

Nr. 10/2022

Hydraulisk modellering av flomløp med sideoverløp, kanal og lukka avløp. Litteratur- og casestudier

Rapport fra FoU-prosjekt 80412
Multiconsult



NVE Ekstern rapport nr. 10/2022
Hydraulisk modellering av flomløp med sideoverløp, kanal og lukka avløp.
Litteratur- og casestudier : rapport fra FoU-prosjekt 80412

Utgitt av: Norges vassdrags- og energidirektorat

Forfattere: Kristine Lilleeng Walløe og Øyvind Pedersen/Multiconsult

Bidragstere: Leif Lia og Nils Røther/NTNU, Olav Anders Jørstad/Norconsult, Hilde Marie Kjellesvig/Sweco, Leif Basberg/Statkraft, Hörn Hrafnadóttir/Verkís, Tejal Gholkar/Asplan Viak, Morten Skoglund, Steinar Lund, Håkon Haugsrud, Per Ludvig Bjerke og Samuel Vingerhagen/NVE

Forsidefoto: Stig Arne Strøkenes/Multiconsult

ISBN: 978-82-410-2211-1

ISSN: 2535-8235

Saksnummer: 201913591

Sammendrag: Rapporten tar for seg eksisterende teori og litteratur som kan benyttes for å finne kapasiteten til lukka flomløp med sideoverløp og samlekanal. Dette er supplert med nye og eksisterende casestudier av relevant karakter.

Emneord: Flomløp, dam, hydraulikk, sideoverløp, kanal, avløp, modellforsøk, CFD, Hec-Ras

Norges vassdrags- og energidirektorat
Middelthuns gate 29
Postboks 5091 Majorstuen
0301 Oslo

Telefon: 22 95 95 95
E-post: nve@nve.no
Internett: www.nve.no

april 2022

Forord

Dammers sikkerhet er helt avhengig av kapasiteten på flomløpet. Sideoverløp med kanal, sjakt og tunnel er en type flomløp som er vanlig ved store fyllingsdammer i Norge. Dammene kan være sårbare for høyere vannstand enn de er dimensjonert for. For samfunnssikkerheten er det derfor svært viktig å ha god kunnskap om flomløpskapasiteten ved den enkelte dam, men den kan være vanskelig å beregne. Av den grunn er det et mål å forbedre og sammenstille kunnskapen som er tilgjengelig.

På oppdrag fra NVE har Multiconsult, i samarbeid med NTNU, gjennomført et toårig FoU-prosjekt. Denne litteratur- og caserapporten fra 2020 var første steg i arbeidet og ble i mars 2022 fulgt opp med en metoderapport som gir råd om beregningsmetoder. Metoderapporten vil inngå som del av bakgrunns litteraturen når NVE senere skal utgi en ny veileder for flomløp.

Prosjektet har hatt tilgang på ei referansegruppe bestående av representanter fra fem fagmiljø innen vassdragshydraulikk. Referansegruppa har kommet med innspill underveis i prosessen og kommentert utkast til rapporter.

Oslo, april 2022

Lars Grøttå
Seksjonssjef
Tilsyns- og beredskapsavdelinga

Dokumentet sendes uten underskrift. Det er godkjent i henhold til interne rutiner.

LITTERATUR- OG CASESTUDIERAPPORT

Beregningsmetoder for flomløp med sideoverløp, kanal og lukka avløp

OPPDRAGSGIVER

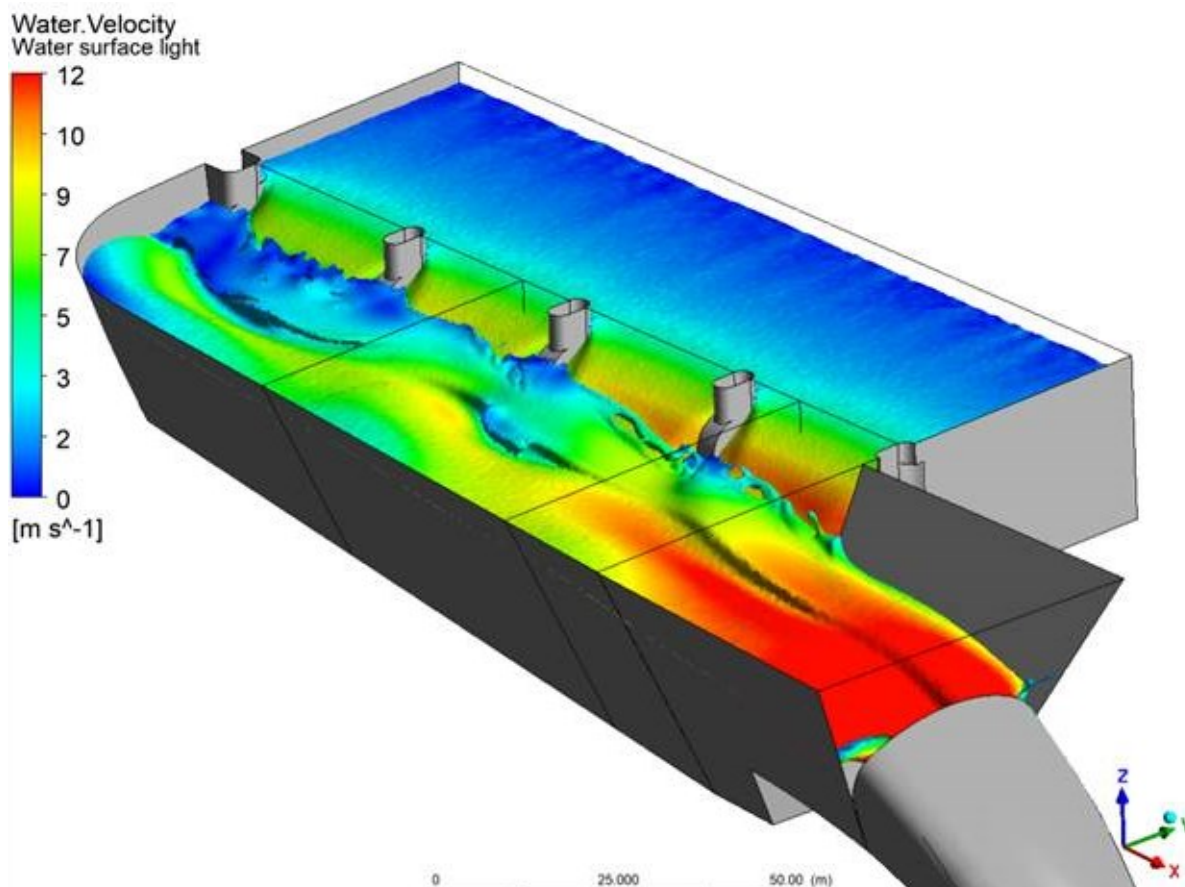
NVE

EMNE

Litteratur- og casestudier

DATO / REVISJON: 7. februar 2022 / 2

DOKUMENTKODE: 10217192-01-RIVASS-RAP-01



Denne rapporten er utarbeidet av Multiconsult i egen regi eller på oppdrag fra kunde. Kundens rettigheter til rapporten er regulert i oppdragsavtalen. Hvis kunden i samsvar med oppdragsavtalen gir tredjepart tilgang til rapporten, har ikke tredjepart andre eller større rettigheter enn det han kan utlede fra kunden. Multiconsult har intet ansvar dersom rapporten eller deler av denne brukes til andre formål, på annen måte eller av andre enn det Multiconsult skriftlig har avtalt eller samtykket til. Deler av rapportens innhold er i tillegg beskyttet av opphavsrett. Kopiering, distribusjon, endring, bearbeidelse eller annen bruk av rapporten kan ikke skje uten avtale med Multiconsult eller eventuell annen opphavsrettshaver.

RAPPORT

OPPDRAG	Hydraulisk modellering av flomløp -sideoverløp, kanal og lukka avløp	DOKUMENTKODE	10217192-RiVass-RAP-01
EMNE	Litteratur- og casestudier	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAGSGIVER	NVE	OPPDRAGSLEDER	Kristine Lilleeng Walløe
KONTAKTPERSON	Håkon Haugsrud	UTARBEIDET AV	Øyvind Pedersen, Kristine Lilleeng Walløe
ANSVARLIG ENHET	10105070 Hydrologi Oslo		

SAMMENDRAG

FoU-prosjektet «Hydraulisk modellering av flomløp - sideoverløp, kanal og lukket avløp» har som mål å forbedre og sammenstille kunnskapen om de forskjellige beregningsmetodene og modellene som kan benyttes for å finne kapasiteten til lukka flomløp med samlekanal.

Denne rapporten går gjennom relevant grunnlag for evaluering av relevante beregningsmetoder, som er beskrevet i en egen rapport. Litteraturstudiet gjennomgår lærebøker, forskningsartikler, lovdata, veiledere, retningslinjer, og industrirapporter som anses som relevante for beregninger på lukka flomløp. I tillegg beskrives relevante casestudier, som delvis er utført i forbindelse med FoU prosjektet og delvis utenfor prosjektet.

