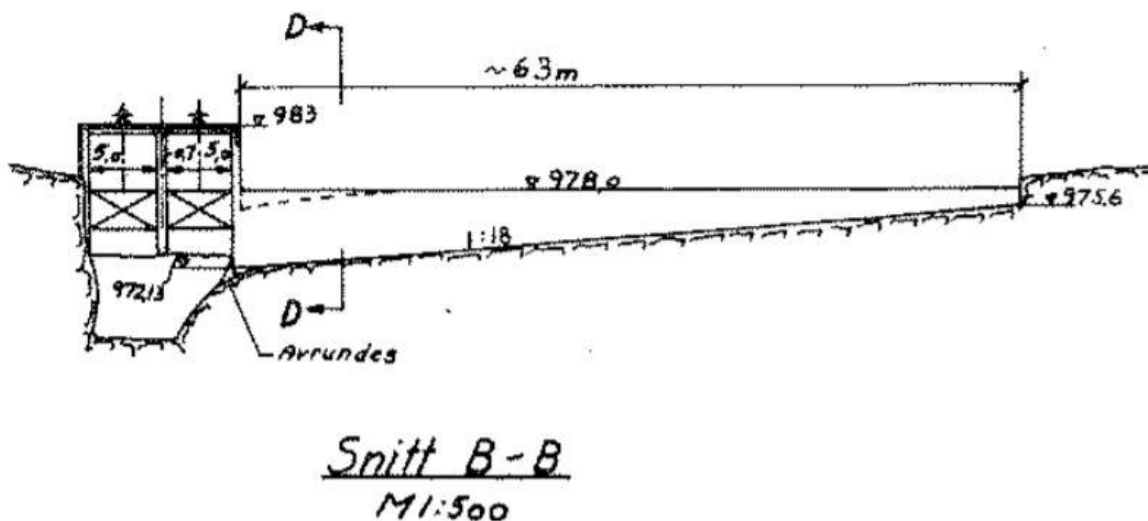
$$\sqrt{2 \cdot g \cdot H} = \text{Maksimal teoretisk hastighet uten tap}$$

Kontraksjonskoeffisienten bestemmes av strømningsforholdene inn mot luken, utformingen av luken, forholdet mellom lukeåpningen, oppstrøms vannstand og relativ lukeåpning. Verdier for kontraksjonskoeffisienter basert på relativ lukeåpning er gitt i Figur 15.



Figur 15 - Kontraksjonskoeffisient for underløpsluker (NVE, 2005).

Figur 16 viser lukenes plassering i forhold til samlekanalen og hvordan toppen av luken i lukket posisjon ligger parallelt med overløpsterskelen til samlekanalen på 978 moh.



Figur 16 - Snitt av luker og samlekanal.

Det er flere faktorer som påvirker kontraksjonskoeffisienten for underløpsluker. Vannstanden i magasinet ved Q_{PMF} er beregnet til å være 980,17 moh., og toppen av luken ligger 2,17 m under vannstanden i magasinet, som vil virke negativt på kontraksjonskoeffisienten. Terskelen til lukene ligger på 975 moh. og har en god hydraulisk utforming ned til sidekanalen inne i lukehuset. Vannet vil ha store vertikale fartskomponenter i det det strømmer gjennom lukene. Dersom terrenget bak terskelen er flatt ville det ført til store friksjonskrefter og en reduksjon av kapasitet, altså er utformingen av terskelen med jevnt fall ned til sidekanalen med på å øke lukekapasiteten. Bestemmelsen av kontraksjonskoeffisienten er ikke lett, men en verdi på $K = 0,85$ er brukt for kapasitetsberegningene i denne oppgaven. H er gitt som energihøyden oppstrøms luken målt til midt i luken. Midten av luken ligger på 976,5 moh. og vannstanden i magasinet er 980,1 moh. som gir $H = 3,6$ m slik at lukekapasiteten blir:

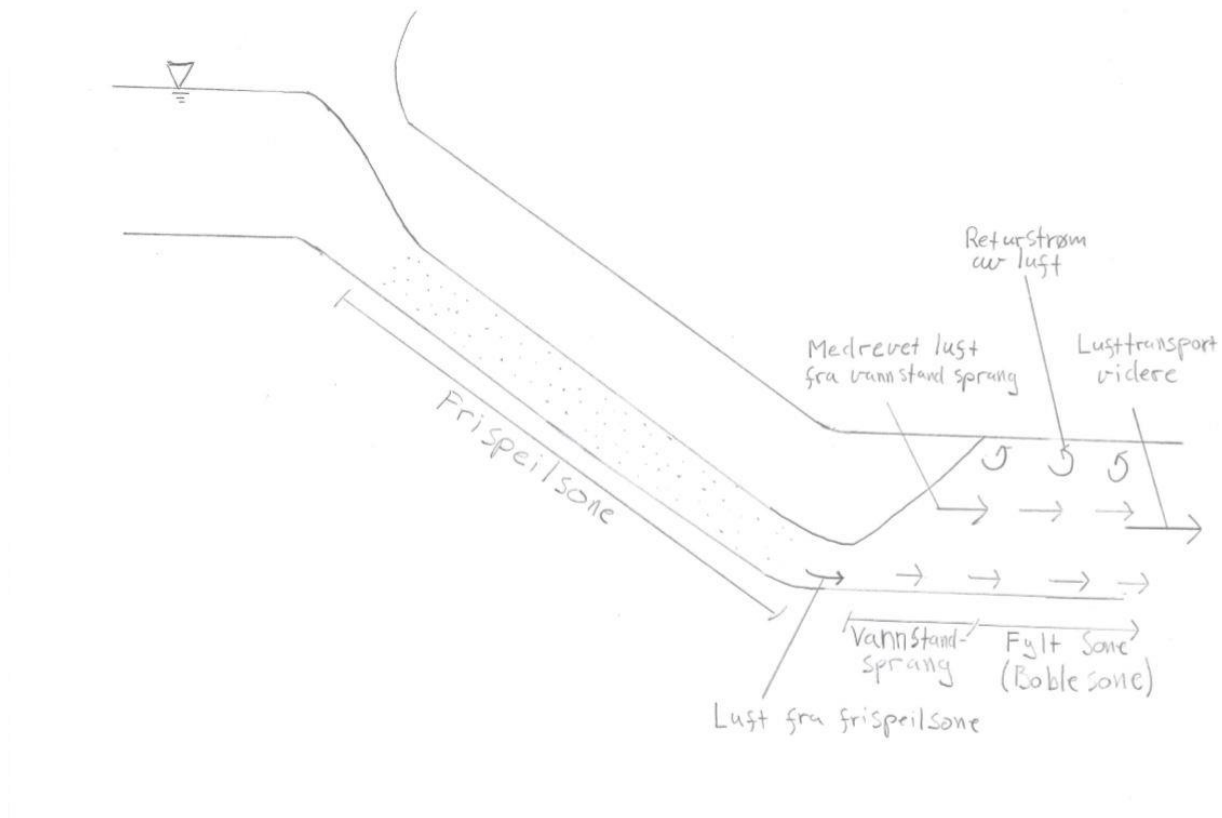
$$Q_{luke} = K \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} = 107 \text{ m}^3/\text{s}$$

Den samlede lukekapasiteten blir altså $214 \text{ m}^3/\text{s}$ når begge lukene står oppe ved Q_{PMF} .

2.9 Luftmedrivning

I skråsjakter tilsvarende de som er i den prosjekterte løsningen av flomløpet ved dam Strandevatn oppstår det luftinnblanding både ved frispeilstrømning og lokal luftinnblanding i form av et vannstandsprang. Ved strømning med stor helning og hastighet på vannet blir vannet hvitt og det ser ut som det bruser. Dette kalles naturlig luftet strømning hvor store mengder luft blandes inn i vannet, som vist i Figur 17. Et stykke ned i frispeilsonen vil begynnende innblanding av luftbobler i de øvre lagene forekomme når turbulensen langs veggene og bunnen inntreffer og river med seg luft i vannstrømmen (Hager, 1992). Lenger ned i sjakten, ettersom vannhastigheten øker, øker luftinnblandingen i både mengde og dybde. Fullt utviklet luftinnhold ligger rundt 10 – 40 % av vannvolumet. For råsprengte sjakter oppstår fullt utviklet luftinnhold etter strømningslengde lik 50 - 100 ganger normaldybde (Bekkeinntakomiteen, 1986). Lenger ned i sjakten oppstår det lokal luftinnblanding i form av et vannstandsprang. Ved et vannstandsprang hvor det går fra frispeilstrømning til rørstrømning blandes det inn mye luft i vannstrømmen, og graden av luftinnblanding øker med vannhastigheten foran vannstandspranget. Luftmedrivningen fra frispeilstrømningen og vannstandspranget kalles initielt medrevet luft. Mengden luft som transporteres videre avhenger av transportkapasiteten i den fylte sjakten. Vannets hastighet og helningen på

tunnelen avgjør lufttransportkapasiteten. Sonen i tunnelen hvor tverrsnittet er fullt og det er luftbobler innblandet i vannstrømmen defineres som boblesonen. Boblesonen, markert i Figur 17, varer helt til all medrevet luft har steget til toppen av tverrsnittet. Boblesonens lengde varierer med vannføringen og kan ved høye vannhastigheter, mellom 4 – 5 m/s i råsprengt tunnel, være uendelig lang.



Figur 17 - Luftmedrivning i skråsjakt og tunnel.

Dersom vannhastigheten i tunnelen avtar vil luftboblene stige mot taket og en viss lengde inn i tunnelen vil det ikke være noe luft i tunnelbunnen. Ved vanlige vannhastigheter i tunnelen 1,2 – 1,8 m/s vil luftboblene etter hvert samles i små luftlommer ved taket av tunnelen.

2.10 Modellskalering

For å vurdere den foreslåtte løsningen til Norconsult skal det bygges en modell i laben til NTNU. Modellen skal brukes for å kontrollere at flomløpet som er valgt har tilstrekkelig kapasitet og gi svar på noen interessante hydrauliske forhold som ikke lar seg simulere presist ved CFD eller beregninger. En fysisk modell er en nøyaktig nedskalering av situasjonen som

skal modelleres. Den mest nøyaktige modellen ville vært en rekonstruksjon i størrelsen 1:1. En modell i skala 1:1 er dog nesten aldri mulig. Det vil ta opp stor plass, være dyrt, og kreve stor tilgjengelig vannføring. Jo større skalaen er, jo mer nøyaktig blir modellen (Guttormsen, 2006).

Ved konstruksjon av en modell er det en rekke steg som må gås gjennom:

1. Finn område og lengder i fullskala som skal undersøkes. Finn område som skal modelleres. Det innebærer alt mellom kontrollerbart oppstrøms nivå til kontrollerbart nedstrøms nivå.
2. Avklar tilgjengelig plass i laboratoriet. Hva som er tilgjengelig av plass i laboratoriet er avgjørende for hvilken skala som blir valgt. Sørg også for at det er tilstrekkelig vannføring tilgjengelig i laboratoriet.
3. Gjør kontroll av andre krefter og utstyr. Sørg for at den valgte modelleringsloven er gjeldende i hele systemet. Kontroll av viskositet innebærer at det må være fullt utviklet turbulens både i felt og lab, dvs. Reynolds tall større enn 10^4 . Kontroll av kompresjon, og kontroll av overflatespenning. Basert på erfaringspraksis skal størrelsene holdes innenfor $d_{min} > 20 \text{ mm}$ for å unngå at overflatespenninger blir dominerende. Dersom det oppstår størrelser mindre enn 20 mm, for eksempel vanndybden over terskelen, må skalaen justeres opp.
4. Der det er nødvendig skal det tas hensyn til sedimenter. For større sedimenter kan man støtte seg til erfaring og empiri. Mindre sedimenter kan være problematiske. Etter sedimenter er tatt i betraktning tas det en ny kontroll.
5. Selve byggingen av modell.

En modell som gir helt riktige resultater bør være geometrisk, kinematisk, og dynamisk helt lik prototypen. Dette skjer kun dersom modellen er identisk prototypen og er i skala 1:1.

Geometrisk likhet vil si at alle fysiske størrelser i prototypen er skalert ned med lik faktor til modellstørrelsen.

$$L_r = \frac{L_M}{L_P} \quad (2.4)$$

Hvor L_r er lengdeforholdet, L_M er lengden i modellen, og L_P er lengden i prototypen.

Kinematisk likhet er likhet i vannets bevegelse. Vannets hastighetsvektorer skal være identiske i modellen og prototypen. Alle hastigheter må nedskaleres med samme faktor. Kinematisk likhet er viktig da likheter i strømningsmønster skal vurderes. (Guttormsen, 2006).

Dynamisk likhet betyr at forholdet mellom alle fysiske krefter i ethvert punkt skal stå i samme forhold til hverandre. Dynamisk likhet er den viktigste forutsetningen for fysisk modellering, og sørger for et konstant forhold mellom modell og prototype. Når dynamisk og geometrisk likhet er oppnådd blir automatisk kinematisk likhet også oppnådd.

De viktigste kreftene som inngår i hydraulisk modellering er listet i Tabell 5.

Tabell 5 - Tabell over de mest sentrale kreftene i hydraulisk modellering.

Kraft	Symbol	Dimensjon
Gravitasjonskrefter	F_g	$\rho L^3 g$
Tregghetskrefter	F_i	$\rho L^2 v^2$
Viskositetskrefter	F_v	μVL
Elastiske krefter	F_e	EL^2
Overflatekrefter	F_o	SL
Trykkrefter	F_p	$\Delta p L^2$

Hvor:

$\rho = \text{denistet}$

$L = \text{lengde}$

$v = \text{hastighet}$

$\mu = \text{dynamisk viskositet}$

$V = \text{volum}$

$E = \text{væskens elastitetsmodul}$

$S = \text{overflatespenningskoeffisient}$

Ved modellskalering skal «alle» fysiske lover gjelde og forholdet mellom opptredende krefter skal være «likt» i modell og fullskala.

$$\frac{F_{gm}}{F_{gp}} = \frac{F_{im}}{F_{ip}} = \frac{F_{vm}}{F_{vp}} = \frac{F_{em}}{F_{ep}} = \frac{F_{om}}{F_{op}} = \frac{F_{pm}}{F_{pp}} \quad (2.5)$$

Dette er aldri tilfelle, og det er derfor opprettet en rekke modelleringslover som tar for seg forhold mellom forskjellige krefter. Det er derfor viktig å velge den modelleringsloven som holder forholdet mellom de dominerende kreftene i den gjeldende strømmingssituasjonen likt. De dominerende kreftene ved strømmingssituasjonen i dam Strandevatn er gravitasjons- og treghetskrefter. I Froude's modellov er gravitasjon og treghet de dimensjonerende kreftene, og forholdet mellom disse kreftene skal være likt i modell og fullskala, og kan settes opp på følgende vis:

$$\frac{F_{im}}{F_{gm}} = \frac{F_{ip}}{F_{gp}} \quad (2.6)$$

Setter inn for dimensjonene:

$$\left(\frac{\rho L^2 v^2}{\rho L^3 g} \right)_m = \left(\frac{\rho L^2 v^2}{\rho L^3 g} \right)_p \Rightarrow \left(\frac{v^2}{Lg} \right)_m = \left(\frac{v^2}{Lg} \right)_p \quad (2.7)$$

Dette er gir Froudetallet:

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gL}} \quad (2.8)$$

Froude's modellov sier at Froude's tall skal være likt for prototype og modell, som vil si at forholdet mellom treghet og gravitasjon skal være likt for prototype og modell. For Strandevatn overløp er det hovedsakelig frispelstrømming og gravitasjon som driver vannet gjennom systemet, og derfor er Froude's modellov benyttet for denne modelleringen.

Tabell 6 - Skaleringsfaktorer ved Froude's modellov.

Navn, symbol	Enhet	Skaleringsfaktor
Lengde, L	m	L_r
Areal, A	m^2	L_r^2
Volum, V	m^3	L_r^3
Tid, t	s	$L_r^{0,5}$
Hastighet, v	m/s	$L_r^{0,5}$
Vannføring, Q	m^3/s	$L_r^{2,5}$
Mannings tall	$m^{1/3}/s$	$L_r^{-1/6}$

Tabell 6 - Skaleringsfaktorer ved Froude's modellov. viser skaleringsfaktorene på de viktigste måleenhetene for Froude's modellov. Det er disse skaleringsfaktorene som brukes i dette modellforsøket.

Kapittel 3 – Modellbygging og instrumentering

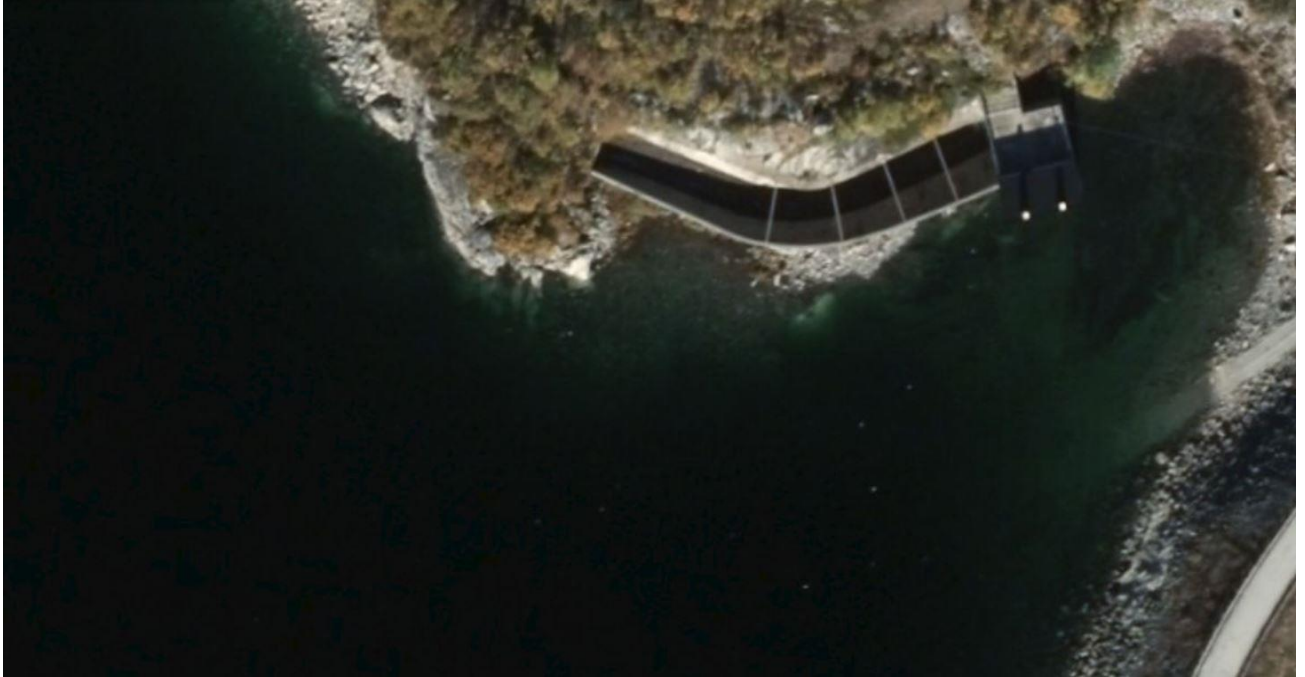
Ved komplisert geometri og strømnings situasjoner kan det være vanskelig å bestemme kapasiteten ved beregninger eller numeriske simuleringer. Da vil en fysisk modell være den beste måten å analysere strømnings situasjonen. Dette står også i NVE sine retningslinjer for flomløp.

Modellforsøk kan kreves gjennomført ved kompliserte og uoversiktlige systemer, og ved uryddige innstrømningsforhold til det lukkede systemet (NVE, 2005).

Samlekanalen ved dam Strandevatn har kompliserte strømnings situasjoner der vannet skal fordeles på to sjakter og tunneler. Samlekanalen fordeler vannføringen på de to sjaktene ved å plassere en innløp til en ny sjakt 23,7 m nedstrøms starten av samlekanalen. Helningen fortsetter mot den eksisterende sjakten, og et sted mellom den nye og gamle sjakten vil vannet fordele seg. Hvordan fordelingen av vannføring vil skje i praksis er usikker og en fysisk modell er vurdert som den beste løsningen for å simulere strømnings situasjonen og kontrollere kapasiteten på systemet.

3.1 Omfang av modell

For å bestemme hvor mye av terrenget som skal med i modellen og hvilken modellskala som skal benyttes må det avklares hvor mye plass som er tilgjengelig i laboratoriet. Alle forhold som påvirker strømmingen inn mot overløpet må tas med i modellen. Terrenget er jevnt og slakt inn mot modellen, og det vil dannes en bukt rundt lukehuset. Figur 18 viser hvor mye av magasinet som vurderes som nødvendig å ha med i modellen. Det er viktig å inkludere bukten i bakkant av lukehuset og tilstrekkelig sjøareal av magasinet slik at strømnings mønsteret inn mot overløpet gjenskapes nøyaktig.



Figur 18 - Terrenget som skal benyttes i modellen.

Flomløpet strekker seg over et stort område, og spesielt den nye tunnelen krever mye plass. Den nye tunnelen har en lengde på 422 m og modellen skal dekke ett spenn på 470 m fra vestsiden av samlekanalen til utløpet av den nye tunnelen. Ved bruk av modellskala på 1:40 vil 470 m tilsvare 11,75 m, noe som ikke er tilgjengelig i laboratoriet. Modellen omfatter også to glideluker, to sett med sjakt og tunnel, overløpsterskel og samlekanal. Glidelukene må være justerbare for å vurdere kapasiteten til systemet med helt åpne eller delvis åpne luker, samt kapasiteten ved lukesvikt.

3.2 Bestemmelse av modellskala

For bestemmelse av modellskalaen var det lengden på den nye tunnelen som var avgjørende. Hele den nye tunnelen nedskalert i en skala på 1:40 vil ha en lengde på 10,5 m i laboratoriet, noe som ikke er tilgjengelig. For å se på muligheten for å korte ned lengden på tunnelene ble det vurdert om det vil oppstå friskeilstrømning i de to tunnelene. Dersom det oppstår friskeilstrømning i tunnelene vil ikke lengden på tunnelen ha påvirkning på kapasiteten. Det vil dermed være mulighet for å bygge tunnelene noe kortere slik at det er plass i laboratoriet ved bruk av en større skala. En kontroll av friskeilstrømning ble gjennomført for begge tunnelene.

For å kontrollere om det oppstår friskeilstrømning i tunnelen gjøres det en iterasjon av vanddybden som oppstår i tunnelen. Iterasjonen gjøres med Mannings formel. Det benyttes en

forenklet rektangulær geometri, da hensikten kun er å finne vanndybden. Itereringen for vanndybden utføres for Q_{PMF} med fordeling som beregnet i Norconsults rapport, der $239 \text{ m}^3/\text{s}$ skal gå i den eksisterende tunnelen og $275 \text{ m}^3/\text{s}$ skal gå i den nye tunnelen. Mannings formel som funksjon av y :

$$Q = M \cdot I^{0,5} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot A = M \cdot I^{0,5} \cdot \left(\frac{y \cdot B}{B + 2 \cdot y} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot y \cdot B \quad (3.1)$$

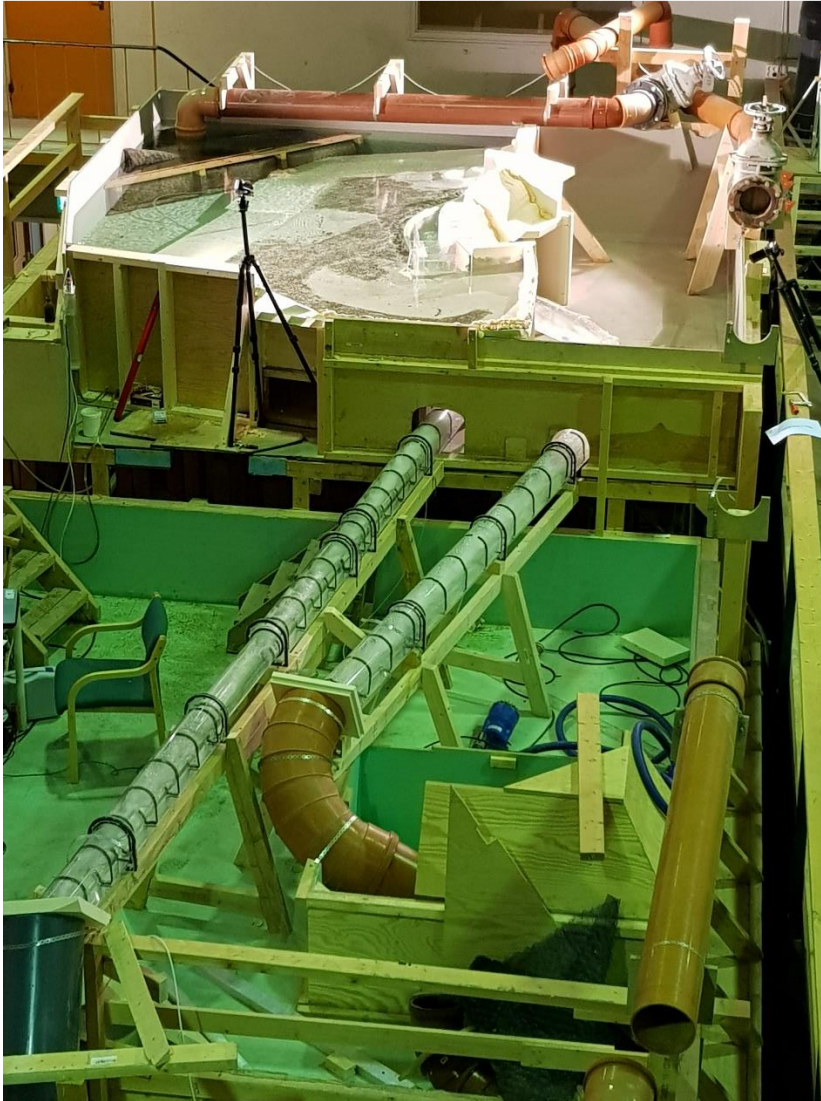
Tabell 7 - Vanndybde i eksisterende og ny tunnel ved Q_{PMF} .