2	4/2/2022	Revidert ved ferdigstilling av oppdraget	Øyvind Pedersen, Kristine L. Walløe	Øyvind Pedersen	Kristine L. Walløe
1	18/12/2020	Revidert etter tilbakemeldinger fra referansegruppe	Øyvind Pedersen, Kristine L. Walløe		
0	1/11/2020	Utkast levert til referansegruppe	Øyvind Pedersen, Kristine L. Walløe	Nils Rùther, Leif Lia	
REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV

INNHOLDSFORTEGNELSE

Symbolliste	5
1 Innledning	7
2 Bakgrunn	8
2.1 Lukka flomløp med sideoverløp og samlekanal	8
2.2 Et typisk norsk fenomen	8
2.3 Kapasiteten til lukka flomløp med samlekanal	9
2.4 Krav i Damsikkerhetsforskriften.....	9
2.5 Praksis i Norge	10
3 Spesielle momenter ved lukka flomløp	12
3.1 Lufttinnblanding	12
3.1.1 Samlekanal med åpent avløp	12
3.1.2 Sjøkt og tunnel	12
3.2 Kavitasjon.....	13
4 Beregningsmetoder for lukka flomløp	14
4.1 Overløpstørskel	14
4.2 Sideoverløp og kanal.....	15
4.2.1 Beregningsmetode	15
4.2.2 Sammenligning mellom Hinds ligning og fysiske modellforsøk	17
4.2.3 Begrensninger	23
4.3 Lukket avløp.....	25
4.3.1 Trykkstrømning	26
4.3.2 Innløpskontroll	27
4.3.3 Hydraulisk kort sjøkt	30
4.3.4 Andre beregningsmetoder	31
5 Numeriske modeller	33
5.1 Introduksjon.....	33
5.2 1-dimensjonale (1D) hydrauliske modeller	33
5.2.1 Stasjonære beregninger basert på energiligninga	33
5.2.2 Ikke-stasjonære beregninger basert på impulsbevaring og kontinuitet	33
5.2.3 1D-modeller av flomløp med samlekanal	34
5.3 2-dimensjonale (2D) hydrauliske modeller	35
5.4 CFD modeller	35
5.4.1 Teoretisk grunnlag	35
5.4.2 Kapasitetsberegninger på flomløp i litteraturen.....	39
5.4.3 CFD-beregninger på lukka flomløp i Norge og Island	45
6 Fysiske modellforsøk	52
6.1 Bruk av fysiske modellforsøk	52
6.2 Skalering av forsøk	52
6.3 Skalering av undertrykk	53
6.4 Fysisk modellering av lukka flomløp	53
7 Case-studier	54
7.1 Dam Aursjøen	54
7.1.1 Bakgrunn	54
7.1.2 Beskrivelse	54
7.1.3 1D-modell	54
7.1.4 2D-modell	54
7.1.5 Sammenligning av resultater	55
7.1.6 Diskusjon og videre arbeid	56
7.2 Hoover dam	57
7.2.1 Bakgrunn.....	57
7.2.2 Geometri, numerisk oppsett og grensebetingelser	57
7.2.3 Resultater.....	59
7.3 Valldalen	62
7.3.1 Bakgrunn.....	62
7.3.2 Samlekanalen	63

7.3.3	CFD-beregninger og fysiske modellforsøk.....	66
7.3.4	Håndberegninger for inntak.....	69
7.4	Mysevatn	70
7.4.1	CFD beregninger	70
7.4.2	Håndberegninger av trykk- og energilinjer	73
7.4.3	Håndberegning av innløp	74
7.5	Staffivatn.....	75
7.5.1	CFD beregninger	76
8	Referanser	81

Symbolliste

Kun symboler som ikke forklares i forbindelse med introduksjon i teksten, og som går igjen flere steder listes her.

α	Korreksjonskoeffisient i energiligningen
α_w	Volumfraksjonen til vann [-]
β	Korreksjonskoeffisient i impulssetningen
ρ	Massetetthet [kg/m ³]
τ_b	Bunnskjærspenning [Pa]
A	Tverrsnittsareal normalt på strømrretningen [m ²]
b	Bunnsbredde i kanal [m]
C	Vannføringskoeffisient [m ^{1/2} /s]
C _d	Dimensjonsløs vannføringskoeffisient [-]
D	Hydraulisk dybde [m]
d	Kanal dybde [m]
F	Froudetall [-]
g	Gravitasjonsakselerasjon [m/s ²]
H	Energihøyde [m]
H _a	Opptredende energihøyde [m]
H _o	Dimensjonerende energihøyde [m]
H _w	Energihøyde ved innløp til sjakt/tunnel [m]
I	Impuls [kg m/s ²]
K	Korreksjonsfaktor for trykkfordeling [-]
L	Lengde [m]
M	Manning-Stricklers ruhekkoeffisient (Manningstall) [m ^{1/3} /s]
q	Enhetsvannføring [m ³ /s m]
p	Trykk [Pa]
Q	Vannføring [m ³ /s]

R	Hydraulisk radius [m]
Re	Reynolds tall [-]
S ₀	Helning på kanalbunnen [m/m]
S _f	Helning på friksjonslinje [m/m]
t	Tid [s]
T	Bredde av vannoverflate [m]
U	Gjennomsnittshastighet [m/s], (nøyaktig definisjon avhenger av tema)
u	Hastighet [m/s]
ú	Fluktuerende hastighetskomponent [m/s]
V	Volum (luftvolum) [m ³ /s]
x	Romlig koordinat (vanligvis lengderetning) [m]
y	Vanndybde [m]
z	Stedshøyde
z _s	Vannoverflatens høyde [m]

1 Innledning

Litteratur- og casestudiet er første del av FoU-prosjekt 80412 «Hydraulisk modellering av flomløp - sideoverløp, kanal og lukka avløp» hvor Multiconsult og NTNU er engasjert av NVE.

Prosjektets mål er å forbedre og sammenstille kunnskapen om de forskjellige beregningsmetodene og -modellene som kan benyttes for å finne kapasiteten til lukka flomløp med sideoverløp og samlekanal. Kunnskapen skal brukes til å beskrive hvilke metoder eller modeller som anbefales for denne type flomløp, og det er et mål at resultatet av FoU-prosjektet skal kunne benyttes ved revidering av dagens retningslinjer for flomløp.

Denne rapporten gjennomgår relevant litteratur samt tar for seg ulike case-studier som har blitt utarbeidet i forbindelse med prosjektet. Rapport 10217192-01-RiVass-RAP-02 inkluderer resultater fra denne rapporten og konkluderer med faglige anbefalinger for beregningsmetodikk for lukka flomløp med samlekanal. I begge faser av prosjektet er det blitt arbeidet sammen med en referansegruppe bestående av representanter fra fagmiljøet innen hydraulikk i Norge.

2 Bakgrunn

2.1 Lukka flomløp med sideoverløp og samlekanal

Alle dammer må ha flomløp for å sikre at flomvann kan passere anlegget uten skade på selve anlegget og omkringliggende eiendom og miljø. I Norge dimensjoneres flomløp i henhold til NVEs Retningslinjer for flomløp, men ved en del flomløp er det forhold som ikke dekkes av beregningsmetodene i retningslinjene. Dette gjelder spesielt strømningsforholdene i flomløp med sideoverløp, samlekanal og lukka avløp, som vi ofte finner i tilknytting til fyllingsdammer i trange daler. NVE jobber nå med en omarbeiding av retningslinjene for flomløp, og har i den forbindelse satt i gang et forskningsprosjekt for å undersøke hvilke beregningsmetoder og -modeller som egner seg best til dimensjonering av flomløp med sideoverløp, samlekanal og lukka avløp.

Beregninger på sideoverløp, samlekanal og lukka flomløp kan gjøres med håndregningsformler, numeriske modeller eller fysiske modeller. Tradisjonelt sett har fysiske modellstudier vært den foretrukne måten å dokumentere avløpskapasitet til lukka flomløp. Slike studier er imidlertid kostbare og tidkrevende, og med utviklingen som har være i numeriske modeller de siste årene, kan disse fremstå som attraktive alternativer. Både 1- og 2- dimensjonale modeller som løser Saint-Venants likninger (1D og 2D hydrauliske modeller), og 2- eller 3-dimensjonale (3D) modeller som løser Navier-Stokes likninger i kombinasjon med turbulensmodeller (CFD modeller) har vært brukt for å beregne deler av strømningsforholdene ved sideoverløp og lukka flomløp. Både fysiske og numeriske modeller har imidlertid begrensninger og det er derfor svært viktig å kartlegge hva forskjellige modeller er egnet til.

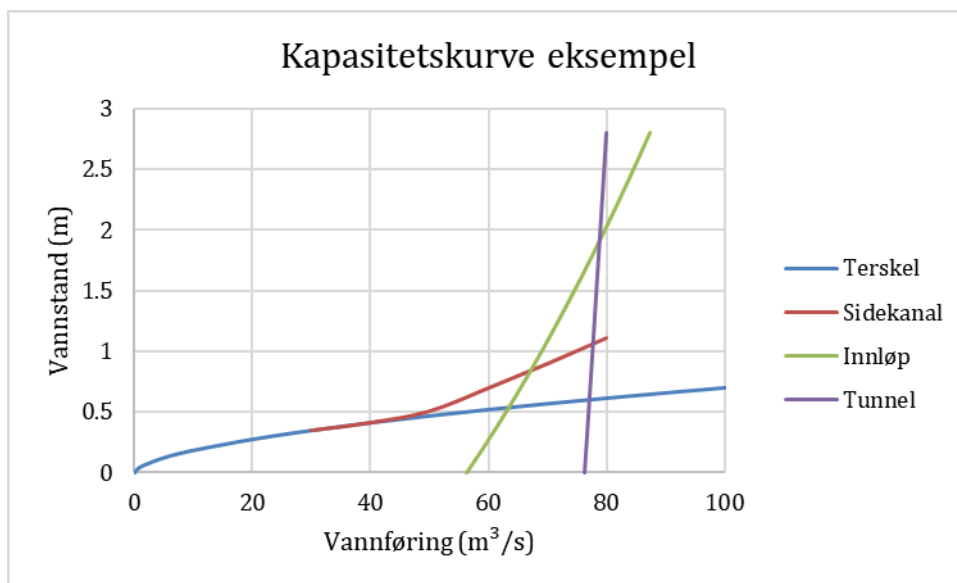
2.2 Et typisk norsk fenomen

Flomløp med terskel, samlekanal og avløp i råsprengt sjakt og tunnel er relativt utbredt i Norge, men mindre vanlig i andre deler av verden. Dette skyldes nok flere faktorer. For det første er det spesifisert i damsikkerhetsforskriften at flomavledning fortrinnsvis skal skje passivt. Med unntak av ved elvekraftverk er aktiv manøvrering med luker uvanlig. Av både driftshensyn og damsikkerhet er passiv flomavledning praktisk, mange av damanleggene ligger slik til at det ikke uten videre er mulighet til å manøvrere flomløp dersom det skulle komme en flom. Videre er fjellkvaliteten i Norge ofte så god at det er mulig å bruke råsprengte tunneler med minimal sikring, i motsetning til hva vi ser internasjonalt, f.eks. ved flomløpene til Hoover dam, der tunnelene er fôret med betong. Dette gjør avløp i tunnel til et økonomisk gunstig alternativ.

Fordi denne typen flomløp ikke er så vanlig internasjonalt, finnes det også begrenset med internasjonal forskning på emnet, og vi må i større grad lene oss på det som har blitt gjort i Norge.

2.3 Kapasiteten til lukka flomløp med samlekanal

Kontrollerende snitt for flomløp med samlekanal og lukket avløp kan være i forskjellige deler av systemet avhengig av vannføringen. Ved lave vannføring er det overløpsterskelen som er dimensjonerende, men ved høyere vannføringer kan det være samlekanalen, sjaktinnløp, sjakt eller tunnel som bestemmer kapasiteten. Kapasitetskurven til et flomløp vil derfor bestå av to eller flere deler, og valgte beregningsmetoder må kunne beregne kapasitetskurver for alle situasjoner. En konstruert kapasitetskurve for et hypotetisk flomløp er vist i Figur 2-1. For dette flomløpet ser det ut til at terskelen bestemmende opp til ca. 50 m³/s, samlekanalen bestemmende fra ca. 50 til 70 m³/s, sjaktinnløp bestemmende fra ca. 70 til 80 m³/s og tunnelen bestemmende for høyere vannføringer.



Figur 2-1. Eksempel på kapasitetskurve for et hypotetisk flomløp med samlekanal og lukket avløp

2.4 Krav i Damsikkerhetsforskriften

Et flomløp skal avlede dimensjonerende avløpsflom ved dimensjonerende flomvannstand.

For lukka flomløp gjelder i tillegg egne bestemmelser, spesifisert i Damsikkerhetsforskriftens §5-8, åttende ledd:

Dersom flomavledning skjer gjennom sjakt eller tunnel (lukket avløp), skal disse utformes slik at det blir friskeilstrømning 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 tillates rørstrømning ved at hele tverrsnittet går vannfylt, forutsatt at overløpet er bestemmende for vannstanden i magasinet.

Det er altså overløpsterskelen som skal bestemme kapasiteten til flomløpet, og avløpet, det vil si kanal og sjakt eller tunnel, må dimensjoneres på en slik måte at terskelen ikke drukner. Øvre del av sjakt eller tunnel skal i tillegg ha friskeilstrømning ved dimensjonerende flom, så innløp til sjakt eller tunnel må dimensjoneres slik at systemet ikke lukkes.

2.5 Praksis i Norge

Vi har gått gjennom en rekke tekniske planer for utbedring av flomavledningskapasitet frem til ca. 2017, og også bedt om innspill om hvilke metoder og modeller som benyttes i dag. Beregningene er utført av Norconsult, Sweco og Multiconsult. I de fleste tilfeller blir flomavledningskapasiteten bestemt ved håndberegninger. Normal praksis ser ut til å være:

- Kontroll av trykkstrømning gjennom systemet
 - Tilgjengelig trykkhøyde sette vanligvis lik høyde fra undervannet og opp til HRV
- Kontroll av samlekanal med Hinds ligning
 - Ikke alle har gjort denne kontrollen
 - Til dels store forenklinger i kanaltverrsnitt
- Kontroll av innløpskonus med energiberegning i ulike snitt
 - Ikke alle har gjort denne kontrollen
 - Varierende antagelser for energihøyde H , ofte H opp til topp terskel
 - Kontraksjonskoeffisient 0,5-0,9
- Ekstra kontroll av tunnelkapasitet med Mannings formel (antatt normalstrømning i sjakt/tunnel)

I tillegg benyttes numeriske modeller i en del tilfeller. Det finnes forskjellige prinsipper for å navngi ulike klasser av modeller. Vi har valgt å navngi modellene etter hva vi mener er normal praksis i bransjen, med tanke på å gjøre litteraturstudiet enklest mulig å forstå for mange. Hvilke modelltyper som er aktuelle og hva vi legger i forskjellige begreper er definert under:

- 1D hydrauliske modeller
 - Stasjonære modeller basert på energilikninga, som «standard step» metoden, f.eks. stasjonære beregninger i HEC-RAS
 - Ikke-stasjonære modeller basert på Impulsbevaring og kontinuitet, 1D Saint-Venant-likningene og forenklinger av disse som diffusiv bølge. f.eks. ikke-stasjonære beregninger i HEC-RAS (1D) eller MIKE11
- 2D/3D hydrauliske modeller basert på St.Venants likninger
 - Ikke stasjonære beregninger basert på impulsbevaring og kontinuitet, 2D Saint-Venantlikningene/gruntvannslikningene og forenklinger av disse som diffusiv bølge i 2D, f.eks. HEC-RAS (2D) og MIKE21, Flow3D (ved bruk av 2D St.Venant)
 - Forskjellen fra «CFD-beregninger» er definert som beregninger i planet der Navier-Stokes likninger dybdeintegreres og det innføres en hydrostatisk trykkantagelse for å beregne dybden direkte (dvs. Saint-Venants likninger). Dette inkluderer også lagdelte 3D-modeller som MIKE3, så lenge disse bruker en slik hydrostatisk trykkantagelse.
- CFD-beregninger (Computational Fluid Dynamics)
 - Modeller som løser Navier-Stokes likninger numerisk uten en hydrostatisk trykkantagelse, inkludert turbulensmodellering basert på tilnærminger som Reynolds-Averaged Navier-Stokes (RANS), Large Eddy Simulation (LES) eller

Deattached Eddy Simulation (DES). Vanligvis beregninger i 3 dimensjoner eller 2-dimensjonale vertikalsnitt.

- Fordi denne typen beregninger kan ha ikke-hydrostatisk trykkfordeling er det mer komplisert å finne fri overflate. Det er mulig å beregne vannoverflaten ved å bruke en 2-fasemodell, f.eks. med volume of fluid (VOF) metoden, og det finnes også flere andre mulige fremgangsmåter.

Merk at alle disse numeriske modellene, i en videst mulig definisjon, kan regnes som CFD-modeller. Vår oppfatning er likevel at i hvert fall 1D-modeller og vanligvis 2D-modeller (med hydrostatisk trykkantagelse) typisk ikke omtales som CFD, verken i litteraturen eller i praksis i bransjen.

Fysiske modellforsøk er standard der håndberegning eller numerisk modellering ikke anses som tilstrekkelig. NVE godkjenner per i dag ikke kapasitetsberegninger for lukka flomløp basert på CFD alene. I svarbrevene for mange av de tekniske planene som er gjennomgått, har NVE påpekt at det kan bli krav om fysiske modellforsøk ved neste revurdering.