	Eksisterende tunnel	Ny tunnel
$Q[\text{m}^3/\text{s}]$	239	275
$M[\text{m}^{1/3}/\text{s}]$	30	35
$B[\text{m}]$	5,0585	5,4
I	0,0129	0,0379
$y(\text{m})$	8,83	5,11

Tabell 7 viser resultatene av itereringen. For den eksisterende tunnelen vil vanndybden ved normalstrømning være 8,83 m og tunnelen vil gå full. Den nye tunnelen derimot vil ha en vanndybde på 5,11 m og med tunnelhøyde på 6,17 m vil det oppstå frispelstrømning. Den andre delen av kontrollen innebærer å kontrollere om det er tilstrekkelig hastighet på vannet i bunn av sjakten til at det oppstår normalstrømning i tunnelen. Farten som trengs for å oppnå normalstrømning i den nye tunnelen er $v = \frac{Q}{A} = \frac{275 \text{ m}^3/\text{s}}{5,4 \text{ m} \cdot 5,11 \text{ m}} = 10 \text{ m/s}$. Hvor 5,4 m er bunnbredden av tunnelen. Farten i bunn av sjakten beregnes som tapsfritt fall fra det laveste nivået i samlekanalen til bunn av sjakten. Det laveste nivået i samlekanalen er 974,9 moh. og bunnen av sjakten ligger på 957 moh. som gir $\Delta h = 17,9 \text{ m}$. Formel (2.7) gir hastigheten:

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h} = 19 \text{ m/s}$$

Hastigheten på vannet er stor nok med god margin til å skape normalstrømning og basert på beregningene er det greit å forkorte den nye tunnelen i modellen for å kunne bruke 1:40 som modellskala. Farten vil ikke være så høy som beregningen tilsier da falltap ikke er regnet med, hastigheten er stor nok med såpass stor margin at 10 m/s vil bli nådd i bunn av sjakten.



Figur 19 - Modellens plassering i laboratoriet.

Før valget av skala fastsettes må det kontrolleres at gravitasjon og moment fremdeles er de dominerende kreftene i systemet. Den laveste vann dybden i systemet vil oppstå der vannet renner over overløpsterskelen. Som et krav til kontroll av effekten av overflatespenninger skal den minste vann dybden ikke være mindre enn 20 mm. Ved Q_{dim} ligger vannstanden i magasinet på 978,98 moh., som vil si vann dybden over terskelen blir 0,98 m. Det vil si vann dybden over terskelen på modellen vil være $\frac{0,98 \text{ m}}{40} = 0,0245 \text{ m} = 24,5 \text{ mm}$ og kravet om minimum 20 mm vann dybde er oppfylt for alle dimensjonerende vannføringer. Den største vannføringen for denne modellkjøringen vil være $Q_{PMF} = 530 \text{ m}^3/\text{s}$ som tilsvarer 52,4 l/s. Tilgjengelig vannføring i laboratoriet er godt over 52,4 l/s og skal ikke være noe begrensning for modellforsøkene.

3.3 Valg under modellbygging

Tunnelene er bygd i 7 mm tykt pleksiglass og seksjonsvis limt sammen. Utformingen av det eksisterende tunneltverrsnittet er laget i samme form som tegningene av det nye tunnelsystemet. Tverrsnittet i den eksisterende tunnelen er i virkeligheten svært varierende, men er formet på konvensjonelt vis. Høyde/bredde forholdet på tverrsnittet er i virkeligheten noe lavere enn det som brukes på modellen, men skal ikke ha noen påvirkning på strømningsforholdene. Utstøpningen i den eksisterende tunnelen er sirkulært. Det er lagt til 10% på det nedskalerte arealet som en sikkerhetsmargin. Dersom det skulle vise seg at tunnelene ble bygget for små i modellen eller kapasiteten på den nye tunnelen ikke er tilstrekkelig med areal på 30 m² må det bygges helt nye tunnelseksjoner for å kjøre modellen igjen. Arealet økes altså med 10 % og ruheten økes slik at den totale motstanden vil være tilsvarende prototypen. Dersom det skulle vise seg at kapasiteten i den nye tunnelen ikke var tilstrekkelig, kan ruheten reduseres og modellen kan kjøres med større tunneler.

Arealer for eksisterende og ny tunnel

Tabell 8 - Arealer for eksisterende og ny tunnel.

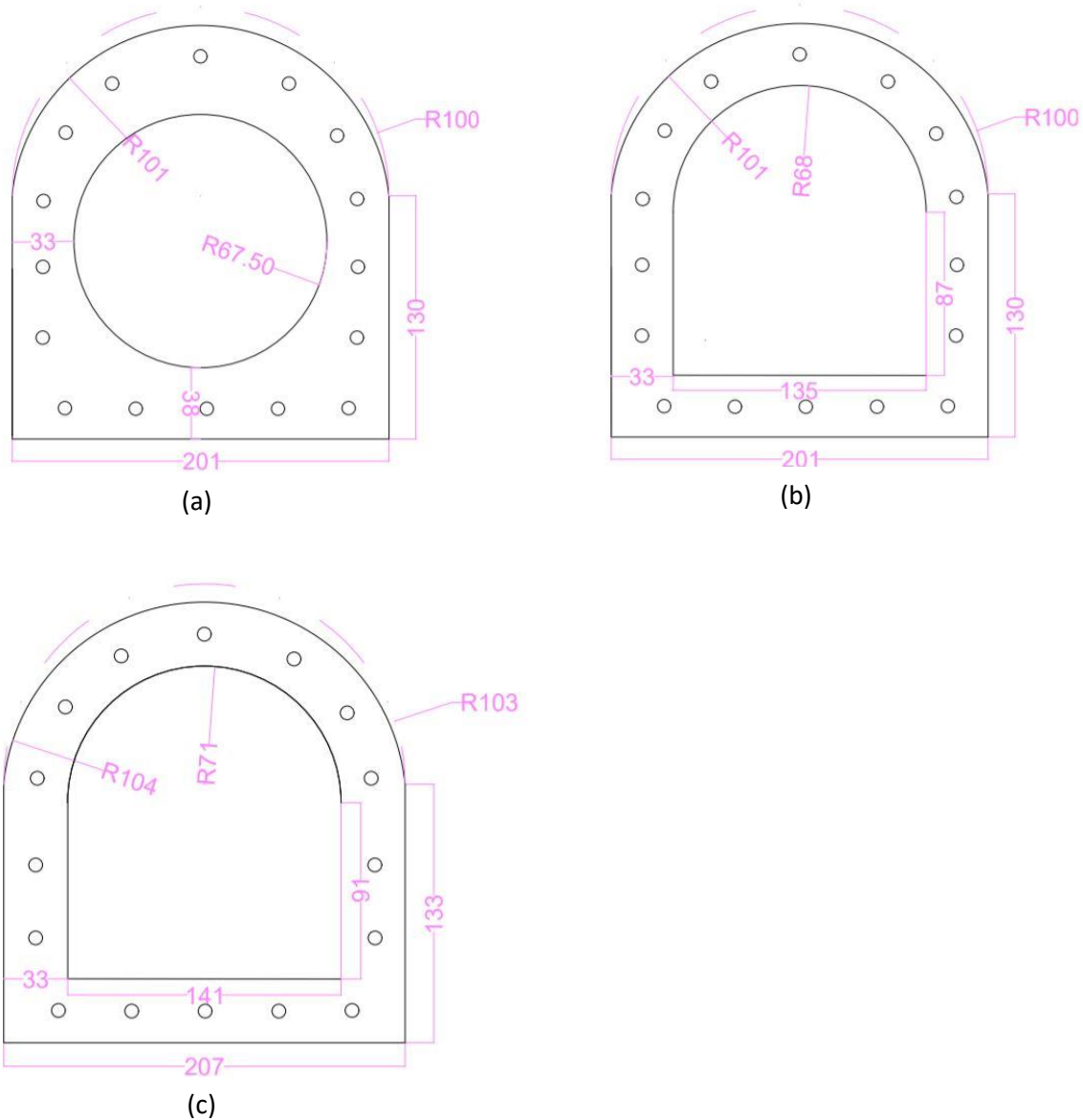
	A_p [m ²]	A_m [m ²]	$A_{m+10\%}$ [m ²]
Eksisterende tunnel	27,5	0,0172	0,0189
Utstøpning	21,5	0,0134	0,0148
Ny tunnel	30	0,01875	0,0206

For å bestemme nøyaktige mål på tverrsnittet ble formelen for areal på konvensjonelt tverrsnitt brukt.

$$A = B * H + 0,5 * \pi * r^2 \quad (3.2)$$

Tabell 9 - Detaljmål på tunneltverrsnitt for eksisterende og ny tunnel.

	B_p [m]	H_p [m]	r_p [m]	B_m [mm]	H_m [mm]	r_p [mm]
Eksisterende tunnel	5,058	3,45	2,53	135	87	67,5
Utstøpning			2,62			67,5
Ny tunnel	5,4	3,47	2,7	141	91	71



Figur 20 - snittegning av utstøpning i eksisterende tunnel i modellstørrelse (a), Snittegning av eksisterende tunnel i modellstørrelse (b), snittegning av ny tunnel i modellstørrelse (c).

Figur 20 viser snittegningene av tunnelkomponentene slik de er brukt i modellen med mål i mm. Hullene i veggtykkelsen er for skruene som fester tunnelkomponentene sammen og 33 mm er flenstykkelsen.

3.4 Ruhet i tunnelene

For at strømnings situasjonene skal gjenskapes nøyaktig må ruheten i de fjellsprengte tunnelene være lik ruheten i tunnelene i modellen. Pleksiglasset brukt i tunellen er svært glatt og har liten friksjon sammenlignet med en fjellsprengt tunnel. For å øke ruheten er det vanlig å bruke gummilister med en viss tykkelse og avstand. I masteroppgaven sin utviklet Reidar

Birkeland en metode for å finne riktig tilførsel av gummilister for å gjenskape en gitt ruhet. Metoden går ut på å uttrykke den totale ruheten i modellen som summen av friksjonen fra pleksiglasset og friksjonen fra gummilistene.

$$f_{tot} = f_{glatt} + f_{ru} \quad (3.3)$$

f_{glatt} bestemmes ved å finne Reynolds tallet i tunnelen og lese av verdien for Darcy-Weisbach's friksjonsfaktor fra Moody's diagram. Reynolds tallet er gitt ved:

$$Re = \frac{4 \cdot R_h \cdot v}{\nu} \quad (3.4)$$

Hvor ν er kinematisk viskositet.

f_{ru} er gitt av Birkelands metode og har vist seg å være en god formel for ruhetskalibrering.

$$f_{ru} = 8,43 \cdot \left(\frac{L_{list}}{4 \cdot R}\right)^{-0,796} \cdot \left(\frac{h_{list}}{4 \cdot R}\right)^{1,655} \cdot \left(\frac{l_{list}}{4 \cdot R}\right)^1 \quad (3.5)$$

Hvor L er avstanden mellom gummilistene, h er tykkelsen på gummilistene, l er lengden på gummilistene og R er hydraulisk radius (Birkeland, 2008).

For å bestemme nødvendig f_{tot} gjøres det en sammenligning av falltap gitt av Manning's formel og Darcy-Weisbach formel.

Ved å sette helningen i Manning's formel $I = \frac{h_f}{L}$ gir det et uttrykk for falltapet som vist i formel (2.9).

Det nedskalerte falltapet beregnet fra prototypen med Manning's formel skal gjenskapes i modellen.

Tabell 10 - Beregning av falltap i eksisterende og ny tunnel.

	Eksisterende tunnel	Ny tunnel
Q_p [m^3/s]	246,4	283,5
B_p [m]	5,059	5,4
H_p [m]	3,45	3,47
r_p [m]	2,529	2,7
A_p [m^2]	27,5	30
M_p [$m^{1/3}/s$]	30	35
L_p [m]	233	422
P_p [m]	19,9	20,82
$R_{h,p}$ [m]	1,384	1,441
v_p [m/s]	8,96	9,45
h_f [m]	13,51	22,62
$h_{f, nedskalert}$ [m]	0,338	0,565

Tabell 10 viser falltap beregnet med Mannings formel for prototypen og det nedskalerte falltaket som må gjenskapes i modellen. Andelen av ruhet fra pleksiglasset finnes ved Darcy-Weisbachs formel for falltap.

$$h_f = f \cdot \frac{v^2 \cdot L}{2 \cdot g \cdot 4 \cdot R_h} \quad (3.6)$$

Hvor f er Darcy-Weisbachs friksjonsfaktor.

Tabell 11 - Friksjonsfaktor for pleksiglasstunnelene i modellen.

	Eksisterende tunnel	Ny tunnel
Q_m [m^3/s]	0,0243	0,028
B_m [m]	0,135	0,141
H_m [m]	0,087	0,091
r_m [m]	0,0675	0,0705
A_m [m^2]	0,0189	0,0206
L_m [m]	5,825	10,55
P_m [m]	0,521	0,544
$R_{h,m}$ [m]	0,0363	0,038
v_m [m/s]	1,289	1,357
Re	186924	205816
f_{glatt}	0,016	0,0156

Darcy-Weisbachs friksjonsfaktor er lest av Moody's diagram med antagelse om hydraulisk glatt rør.

Den totale friksjonsfaktoren, f_{tot} , finnes ved å løse formel (2.9) med hensyn til f .

$$f_{tot} = \frac{h_f \cdot 2 \cdot g \cdot 4 \cdot R_{h,m}}{v_m^2 \cdot L_m}$$

Dette gir:

$$f_{tot,eksisterende tunnel} = 0,0834$$

$$f_{tot,ny tunnel} = 0,0865$$

Ruhet som må tilsettes ved hjelp av gummilister blir da:

$$f_{ru} = f_{tot} - f_{glatt}$$

$$f_{ru,eksisterende tunnel} = 0,0834 - 0,016 = 0,0674$$

$$f_{ru,ny tunnel} = 0,0865 - 0,0156 = 0,0709$$

Ved å bestemme en tykkelse på gummilistene, og bruke l_{list} = indre diameter på tunnelen, kan det ved hjelp av Birkelands metode itereres fram en avstand mellom gummilistene. Setter tykkelse på gummilistene $h_{list} = 5\text{mm}$ og får avstand mellom hver gummilist:

$$L_{eksisterende tunnel} = 0,2176 \text{ m}$$

$$L_{ny tunnel} = 0,251 \text{ m}$$

Estimeringen ved bruk av Birkelands metode resulterte i $n_{eksisterende} = \frac{5,825 \text{ m}}{0,2176 \text{ m}} = 26,77 \approx$

27 gummilister i den eksisterende tunnelen og $n_{ny} = \frac{10,55 \text{ m}}{0,251 \text{ m}} = 42$ gummilister i den nye

tunnelen for å skape tilstrekkelig ruhet i modellen. Birkelands metode er kun en estimering.

Når modellen står ferdig må en nøyaktig ruhet kalibreres.

3.5 Geometrikontroll av modell

Siden modellen i hovedsak ble bygget om sommeren var ikke kandidaten tilgjengelig for geometrikontroll underveis i byggingen. Geometrikontrollen ble påbegynt 6. august 2018 og ble gjennomført av kandidaten og medveileder Kiflom Belete. Måleutstyret som ble benyttet under geometrikontrollen var en nivelleringskikkert, målestokk med vater, Bosch GLL 3-80 P laser, og tradisjonelle måleutstyr som målebånd og målestokk.

For at resultatene på modellkjøringen skal være så nøyaktige som mulig er det viktig at modellen er så lik prototypen som mulig. Det ble derfor gjennomført en grundig kontroll av geometrien før modellkjøringen ble påbegynt, og det ble avdekket en rekke avvik på modellen:

- Den relative høydeforskjellen mellom overløpsterskelen og luketerskelen ble målt til 63 mm. I prototypen er det 3 m mellom luketerskelen på kote 975 og overløpsterskelen på kote 978, som tilsvarer 75 mm i modellen. Utformingen av overløpsterskelen var ujevn og den var ikke lik den prosjekterte overløpsterskelen presentert.
- Oppstrøms hjørne av samlekanalen har en jevn helning ned mot bunnen av kanalen. I prototypen slik den er i dag og i den prosjekterte samlekanalen er helningen ned mot kanalbunnen 2:1 slik som resten av overløpet. Altså er det oppstått en feil i utformingen av hjørnet i samlekanalen. Dette skyldes trolig en dårlig 3D-skan.
- I forkant av lukehuset var det noe som kunne se ut som en betongplating i modellen. Fra bilder av lukehuset kom det tydelig frem at det ikke var noen slik plating foran lukehuset i prototypen.
- Utformingen av den eksisterende sjakten var ikke tilfredsstillende. I overgangen fra sjakt til tunnel var det en brå overgang i taket. I prototypen er overgangen fra sjakt til tunnel jevn rundt hele tverrsnittet. Plasseringen av bunnen til den eksisterende sjakten var 37,5 mm høyere enn hva den skulle være, som tilsvarer 1,5 m i prototypen.
- Helningen på den nye tunnelen ble målt til 6,5 %, som er for høy helning. Helningen på den eksisterende tunnelen ble målt til 0,2 %, som er for liten helning.

Hele geometrikontrollen er dokumentert i

Tabell 12.

Tabell 12 – Geometrikontroll.

	Prototype	Målt og omgjort til prototype	Avvik
Overløpsterskel			
Lengde	65,337 m	65,2 m	0,137 m
Bredde	1 m	1 m	0
Nivå	978 moh.	977,48 moh.	0,52 m
Samlekanal			
Oppstrøms bunnivå	974,76 moh.	975,76 moh.	0
Nivå oppstrøms sjakt	974,9 moh.	974,88 moh.	0,02 m
Nivå nedstrøms sjakt	974,5 moh.	974,32 moh.	0,18 m
Bunnbredde ved lukehus	4,7 m	4,9 m	0,2 m
Areal av sjaktåpning		65,6 m ²	
Glideluker			
Bredde	5 m	5 m	0
Høyde	Justerbar opp til 3 m	Justerbar	0
Kote på luketerskel	975 moh.	975 moh.	0
Eksisterende sjakt			
Nivå innløp til lukehus	972,3 moh.	972,4 moh.	
Nivå bunn	955 moh.	956,48 moh.	1,48 m
Eksisterende tunnel			
Nivå innløp	955 moh.	956,48 moh.	1,48 m
Nivå utløp	952 moh.	956,02 moh.	4 m
Helning tunnel	1,29 %	0,2 %	1,09 %
Areal	27,5 m ²	30,24 m ²	2,74 m ²
Lengde	233 m	231,2	1,8 m
Ny sjakt			
Nivå innløp	974,9 moh.	974,88 moh.	0,02 m
Nivå utløp	957 moh.	956,93 moh.	0,07 m
Ny tunnel			
Nivå innløp	957 moh.	956,93 moh.	0,07 m
Helning	3,79 %	6,4 %	2,61 %
Areal	30 m ²	32,96 m ²	2,96 m ²

For den eksisterende sjakten ble det gjort kontroll av det som ble vurdert som de kritiske snittene. De kritiske snittene for å gjenskape strømmingen i sjakten har blitt vurdert til å være innløpet til sjakten, snittet før sjakten svinger i bunn, og overgangen fra sjakt til tunnel. Disse tre snittene ble kontrollert for nivå og areal, til tilfredsstillende verdier. Den nye tunnelen har kun blitt kontrollert for helning og areal, ettersom den nye tunnelen grunnet frispeilstrømning ikke er bygget i full lengde og utløpet ikke ligger på riktig nivå. De to tunnelene er som nevnt tidligere bygget med en 10 % økning i areal. Dette er gjort som et sikkerhetstiltak dersom

tunnelene ble bygget for små, da det ville vært vanskelig å rette på. Tverrsnittsarealet er tatt hensyn til ved beregningen av den totale motstanden. Det er også brukt tjukke gummilister som tar opp en betydelig andel av arealet, og vi vurderer derfor at den totale motstanden i tunnelen er korrekt.

Beregning av Manningstall

For å finne Manningstallet for den eksisterende tunnelen ble det installert en differensialtrykkmåler. Den nye tunnelen ble stengt av og modellen ble kjørt så den eksisterende tunnelen gikk helt full og var trykksatt. Vannføringen gjennom den eksisterende tunnelen var da 26,4 l/s og trykkmålerne var plassert med 1,99 m mellomrom. Listene var plassert med avstand som beregnet ved bruk av Birkelands metode. Forholdet mellom høydeforskjell og trykk målt i kPa ble målt til å være 4,83 kPa = 0,5 m som vil si 1 kPa = 103,5 mm. Trykkforskjellen målt i tunnelen da den gikk full ble målt til 1,12 kPa, altså $\Delta h = 115,9$ mm, som gir helning $I = \frac{\Delta h}{L} = 5,8$ %. Videre er arealet $A = 0,0172 \text{ m}^2$ og hydraulisk radius $R_h = 0,0363$ m, og Manningstallet for den eksisterende tunnelen blir da:

$$M_m = \frac{Q_m}{R_{h,m}^{2/3} \cdot A_m \cdot \sqrt{I}} = 58,1 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

Dette er Manningstallet i modellen som må skaleres til Manningstall i fullskala for å sammenligne med prototypen:

$$M_p = 58,1 \cdot 40^{-\frac{1}{6}} = 31,4 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

Manningstall på 31,4 $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ er veldig nærme antagelsen på 30 $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ i rapporten fra Norconsult og den totale motstanden i tunnelen vurderes som korrekt.

3.6 Korreksjon av modell

Geometrikontrollen avslørte en rekke avvik som ikke var akseptable, og det var derfor nødvendig å gjøre modifiseringer av modellen før forsøkene kunne begynne. For å justere høydeforskjellen mellom luketerskelen og overløpsterskelen ble det vurdert at det ville innebære minst arbeid å heve overløpsterskelen. Det var uansett nødvendig å utbedre formen på overløpsterskelen og da var det ikke mye ekstra arbeid å heve den med 12 mm også. Hevingen av overløpsterskelen førte til en endring i kanaldybden og høydeforskjellen mellom terrenget og terskelen. Basert på det som var tilgjengelig av informasjon om den prosjekterte

kanaldybden ble det bestemt å heve kanaldybden med 10 mm. Terrengoppstrøms overløpsterskelen ble hevet ved hjelp av sedimenter. Utformingen av oppstrøms hjørne i samlekanalen og betongplattingen foran lukehuset på modellen ble utbedret ved hjelp av kniv.

Utformingen og plasseringen av den eksisterende sjakten var ikke tilfredsstillende og det krevde omfattende arbeid for å rette opp. Modifiseringen av den eksisterende sjakten ble gjort ved å skjære av sjakten ved overgangen til tunnelen, senke innløpet til tunnelen til korrekt nivå, og sette inn plater i glippen som nå ble skapt mellom sjakt og tunnel. Platene i glippen mellom sjakten og tunnelen ble skåret og filet til slik at overgangen fra sjakt til tunnel var jevn over hele tverrsnittet. Helningen på begge tunnelene var feil, og for å utbedre de ble tunnelene løsnet og festet igjen med korrekt helning. Før modellen var klar for kjøring ble det gjennomført tetningsarbeid i skjøtene til tunnelene hvor det var noe lekkasje. Det var etter disse modifikasjonene var gjennomført at hoveddelen av modellkjøringen ble gjennomført.

3.7 Instrumentering

Strandevatnmodellen er satt opp slik at vannet som går i den eksisterende tunnelen går gjennom modellen av flomløpet ved dam Storlivann, hvor det er installert en Simens Sitrans M Magflo 5000, avbildet i Figur 21. Magflo 5000 setter opp et målefelt i røret mellom 4 prober som måler spenningen som dannes i målefeltet. Spenningen er proporsjonal med hastigheten på vannet, og med kjent tverrsnitt på røret gir magflo 5000 ut vannføring i l/s. Det måles vannføring inn i magasinet og vannføring ut av eksisterende tunnel, slik at vannføringen i den nye tunnelen også blir kjent.



Figur 21 – Vannføringsmåler, Simens Sitrans M Magflo 5000.

For måling av vannstanden er det lagt ut to vannslanger i magasinet, ett oppstrøms i magasinet og ett like oppstrøms fyllingsdammen. Slangene kobles til tre vertikale sylindere plassert på utsiden av modellen og vannstanden måles med stikkmåleren avbildet i Figur 22 (a). Stikkmåleren er kalibrert slik at nullpunktet er ved luketerskelen og stikkmåleren oppgir vannstand i mm med to desimalers nøyaktighet over luketerskelen. For måling av vannivåene i samlekanalen ble det benyttet laser satt opp i vater og målestokk. Målingene ble gjort relativt til overløpsterskelen.



(a)

(b)

Figur 22 - Stikkmåler for måling av vannstand (a) og differensialtrykkmåler (b).