3 Spesielle momenter ved lukka flomløp

3.1 Luftinnblanding

3.1.1 Samlekanal med åpent avløp

Ved lave vannføringer oppstår det relativt høye hastigheter i samlekanalen og det er blitt observert betydelig luftinnblanding. Etter hvert som vannføringen øker, oppstår det imidlertid underkritisk strømning i kanalen, vannstanden stiger og høydeforskjellen mellom terskelen og vannstand i samlekanalen minker. Dette gir lavere hastigheter, og luftinnblandingen blir mindre. Ved vannføring opp mot kapasitetspunktet er observert luftinnblanding lav. I følge (Bureau of Reclamation, 1938) er disse observasjonene også gyldige for virkelige flomløp. Ved denne situasjonen er vannstanden i kanalen så høy at volumøkning i strømmingen som følge av luftinnblanding er neglisjerbar. Luftinnblanding har derfor liten eller ingen betydning for flomløp med samlekanal og åpent avløp.

3.1.2 Sjakt og tunnel

I forbindelse med Vassdragsregulantens forenings undersøkelser rundt bekkeinntak (VR, 1988) ble det skrevet en hel del om luftinnblanding i sjakt og tunnel ved bekkeinntak som også er relevant for problemstillinger ved lukka flomløp.

Primært medrevet luft, eller innblandingskapasitet, er luft som rives med i den delen av tunnelen som har frispeilstrømning og i vannstandssprang i overgang til trykksatt del av sjakten. Ved frispeilstrømning rives luft med som følge av at turbulens fra grensesjikt ved bunn og vegger når vannoverflaten og blander inn luft. Fullt utviklet luftinnblanding på grunn av denne mekanismen oppgis å være 10 – 40 volum-%. Det er videre angitt at fullt utviklet luftinnblanding oppnås etter en strekning tilsvarende 100 – 200 ganger normaldybden for borede sjakter og 50 – 100 ganger normaldybden for råsprengte sjakter. I vannstandsspranget oppgis det at man kan anta 5-10 volum-% innblanding i råsprengte tunneler og 10 – 15 % for borede sjakter.

Vertikale eller bratte sjakter gir mer luftmedrivning, og større vannhastigheter, enn sjakter med helning 45 grader. Dette skyldes at det dannes lagdeling i slakere sjakter, som fasiliteter retur av innblandet luft. Det er ukjent ved hvilken helning dette inntreffer, men det anbefales i rapporten at helninger på over 60 grader unngås.

Ved slakere sjakter (45 grader) og tilstrekkelig lav hastighet og sjaktlengde vil nesten all primært medrevet luft returnere før den medrives til tunnelen. Iht. rapporten er grensehastigheten for at dette inntreffer 0,6 m/s.

Stigehastigheten til bobler er avhengig av størrelsen på boblen. Iht. rapporten vil kollisjoner og oppdeling av bobler føre til en likevektsstørrelse, som i turbulent strømmende vann ligger mellom diameter 1 – 10 mm ((Kobus, 1984) sitert i Stokkebø et. al (1988)). Størrelsen minker med økende turbulens. Det er gjort modellforsøk der stigehastigheten er funnet å være relativt konstant og ca. 15 cm/s ((Berg, 1986) sitert i Stokkebø et. al (1988)).

For å redusere luftinnblanding, er hydraulisk utforming av sjaktas innløpsgeometri vesentlig. Vannet bør akselereres i samme retning som sjaktaksen. Roterende strøm i innløpet til sjakta bør unngås. Glatte flater er å foretrekke. Det er vesentlig at vannstrømmen ikke fyller sjakta slik at luft kan returnere over vannspeilet. Det vil være spesielt ugunstig dersom tverrsnittet fylles i innløpet, mens strømmingen fortsetter som frispeilstrømning lenger nede. Dette vil gi redusert kapasitet og kraftig økt luftmedrivning.

Hvordan luften transporteres når den når tunnelen, er avhengig av tunnelens helning. Luften vil samles i større luftlommer i taket, og på grunn av oppdrift vil disse alltid bevege seg mot lavere trykk. Dersom tunnelen er slakere enn trykklinja vil luften bevege seg medstrøms.

3.2 Kavitasjon

Teknisk sett er kavitasjonen dannelsen av hulrom i en væske som oppstår når trykket i væsken blir lavere enn kavitasjonstrykket til væsken. Væsken vil fordampe inn i hulrommet slik at dette fylles med gassfasen til væsken. I vann fylles hulrommet med vanndamp. Kavitasjon er analogt med koking, men det skiller teknisk sett på koking og kavitasjon ved at koking er prosessen der trykket holdes konstant og temperaturen økes til kokepunktet, mens kavitasjon er prosessen der temperaturen holdes konstant og trykket reduseres til kavitasjonstrykket (Favley, 1990). Kavitasjonstrykket er avhengig av temperaturen til væsken, ved at kavitasjonstrykket øker med økende temperatur. F.eks. er kavitasjonstrykket ved 25 grader celsius 3,2 kPa mens kavitasjonstrykket ved 100 grader er 101,3 kPa eller atmosfærisk trykk.

Når trykket øker, vil kavitasjonsboblene kollapse. Dette utløser mye energi og det er dette som fører til erosjonsskade på f.eks. turbinblader eller betongkonstruksjoner.

Internasjonalt er det et problem med kavitasjon i lukka flomløp, da det kan oppstå svært høye hastigheter, med dertil høyt undertrykk i deler av tunnelen. Det finnes eksempler på at kavitasjon har ført til stor skade på flomløpstunneler, for eksempel i flomløpene til Hoover dam (Novak, et al., 2006). Det er imidlertid ikke kjent at kavitasjon har ført til skade på flomløpstunneler i Norge.

Favley (1990) definerer en dimensjonsløs kavitasjonsparameter, kavitasjonsindeksen som følger, forutsatt at stedshøydene i punktet og et referansepunkt er tilnærmet den samme:

$$\sigma = \frac{P_0 - P_v}{\rho V_0^2 / 2}$$

4 Beregningsmetoder for lukka flomløp

4.1 Overløpsterskel

I henhold til damsikkerhetsforskriften skal overløpet være bestemmende for kapasiteten til flomløpet for alle flomstørrelser opp til påregnelig maksimal flom.

Kapasiteten til terskler beregnes med overløpsformelen (Chow, 1959):

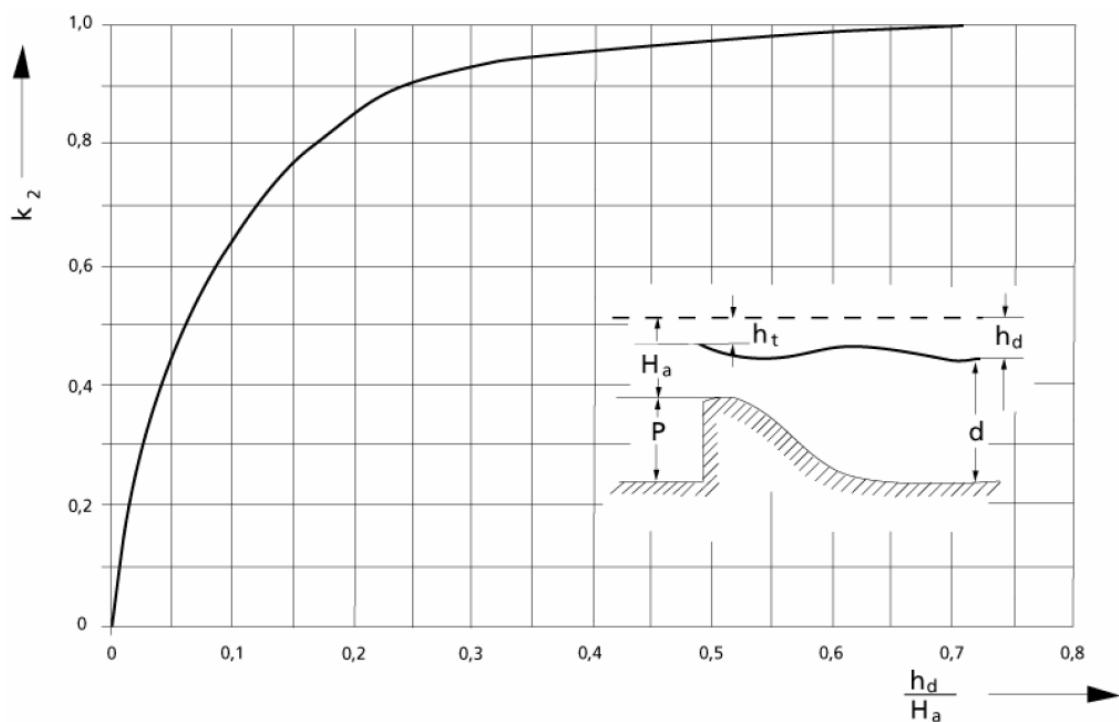
$$Q = CLH^3$$

hvor L er terskelens effektive lengde, H er overløpshøyden og C er en overløpskoeffisient. For et overløp med standard form, bestemmes denne etter (NVE, 2005):

$$C = C_0 k_1 k_2 k_3$$

Her bestemmes C_0 av høyden på terskelen i forhold til overløpshøyden, k_1 er korreksjon av overløpshøyde forskjellig fra dimensjonerende overløpshøyde, k_2 er korreksjon for dybden på undervannet og k_3 er korreksjon for nedstrøms bunnivå.