Ruheten i tunnelene ble kalibrert ved hjelp av en trykkdifferensialmåler Aplisens Smart Differential Pressure Transmitter type APR2000/AL, avbildet i Figur 22 (b). For å måle

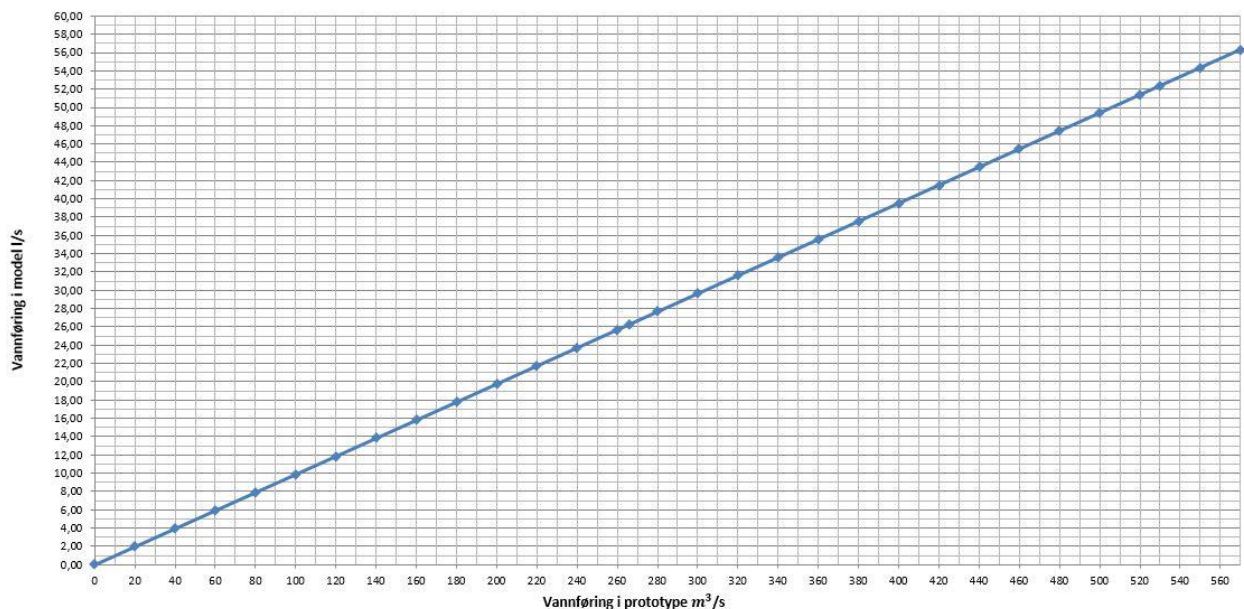
differensialtrykket ble modellen kjørt med fullt trykk. Cellen kobles til tunnelen ved to punkter med tynne slanger som også kobles til trykkdifferensialmåleren. For at resultatet av differensialtrykkmåleren skal være riktig er det viktig at det ikke er noe luft inne i slangene eller i trykkcellen. Dette gjøres ved å åpne to skruer og la det renne gjennom vann slik at eventuelle luftbobler fjernes. Differensialtrykket leses av som kPa og gjøres om til mVS. Differensialtrykket brukes for å finne Manningstallet i tunnelen.

Kapittel 4 – Resultater av modellforsøk

Formålet med modellforsøket er å teste kapasiteten til det nye flomløpet prosjektert av Norconsult. Kapasiteten til flomløpet skal testes for $Q_{dim} = 266 \text{ m}^3/\text{s}$, $1,2Q_{dim} = 320 \text{ m}^3/\text{s}$ og $Q_{PMF} = 530 \text{ m}^3/\text{s}$. Systemets kapasitet ble undersøkt ved å plote kapasitetskurver fra målingene gjort ved de forskjellige strømnings situasjonene. Kapasitetskurvene ble laget av verdier lest av for vannføringen inn i magasinet og målt vannstand ved de gitte vannføringene. Det ble plottet kapasitetskurver for den totale vannføringen, vannføringen i den eksisterende tunnelen og vannføring i den nye tunnelen. For kapasitetskurver med komplett fordeling av vannføring på ny og eksisterende tunnel se vedlegg B.

For å kontrollere behovet for et nytt flomløp ved dam Strandevatn ble det først laget en kapasitetskurve for det eksisterende anlegget. Deretter ble det laget kapasitetskurver for det nye flomløpet. Her var det viktig å kjøre modellen med forskjellige lukestillinger for å se på konsekvensene av eventuelle lukesvikt.

Kapasitetskurvene plottes med et intervall på $20 \text{ m}^3/\text{s}$. Skaleringen av vannføring er gjort ifølge Froudes modellov er $Q_m = L_r^{2,5} * Q_p$ hvor L_r er modellens skala, 1:40.



Figur 23 - Forhold mellom vannføring i modell og prototype.

For å oppnå en nøyaktig kapasitetskurve er det gjort 30 målinger, med vannføringer som vist punktvis i Figur 23.

4.1 Forsøksplan

Det ble gjennomført modellkjøring for å lage kapasitetskurver for følgende strømningssituasjoner:

1. Kapasitetskurve for det eksisterende flomløpet, hvor den nye sjakten var stengt med tilpasset lokk og kitt.
2. Kapasitetskurve for begge luker 100 % åpne.
3. Kapasitetskurve for begge luker stengt.
4. Kapasitetskurve for venstre luke åpen og høyre luke stengt.
5. Kapasitetskurve for høyre luke åpen og venstre luke stengt.
6. Kapasitetskurve for 33 % lukeåpning på begge lukene.
7. Kapasitetskurve for 66 % lukeåpning på begge lukene.

Det ble også gjennomført følgende målinger av vannivå i samlekanalen:

1. Vannivå på fjellsiden av samlekanalen med begge lukene åpne.
2. Vannivå midt i samlekanalen med begge lukene åpne.
3. Vannivå på fjellsiden av samlekanalen med begge lukene stengt.
4. Vannivå midt i samlekanalen med begge lukene stengt.

Videre ble modellen kjørt for å vurdere strømningssituasjonene i de forskjellige komponentene av modellen.

4.2 Gjennomføring av modellforsøkene

For å oppnå gode resultater på modellforsøkene er det viktig å utføre testingen på en fast og konsekvent måte slik at resultatene kan sammenlignes. Følgende prosedyre ble fulgt under innsamling av data til kapasitetskurven:

1. Stille inn korrekt vannføring inn i magasinet.
2. Vente 5 minutter til vannstanden er stabil og lese av. Magasin vannstanden leses av ved to punkter, ett oppstrøms i magasinet og ett lenger nedstrøms i magasinet, like oppstrøms dammen. Vannstanden leses av med en stikkmåler i en sylinder montert like utenpå modellen. Vannstanden kontrolleres med en elektronisk doppler måler som også fremhever eventuelle forskjeller i vannstanden ved de to målepunktene.

3. Etter vannstanden i magasinet er lest av, leses vannføringen gjennom den eksisterende tunnelen. Vannføringen som går i den eksisterende tunnelen går gjennom modellen av dam Storlivann, hvor vannføringen måles. Ved å vite vannføring inn i magasinet og vannføring ut av den eksisterende tunnelen finnes vannføring gjennom den nye tunnelen. Før vannføringen inn i magasinet endres kontrolleres det at det ikke er noen endring i vannstanden i magasinet fra den første avlesningen.
4. De avleste dataene føres inn i et regneark hvor kapasitetskurven plottes.

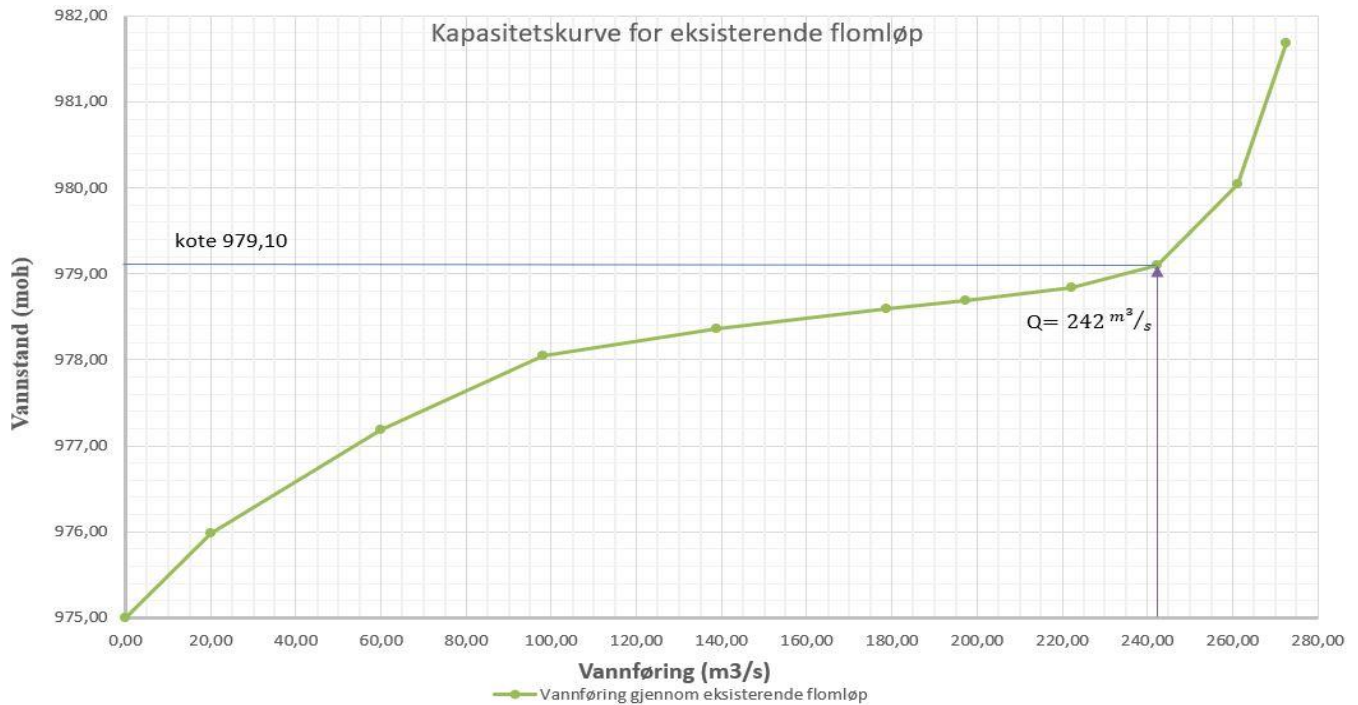
I regnearket plottes kapasitetskurven kontinuerlig etter hvert som verdiene blir plottet inn. Verdiene som plottes inn i regnearket blir omgjort til verdier i fullskala slik at det er enklere å relatere dataene til prototypen og kontrollere mot de kravene som er satt for flomløpet. Ved de dimensjonerende vannføringene ble det gjort ytterligere dokumentasjon ved å filme og ta bilder av alle komponentene av flomløpet.

For målingen av vannivå i samlekanalen ble det brukt en laser i vater og det ble avmålt relative lengder, med avstand ned til overløpsterskel som referansepunkt. Det ble målt vannivå på fjellside av kanalen og midt i kanalen ved vannføringene $Q_{dim} = 266 \text{ m}^3/\text{s}$, $1,2Q_{dim} = 320 \text{ m}^3/\text{s}$ og $Q_{PMF} = 530 \text{ m}^3/\text{s}$. Vannivåene midt i kanalen ble målt ved det laveste punktet slik at høydeforskjellen mellom vannstanden i magasinet og laveste vannivå i samlekanalen er kjent. Vannivået ble målt med begge lukene åpne og begge lukene stengt.

4.3 Kapasitet på det eksisterende flomløp

Før forsøkene på det prosjekterte flomløpet ble gjennomført, ble modellen kjørt for å teste det eksisterende flomløpet. Det er interessant å kontrollere det eksisterende flomløpet for å bekrefte behovet for et nytt flomløp og for å finne kapasiteten til den eksisterende delen av flomløpet. For å kjøre modellen som det eksisterende flomløpet ble den nye sjakten dekket med en pleksiglassplate tilpasset sjaktåpningen, og tettet igjen med kitt.

Den nye sjakten stenges av for å føre vannet gjennom den eksisterende tunnelen, som er bygget i modellen slik som den er i dag i prototypen. Samlekanalen er derimot bygget i modellen slik den er prosjektert. For modellkjøring av det eksisterende flomløpet er altså samlekanalen ikke lik dagens samlekanal. Testingen av det eksisterende flomløpet vurderes fremdeles som en god indikator på kapasiteten ettersom det er tunnelen som er begrensende.

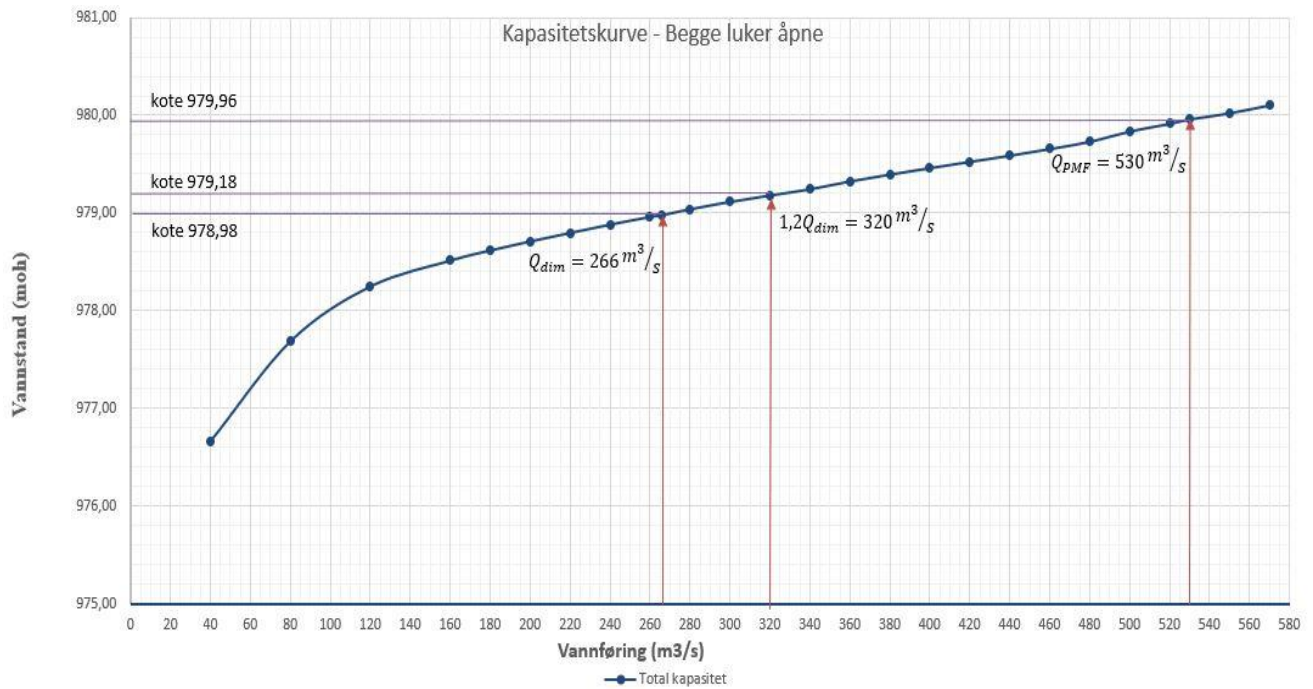


Figur 24 - Kapabilitetskurve for eksisterende flomløp.

Kapabilitetskurven i Figur 24 viser at systemet går fullt ved vannføring like over $240 \text{ m}^3/\text{s}$. Vannstanden øker da hurtig fra 979,10 moh. til 981,68 moh. ved vannføring $272 \text{ m}^3/\text{s}$. Ved disse vannføringene går systemet helt fullt. Samlekanalen er druknet og tunnel og sjakt er helt full. For Q_{dim} , som ligger på $266 \text{ m}^3/\text{s}$ for dam Strandevatn er det krav fra NVE om at lukket flomløp ikke skal gå fullt og ikke ha mer enn 70 % vannfylt areal. Ved Q_{dim} for det eksisterende flomløpet er ingen av disse kravene oppfylt og det er tydelig at det er behov for et nytt flomløp.

4.4 Kapasitet med begge lukene åpne

Kapasiteten til det nye flomløpet testes for en rekke lukestillinger. En flomsituasjon der begge lukene er operative er det mest sannsynlige og dermed er denne kapabilitetskurven mest relevant. Lukene opereres i praksis slik at de åpnes først når vannet når $HRV = 978 \text{ moh}$. I modellforsøket står lukene åpne for samtlige vannføringer.



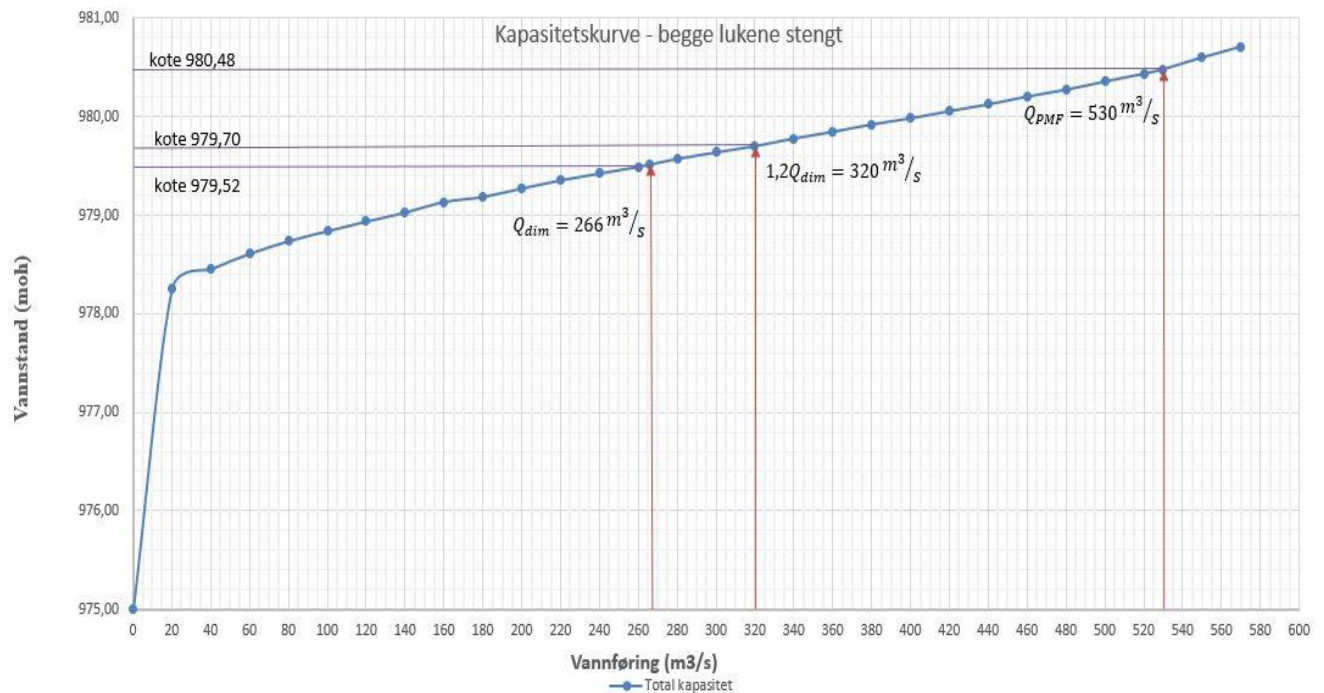
Figur 25 - Kapacitetskurve for begge lukene åpne.

Kapacitetskurven viser at flomløpet har tilstrekkelig kapasitet med begge lukene åpne. Vannstanden ved de tre dimensjonerende vannføringene er som vist i Figur 25, 978,98 moh. for Q_{dim} , 979,18 moh. for $1,2Q_{dim}$ og 979,96 moh. for Q_{PMF} . Vannstanden ved alle de tre kritiske vannføringene tilfredsstiller altså kravene fra damsikkerhetsforskriften og ligger under nivået på tetningskjernen, 980,6 moh., på dammen.

Ved strømmingssituasjonen med begge lukene åpne går $235 \text{ m}^3/\text{s}$ av vannføringen i den eksisterende tunnelen ved Q_{PMF} . Dette tilsvarer 44,3 % av den totale vannføringen, som er en relativt stor andel av vannføringen sammenlignet med de andre lukestillingene. Det virker altså som at kapasiteten til den eksisterende tunnelen er større enn beregningene utført i kapittel 2.5 tilsa. Beregningene viste at det ikke var tilstrekkelig kapasitet til $239 \text{ m}^3/\text{s}$ i den eksisterende tunnelen med god margin. Ettersom en stor andel av vannet går i den eksisterende tunnelen er den mest kritiske delen av overløpet ved Q_{PMF} og begge lukene åpne delen av samlekanalen like oppstrøms lukehuset og inne i lukehuset. I lukehuset er det innløpet til sjakten som virker begrensende, mens den eksisterende tunnel nesten går full, men den er ikke satt under trykk. Den nye sjakten og tunnelen derimot har fremdeles god kapasitet, og det er en samling av luftbobler i toppen av den nye tunnelen ved Q_{PMF} . Som et resultat av bukten bak lukehuset oppstår det skeivstrømninger inn mot lukehuset. Skeivstrømningene er begrensende for lukekapasiteten, men det vurderes ikke som begrensende for kapasiteten til systemet i sin helhet.

4.5 Kapasitet med begge lukene stengt

Den mest kritiske situasjonen for flomløpet er dersom det skulle oppstå lukesvikt på begge lukene. NVE stiller krav til funksjonalitet av flomløpet ved eventuelle lukesvikt, der flomløp med 1-3 luker har krav om å tilfredsstille alle krav fra damsikkerhetsforskriften ved full lukesvikt på en av lukene (NVE, 2005). Det er derfor ikke krav om at flomløpet skal fungere optimalt ved lukesvikt på begge lukene, men det er fremdeles et nyttig forsøk å gjøre.



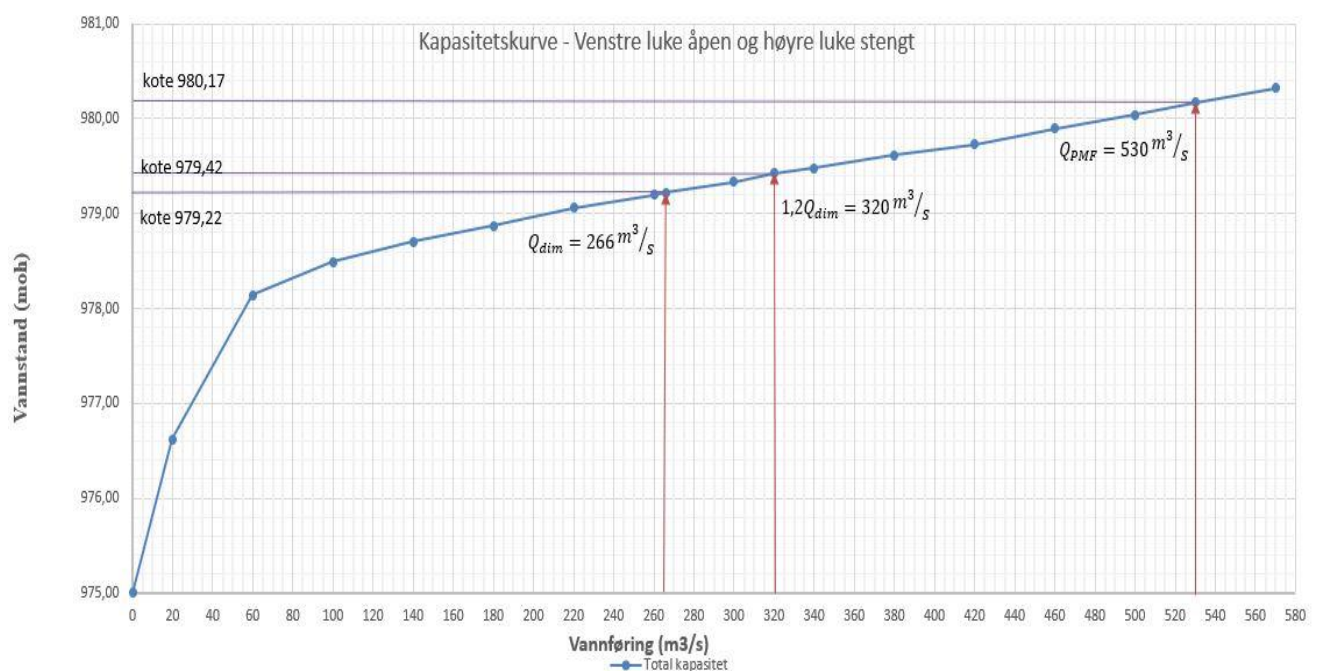
Figur 26 - Kapacitetskurve - begge lukene stengt.

Kapasitetskurven viser at flomløpet i sin helhet har tilstrekkelig kapasitet selv med lukene stengt. Vannstanden ved de tre dimensjonerende vannføringene er som vist i Figur 26, 979,52 moh. for Q_{dim} , 979,70 moh. for $1,2Q_{dim}$ og 980,48 moh. for Q_{PMF} . Vannstanden ved de tre kritiske vannføringene er altså som forventet noe høyere enn ved situasjonen med begge lukene åpne. Med begge lukene stengt får den eksisterende tunnelen kun tilført vann fra samlekanalen, dermed går det kun $159 \text{ m}^3/\text{s}$ i den eksisterende tunnelen ved Q_{PMF} . Dette tilsvarer 30 % av vannføringen, sammenlignet med 44,3 % i den eksisterende tunnelen for situasjonen med begge lukene åpne. Den nye tunnelen går derfor tilnærmet full for denne lukestillingen. Den øverste delen av samlekanalen er druknet og vannivået i kanalen ligger tilnærmet likt vannivået i magasinet de øverste 0,2 m av samlekanalen. Den øverste delen av overløpet fungerer altså ikke som et overløp. I nedre del av kanalen, lukehuset og i eksisterende sjakt og tunnel er det fremdeles god kapasitet og overløpet har overkritisk

strømning ned til samlekanalen langs resten av overløpsterskelen. Ved overløpet like ved lukehuset er det skeivstrømninger inn mot overløpsterskelen forårsaket av bukten som førte til skeivstrømning inn mot lukene i strømnings situasjonen med begge lukene åpne.

4.6 Kapasitet med venstre luke åpen og høyre luke stengt

Som nevnt i kapittel 4.5 er det krav fra NVE om at flomløp som benytter mellom 1-3 luker skal fremdeles opprettholde alle krav fra damsikkerhetsforskriften ved lukesvikt på en luke. Flomløpet må altså tilfredsstillе alle krav med enten kun høyre luke eller kun venstre luke åpen.



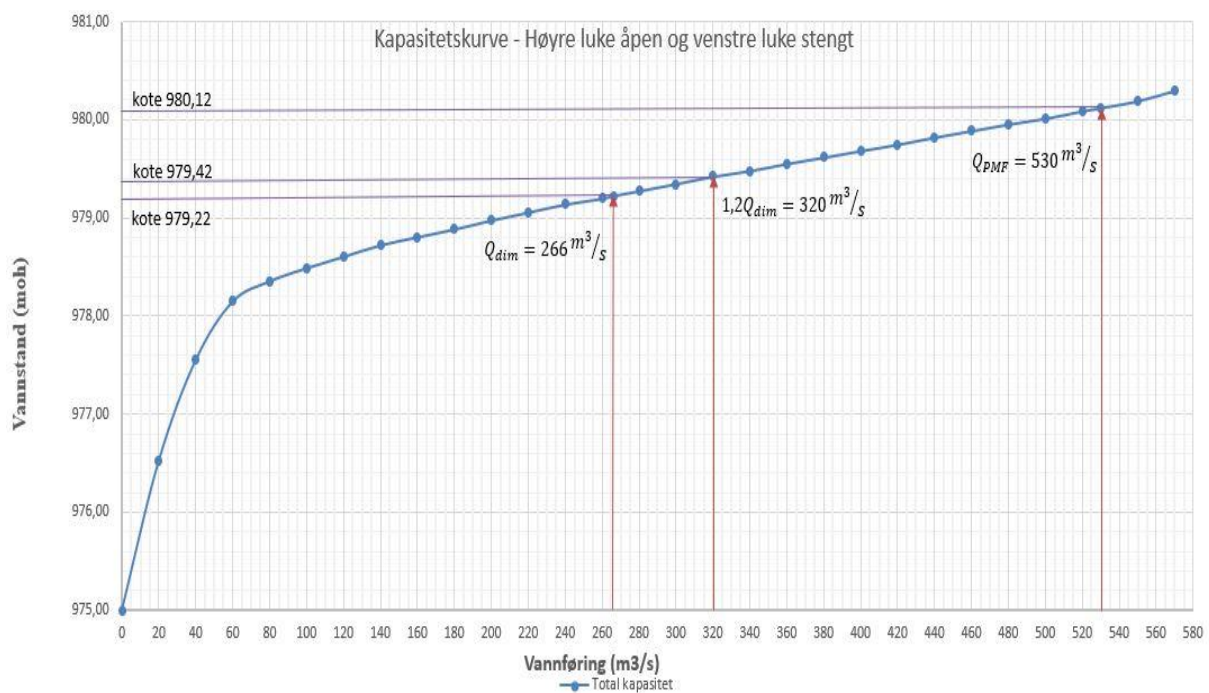
Figur 27 - Kapasitetskurve for høyre luke åpen og venstre luke stengt.

Kapasitetskurven viser at flomløpet med kun venstre luke åpen har tilstrekkelig kapasitet. Vannstanden ved de tre dimensjonerende vannføringene er som vist i Figur 27 er 979,22 moh. for Q_{dim} , 979,42 moh. for $1,2Q_{dim}$ og 980,17 moh. for Q_{PMF} . Vannstanden blir altså liggende noe høyere enn for situasjonen med begge lukene åpne, men er fremdeles godt innenfor kravene fra damsikkerhetsforskriften og under nivået på tetningskjernen av morene 980,6 moh. Med høyre luke åpen går det $207,8 \text{ m}^3/\text{s}$ i den eksisterende tunnelen, som tilsvarer 39,2 % av den totale vannføringen. Altså blir fordelingen for denne lukestillingen liggende mellom situasjonen med begge lukene åpne og begge lukene lukket. Som for situasjonen med begge lukene åpne oppstår det skeivstrømninger inn mot den åpne lukene. Skeivstrømningene oppstår som et resultat av bukten som dannes i bakkant av lukehuset og virker reduserende på

lukekapasiteten. For strømmingssituasjonen med kun venstre luke åpen går den eksisterende tunnelen nesten full, men den er ikke satt under trykk. Det er fremdeles god kapasitet i den nye tunnelen og overløpet er kontrollerende for kapasiteten.

4.7 Kapasitet med høyre luke åpen og venstre luke stengt

Det ble også laget kapasitetskurve for høyre luke helt åpen og venstre luke stengt. Resultatet var som forventet mer eller mindre likt resultatet for venstre luke helt åpen og høyre luke stengt. Hovedforskjellen mellom de to lukestillingene lå i strømningsforholdene inne i lukehuset, hvor situasjonen med høyre luke åpen så ut til å være noe mer hydraulisk gunstig.

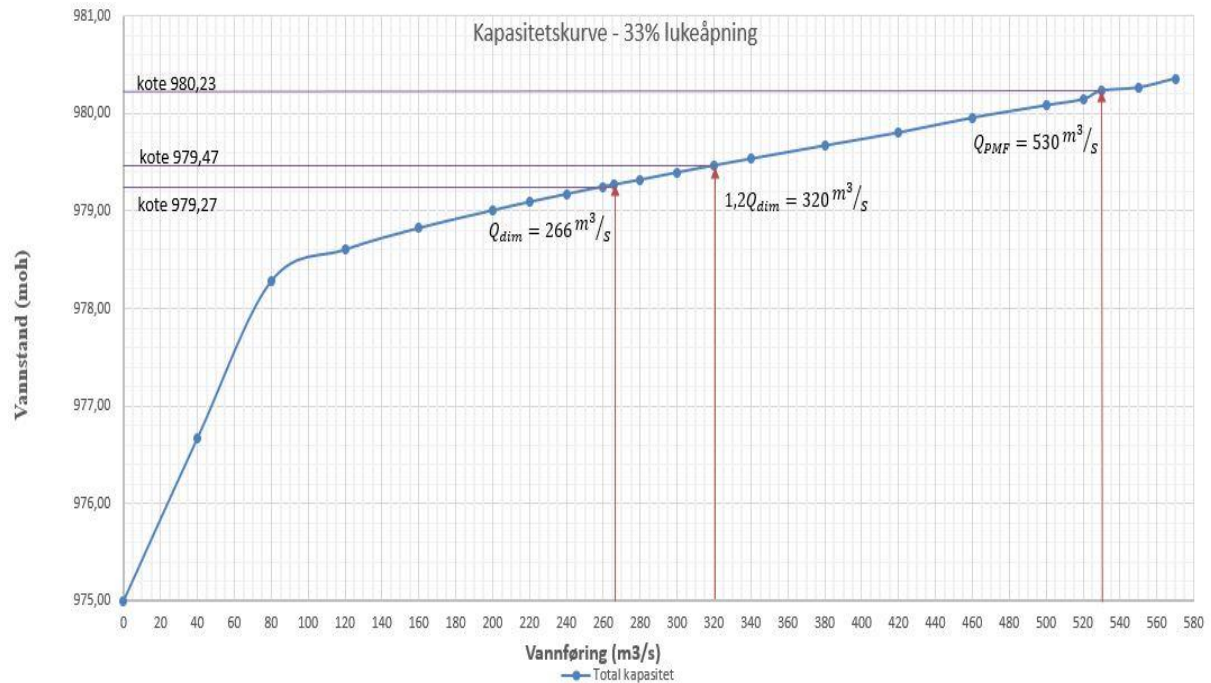


Figur 28 - Kapasitetskurve for høyre luke åpen og venstre luke stengt.

Kapasitetskurven viser at flomløpet også med høyre luke åpen har tilstrekkelig kapasitet. Vannstanden ved de tre dimensjonerende vannføringene er som vist i Figur 28 979,22 moh. for Q_{dim} , 979,42 moh. for $1,2Q_{dim}$ og 980,12 moh. for Q_{PMF} . Altså er vannstanden ved Q_{dim} og $1,2Q_{dim}$ nærmest identisk vannstanden for situasjonen med kun venstre luke åpen, mens for Q_{PMF} er vannstanden 50 mm lavere i prototypen for strømmingssituasjonen med kun høyre luke åpen. Strømmingssituasjonen ved høyre luke åpen er tilnærmet lik strømmingen for venstre luke åpen. Hovedforskjellen ligger inne i lukehuset hvor situasjonen med høyre luke, luken nærmest innløpet til sjakten, åpen ser ut til å gi litt gunstigere hydrauliske forhold. Dette bekreftes ved at det for denne lukestillingen går noe mer vann i den eksisterende tunnelen med $220,6 \text{ m}^3/\text{s}$, som tilsvarer 41,6% av den totale vannføringen.

4.8 Kapasitet med 33% åpning

Det ble også laget kapasitetskurver for en situasjon der lukene skulle svikte underveis i åpningen. Derfor ble modellen kjørt med 1 m lukeåpning, som tilsvarer 33% av den totale lukeåpningen.



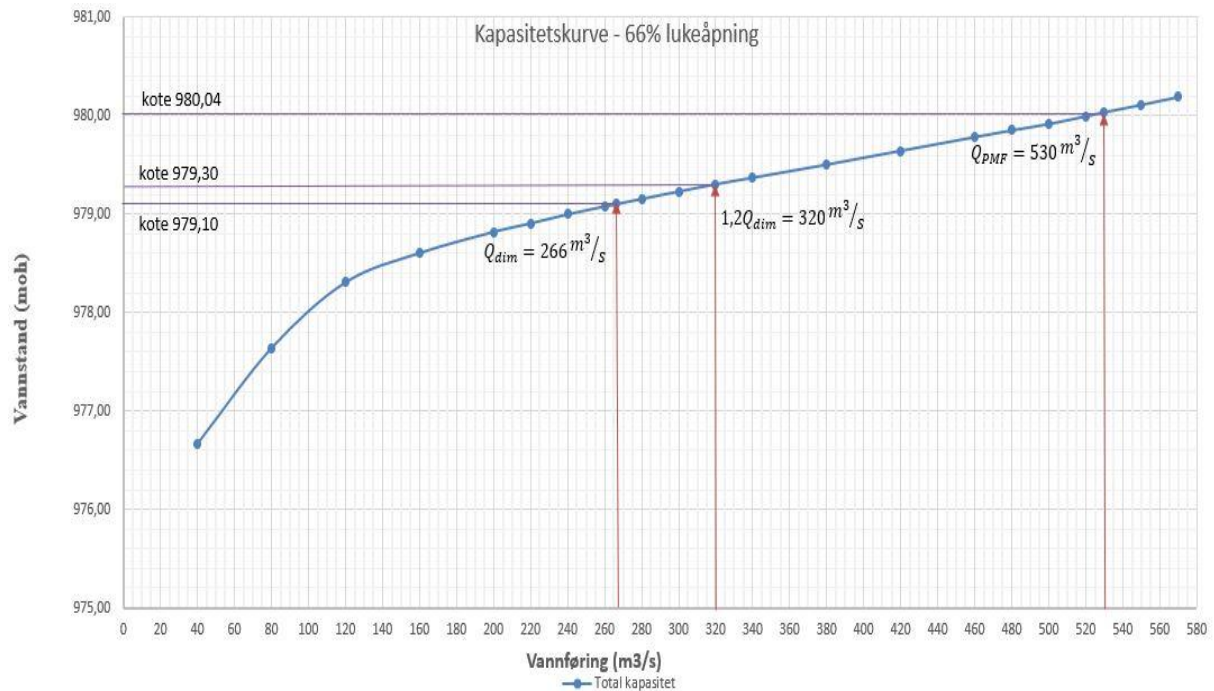
Figur 29 - Kapasitetskurve for 33% lukeåpning på begge lukene.

Kapasitetskurven viser at flomløpet har tilstrekkelig kapasitet også ved 33% lukeåpning.

Vannstanden ved de tre vannføringene som skal undersøkes er som vist i Figur 29 er 979,27 moh. for Q_{dim} , 979,47 moh. for $1,2Q_{dim}$ og 980,23 moh. for Q_{PMF} . Vannstanden ligger altså som forventet noe høyere enn ved situasjonen med begge lukene helt åpent. Det går $203 \text{ m}^3/\text{s}$ i den eksisterende tunnelen, som tilsvarer 38 % av den totale vannføringen. I den eksisterende tunnelen er det frispilstrømning og i den nye tunnelen er det fremdeles god kapasitet og det er frispilstrømning i hele tunnelen. Det er god kapasitet i samlekanalen og overløpet er kontrollerende for kapasiteten.

4.9 Kapasitet med 66% åpning

Den siste modellkjøringen ble gjort med 2 m lukeåpning, som tilsvarer 66% åpning. Etter modellkjøring med 66% lukeåpning ble det vurdert til at nok lukestillinger var kontrollert til å få et godt bilde av konsekvensene av eventuelle lukesvikt.



Figur 30 - Kapasitetskurve for 66% lukeåpning.

Kapasitetskurven viser at flomløpet har tilstrekkelig kapasitet ved 66% lukeåpning.

Vannstanden ved de tre dimensjonerende vannføringene er som vist i Figur 30, 979,10 moh. for Q_{dim} , 979,30 moh. for $1,2Q_{dim}$ og 980,04 moh. for Q_{PMF} . Vannivåene ligger som forventet noe under situasjonen med 33 % lukeåpning. For denne lukestillingen går $230 \text{ m}^3/\text{s}$ i den eksisterende tunnelen, som tilsvarer 43,4 %, altså nesten like mye som ved begge lukene helt åpne. Den eksisterende tunnelen går tilnærmet full, men er ikke satt under trykk. I den nye sjakten og tunnelen er det fremdeles god kapasitet.

4.10 Feilkilder

Modellforsøk vil alltid føre med usikkerheter da det introduseres en rekke skalaeffekter når en prototype skaleres ned. De viktigste skalaeffektene er presentert og behandlet i modellforsøkene.

Vannstand

Vannstanden i magasinet måles med stikkmåler to steder i magasinet. Ett oppstrøms i magasinet rett nedstrøms innløpet og ett ved foten av dammen. Vannstanden måles med stikkmåler ved foten av dammen og målingen kontrolleres mot vannstanden lenger opp i magasinet. Vannstanden måles i det nålen bryter vannspeilet ovenfra. Dersom målingen blir gjort med stikkmåleren med utgangsposisjon i vannet blir målingen ikke den samme.

Stikkemåleren gir ut millimetermål med to desimalers nøyaktighet, som er svært nøyaktig.

Vannstanden i magasinet vil variere noe som gir målingene en nøyaktighet på 1 – 2 mm, som tilsvarer en nøyaktighet på 40 – 80 mm i fullskala.

Vannføring

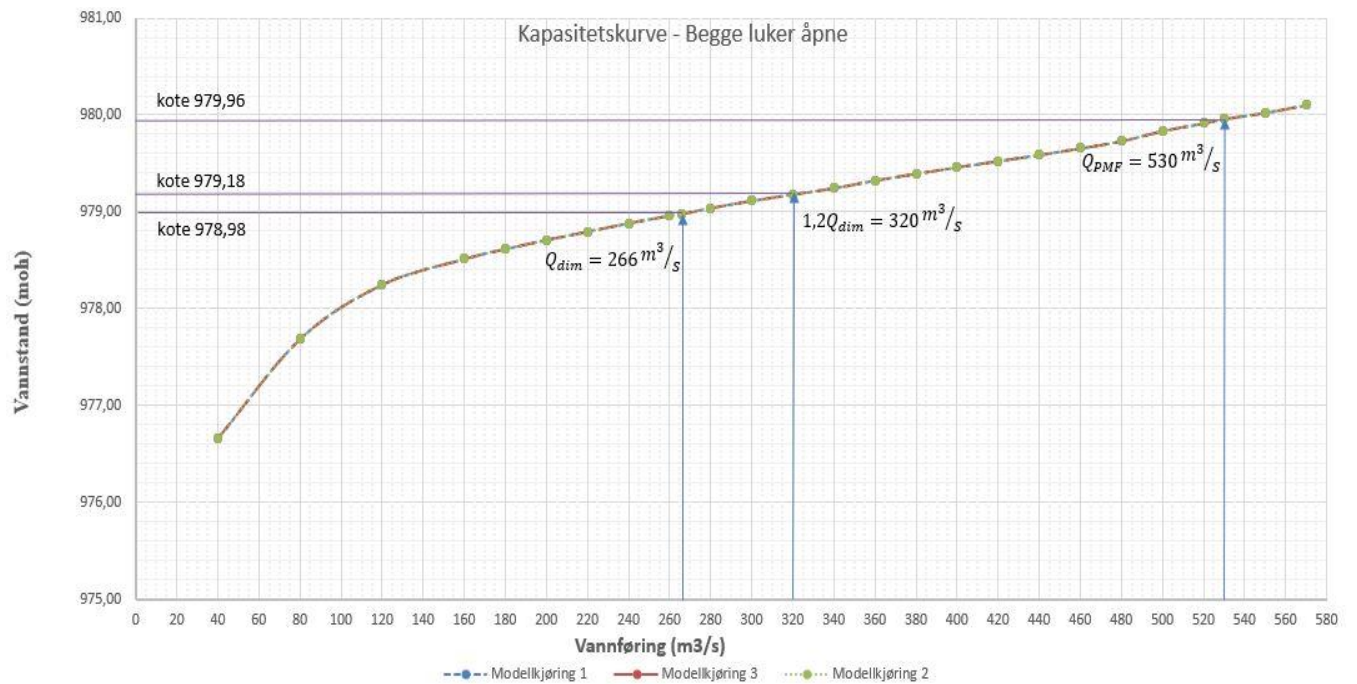
Det måles vannføring inn i modellen og vannføring ut av den eksisterende tunnelen, som måles ved modellen av dam Storlivann. Vannføringsmåleren baserer seg på vannets hastighet og et kjent volum i røret. Vannføringsmåleren er derfor sensitive til luftmedrivning, hvor luftbobler i røret vil øke hastigheten på vannet og målingen blir feil. For å unngå luftmedrivning er det satt på et bend i nedstrøms ende av røret ut fra kassen nedstrøms valseluken til dam Storlivann som peker oppover (Gjerde, 2017). Dette sørger for at rørene alltid er fulle slik at det ikke oppstår luftmedrivning. Det er noe lekkasje fra magasinet, men denne vurderes som neglisjerbar. Avlesningen av vannføringen for høyere vannføringer kan variere noe da Magflo 5000 ikke stabiliserer seg fullstendig. På høyere vannføringer er det en variasjon på 0,4 l/s.

Modellutforming

Modellen er bygget i skala 1:40 og dermed vil alle små unøyaktigheter i modellen utgjøre et større avvik i fullskala. Modellen er bygget med stor nøyaktighet og geometrien har blitt grundig kontrollert og vært gjennom en korreksjon før første modellkjøring og to modifikasjoner i ettertid. Den eksisterende sjakten og tunnelen har ikke latt seg modellere nøyaktig, da det er svært varierende forhold. Her har de kritiske snittene blitt kontrollert slik at modellen gjensker de samme strømningssituasjonene selv om geometrien ikke er identisk.

Menneskelig feil

Ved forsøk der målingene leses av manuelt vil det alltid være mulighet for feil avlesning. En måte å kontrollere at målingene er korrekt avlest er å gjøre en kontrollmåling. For strømningssituasjonen med begge lukene helt åpne er modellen kjørt hele tre ganger, etter to mindre modifikasjoner. Kapasitetskurvene til de tre testene er, som vist i Figur 31, nærmest identiske, som tyder på at avlesningene er korrekt.



Figur 31 - Tre kapasitetskurver for begge lukene åpne plottet på hverandre

De tre nærmest helt like kapasitetskurvene tyder på at avlesningene er gjort korrekt og at de to mindre modifikasjonene gjort etter opprinnelig modellkjøring hadde svært liten påvirkning på kapasiteten.

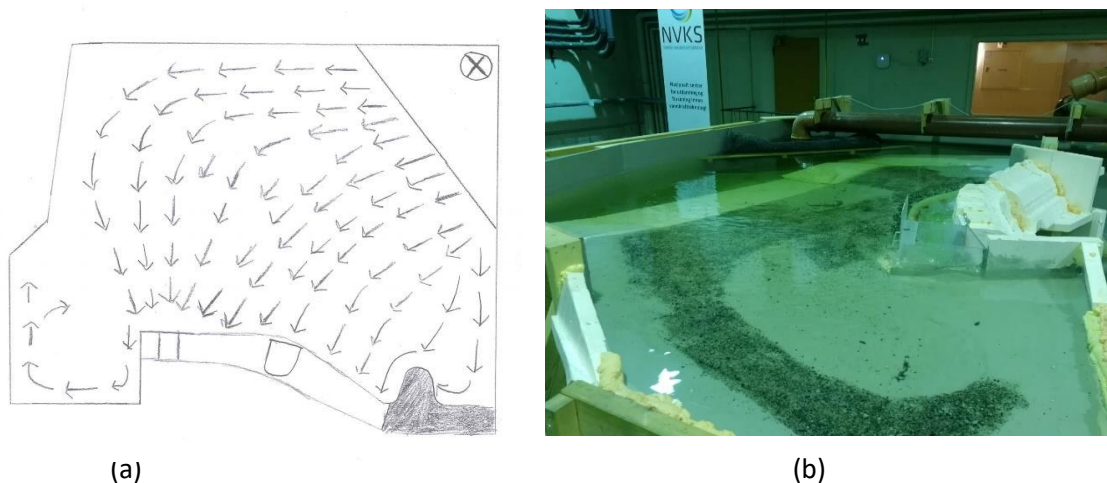
Kapittel 5 – Strømningsforhold

For å undersøke strømningsforholdene i magasinet og samlekanalen er det brukt fargestoff som følger strømmingen. Fargestoffet blir tilført forskjellige steder i magasinet og like oppstrøms overløpsterskelen og lukene. Bruken av fargestoffet gir en god oversikt over strømningsmønsteret i magasinet og i samlekanalen. Strømningsmønsteret er dokumentert med bilder og video.

5.1 Strømningsforhold i magasinet

Inntaket til magasinet i modellen er plassert i retningen magasinet i prototypen ligger, slik at strømmingen inn mot overløpet er gjenskapt på en god måte, som vist i Figur 32 (b).

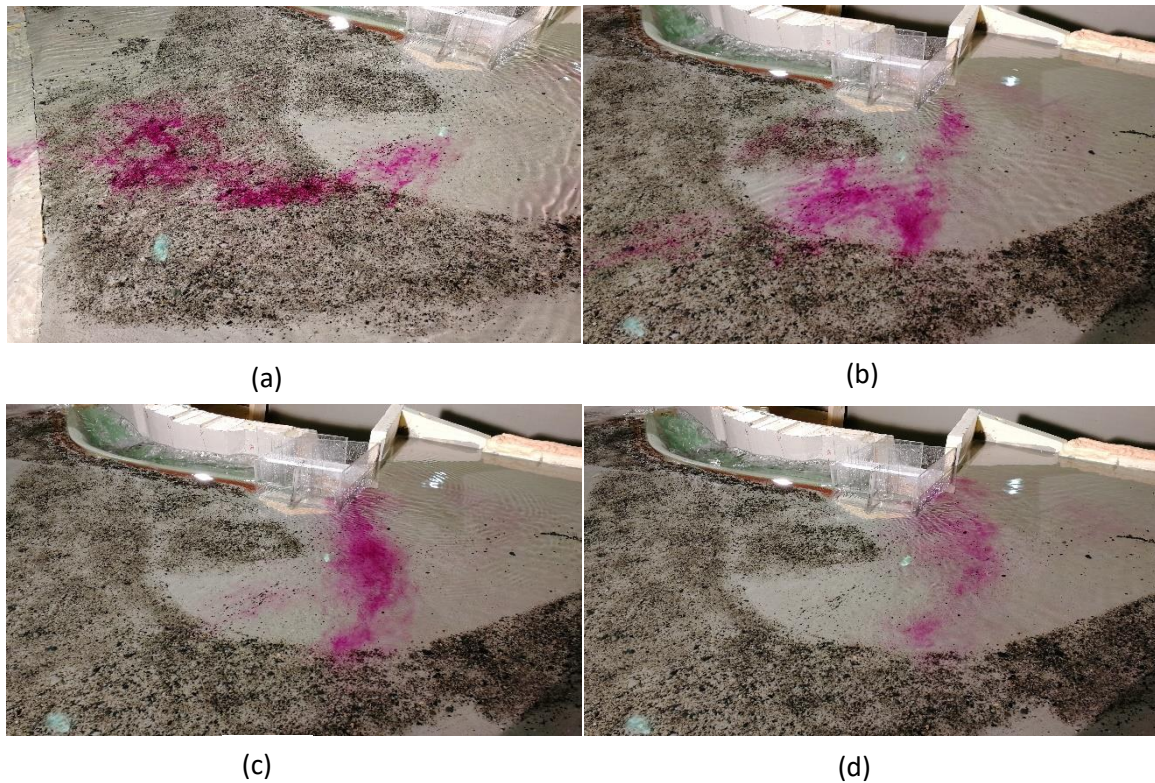
Diffusoren foran inntaket til modellen sørger for rolige strømningsforhold i magasinet, som er representativt for strømmingssituasjonen i fullskala.



Figur 32 – Strømningsmønster i magasinet (a), og magasinet i modellen i retning innløpet (b).

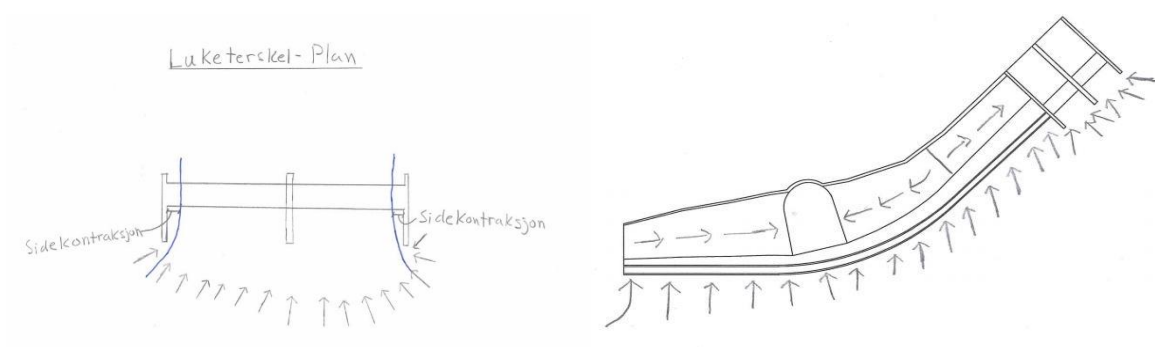
Figur 32 (a) viser strømningsmønsteret i magasinet med begge lukene åpne.