Av disse er det k_2 som er mest interessant, da undervannet, altså vannstanden i samlekanal, kan påvirke terskelens kapasitet i så stor grad at terskelen ikke lenger er kritisk snitt. Figur 4-1 viser at avledningskapasiteten begynner å bli påvirket fra h_d/H_a lik 0,7, altså en vannstand som står 0,3H over overløpsterskelen.



Figur 4-1. Reduksjon i avledningskapasitet som følge av høyt undervann. Figur hentet fra (NVE, 2005), opprinnelig fra (USB, 1987)

4.2 Sideoverløp og kanal

4.2.1 Beregningsmetode

For å kontrollere at vannstanden i samlekanalen ikke påvirker kapasiteten til terskelen, må vannlinja i samlekanalen beregnes. Strømningen i kanalen er et tilfelle av det som på engelsk kalles «spatially varied flow», og man kan tenke seg to ulike fremgangsmåter for å regne på denne: enten å bruke Bernouillis energiligning (energilikevekt), eller å benytte seg av impulssetningen (kraftlikevekt). Den første til å utvikle beregningsmetoder for sidekanaler var Hinds (1926), som forsøkte å benytte energiligningen til å regne på strømningen i samlekanaler ved å anta en energitapskoeffisient for tverrstrømmen på samme måte som en friksjonstapskoeffisient, men oppdaget at denne ikke var konstant, og måtte beregnes for hvert enkelt tilfelle. For impulssetningen oppsto ikke dette problemet, denne viste seg å være brukbar uten noen eksperimentelle koeffisienter, og ga godt samsvar med observert vannlinje. På grunn av dette har en tilnærming utledet fra impulssetningen vært dominerende helt siden 1926 og fram til i dag.

Ved denne tilnærmingen blir det gjort en del antakelser, hvor enkelte er til dels grove forenklinger av den virkelige situasjonen:

- i. en-dimensjonell strømning i kanalen (ingen hastighetsvektorer av betydning på tvers av strømretningen)
- ii. hydrostatisk trykkfordeling
- iii. uniform hastighet over tverrsnittet
- iv. konstant spesifikk vekt på vannet, altså at innblanding av luft er neglisjerbar
- v. at friksjonen kan beregnes ved formler som Mannings eller Chezy
- vi. prismatisk tverrsnitt
- vii. stasjonær strømning

Beregnete vannlinjer viser seg allikevel å stemme godt med virkelige målinger, og ligningene er derfor mye brukt, til tross for teoretiske mangler (Walløe, 2012) (Hager, 1983). Ligningen som beskriver vannlinja ser slik ut (Chow, 1959):

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

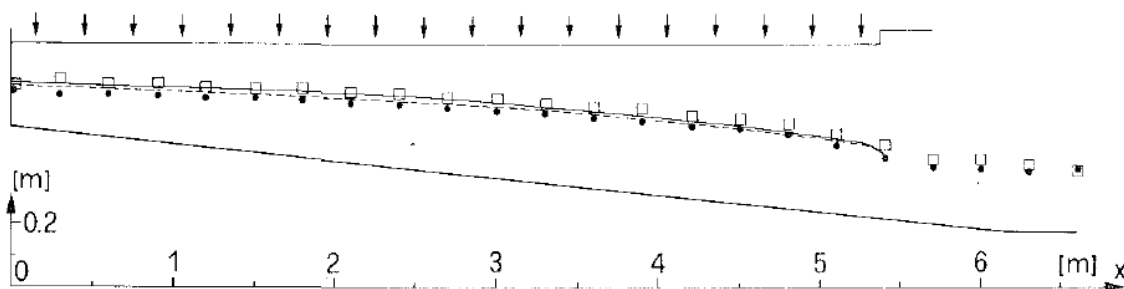
Denne kalles på engelsk «the dynamic equation of spatially varied flow», men omtales ofte som Hinds ligning på norsk.

Legg merke til at ved $dQ/dx = 0$ så reduseres ligningen til Saint-Venants ligning for 1D stasjonær strømning.

Det innstrømmende vannet fører altså til en stigning i vannstanden sammenlignet med en kanal med uendret vannføring. Ligningen forutsetter at når vannet strømmer vinkelrett inn på kanalen, vil ikke det innstrømmende vannet gi et impulsbidrag i kanalretningen, og det vil heller ikke forstyrre strømningen i akseretningen av kanalen. Hvis vannet derimot strømmer inn med en hastighetskomponent parallelt med bunnen i kanalen, kan denne inkluderes i ligningen. Denne kan skrives slik (Bremen & Hager, 1989):

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

Her er d dybden av kanalen ved $x = 0$ og H er overløpshøyden. Denne ligningen omtales gjerne som den utvidede ligningen, og brukes oftest når samlekanalen har en betydelig helning. En sammenligning av de to ligningene fra eksperimentene til Bremen og Hager (1989) kan sees i Figur 4-2. Videreutvikling av ligningene for ikke-prismatiske tverrsnitt er også gjort, se Bremen og Hager (1989) eller Kouchakzadeh (2002).



Figur 4-2. Sammenligning mellom Hinds ligning (heltrukket linje) og den utvidede ligningen (stiplet linje), samt observert vannstand midt i samlekanalen (●) og ved motstående kanalvegg (□). Fra Bremen og Hager (1989)

I forsøk på å kompensere for forutsetningene om hydrostatisk trykk og uniform strømning, har flere forsøkt å introdusere korreksjonsfaktorer. Yen og Wenzel (1970) bruker en korreksjonsfaktor for impulsfluks for å kompensere for at hastigheten over tverrsnittet ikke er uniform. Yen og Wenzel gir ikke verdier for korreksjonsfaktorene, men dette er senere undersøkt av Guercio & Magini (1998). De har gjennom modellforsøk forsøkt å finne verdier for korreksjonsfaktoren. Deres resultater viser at så lenge hastigheten på det innstrømmende vannet er tilstrekkelig stor (over 0,4 m/s), er korreksjonsfaktoren overflødig.

En alternativ måte å beregne vannlinja på, er undersøkt av Hager et al. (1988). Her tas det utgangspunkt i Boussinesq teori, hvor strømlinjas kurvatur antas å øke lineært fra kanalbunnen og opp til den frie vannoverflata. Den resulterende differensialligningen løses ved å ta i bruk impulssetningen. Hager et al. overfører teorien til samlekanalen og løser tredjegradslikningen som oppstår. Resultatet sammenfaller med tradisjonelle beregninger over store deler av kanalen, men differensialligningen av høyere orden gir bedre løsninger i begynnelsen og slutten av kanalen. Hager et al. (1988) konkluderer likevel med at de enklere ligningene som gjør forutsetninger om hydrostatisk trykk og uniform strømning, gir tilstrekkelig gode resultater, og gjerne kan brukes til å beregne vannlinja.

For å kunne bruke Hinds ligning er det nødvendig å kjenne vannstanden i ett punkt i kanalen. Keulegan (1952) har utviklet en metode for å identifisere et punkt med kritisk strømning i kanalen. Denne er senere forenklet av Hager (1983), som angir følgende ligning for beregning av plasseringen av kritisk snitt for en kanal med rektangulært tverrsnitt (b er kanalbredde) og en gjennomsnittlig friksjonshelning S_f :

$$x_s = \frac{8q_x^2}{(S_0 - S_f)^3 gb^2}$$

Dersom x_s er større enn lengden L av samlekanalen, vil det være kritisk snitt i $x=L$, og underkritisk strømning i hele samlekanalen. Ifølge Walløe (2012) vil dette vanligvis være tilfellet når en samlekanal nærmer seg full kapasitet.

For samlekanaler med variabelt tverrsnitt, har Castro-Organ et al. (2008) utviklet en mer generell metode for å finne punkter i kanalen med kritisk strømning.