Strømningsmønsteret er kartlagt ved grundig bruk av fargestoff og opptak studert nøye. I bakkant av lukehuset dannes det en bukt som resultat av vannstandsstigningen. Bukten skaper et drag som gir et buet strømningsmønster inn mot lukehuset og overløpet. Dette fører til skeivstrømninger inn mot lukehuset, som er begrensende for lukekapasiteten. For strømmingssituasjonen med begge lukene lukket oppstår det sterke skeivstrømninger inn mot overløpsterskelen som reduserer kapasiteten på overløpet.



Figur 33 - Skeivstrømninger inn mot lukene.

Figur 33 viser hvordan bukten drar vannet i en buebane inn mot lukene og det oppstår skeivstrømninger inn mot lukene. Skeivstrømningen inn mot luketerskelen skaper sidekontraksjoner som reduserer den effektive overløpslengden for luketerskelen og dermed reduserer lukenes kapasitet.



Figur 34 - Skeivstrømninger mot lukene og overløpsterskelen.

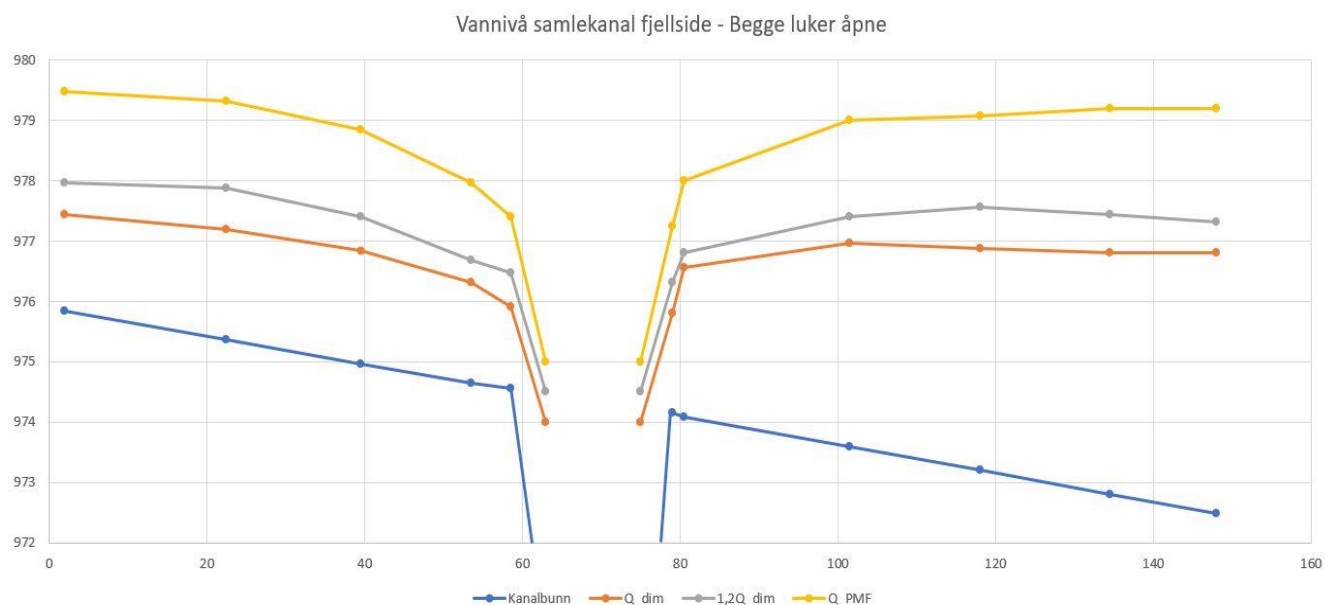
Skeivstrømningen mot lukene og overløpet er illustrert i Figur 34. Ved nedstrøms del av overløpsterskelen treffer vannet terskelen med en vinkel. Dette fører til at mengden vann som strømmer over overløpsterskelen reduseres sammenlignet med en strømning med vinkelrett innfallsvinkel på overløpet. Skeivstrømningen inn mot overløpsterskelen kan derimot gi et impulsbidrag i samlekanalen. Dette impulsbidraget kan defineres ved impulssetningen som

oppgitt i formel (2.6). Strømningen i samlekanalen kan deles inn i tre soner; oppstrøms den nye sjakten, området nedstrøms den nye sjakten hvor vannet strømmer mot den nye sjakten og området nedstrøms den nye sjakten hvor vannet strømmer mot den eksisterende sjakten. I området oppstrøms den nye sjakten og området nedstrøms den nye sjakten hvor vannet strømmer mot den eksisterende sjakten vil skeistrømningen gi et positivt impulsbidrag i samlekanalen. I området nedstrøms den nye sjakten hvor vannet strømmer tilbake mot den nye sjakten vil skeivstrømningen inn mot overløpet gi et negativt impulsbidrag.

5.2 Strømningsforhold i samlekanal

Undersøkelser av strømningsforholdene i samlekanalen har vært en sentral del av modellforsøkene. Fordelingen av vannet ved de forskjellige lukestillingene er av stor interesse og forholdene har blitt målt og dokumentert nøye.

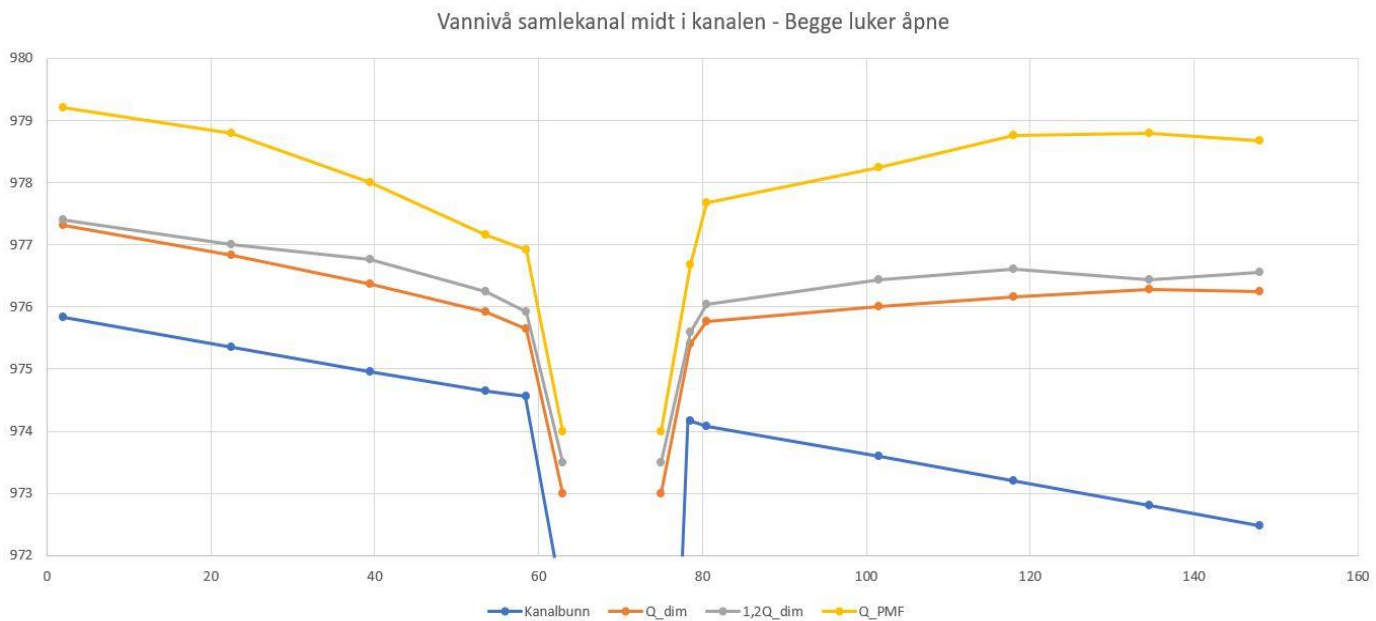
Vannivået i samlekanalen ble målt ved 11 punkter på fjellsiden og midt i kanalen. Målingene ble gjort på hver side av den nye sjakten og ved 9 oppmålte snitt hvor snitt 1 er i oppstrøms ende av samlekanalen og snitt 9 er i nedstrøms ende av kanalen. Målingene midt i kanalen ble gjort på det laveste punktet for å kunne finne overløpshøyden på overløpet. Målingene ble gjort ved bruk av laser og tommestokk, hvor overløpsterskelen ble brukt som referanse.



Figur 35 - Vannivå samlekanal fjellside med begge lukene åpne, mål på x-aksen i cm.

Figur 35 viser vannivået på fjellsiden av samlekanalen for Q_{dim} , $1,2Q_{dim}$ og Q_{PMF} med begge lukene åpne. Vannet strømmer over overløpsterskelen, langs bunnen på tvers av samlekanalen, hvor vannet kolliderer med fjellsiden og slår tilbake mot midten av kanalen.

Vannivået ligger derfor høyere på fjellsiden av kanalen enn midt i kanalen. For Q_{dim} og $1,2Q_{dim}$ fungerer overløpet godt over hele samlekanalen og vannivået ligger til enhver tid under nivået til overløpsterskelen. For Q_{PMF} ligger vannivået over overløpsterskelen i store deler av samlekanalen. I området rundt den nye sjakten er det veldig rotete strømming og det er vanskelig å gjøre presise vannstandsmålinger. Slukeevnen til sjakten er fremdeles god ved Q_{PMF} med begge lukene åpne. Med begge lukene åpne lå vannskillet i samlekanalen like ved snitt 7, det vil si 0,43 m nedstrøms sjakten. For nøyaktig plassering av snitt 7, se Figur 68 i vedlegg D.



Figur 36 - Vannivå samlekanal midt i kanalen - Begge luker åpne.

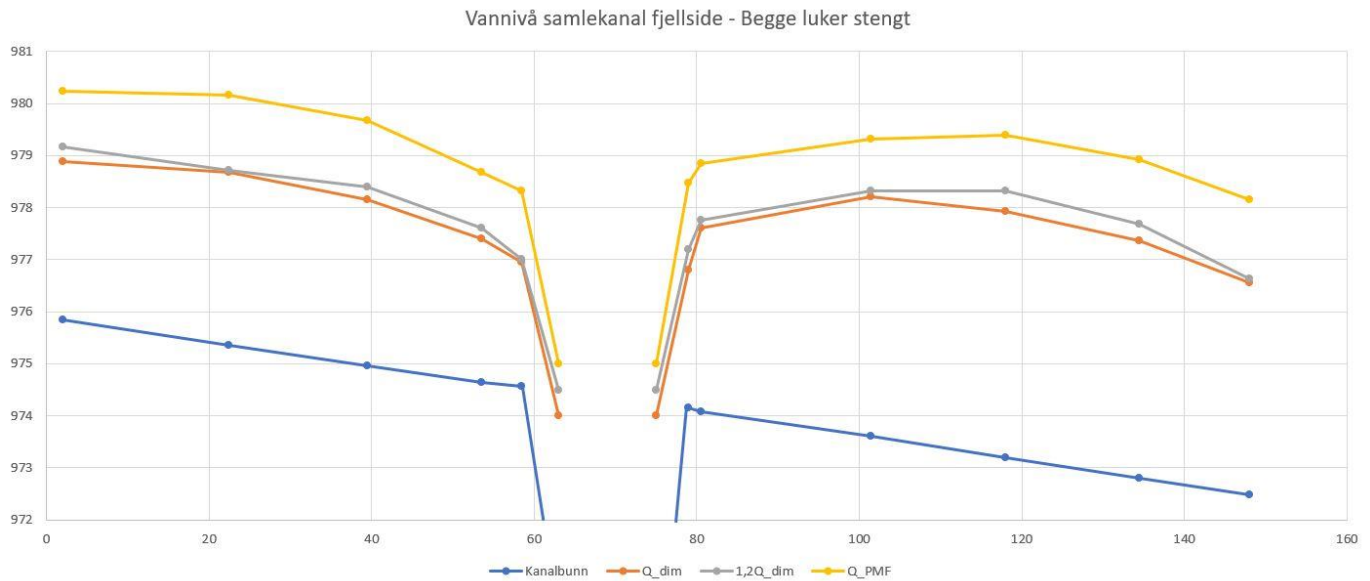
Vannivået midt i kanalen brukes for å kontrollere om overløpet påvirkes av undervannet i samlekanalen. I damsikkerhetsforskriften tillates det at det går fullt i tunnelen og halvveis opp i sjakten ved Q_{PMF} , men det kreves at undervannet i samlekanalen ikke påvirker kapasiteten på overløpet og at det er overløpet som er dimensjonerende (NVE, 2005). Med vannstanden i samlekanalen kjent kan påvirkningen av overløpskoeffisienten kontrolleres ved hjelp av korreksjonsfaktor k_2 (NVE, 2005). Dersom kapasiteten til overløpet ikke påvirkes av vannstanden i samlekanalen må $\frac{h_d}{H_a} > 0,7$. Hvor h_d er hastighetshøyden og H_a er overløpshøyden. Dersom forholdet mellom hastighetshøyden og overløpshøyden er mindre enn 0,7 påvirkes korreksjonsfaktoren k_2 og overløpskoeffisienten i formel (2.1).

Tabell 13 - Forhold mellom hastighetshøyden h_d og overløpshøyden H_a med begge lukene åpne.

Snitt	Avstand fra snitt 1 [mm]	Q_{dim}			$1,2Q_{di}$			Q_{PMF}		
		Mag.	Kanal	$\frac{h_d}{H_a}$	Mag.	Kanal	$\frac{h_d}{H_a}$	Mag	Kanal	$\frac{h_d}{H_a}$
1	0	979	977,3	1,69	979,2	977,4	1,51	980	979,2	0,39
2	205	979	976,8	2,18	979,2	977	1,85	980	978,8	0,59
3	375	979	976,4	2,67	979,2	976,8	2,05	980	978	1,00
4	515	979	975,9	3,12	979,2	976,2	2,49	980	977,2	1,43
5	785	979	975,8	3,29	979,2	976	2,66	980	977,7	1,16
6	989	979	976	3,04	979,2	976,4	2,32	980	978,2	0,88
7	1154	979	976,2	2,88	979,2	976,6	2,19	980	978,8	0,61
8	1319	979	976,3	2,76	979,2	976,4	2,32	980	978,8	0,59
9	1454	979	976,2	2,80	979,2	976,6	2,22	980	978,7	0,65

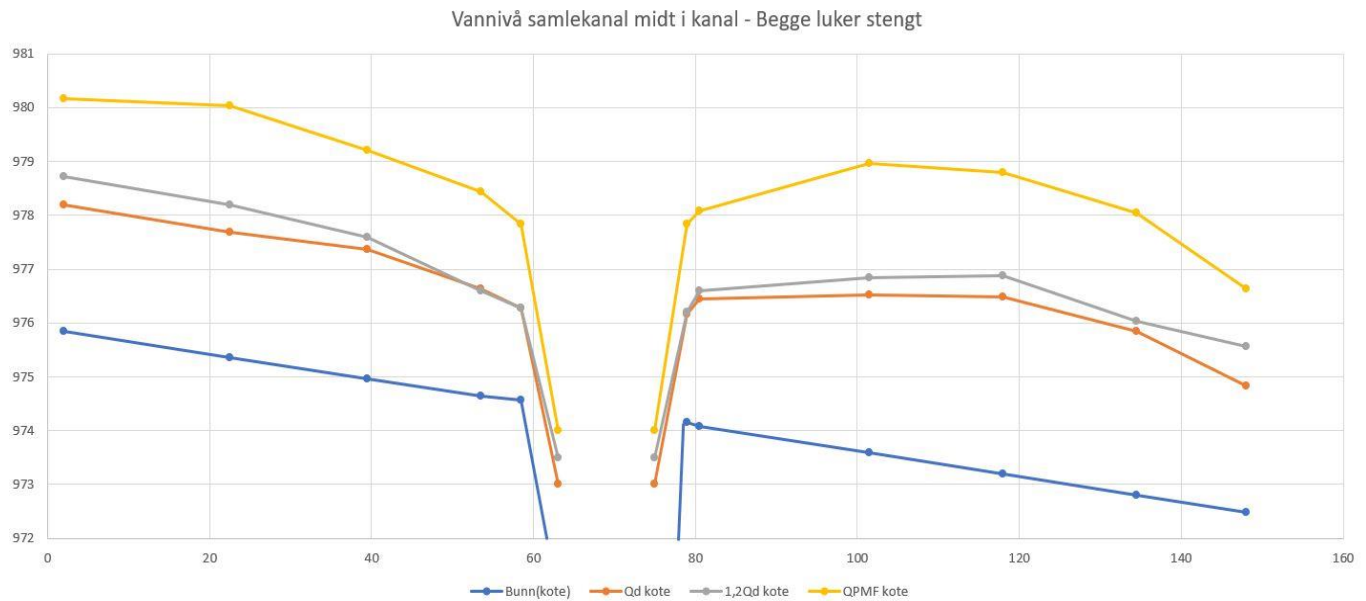
Tabell 13 viser påvirkningen vannivået i samlekanalen har på overløpskoeffisienten for strømningssituasjonen med begge lukene åpne. For Q_{dim} og $1,2Q_{dim}$ fungerer overløpet optimalt for hele overløpsterskelen. For Q_{PMF} påvirkes overløpet noe både i oppstrøms og nedstrøms ende. Det laveste forholdet mellom hastighetshøyden og overløpshøyden oppstår i snitt 1, helt oppstrøms i samlekanalen. Her er forholdet 0,39, som gir en k_2 verdi på 0,95. Reduksjonen i kapasitet på overløpet er altså ikke stor. Ved nedstrøms ende av samlekanalen er vannivået i samlekanalen høy grunnet strømningforholdene inne i lukehuset, der innløpet til sjakten er begrensende. Her er forholdet mellom hastighetshøyden og overløpshøyden i snitt 8 0,59, som gir en k_2 verdi på 0,98.

Det ble også gjort målinger av vannivået i samlekanalen for den mest kritiske situasjonen, med begge lukene helt stengt.



Figur 37 - Vannivå i samlekanalen fjellside med begge luker stengt, x-aksen mål i cm.

Figur 37 viser vannivået i samlekanalen på fjellsiden med begge lukene stengt. Vannivået ligger nå noe høyere enn ved situasjonen med begge lukene åpne. For Q_{dim} ligger vannivået i samlekanalen over nivået på overløpsterskelen frem til 0,2 m oppstrøms den nye sjakten og 0,2 m nedstrøms sjakten er det et stykke på 0,15 m hvor vannivået også ligger over overløpsterskelen på 978 moh. For $1,2Q_{dim}$ ligger vannivået i samlekanalen over nivået på overløpsterskelen helt frem til 0,15 m oppstrøms den nye sjakten, og 0,1 m nedstrøms sjakten ligger vannivået over overløpsterskelen et stykke på 0,35 m. Til tross for at vannivået ligger over overløpsterskelen i deler av samlekanalen for Q_{dim} og $1,2Q_{dim}$ er kapasiteten til overløpet fremdeles godt og det er overkritisk strømning over terskelen. For Q_{PMF} ligger vannivået oppstrøms i kanalen over 980 moh. de første 0,2 – 0,25 m. Her druknes samlekanalen i oppstrøms ende og vannivået i samlekanalen er bare 6 mm under vannivået i magasinet. I oppstrøms ende er samlekanalen på sitt minste, hvor den er både smal og grunn, som bidrar til at denne delen druknes. I den resterende delen av samlekanalen ligger vannivået over nivået på overløpsterskelen, men kapasiteten er fremdeles god her og det er overkritisk strømning over terskelen. Vannskillet i samlekanalen med begge lukene stengt flytter seg oppstrøms i samlekanalen og ligger like nedstrøms snitt 6, det vil si 0,3 m nedstrøms den nye sjakten. Den eksisterende tunnelen tilføres nå kun vann fra samlekanalen og benytter en større andel av samlekanalen enn ved strømningssituasjonen med begge lukene åpne.



Figur 38 - Vannivå midt i samlekanalen med begge luker stengt.

Figur 38 viser vannivået midt i samlekanalen med begge lukene stengt. For Q_{dim} ligger vannivået i samlekanalen under overløpsterskelen langs hele samlekanalen. For $1,2Q_{dim}$ ligger vannivået over nivået på overløpsterskelen 0,2 m i oppstrøms ende av samlekanalen. For Q_{PMF} ligger vannivået i samlekanalen over nivået på overløpsterskelen langs hele samlekanalen utenom i nedstrøms ende. Helt oppstrøms ligger vannivået over 980 moh. Her er samlekanalen druknet og vannivået ligger kun noen mm under vannivået i magasinet.

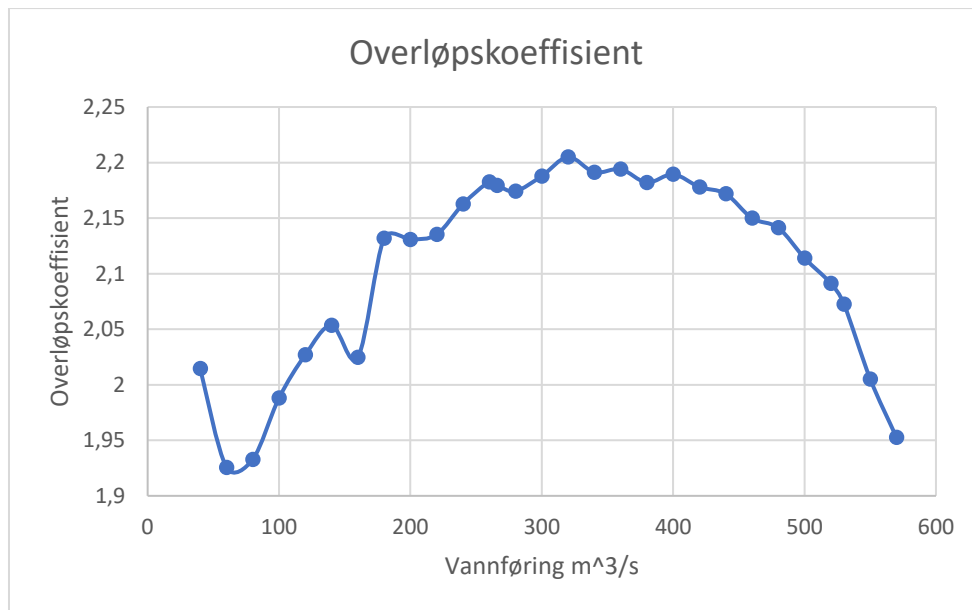
Det er utført kontroll av påvirkningen undervannet i samlekanalen har på overløpets kapasitet for strømnings situasjon med begge lukene stengt. Kontrollen er som for situasjonen med begge lukene åpne $\frac{h_d}{H_a} > 0,7$, dersom overløpet ikke påvirkes.

Tabell 14 - Forhold mellom hastighetshøyden h_d og overløpshøyden H_a med begge lukene stengt.

Snitt	Avstand fra snitt 1 [mm]	Q_{dim}			$1,2Q_{dim}$			Q_{PMF}		
		Mag.	Kanal	$\frac{h_d}{H_a}$	Mag.	Kanal	$\frac{h_d}{H_a}$	Mag.	Kanal	$\frac{h_d}{H_a}$
1	0	979,5	978,2	0,87	979,7	978,7	0,58	980,5	980,2	0,13
2	205	979,5	977,7	1,21	979,7	978,2	0,88	980,5	980	0,18
3	375	979,5	977,4	1,42	979,7	977,6	1,24	980,5	979,2	0,52
4	515	979,5	976,6	1,89	979,7	976,6	1,82	980,5	978,4	0,82
5	785	979,5	976,4	2,03	979,7	976,6	1,82	980,5	978,1	0,97
6	989	979,5	976,5	1,97	979,7	976,8	1,68	980,5	979	0,61
7	1154	979,5	976,5	2,00	979,7	976,9	1,66	980,5	978,8	0,68
8	1319	979,5	975,8	2,42	979,7	976	2,15	980,5	978	0,98
9	1454	979,5	974,8	3,08	979,7	975,6	2,44	980,5	976,6	1,55

For situasjonen der begge lukene er stengt går alt vannet over overløpsterskelen og ned i samlekanalen og vannivåene i samlekanalen er derfor høyere for denne strømmingssituasjonen. For Q_{dim} påvirkes ikke kapasiteten til overløpet i noen av snittene. For $1,2Q_{dim}$ påvirkes overløpet noe i snitt 1, helt oppstrøms i samlekanalen, hvor forholdet mellom hastighetshøyden og overløpshøyden er 0,58. Dette tilsvarer en k_2 verdi på 0,98, altså er påvirkningen relativt liten. For Q_{PMF} druknes som nevnt samlekanalen i oppstrøms ende. Det laveste forholdet mellom hastighetshøyden og overløpshøyden er 0,13 ved snitt 1, som gir en verdi på $k_2 = 0,72$. Ved snitt 2 og 3 er også forholdet mellom hastighetshøyden og overløpshøyden under kravet om 0,7 og som antatt er kapasiteten betydelig redusert ved oppstrøms ende av overløpet. Ved snitt 6 og 7 er heller ikke kravet om ingen påvirkning av overløpet tilfredsstilt, men her er påvirkningen relativt liten. Til tross for at kravet om påvirkning av undervannet i samlekanalen ikke er tilfredsstilt ved flere strømmingssituasjoner vurderes kapasiteten i samlekanalen som god. Det er ikke ved noen vannføring oppstuvning opp i sjakten og samlekanalen sluker unna vannet på en god måte.

Overløpskoeffisienten ble kalibrert ved strømnings situasjonen med begge lukene stengt og vannføring lik Q_{PMF} . I denne situasjonen går alt vannet over overløpsterskelen og med kjent overløpshøyde og terskellengde kan overløpskoeffisienten kalibreres, som vist i Figur 39.



Figur 39 - Kalibrering av overløpskoeffisient.

Kalibreringen ga en gjennomsnittsverdi på 2,1. I beregningene til Norconsult er det brukt 1,7 som overløpskoeffisient. Overløpskoeffisienten er altså undervurdert i beregningene gjort i forkant av modellforsøket.

5.3 Strømningsforhold i eksisterende sjakt og tunnel

Kapasiteten i den eksisterende sjakten er god, og den går ikke full ved noen av vannføringene som er kjørt på modellen. Figur 40 viser den eksisterende sjakten ved Q_{PMF} og begge lukene åpne, som viser rotete strømming, men sjakten er ikke full. De kritiske snittene for sjakten er vurdert til å være innløpet til sjakten inne i lukehuset, snittet hvor sjakten svinger nær bunnen av sjakten og snittet hvor overgangen mellom sjakten og tunnelen er. Mellom disse kritiske snittene er ikke sjakten identisk prototypen, men gitt likhet i de kritiske snittene vurderes strømnings situasjonen som tilnærmet lik prototypen. Ved enkelte vannføringer med åpne luker kan det virke som innløpet til sjakten er begrensende for den eksisterende tunnelen. I sjakten er det to svinger, en like nedstrøms innløpet til sjakten og en nær bunn av sjakten like før tunnelen begynner. Disse svingene fører til svært rotete strømming, og det er ikke før 1,5 m ned i tunnelen det oppstår normalstrømming i modellen.



Figur 40 - Strømningen i eksisterende sjakt ved Q_{PMF} med begge lukene åpne.

For Q_{PMF} med begge lukene åpne går den eksisterende tunnelen nesten helt full, men den er ikke satt under trykk. Ved $1,2Q_{dim}$ med begge lukene åpne går den eksisterende tunnelen tilnærmet full, som vist i Figur 41.



Figur 41 - Eksisterende tunnel i bakkant ved $1,2Q_{dim}$ med begge lukene åpne.

Kravene for lukket flomløp ved dimensjonerende flom er som nevnt at tunnelen ikke skal gå mer enn 70 % vannfylt. Altså tilfredsstillende ikke den eksisterende tunnelen isolert sett disse kravene. I den nye tunnelen derimot er det fremdeles god kapasitet og det vannfylte arealet er godt under 70 %. Det kombinerte vannfylte arealet vurderes til å være under 70 % av det totale tunnelarealet. Den eksisterende tunnelen påvirker dessuten ikke systemet oppstrøms og det er fremdeles friskeilstrømning. Det vurderes derfor at systemet i sin helhet tilfredsstillende kravene fra damsikkerhetsforskriften ved dimensjonerende flom.

5.4 Strømningsforhold i ny sjakt og tunnel

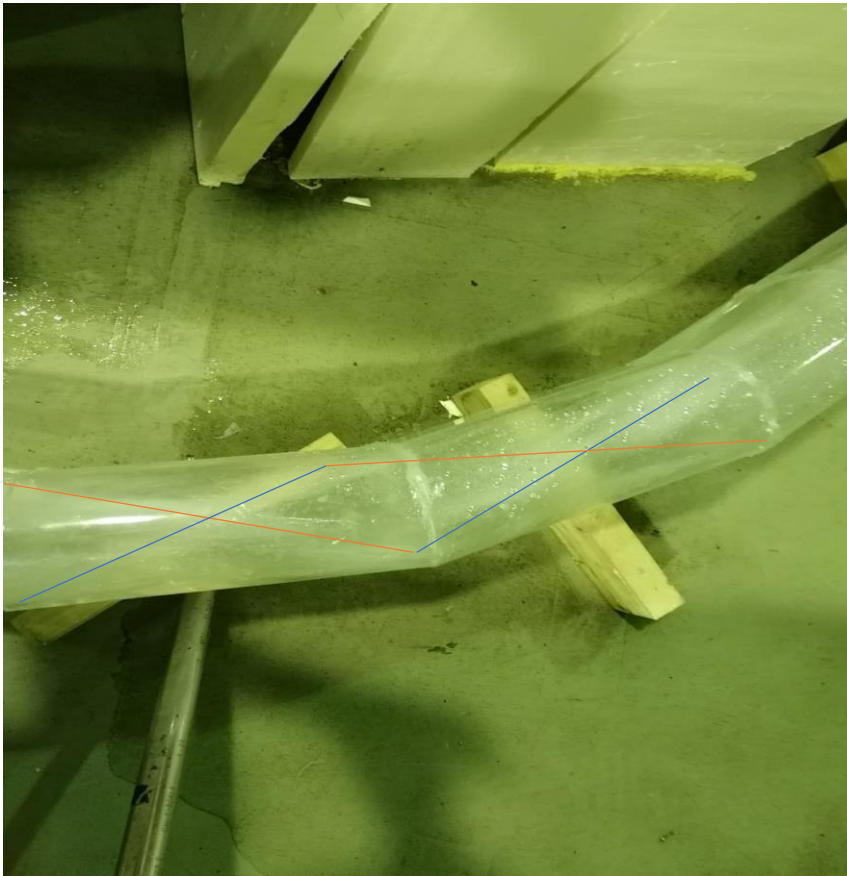
Kapasiteten på den nye sjakten er god og er ikke begrensende for den totale kapasiteten ved noen av strømnings situasjonene som er testet. Figur 42 viser den nye sjakten ved Q_{PMF} med begge lukene stengt, og det kommer frem at det fremdeles er god kapasitet i sjakten. For høyere vannføringer virker det som om sjaktåpningen er begrensende som et resultat av strømmingen fra de to sidene av samlekanalen. Sjakten i modellen har en lysåpning tilsvarende 66 m^2 i fullskala, og har en jevn overgang til tunnelverrsnittet tilsvarende 30 m^2 .



Figur 42 - Strømning i ny sjakt ved Q_{PMF} med begge lukene åpne.

Tunnelen begynner med en sving østover mot utløpet som ligger 422 m lenger ned i dalen, et lite stykke lenger ned i dalen enn utløpet til den eksisterende tunnelen. Den nye tunnelen har i utgangspunktet orientering mot nord, men svinger i retning øst og går parallelt med den

eksisterende tunnelen ned dalen. I svingen oppstår det negative bølger. Negative bølger oppstår vanligvis ved overkritisk ikke-lineær strømning, og kan være et godt stykke nedstrøms utgangspunktet. Ytterveggen, som vender inn i strømmingen, vil danne en positiv bølgefront i strømmingens retning. Innerveggen, som vender vekk fra strømmingen, vil danne en negativ bølgefront som virker forstyrrende for strømmingen. De to bølgefrontene veksler mellom et positivt og negativt bidrag ettersom de reflekterer av tunnelveggene. De negative og positive bølgene er markert i Figur 43, hvor de negative bølgene er markert med blått og de positive bølgene er markert med oransje. De negative bølgene vil teoretisk sett virke negativt på tunnelkapasiteten. Ettersom kapasiteten på den nye tunnelen ikke er dimensjonerende for flomløpet vil ikke de negative bølgene påvirke den totale kapasiteten.



Figur 43 - Negative (blå) og positive (oransje) bølger i svingen i den nye tunnelen.

Ettersom svingen er en lengre sammenhengende bit av tunnelen var det ikke praktisk mulig å legge til gummilister for å gjenskape ruhet i denne delen av tunnelen. Gummilistene er først plassert der hvor den rette delen av tunnelen begynner, hvor det oppstår et vannstandsprang og normalstrømning i resten av tunnelen. Den mest kritiske strømningssituasjonen for den nye tunnelen oppstår da begge lukene er stengt, da går det $370 \text{ m}^3/\text{s}$ i den nye tunnelen. Fra Figur 44 ser man at den nye tunnelen nesten går full, men den er ikke trykksatt.



Figur 44 - Ny tunnel i forkant ved Q_{PMF} og begge lukene stengt.

Vannivået når ikke opp til sjakten og kravene NVE stiller til lukka flomløp ved Q_{PMF} er dermed tilfredsstillt. For strømningssituasjonene der en eller begge lukene er åpne er det fremdeles god kapasitet i den nye tunnelen.

5.5 Påvirkning av luftmedrivning

Ettersom pumpene i laboratoriet ble byttet ut og det ikke var mulig å gjøre modellforsøk i over en måned av mastertiden, ble det ikke tid til å gjennomføre forsøk for å undersøke betydningen av luftmedrivning. Det er likevel nødvendig å gjøre en vurdering av påvirkningen av luft basert på observasjonene som er gjort og tilgjengelig forskning på luftmedrivning. Luftmedrivning er allerede tatt med i betraktningen i NVE sine krav om ikke mer enn 70 % vannfylt areal ved dimensjonerende flom, hvor det regnes med 30 % luftmedrivning. Estimeringen med 30 % luftmedrivning er for ugunstig tunnel- og sjaktuforming, og verdier mellom 10 – 20 % er oftere mer realistiske.

Dersom innløpet til sjakten dykkes vil det oppstå en luftlomme i sjakten. Den hurtige vannstrømmen vil rive med seg luft slik at det blir mindre luft på like stort volum, som vil skape et undertrykk i sjakten. Undertrykket øker kapasiteten slik at vannspeilet ved innløpet trekkes ned og innløpet til sjakten åpner seg igjen. Når innløpet til sjakten åpnes opphører undertrykket og kapasiteten reduseres og vannspeilet stiger igjen til innløpet til sjakten lukkes, og slik fortsetter det i en syklus. Hvis det oppstår undertrykk i tunnelen eller sjakten vil det føre til sterke skalaeffekter. I modellen kan det skapes et undertrykk på 6 – 8 mVS, som med en skala på 1:40 vil tilsvare et undertrykk på 240 – 320 mVS i virkeligheten og dette er alt for stort.

Innløpet til den eksisterende sjakten er dykket ved flere lukestillinger og det er luftmedrivning som kan føre til undertrykk i tunnelen eller sjakten. Siden vannstanden i magasinet ikke er direkte koblet til vannstanden i samlekanalen, fordi det er overkritisk strømming over overløpsterskelen ned til samlekanalen, vil ikke modellen gi unøyaktige resultater på grunn av undertrykk i sjakten eller tunnelen. Luftmedrivning vil trolig ikke påvirke kapasitetskurvene fordi overløpsterskelen er kontrollerende for flomløpet.

Kapittel 6 – Konklusjon

6.1 Resultater

Modellforsøkene viste i første omgang behovet for et nytt flomløp ved dam Strandevatn. Modellen ble kjørt med innløp til ny sjakt og tunnel fullstendig stengt. Ved dimensjonerende flom ($Q_{dim} = 266 \text{ m}^3/\text{s}$) ga dette en vannstand i magasinet på kote 980,05 og for vannføring $Q = 280 \text{ m}^3/\text{s}$ var vannstanden i magasinet på kote 981,68. Det kommer tydelig frem både fra kapasitetskurven og ved å observere modellen at systemet går helt fullt og behovet for å utvide flomløpet bekreftes i modellen.

Modellforsøkene på det prosjekterte flomløpet ga gode resultater. For situasjonen med begge lukene åpne er vannstanden ved Q_{PMF} på kote 979,96, som er under tetningskjernen på 980,6 moh. i dammen. Med begge lukene åpne går en større andel av vannet i den eksisterende sjakten og tunnelen. Den eksisterende tunnelen går derfor nesten full, men er ikke trykksatt og det oppstår heller ikke oppstuvning. I den nye delen av flomløpet er det fremdeles god kapasitet og det er frispeilstrømning i den nye tunnelen. Overløpet påvirkes i liten grad av undervannet i samlekanalen, selv om deler av overløpet har en liten korreksjonsfaktor for overløpskoeffisienten. Kapasiteten til overløpet reduseres altså noe, men har ingen påvirkning for flomløpets kapasitet i sin helhet for strømmingssituasjonen med begge lukene åpne. NVE krever at flomløp som benytter 1-3 luker fremdeles skal tilfredsstillende samtlige krav ved lukesvikt på en luke, og modellen ble derfor kjørt med lukesvikt på høyre luke og lukesvikt på venstre luke. For Q_{PMF} lå vannstanden på kote 980,12 for lukesvikt på venstre luke og på kote 980,17 for lukesvikt på høyre luke. Altså fungerer flomløpet tilfredsstillende også ved lukesvikt på en av lukene. Den mest kritiske situasjonen vil oppstå dersom det er lukesvikt på begge lukene, men også disse forsøkene viste at kapasiteten til flomløpet vil være tilstrekkelig. Vannivået i magasinet lå her på kote 980,48, som fremdeles er under tetningskjernen i dammen. Med begge lukene stengt gikk en større andel av vannet i den nye delen av flomløpet og tunnelen gikk nesten full, men den var ikke trykksatt. Uten tilførsel av vann fra lukene gikk ikke den eksisterende tunnelen full og det var frispeilstrømning ved Q_{PMF} . Samlekanalen var druknet i oppstrøms ende og kapasiteten på overløpet ble redusert, men den totale kapasiteten til flomløpet var fremdeles tilfredsstillende. For å være forberedt på lukesvikt underveis i åpningen ble det også kjørt forsøk for 33 % og 66 % lukeåpning. Disse forsøkene ga også gode resultater og det prosjekterte flomløpet blir vurdert som en god løsning.

6.2 Kvalitet på modellforsøket

Resultatene av modellforsøket vurderes i sin helhet som veldig gode. Målingene av vannføring og vannstand er svært nøyaktige og kan trygt benyttes i prototypen. Geometrien er kontrollert og avvikene som er funnet er alle utbedret slik at modellen gjensker strømmingen i prototypen på en god måte. Det er utført opp mot 30 målinger for hver lukestilling og mellom hver måling er systemet gitt tilstrekkelig tid til å stabilisere seg. Det er ingen tegn til at det oppstår undertrykk i det lukkede systemet og skaleringseffektene mellom modell og prototype vurderes som små. Etter besøket fra Norconsult og E-CO Energi AS og fremstilling av resultatene på forsøket, er det bestemt å utføre byggingen av den prosjekterte løsningen.

6.3 Videre arbeid

Ettersom det ikke var pumpekapasitet i laboratoriet i store deler av november og desember har det ikke blitt gjort forsøk for påvirkning av luftmedrivning, og er noe som bør undersøkes nøyere. Skeivstrømmingene inn mot samlekanalen bidrar muligens både med et negativt og positivt impulsbidrag i samlekanalen. Å se nærmere på, og muligens kvantifisere impulsbidraget bør ses nøyere på. Det kan også være interessant å se på forskjellige utforminger av samlekanalen og hvordan det vil påvirke kapasiteten. Samlekanalen er ikke dimensjonerende ved noen strømmingssituasjon og det er muligens rom for å lage samlekanalen mindre. Det kan også være aktuelt å kalibrere modellen mot en CFD simulering.

6.4 Modifikasjoner

Mandag 10. september var prosjekterende ingeniør Aslak Løvoll fra Norconsult og prosjektleder Lars Oust fra E-CO Energi på besøk i laboratoriet for å få en omvisning av modellen. Her ble det påpekt noen nye avvik:

- Overgangen fra lukehuset til den eksisterende sjakten var bygget med brå overgang på fjellsiden i modellen. Fra bilder ettersendt av Lars Oust kom det frem at det er en jevn overgang mellom lukehuset og sjakten.
- Fjellsiden av samlekanalen ble bygget vinkelrett i forhold til kanalbunnen. Fjellsiden av kanalen er prosjektert med helning på 10:1.

- I modellen er det et lite innhakk i fjellsiden av samlekanalen i modellen like oppstrøms lukehuset. Dette innhaket finnes ikke i prototypen og skal heller ikke bygges slik.

I lukehuset ble det brukt kitt for å gjøre overgangen til innløp sjakt jevn. Fjellsiden av samlekanalen ble skåret til med helning 10:1 med bajonettsag og utvidelsen av kanalen like oppstrøms lukehuset ble jevnet ut med en utskåret gipsbit og jevnet ut med kitt. Disse modifikasjonene ble gjennomført i dagene etter omvisningen. Etter modifikasjonene ble modellen kjørt med begge lukene åpne for andre gang uten at det påvirket det opprinnelige resultatet.

Etter innsending av plantegningen av samlekanalen ble et nytt avvik påpekt 9. oktober:

- Kanalbredden like oppstrøms lukehuset var 5 mm for bred.

Etter påpekning fra Norconsult ble de siste modifikasjonene gjort ved å lime på en 5 mm tykk og 0,3 m lang skumplate på fjellsiden av samlekanalen for å rette på kanalbredden like oppstrøms lukehuset. Det ble kjørt nok en test på modellen med begge lukene åpne og det var ingen endring på kapasitetskurven. Kapasitetskurvene som ble laget for de andre lukestillingene blir derfor vurdert som korrekte. Modellen slik den er i dag vurderes som geometrisk korrekt og det virker ikke til å være behov for fysiske modifikasjoner av modellen.

Kapittel 7 – Kildeliste

- Birkeland R., 2008, Modellstudie av flomløpet på dam Sysenvann, Masteroppgave, Institutt for vann- og miljøteknikk, NTNU.
- Bekkeinntakkomiteen, 1987, Bekkeinntak på kraftverkstunneler.
- Bremen R. and Hager W. H., 1989, Experiments in side – channel spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(5): 617 – 635
- Chow V.T., 1959, *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company
- Forskning.no, 2012 [WWW Document]. URL <https://forskning.no/klima-vaer-og-vind-eu/2012/07/mer-regn-i-framtiden>
- Guttormsen O., 2013, *Vassdragsteknikk I og II*.
- Gjerde B. A. U., 2017, Dam Storlivatnet Flomløp – Modellforsøk for nytt flomløp, Masteroppgave, Institutt for vann- og miljøteknikk, NTNU.
- Hager W. H., 1992, *Spillways. Shockwaves and air entrainment*, Bulletin 81.
- Hovland O.H., 2013, Lukka flaumløp med sidekanal, Masteroppgave, Institutt for vann- og miljøteknikk, NTNU.
- Norconsult, 2017a, Dam Strandevatn – Ombygging av dam og flomløp, Norconsult.
- Norconsult, 2017b, Kapasitet eksisterende og nytt flomløp, Norconsult.
- Montes S., 1998, *Hydraulics of open channel flow*, ASCE Press.
- Norsk hydroteknisk laboratorium, 1989, Flomløp Strandevatn – Modellforsøk.
- NVE, 2005, Retningslinjer for flomløp til §§ 4-6 og 4-13 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg.
- NVE, 2006, Inntakshåndboken – Rettledning for utforming av inntak til små kraftverk.
- NVE, 2010, *Vassdragshåndboka*.
- NVE, 2015a, Hol I [WWW Document]. URL <https://www.nve.no/vann-vassdrag-og-miljo/nves-utvalgte-kulturminner/kraftverk/hol-i/>
- NVE, 2015b, NVEs klimatilpasningsstrategi 2015-2019.
- Olje og energidepartementet, 2009, Damsikkerhetsforskriften § 5-8 Flomløp og Flomavledning.
- Olsen N.R.B., *Numerical Modelling and Hydraulics*, 5th edition.
- USBR, 1987, *Design of Small Dams*. 3. Edition. United States Department of the Interior.

Vedlegg A

Regneark fra modellkjøring. Regnearkene inneholder alle målinger av vannstand og vannføring for de forskjellige lukestillingene modellen er kjørt for.

Innløp		måling-1			Modell-utløp	
Prototype vannføring	Modell vannføring	Vanstand (M)	Vannstand (P)	Vannføring målt på eksisterende flomløp		Vannføring gjennom ny tunnel
[m3/s]	[l/s]	mm	moh	[l/s]	[m3/s]	[m3/s]
0	0,00	0,000	975,00	0,00	0,00	0,00
20	1,98	24,630	975,99	1,98	20,04	-0,04
40	3,95	42,610	976,70	4,00	40,48	-0,48
60	5,93	54,210	977,17	5,90	59,70	0,30
80	7,91	66,960	977,68	7,90	79,94	0,06
100	9,88	76,110	978,04	9,63	97,45	2,55
120	11,86	80,490	978,22	11,08	112,12	7,88
140	13,83	85,400	978,42	12,16	123,05	16,95
160	15,81	87,870	978,51	13,00	131,55	28,45
180	17,79	89,800	978,59	13,95	141,16	38,84
200	19,76	92,130	978,69	14,70	148,75	51,25
220	21,74	94,440	978,78	15,45	156,34	63,66
240	23,72	96,330	978,85	16,15	163,43	76,57
260	25,69	98,300	978,93	16,85	170,51	89,49
266	26,28	99,530	978,98	17,05	172,53	93,47
280	27,67	101,000	979,04	17,65	178,61	101,39
300	29,64	102,000	979,08	18,30	185,18	114,82
320	31,62	103,690	979,15	19,10	193,28	126,72
340	33,60	105,350	979,21	19,75	199,86	140,14
360	35,57	107,850	979,31	20,50	207,45	152,55
380	37,55	108,820	979,35	21,25	215,03	164,97
400	39,53	110,500	979,42	21,90	221,61	178,39
420	41,50	112,400	979,50	22,55	228,19	191,81
440	43,48	113,900	979,56	23,15	234,26	205,74
460	45,45	115,850	979,63	23,50	237,80	222,20
480	47,43	118,030	979,72	23,20	234,77	245,23
500	49,41	120,490	979,82	23,10	233,76	266,24
520	51,38	122,550	979,90	23,25	235,27	284,73
530	52,37	123,220	979,93	23,45	237,30	292,70
550	54,35	125,650	980,03	24,00	242,86	307,14
570	56,32	127,600	980,10	24,30	245,90	324,10

Figur 45 - Regneark med resultater fra første modellkjøring med begge lukene åpne.

Innløp		måling-1		Modell-utløp		
Prototype vannføring [m3/s]	Modell vannføring (l/s)	Vanstand (M) mm	Vannstand (P) moh	Vannføring målt på eksisterende flomløp (l/s)	[m3/s]	Vannføring gjen ny tunnel [m3/s]
0	0,00	0,000	975,00	0,00	0,00	0,00
40	3,95	42,180	976,69	3,95	39,97	0,03
80	7,91	67,510	977,70	7,91	80,04	-0,04
120	11,86	80,910	978,24	10,82	109,49	10,51
160	15,81	87,490	978,50	12,84	129,93	30,07
200	19,76	92,360	978,69	14,45	146,22	53,78
220	21,74	94,640	978,79	15,20	153,81	66,19
240	23,72	96,690	978,87	15,95	161,40	78,60
260	25,69	98,560	978,94	16,75	169,50	90,50
266	26,28	98,950	978,96	16,95	171,52	94,48
280	27,67	100,500	979,02	17,50	177,09	102,91
300	29,64	102,980	979,12	18,08	182,96	117,04
320	31,62	104,73	979,19	18,75	189,74	130,26
340	33,60	106,41	979,26	19,42	196,52	143,48
380	37,55	109,240	979,37	20,91	211,59	168,41
420	41,50	112,660	979,51	22,12	223,84	196,16
460	45,45	116,000	979,64	23,33	236,08	223,92
480	47,43	117,930	979,72	23,75	240,33	239,67
500	49,41	120,030	979,80	23,65	239,32	260,68
520	51,38	122,910	979,92	23,15	234,26	285,74
530	52,37	123,590	979,94	23,24	235,17	294,83
550	54,35	125,360	980,01	23,65	239,32	310,68
570	56,32	127,790	980,11	24,00	242,86	327,14

Figur 46 - Regneark med resultater fra andre modellkjøring med begge lukene åpne.

Innløp		måling-1			Modell-utløp		Vannføring gjennom ny tunnel
Prototype vannføring	Modell vannføring	Vanstand (M)	Vannstand (P)	Vannføring målt på eksisterende flomløp			
[m ³ /s]	(l/s)	mm	moh	(l/s)	[m ³ /s]		
40	3,95	41,640	976,67	3,95	39,97	0,03	
80	7,91	67,240	977,69	7,91	80,04	-0,04	
120	11,86	81,250	978,25	10,92	110,50	9,50	
160	15,81	87,840	978,51	12,86	130,13	29,87	
180	17,79	90,460	978,62	13,68	138,43	41,57	
200	19,76	92,780	978,71	14,52	146,93	53,07	
220	21,74	94,950	978,80	15,19	153,71	66,29	
240	23,72	97,090	978,88	16,08	162,72	77,28	
260	25,69	99,050	978,96	16,72	169,19	90,81	
266	26,28	99,520	978,98	16,98	171,83	94,17	
280	27,67	101,010	979,04	17,51	177,19	102,81	
300	29,64	102,900	979,12	18,28	184,98	115,02	
320	31,62	104,550	979,18	18,98	192,06	127,94	
340	33,60	106,130	979,25	19,54	197,73	142,27	
360	35,57	108,150	979,33	20,34	205,83	154,17	
380	37,55	109,900	979,40	20,98	212,30	167,70	
400	39,53	111,550	979,46	21,59	218,48	181,52	
420	41,50	113,160	979,53	22,12	223,84	196,16	
440	43,48	114,730	979,59	22,62	228,90	211,10	
460	45,45	116,440	979,66	23,17	234,46	225,54	
480	47,43	118,290	979,73	23,49	237,70	242,30	
500	49,41	120,920	979,84	22,95	232,24	267,76	
520	51,38	122,900	979,92	23,11	233,86	286,14	
530	52,37	124,020	979,96	23,29	235,68	294,32	
550	54,35	125,610	980,02	23,66	239,42	310,58	
570	56,32	127,630	980,11	23,92	242,05	327,95	

Figur 47 - Regneark med resultater fra tredje modellkjøring med begge lukene åpne.