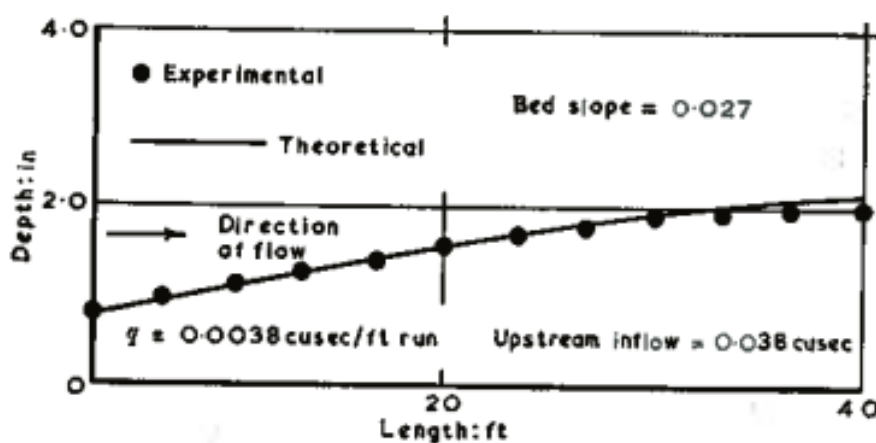
Det finnes videre et titalls andre studier som ved hjelp av fysiske modellforsøk har dokumentert at Hinds ligninger gir godt samsvar med målte vannlinjer for ulike utforminger og strømningssituasjoner i samlekanaler.

4.2.2 Sammenligning mellom Hinds ligning og fysiske modellforsøk

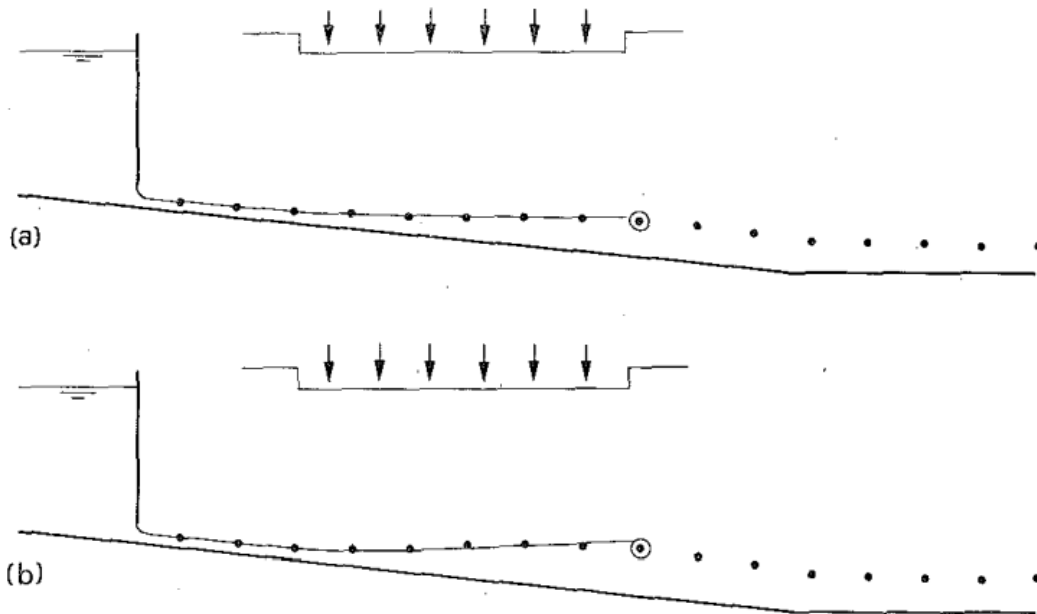
Det finnes videre et titalls andre studier som ved hjelp av fysiske modellforsøk har dokumentert at Hinds ligninger gir godt samsvar med målte vannlinjer for ulike utforminger og strømningssituasjoner i samlekanaler. Noen eksempler på dette er oppsummert under.

Overkritisk strømning i kanalen

Forsøk med overkritisk strømning i samlekanalen er utført av både Fox og Goodwill (1970), Hager et al (1987) og Bremen og Hager (1989).



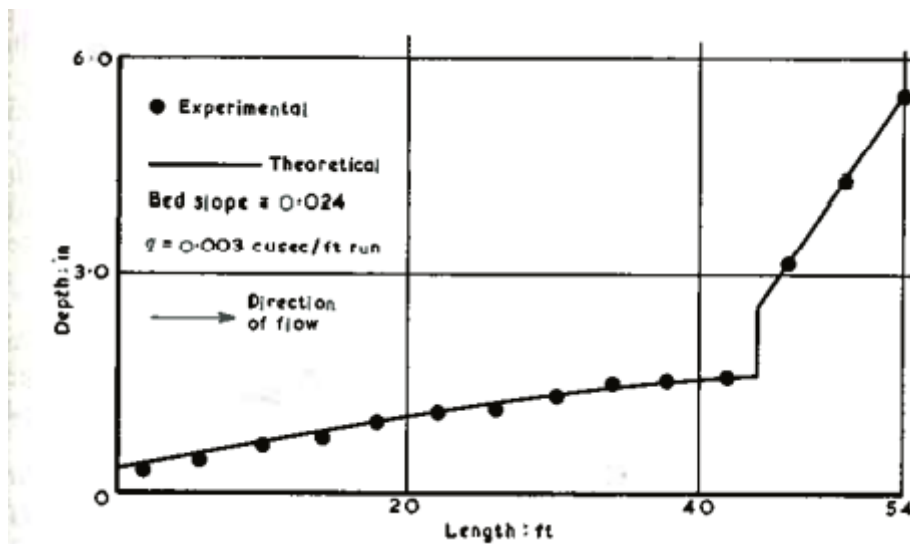
Figur 4-3. Beregning av vannlinje med overkritisk strømning i kanalen, av Fox og Goodwill (1970). Obs! Kanalen har helning, men dette er ikke vist på figuren.



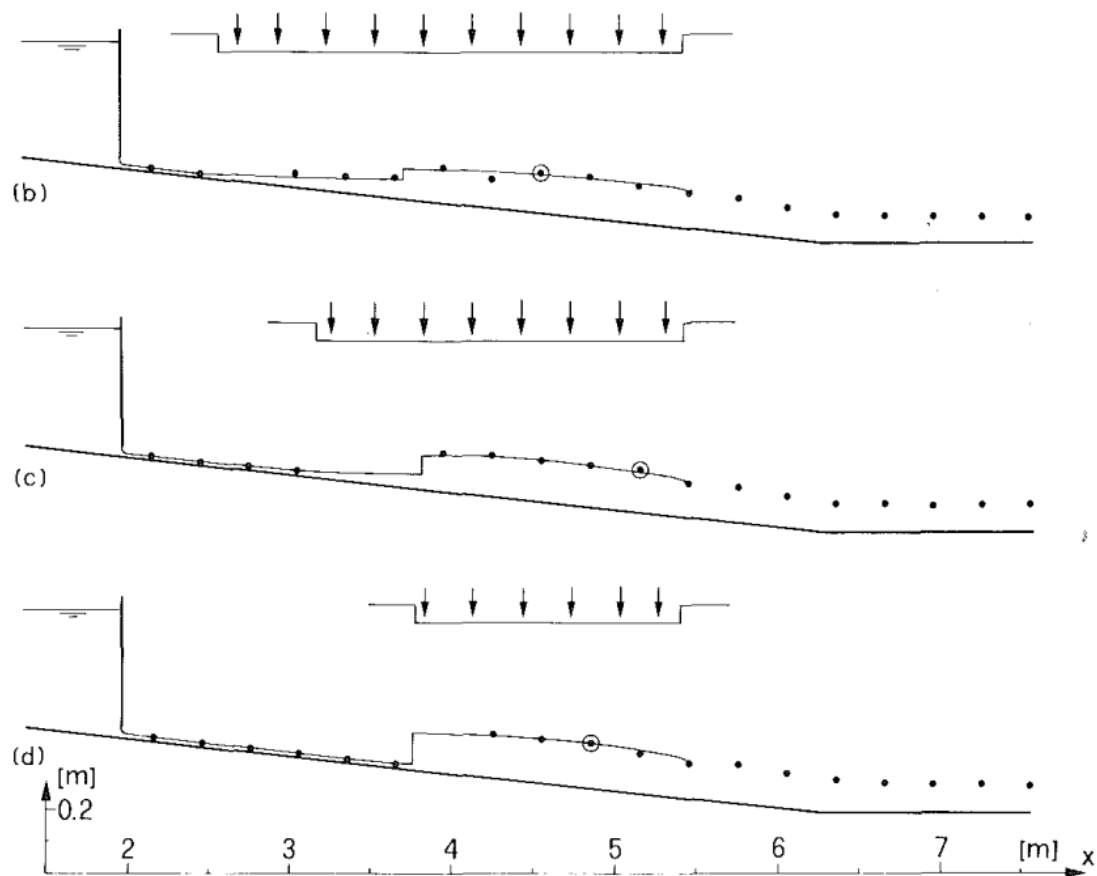
Figur 4-4. Beregnede og observerte vannlinjer i kanaler med overkritisk strømning, fra Bremen og Hager (1989). Punkt med ring rundt er punktet i kanalen med størst vanndybde.

Vannstandssprang i kanalen

De samme artiklene nevnt over ser også på samlekanaler med vannstandssprang.