Innløp		Modell-utløp			Vannføring gjennom ny tunnel	
Prototypetype	Modell	måling-1		Vannføring målt på eksisterende flomløp		
vannføring [m3/s]	vannføring [l/s]	Vanstand (M) mm	Vanstand (P) moh	[l/s]	[m3/s]	[m3/s]
0	0,00	0,000	975,00	0,00	0,00	0,00
20	1,98	81,380	978,26	0,85	8,60	11,40
40	3,95	86,300	978,45	1,68	17,00	23,00
60	5,93	90,260	978,61	2,38	24,08	35,92
80	7,91	93,440	978,74	3,04	30,76	49,24
100	9,88	96,000	978,84	3,59	36,33	63,67
120	11,86	98,410	978,94	4,11	41,59	78,41
140	13,83	100,720	979,03	4,64	46,95	93,05
160	15,81	103,380	979,14	5,20	52,62	107,38
180	17,79	104,660	979,19	5,75	58,19	121,81
200	19,76	106,830	979,27	6,32	63,95	136,05
220	21,74	108,870	979,35	7,01	70,94	149,06
240	23,72	110,590	979,42	7,45	75,39	164,61
260	25,69	112,310	979,49	7,95	80,45	179,55
266	26,28	112,920	979,52	8,25	83,48	182,52
280	27,67	114,300	979,57	8,65	87,53	192,47
300	29,64	115,980	979,64	9,18	92,90	207,10
320	31,62	117,560	979,70	9,76	98,76	221,24
340	33,60	119,500	979,78	10,20	103,22	236,78
360	35,57	121,190	979,85	10,85	109,79	250,21
380	37,55	123,060	979,92	11,37	115,06	264,94
400	39,53	124,620	979,98	11,85	119,91	280,09
420	41,50	126,440	980,06	12,17	123,15	296,85
440	43,48	128,160	980,13	12,60	127,50	312,50
460	45,45	130,130	980,21	13,30	134,59	325,41
480	47,43	131,870	980,27	13,95	141,16	338,84
500	49,41	133,940	980,36	14,65	148,25	351,75
520	51,38	135,940	980,44	15,21	153,91	366,09
530	52,37	137,090	980,48	15,73	159,18	370,82
550	54,35	140,060	980,60	16,50	166,97	383,03
570	56,32	142,820	980,71	17,45	176,58	393,42

Figur 48 - Regneark med resultater fra modellforsøk med begge lukene stengt.

Innløp		Modell-utløp				
Prototype	Modell	måling-1		Vannføring målt på		Vannføring gjennom
vannføring	vannføring	Vanstand (M)	Vannstand (P)	eksisterende flømløp		ny tunnel
[m3/s]	(l/s)	mm	moh	(l/s)	[m3/s]	[m3/s]
0	0,00	0,000	975,00	0,00	0,00	0,00
20	1,98	38,100	976,52	1,98	20,04	-0,04
40	3,95	63,790	977,55	3,95	39,97	0,03
60	5,93	78,700	978,15	5,43	54,95	5,05
80	7,91	83,860	978,35	6,72	68,00	12,00
100	9,88	87,190	978,49	7,70	77,92	22,08
120	11,86	90,110	978,60	8,59	86,92	33,08
140	13,83	93,030	978,72	9,43	95,42	44,58
160	15,81	95,100	978,80	10,21	103,32	56,68
180	17,79	97,080	978,88	10,95	110,81	69,19
200	19,76	99,350	978,97	11,70	118,40	81,60
220	21,74	101,390	979,06	12,42	125,68	94,32
240	23,72	103,420	979,14	13,15	133,07	106,93
260	25,69	104,920	979,20	13,70	138,63	121,37
266	26,28	105,610	979,22	13,90	140,66	125,34
280	27,67	106,850	979,27	14,53	147,03	132,97
300	29,64	108,640	979,35	15,20	153,81	146,19
320	31,62	110,530	979,42	15,86	160,49	159,51
340	33,60	111,970	979,48	16,35	165,45	174,55
360	35,57	113,780	979,55	17,10	173,04	186,96
380	37,55	115,410	979,62	17,71	179,21	200,79
400	39,53	117,070	979,68	18,25	184,68	215,32
420	41,50	118,680	979,75	18,94	191,66	228,34
440	43,48	120,510	979,82	19,52	197,53	242,47
460	45,45	122,180	979,89	20,05	202,89	257,11
480	47,43	123,860	979,95	20,50	207,45	272,55
500	49,41	125,340	980,01	21,00	212,51	287,49
520	51,38	127,200	980,09	21,10	213,52	306,48
530	52,37	128,050	980,12	21,80	220,60	309,40
550	54,35	129,790	980,19	22,42	226,87	323,13
570	56,32	132,420	980,30	23,01	232,84	337,16

Figur 49 - Regneark med resultater fra modellkjøring med høyre luke åpen.

Innløp		Modell-utløp				
Prototype	Modell	måling-1		Vannføring målt på		Vannføring gjennom
vannføring	vannføring	Vanstand (M)	Vannstand (P)	eksisterende flomløp		ny tunnel
[m3/s]	(l/s)	mm	moh	(l/s)	[m3/s]	[m3/s]
0	0,00	0,000	975,00	0,00	0,00	0,00
20	1,98	40,570	976,62	1,98	20,04	-0,04
60	5,93	78,490	978,14	5,45	55,15	4,85
100	9,88	87,290	978,49	7,50	75,89	24,11
140	13,83	92,600	978,70	9,05	91,58	48,42
180	17,79	96,740	978,87	10,35	104,73	75,27
220	21,74	101,440	979,06	11,75	118,90	101,10
260	25,69	104,980	979,20	13,00	131,55	128,45
266	26,28	105,560	979,22	13,13	132,87	133,13
300	29,64	108,250	979,33	14,21	143,80	156,20
320	31,62	110,530	979,42	14,25	144,20	175,80
340	33,60	112,010	979,48	15,42	156,04	183,96
380	37,55	115,410	979,62	16,70	168,99	211,01
420	41,50	118,290	979,73	17,83	180,43	239,57
460	45,45	122,330	979,89	18,61	188,32	271,68
500	49,41	125,910	980,04	19,51	197,43	302,57
530	52,37	129,260	980,17	20,53	207,75	322,25
570	56,32	133,090	980,32	22,00	222,62	347,38

Figur 50 - Regneark med resultater med venstre luke åpen.

	Innløp		måling-1		Modell-utløp		
	Prototype	Modell	Vanstand (model)		Vannføring målt på eksisterende flomløp		Vannføring gjennom ny tunnel
	vannføring	vannføring	mm	moh	(l/s)	[m3/s]	[m3/s]
	[m3/s]	(l/s)					
	0	0,00	0,000	975,00	0,00	0,00	0,00
	40	3,95	41,650	976,67	3,95	39,97	0,03
	80	7,91	81,940	978,28	6,76	68,41	11,59
	120	11,86	90,010	978,60	8,53	86,32	33,68
	160	15,81	95,550	978,82	9,89	100,08	59,92
	200	19,76	100,090	979,00	11,00	111,31	88,69
	220	21,74	102,270	979,09	11,68	118,19	101,81
	240	23,72	104,270	979,17	12,25	123,96	116,04
	260	25,69	106,220	979,25	12,88	130,34	129,66
Q₁₀₀₀ (d)	266	26,28	106,730	979,27	13,00	131,55	134,45
	280	27,67	107,960	979,32	13,47	136,31	143,69
	300	29,64	109,830	979,39	14,13	142,99	157,01
1.2_{Qd}	320	31,62	111,640	979,47	14,71	148,85	171,15
	340	33,60	113,335	979,53	15,26	154,42	185,58
	380	37,55	116,710	979,67	16,25	164,44	215,56
	420	41,50	120,040	979,80	17,41	176,18	243,82
	460	45,45	123,850	979,95	18,47	186,90	273,10
	500	49,41	127,040	980,08	19,25	194,80	305,20
	520	51,38	128,600	980,14	19,83	200,67	319,33
Q_{PMF}	530	52,37	130,790	980,23	20,09	203,30	326,70
	550	54,35	131,630	980,27	20,69	209,37	340,63
	570	56,32	133,930	980,36	21,38	216,35	353,65

Figur 51 - Regneark med resultater fra modellkjøring med 33% lukeåpning.

	Innløp		måling-1		Modell-utløp		
	Prototype	Modell	Vannføring		Vannføring målt på		Vannføring gjennom
	vannføring	vannføring	Vanstand (M)	Vannstand (P)	eksisterende flomløp		ny tunnel
	[m ³ /s]	(l/s)	mm	moh	(l/s)	[m ³ /s]	[m ³ /s]
	40	3,95	41,770	976,67	3,95	39,97	0,03
	80	7,91	66,040	977,64	7,91	80,04	-0,04
	120	11,86	82,710	978,31	10,64	107,67	12,33
	160	15,81	90,120	978,60	12,35	124,97	35,03
	200	19,76	95,480	978,82	13,69	138,53	61,47
	220	21,74	97,660	978,91	14,33	145,01	74,99
	240	23,72	99,950	979,00	14,94	151,18	88,82
	260	25,69	101,960	979,08	15,52	157,05	102,95
Q_{1000 (d)}	266	26,28	102,510	979,10	15,68	158,67	107,33
	280	27,67	103,860	979,15	16,16	163,53	116,47
	300	29,64	105,760	979,23	16,76	169,60	130,40
1.2_{Qd}	320	31,62	107,610	979,30	17,39	175,97	144,03
	340	33,60	109,260	979,37	17,94	181,54	158,46
	380	37,55	112,590	979,50	19,14	193,68	186,32
	420	41,50	116,090	979,64	20,41	206,53	213,47
	460	45,45	119,570	979,78	21,38	216,35	243,65
	480	47,43	121,280	979,85	21,89	221,51	258,49
	500	49,41	122,900	979,92	22,36	226,27	273,73
	520	51,38	124,850	979,99	22,54	228,09	291,91
Q_{PMF}	530	52,37	125,880	980,04	22,80	230,72	299,28
	550	54,35	127,750	980,11	22,90	231,73	318,27
	570	56,32	129,740	980,19	23,13	234,06	335,94

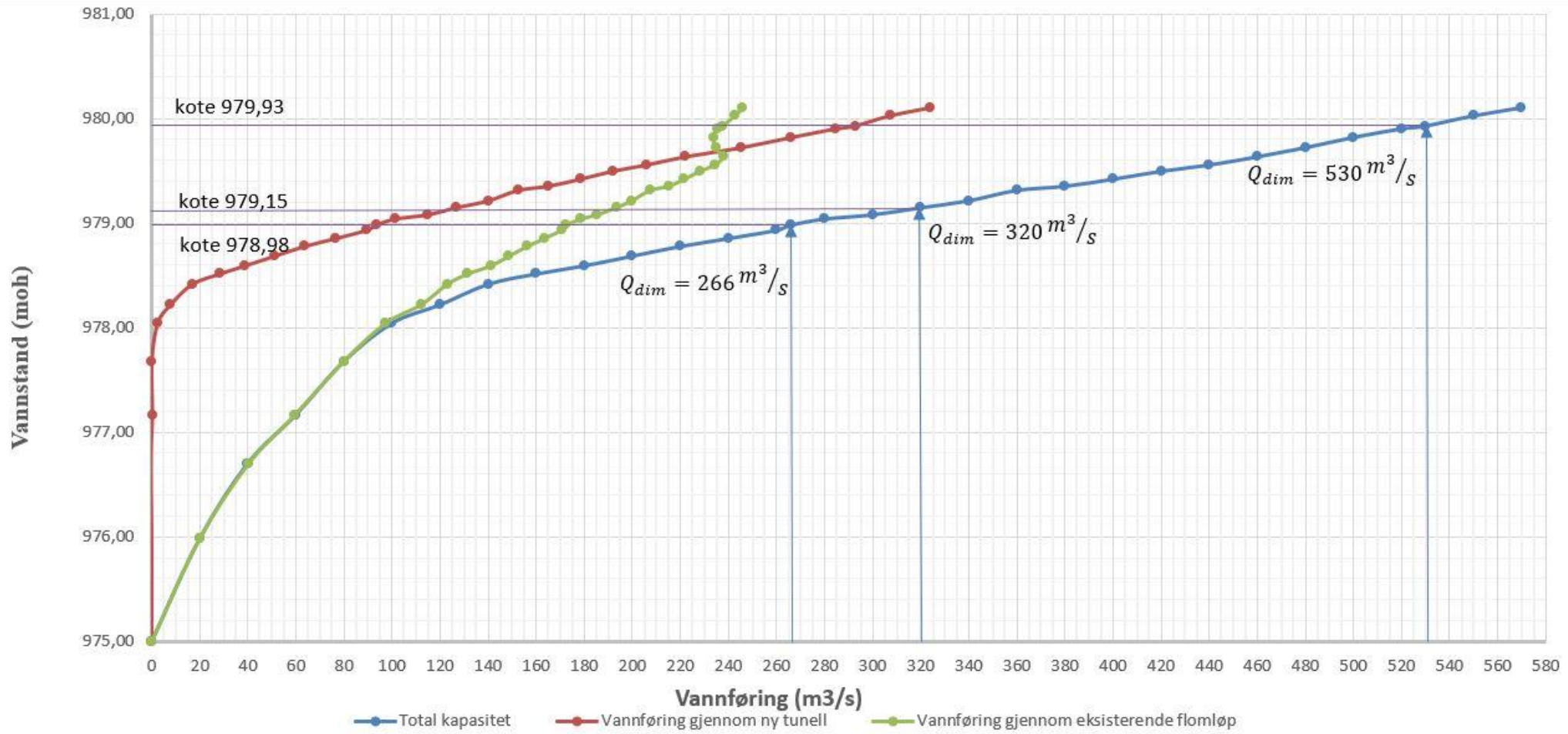
Figur 52 - Resultater fra modellkjøring med 66% lukeåpning.

Innløp		måling-1			Modell-utløp		
Prototype	Modell	Vannføring målt på		Vannføring gjennom			
vannføring	vannføring	Vanstand (M)	Vannstand (P)	eksisterende flomløp		ny tunnel	
[m ³ /s]	(l/s)	mm	moh	(l/s)	[m ³ /s]	[m ³ /s]	
0	0,00	0,000	975,00	0,00	0,00	0,00	
20	1,98	24,500	975,98	1,98	20,04	-0,04	
60	5,93	54,760	977,19	5,93	60,01	-0,01	
100	9,88	76,160	978,05	9,70	98,16	1,84	
140	13,83	84,160	978,37	13,72	138,84	1,16	
180	17,79	89,890	978,60	17,65	178,61	1,39	
200	19,76	92,330	978,69	19,50	197,33	2,67	
220	21,74	95,980	978,84	21,95	222,12	-2,12	
240	23,72	102,620	979,10	23,95	242,36	-2,36	
266	26,28	126,210	980,05	25,80	261,08	4,92	
280	27,67	167,040	981,68	26,95	272,71	7,29	

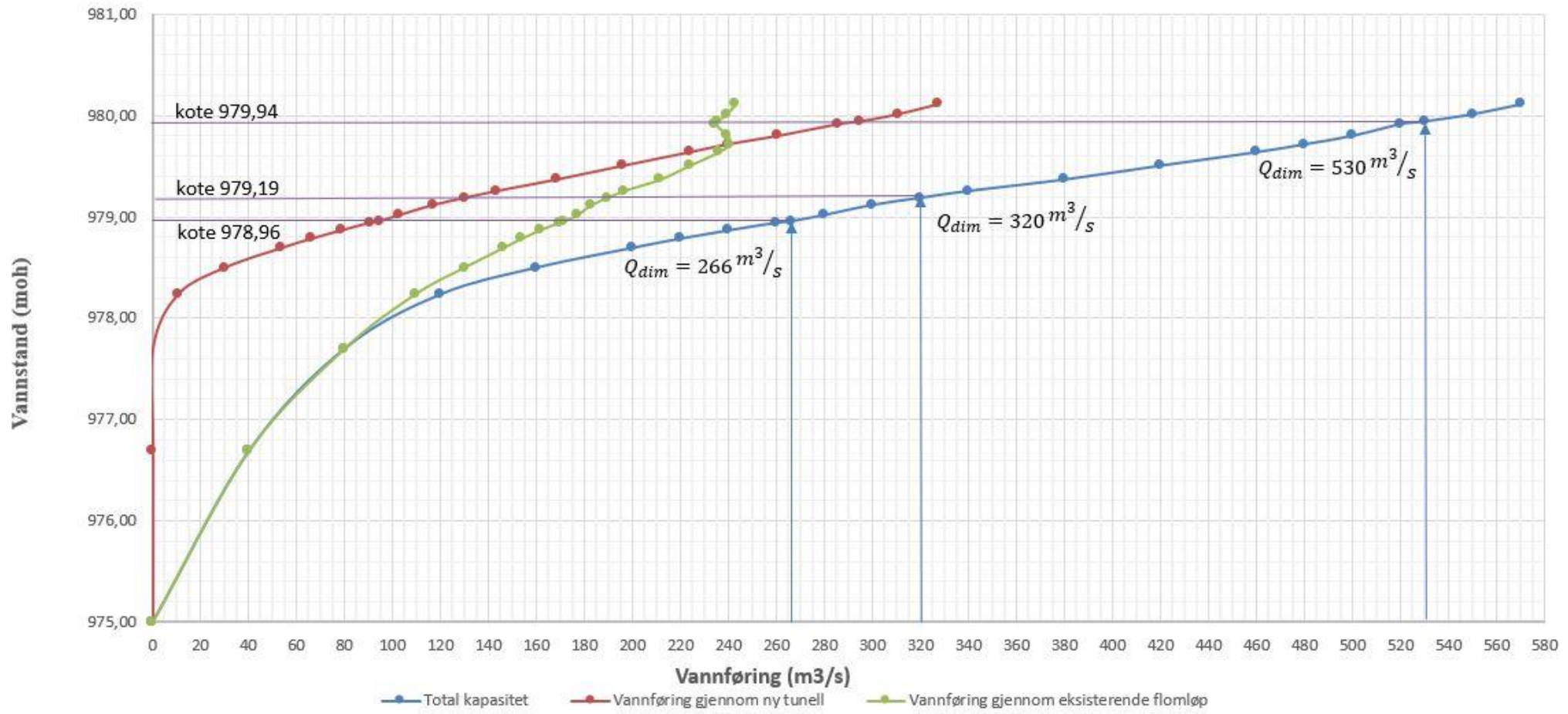
Figur 53 - Regneark med resultater fra modellkjøring av eksisterende flomløp.

Vedlegg B

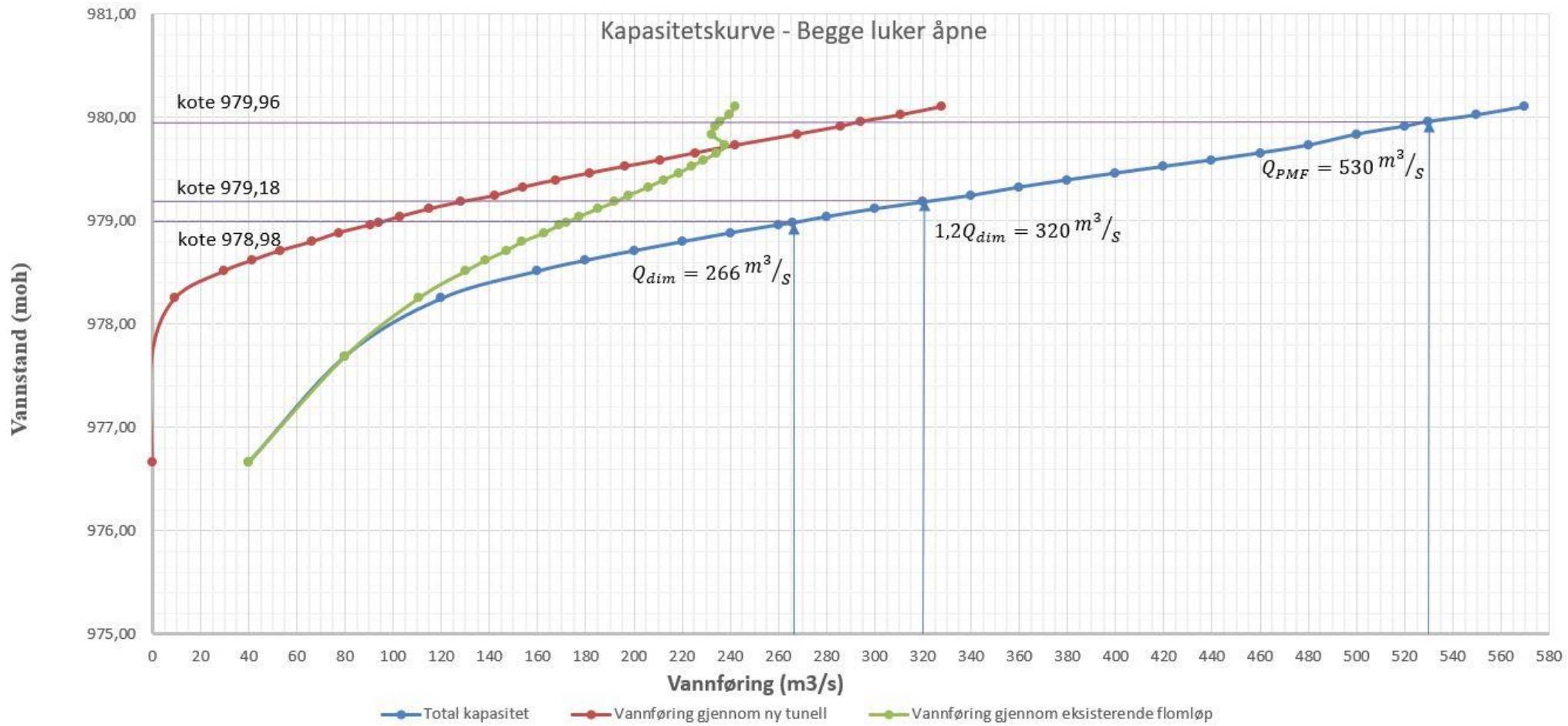
Kapasitetskurver med fordelingen av vann på den eksisterende og den nye tunnelen for nytt flomløp med forskjellige lukestillinger.



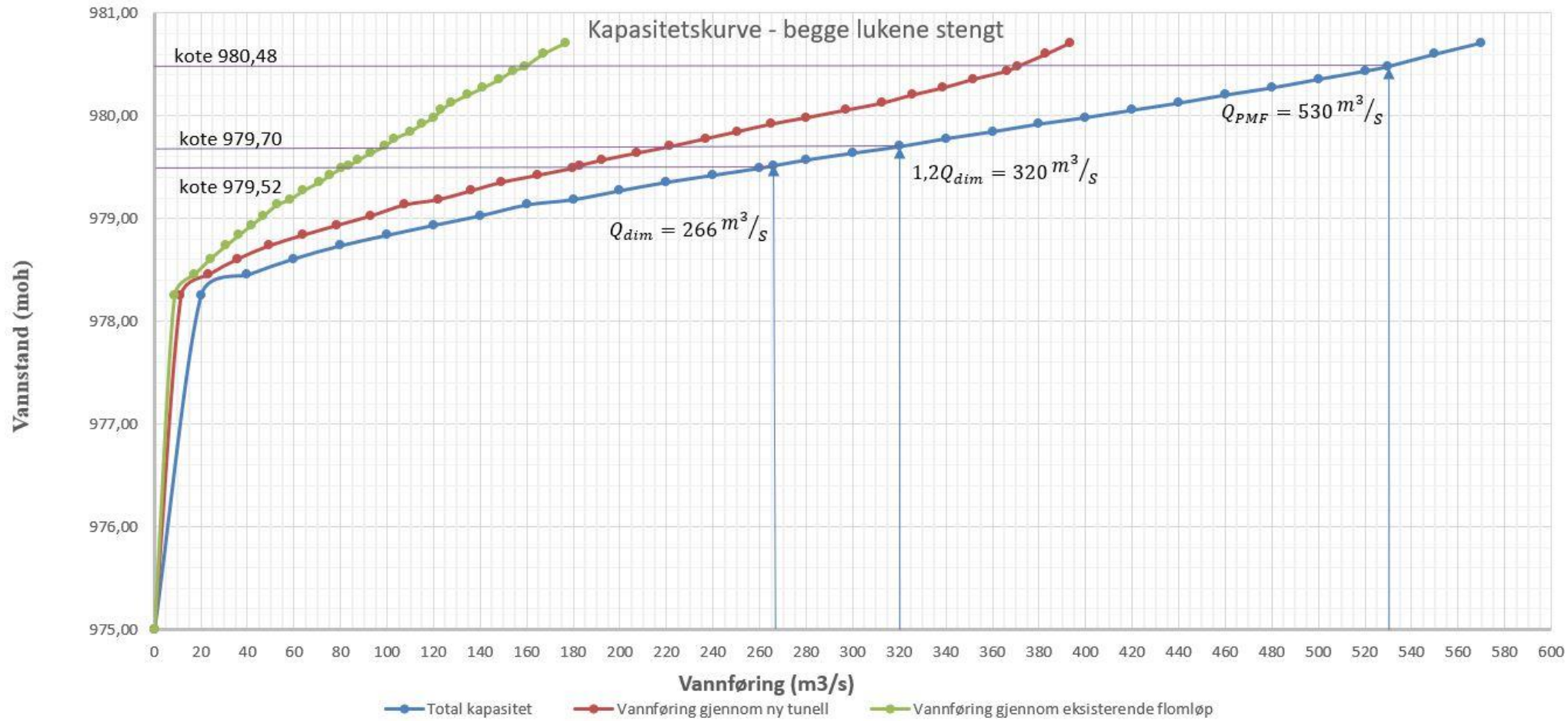
Figur 54 - Kapasitetskurve med fordelingen av vann på ny og eksisterende tunnel for første modellkjøring med begge lukene åpne.