Figur 4-5. Beregnet (punkter) og målt (linje) vanndybde i en samlekanal med vannstandssprang. Obs! Kanalen har helning, men dette er ikke vist på figuren. (Fox & Goodwill, 1970)



Figur 4-6. Vannstandssprang beregnet og observert av Bremen og Hager (1989). Punkt med ring rundt viser maksimal vanddybde i kanalen.

Vannføring inn i kanalen parallelt med strømningsretningen ($Q(x=0) \neq 0$)

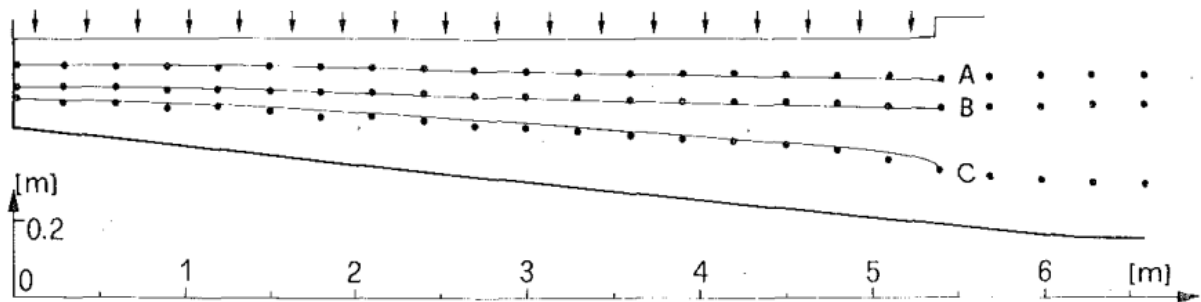
Både Figur 4-4 og Figur 4-6 har vann som strømmer inn fra oppstrøms side av kanalen. (Farney & Markus, 1962) har også undersøkt dette.

Helning på kanalbunnen, -5% - +15%

(Sassoli, 1959) har sett på helninger fra 0-15%, mens (Montazar & Neyshabari, 2006) har sett på negative helninger ned til -5%. Resultatene av Sassolis eksperimenter er også benyttet av Hager (1983).

Høyere vannstand ved kanalens utløp

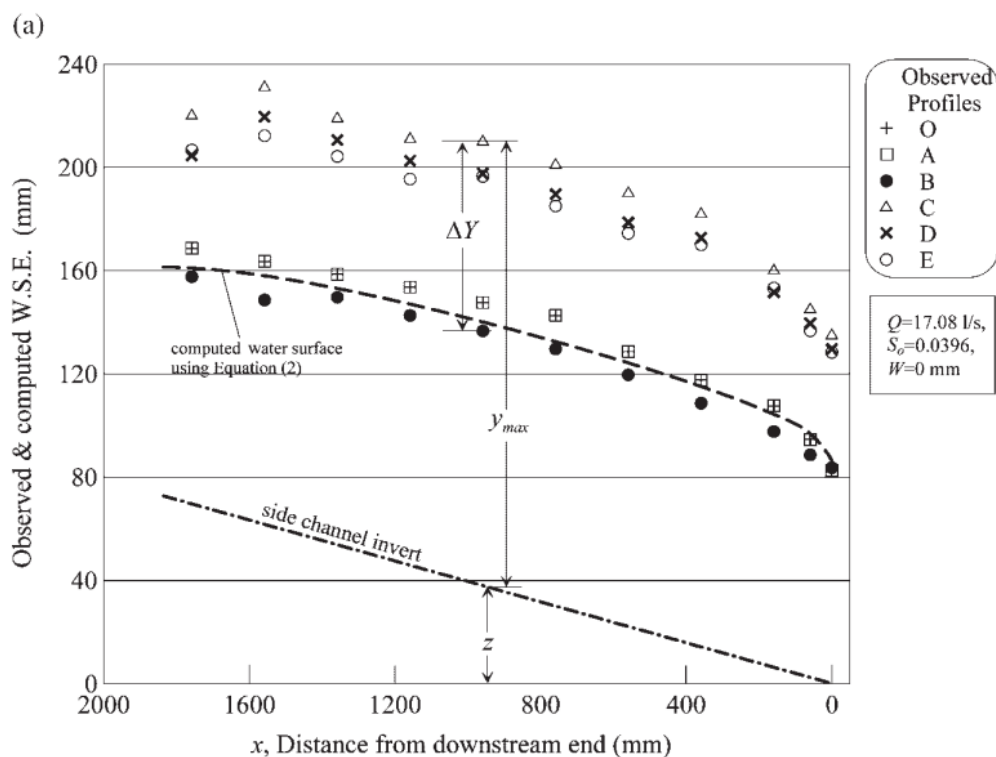
(Bremen & Hager, 1989) har også sett på hvordan vannstanden i kanalen påvirkes av forskjellige undervannstander, både ved kritisk strømning i kanalen (omtalt tidligere) og ved underkritisk strømning i kanalen, vist i Figur 4-7.



Figur 4-7. Virkningen av ulikt undervann, fra Bremen og Hager (1989).

Terskel ved kanalens utløp, ulike utforminger

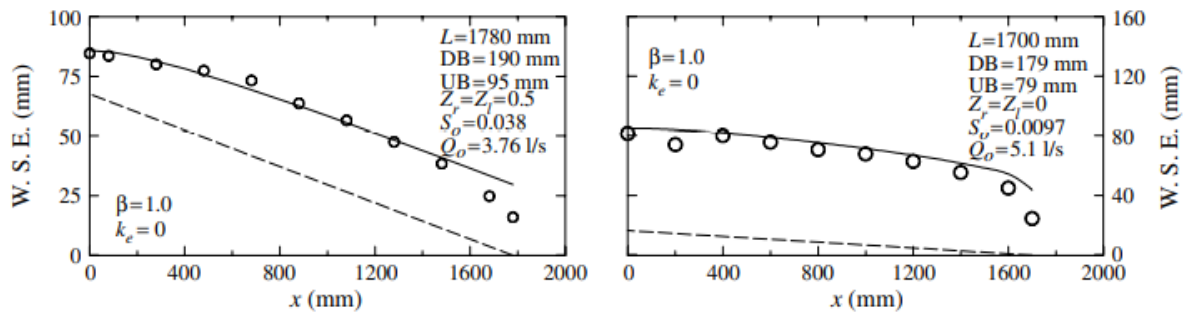
(Kouchakzadeh & Marashi, 2005) har sett på hvordan nedstrøms terskel påvirker vannstanden i ulike punkter i kanaltverrsnittet i en trapesformet sidekanal med økende bredde. Denne kanalen har store variasjoner i vannstand over et tverrsnitt, og Hinds formel beregner en vannlinje som omtrent tilsvarer snittet mellom vannstanden midt i kanalen og vannstanden ved siden av kanalen.



Figur 4-8. Beregnet og observert vannstand for et bestemt eksperiment fra (Kouchakzadeh & Marashi, 2005). Det er her stor variasjon i vannstand på tvers av kanalen, og beregnet vannstand tilsvarer omtrent snittet av observert vannstand i midten av kanalen (B) og langs siden av kanalen (O)

Ulike kanaltverrsnitt

(Kouchakzadeh, et al., 2002) har sett på trapesformede samlekanaler med gradvis økende bredde. (Mohammadi, 2005) har sett på V-formet samlekanal. (Bremen & Hager, 1989) har sett på rektangulær samlekanal med økende bredde.



Figur 4-9. Forsøk i trapesformet kanal til venstre, og i rektangulær kanal til høyre. Begge er øker gradvis i bredden (Kouchakzadeh, et al., 2002)

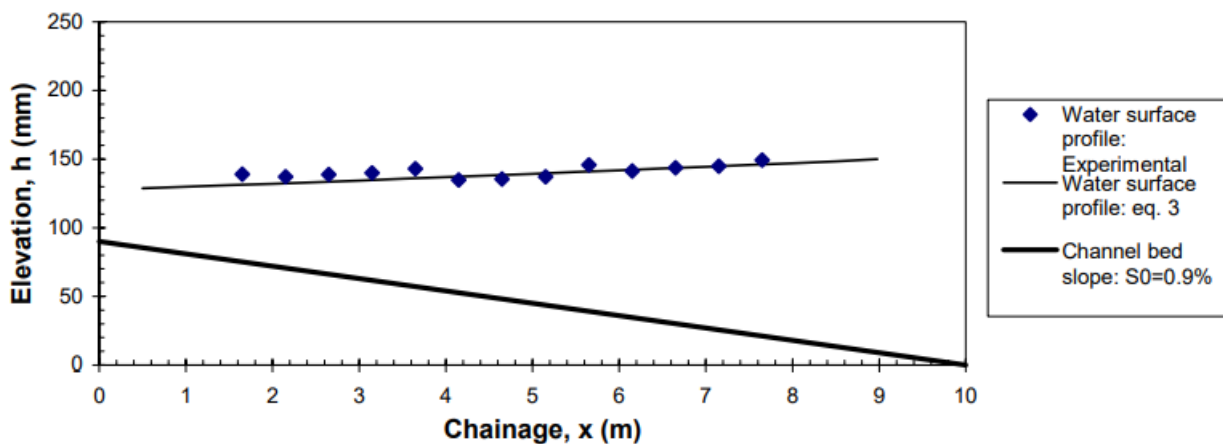


Figure 8. Water surface profiles (a comparison of experimental results & eq. 3) for $Q=5$ (l/s) & $q=5$ (l/s) at $S_0=0.9\%$ (super critical flow).