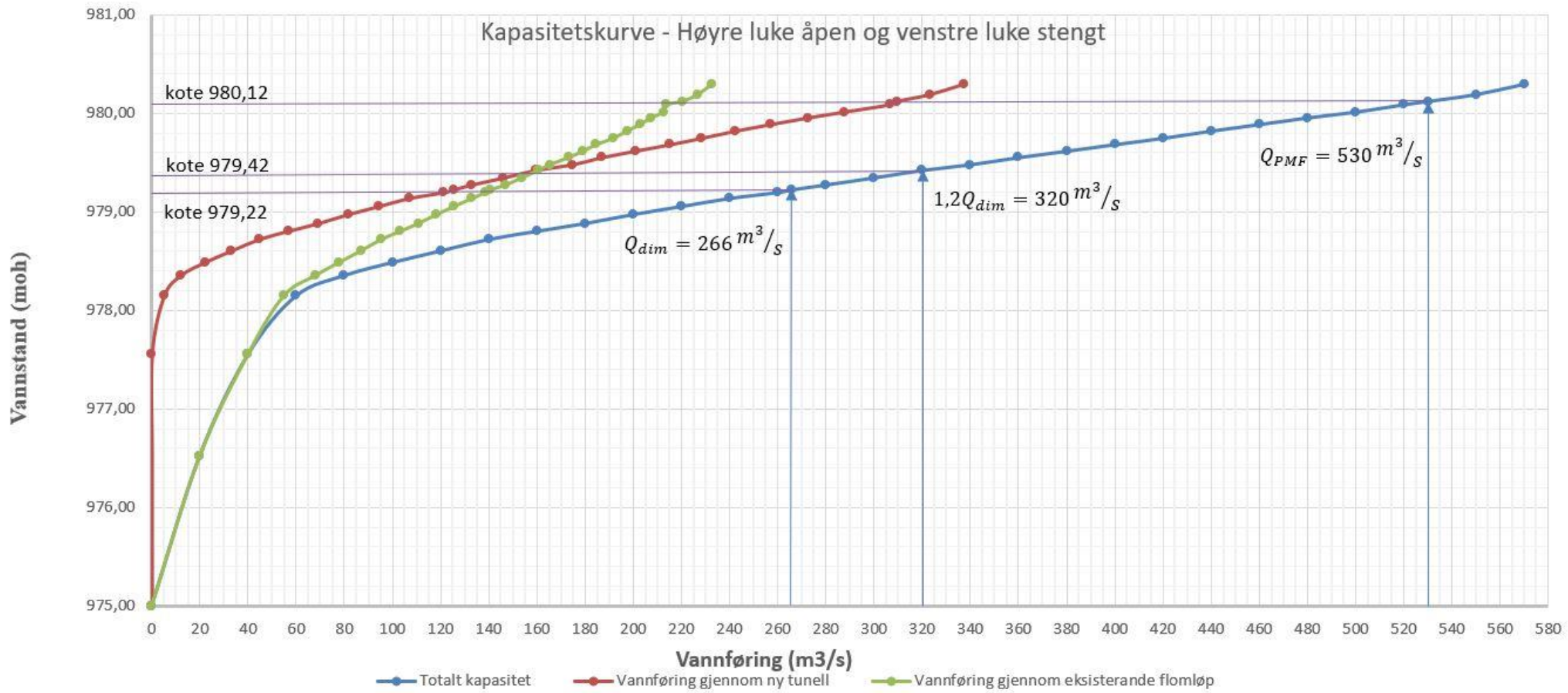
Figur 55 - Kapasitetskurve med fordelingen av vann på ny og eksisterende tunnel for andre modellkjøring med begge lukene åpne.



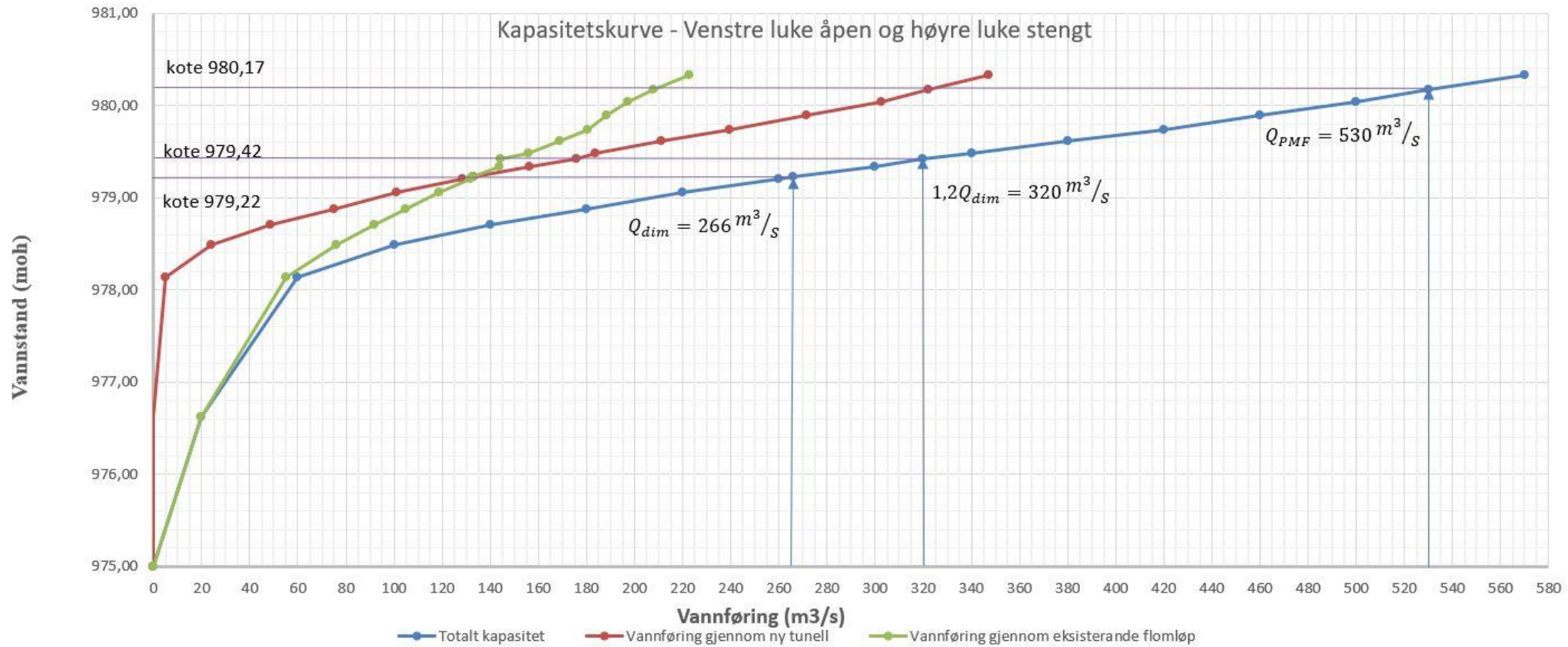
Figur 56 - Kapabilitetskurve med fordelingen av vann på ny og eksisterende tunnel for tredje modellkjøring med begge lukene åpne.



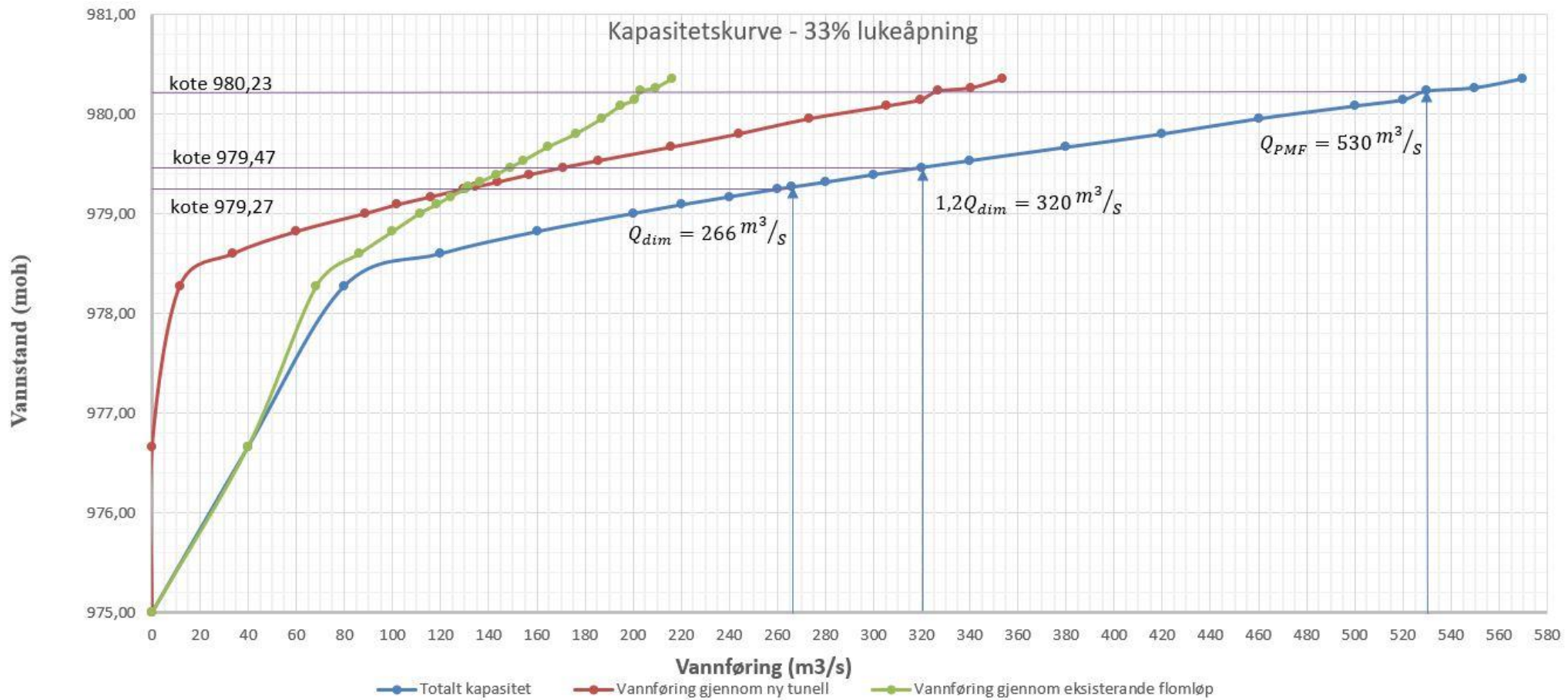
Figur 57 - Kapasitetskurve med fordelingen av vann på ny og eksisterende tunnel med begge lukene stengt.



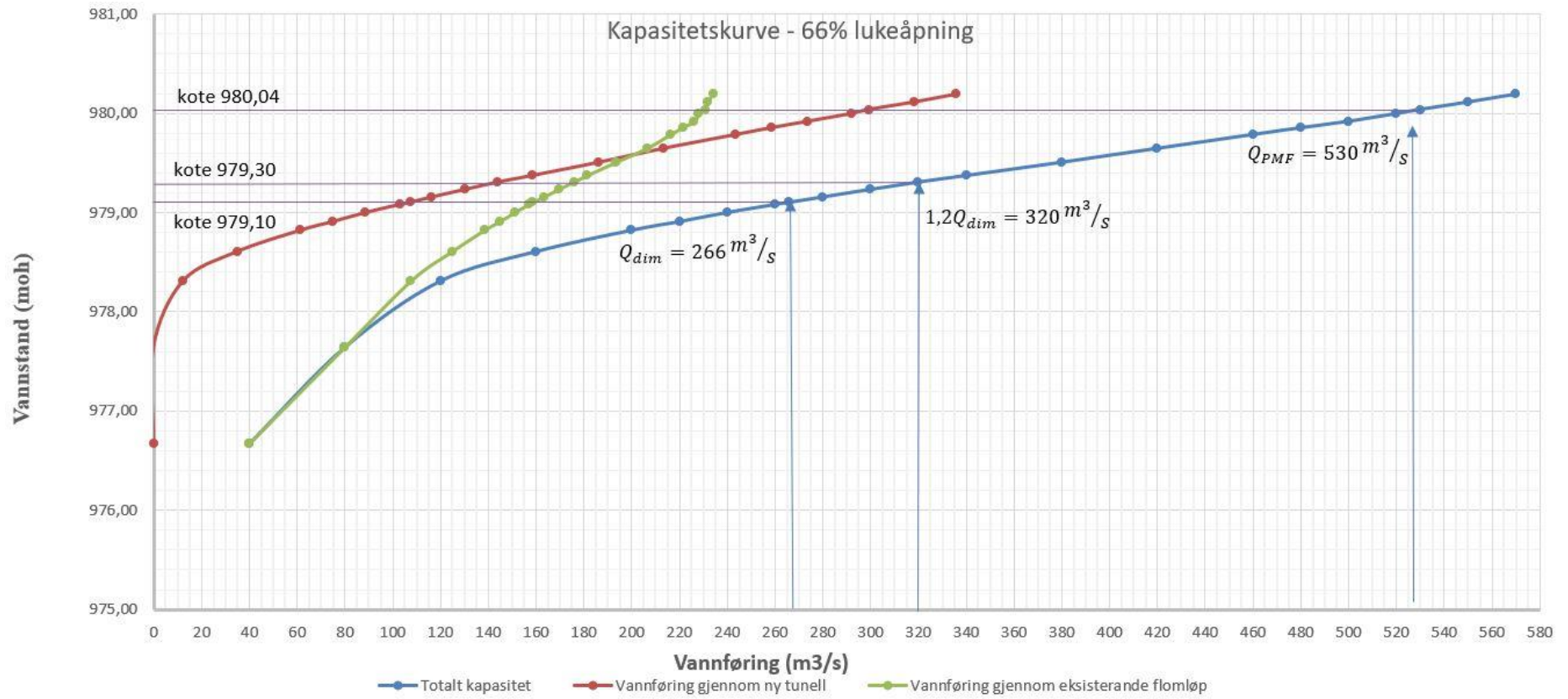
Figur 58 - Kapabilitetskurve med fordeling av vann på ny og eksisterende tunnel med høyre luke åpen og venstre luke stengt.



Figur 59 - Kapacitetskurve med fordelingen av vann på ny og eksisterende tunnel med venstre luke åpen og høyre luke stengt.



Figur 60 - Kapasitetskurve med fordeling av vann på ny og eksisterende tunnel med 33% lukeåpning.



Figur 61 - Kapasitetskurve med fordelingen av vann på ny og eksisterende tunnel med 66% lukeåpning.

Vedlegg C

Bilder fra modifikasjoner av modellen og modellkjøring.



Figur 62 - Bilde av lukehus, sidekanal, ny og eksisterende sjakt og ny og eksisterende tunnel ved Q_{PMF} med begge lukene åpne.



Figur 63 - Bilde av lukehus, sidekanal, ny og eksisterende sjakt og ny og eksisterende tunnel ved Q_{PMF} med begge lukene stengt.



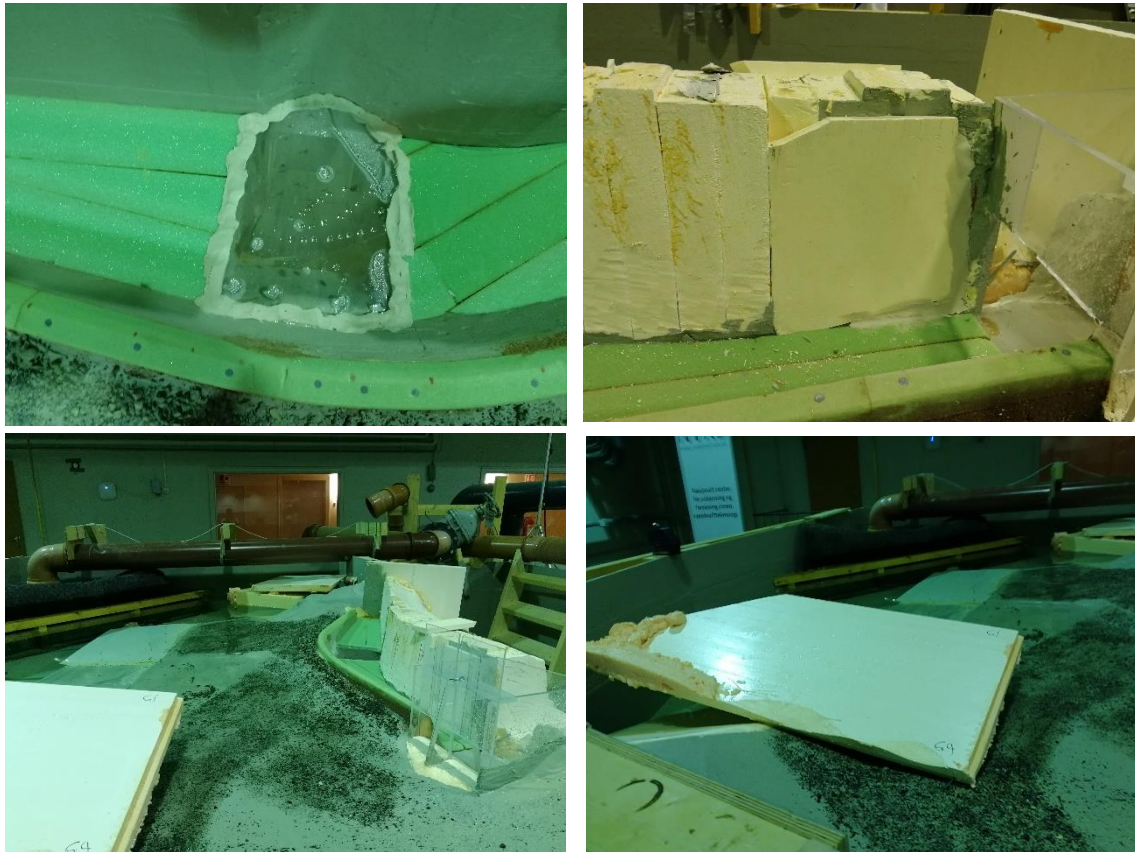
Figur 64 - Bilde av lukehus, sidekanal, ny og eksisterende sjakt og ny og eksisterende tunnel ved Q_{PMF} med høyre luke åpen.



Figur 65 - Bilde av lukehus, sidekanal, ny og eksisterende sjakt og ny og eksisterende tunnel ved Q_{PMF} med venstre luke åpen.

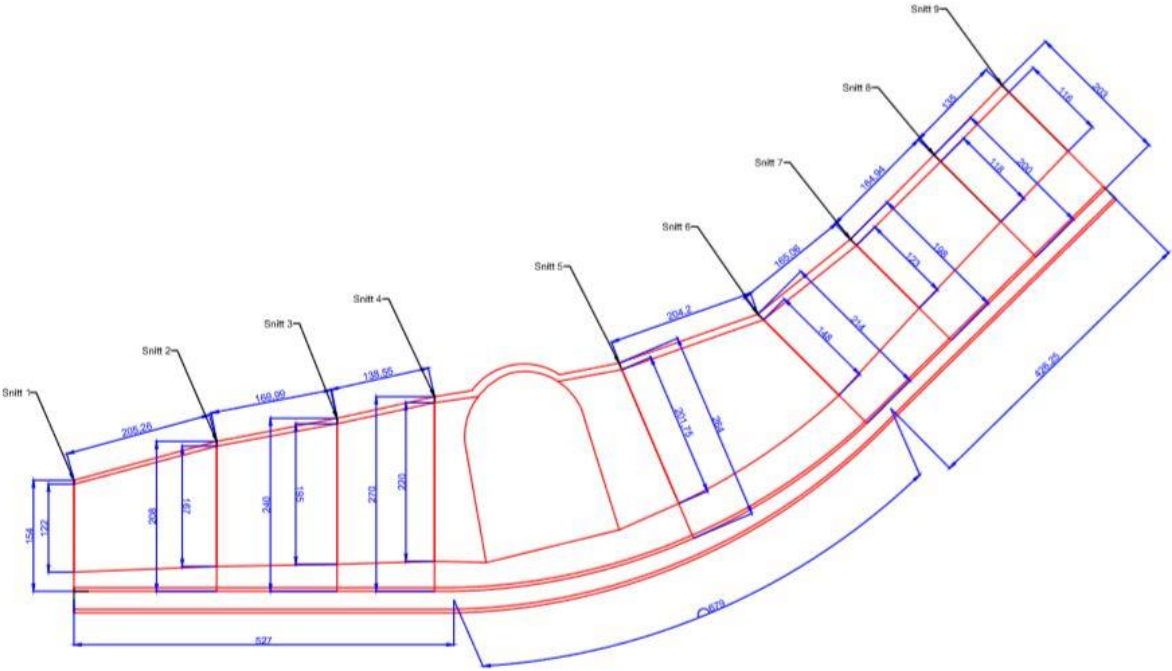


Figur 66 - Bilder av liming av tunnelseksjoner, montering av differensialtrykkmåler og installering av stikkmåler for måling av vannstand.



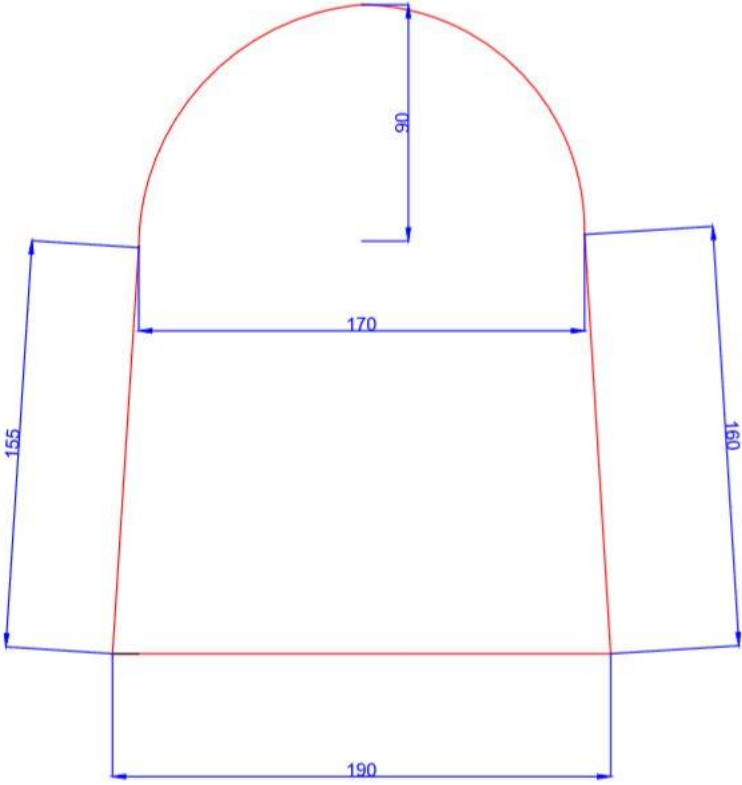
Figur 67 - Bilde av tetning av ny sjakt ved testing av eksisterende flomløp, modifikasjoner av fjellsiden like oppstrøms lukehuset, og bilde av modellkjøring da gipsplatene løsnet.

Vedlegg D



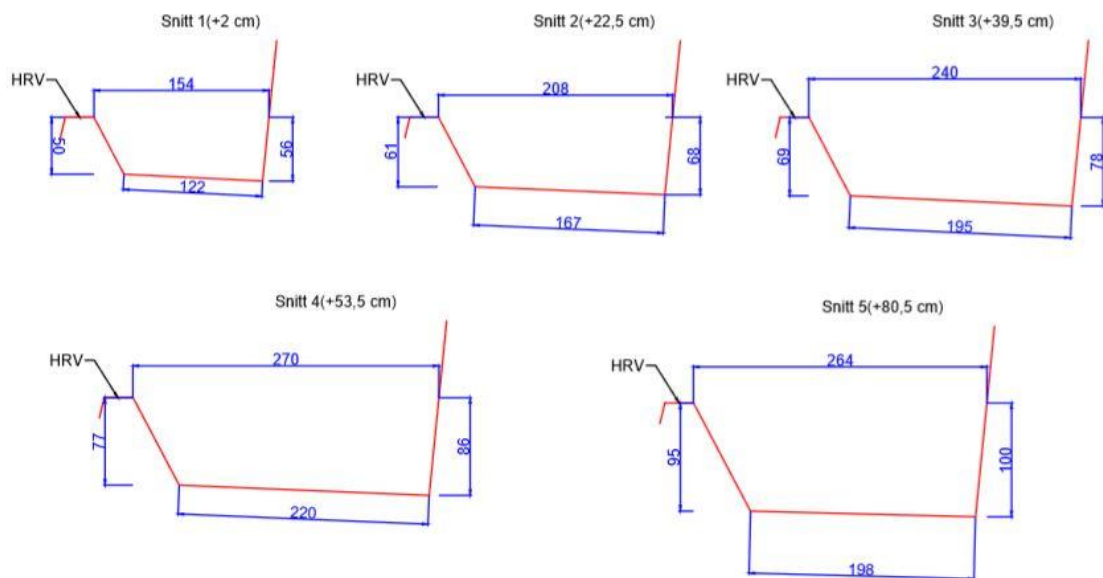
Figur 68 - Plantegning av sidekanalen som målt i modellen.

Mål av innløp sjakt, modellstørrelse



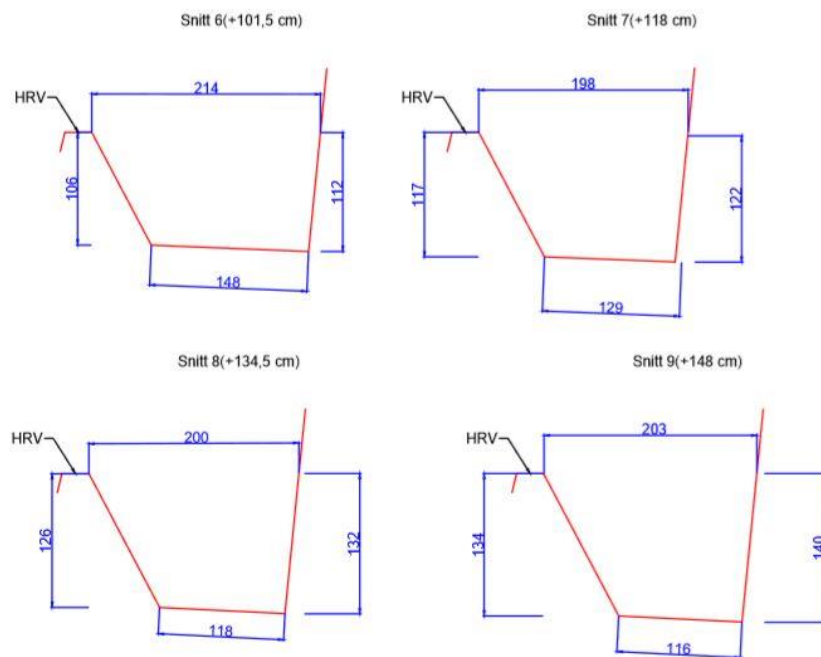
Figur 69 - Snitt av sjaktåpning målt på modellen, mål i mm.

Snittegninger av samlekanalen, mål i mm, avstand fra oppstrøms ende i parentes



Figur 70 - Snitt 1-5 av samlekanal, mål i mm.

Snittegninger av samlekanalen, mål i mm, avstand fra oppstrøms ende i parentes



Figur 71 - Snitt 6-9 av samlekanal, mål i mm.