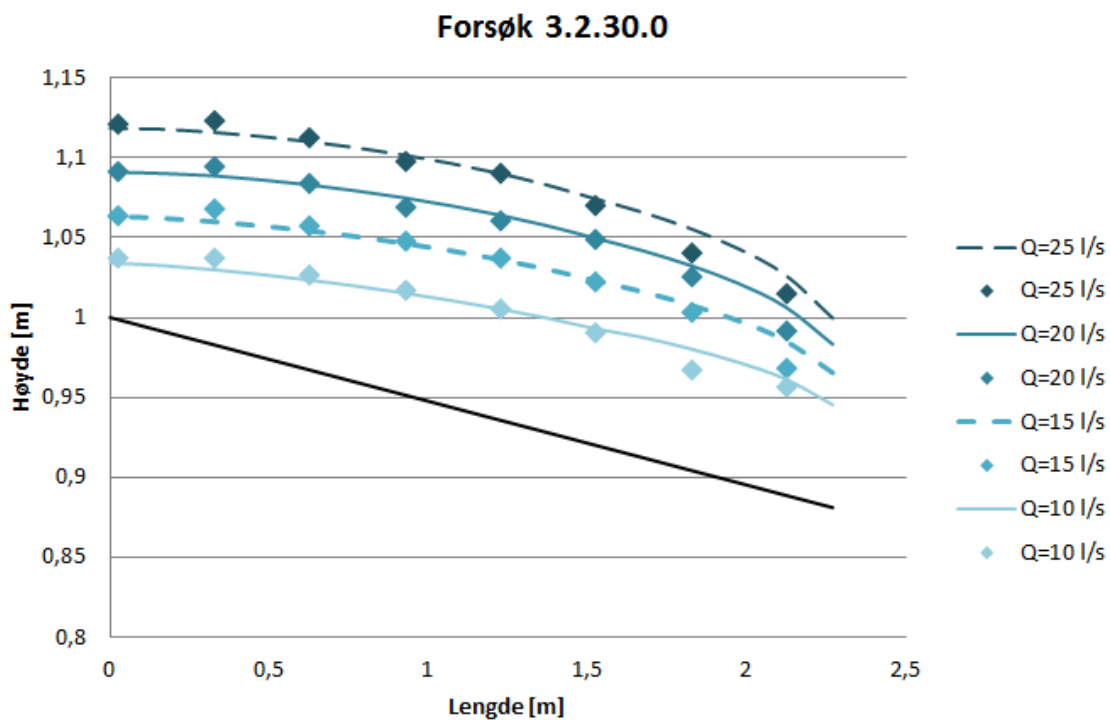
Figur 4-10. Vannlinje i V-formet sidekanal (Mohammadi, 2005)

Ulike overløpslengder

I flere av eksperimentene til (Bremen & Hager, 1989), presentert tidligere, er det sideveis innstrømmende vann bare på deler av strekningen.

Økt ruhet i samlekanalen

Både Walløe (2012) og Hovland (2013) har gjort eksperimenter med en samlekanal med stor ruhet. Walløe har sammenlignet observert vannstand ved kanalveggen med beregnet vannstand, og får et gjennomsnittlig avvik på 6%. Det største prosentavviket er for eksperimentene med lav vannstand.

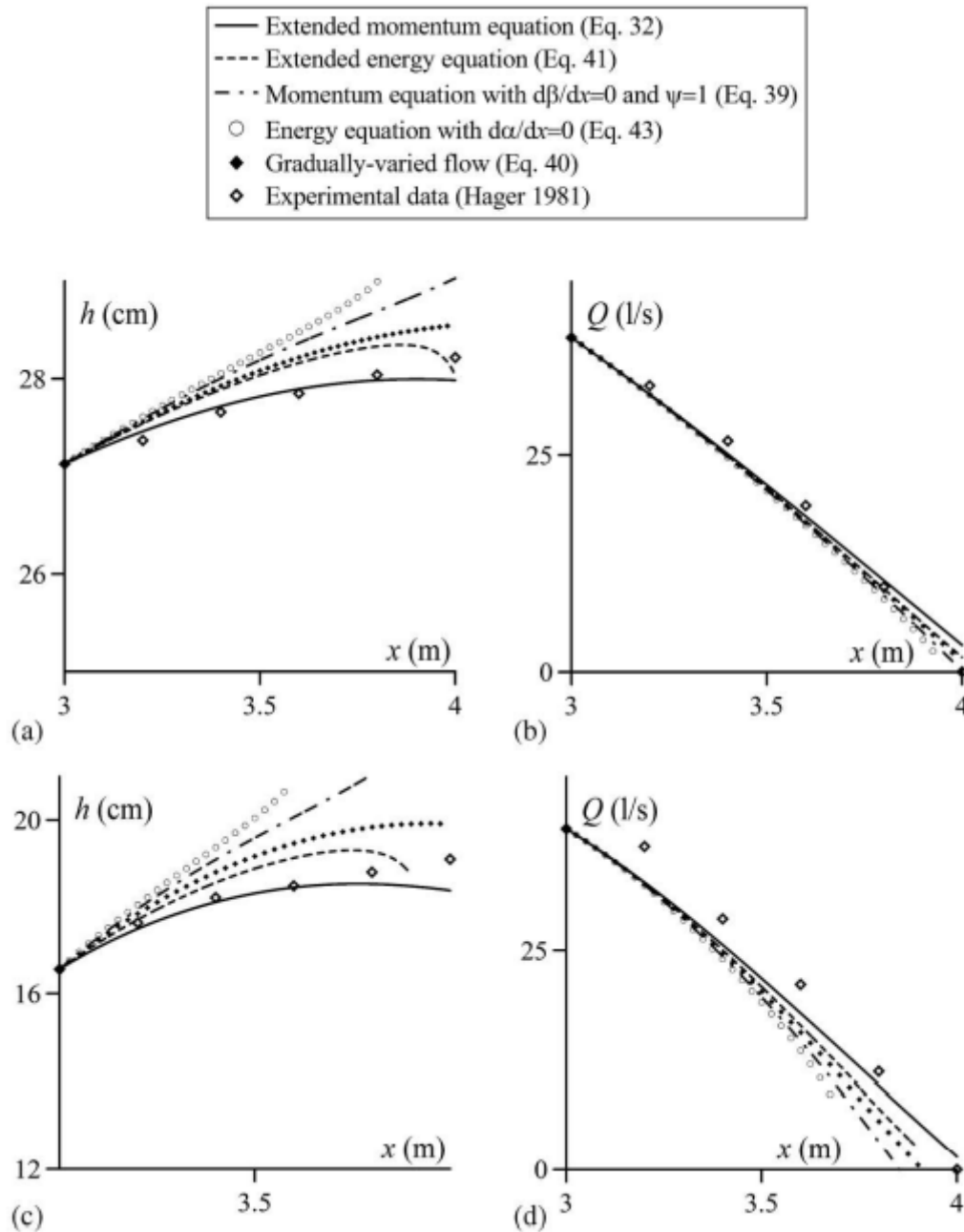


Figur 4-11. Modellert og observert vannstand for samlekanal med stor ruhet (Walløe 2012)

Ved sammenligning av kapasitet for ru og glatte samlekanaler med samme utforming finner Walløe en redusert kapasitet på opptil 8%. I enkelte av eksperimentene var det imidlertid nesten ingen forskjell i kapasitetskurve for glatt og ru samlekanal med samme utforming.

I alle de overnevnte eksemplene er det Hinds ligning, ev. den utvidede ligningen, som er benyttet til å sammenligne observert vannlinje med beregnet vannlinje.

Det er teoretisk sett også mulig å benytte en beregning basert på energiligningen. Dette er utledet av Yen og Wenzel (1970). Det er imidlertid behov for korreksjonsfaktorer ved bruk av denne tilnærmingen, og det er gjort begrenset forskning på dette. En av de få som har sett nærmere på korreksjonsfaktorer og undersøkt begge tilnærmingene, er (Castro-Organ & Hager, 2012) som sammenligner vannlinje beregnet med impulssetningen og energiligningen. Castro-Organ og Hager kommer fram til at vannlinje beregnet med ligninger utviklet fra impulssetningen gir best samsvar med observert vannlinje, se Figur 4-12.



Figur 4-12. Castro-Orgaz og Hager (2012) sin sammenligning mellom impulssetts og energiligning mot observerte data. Det er sett på både enkel og utvidet ligning for både impulssettsen og energiligningen.

4.2.3 Begrensninger

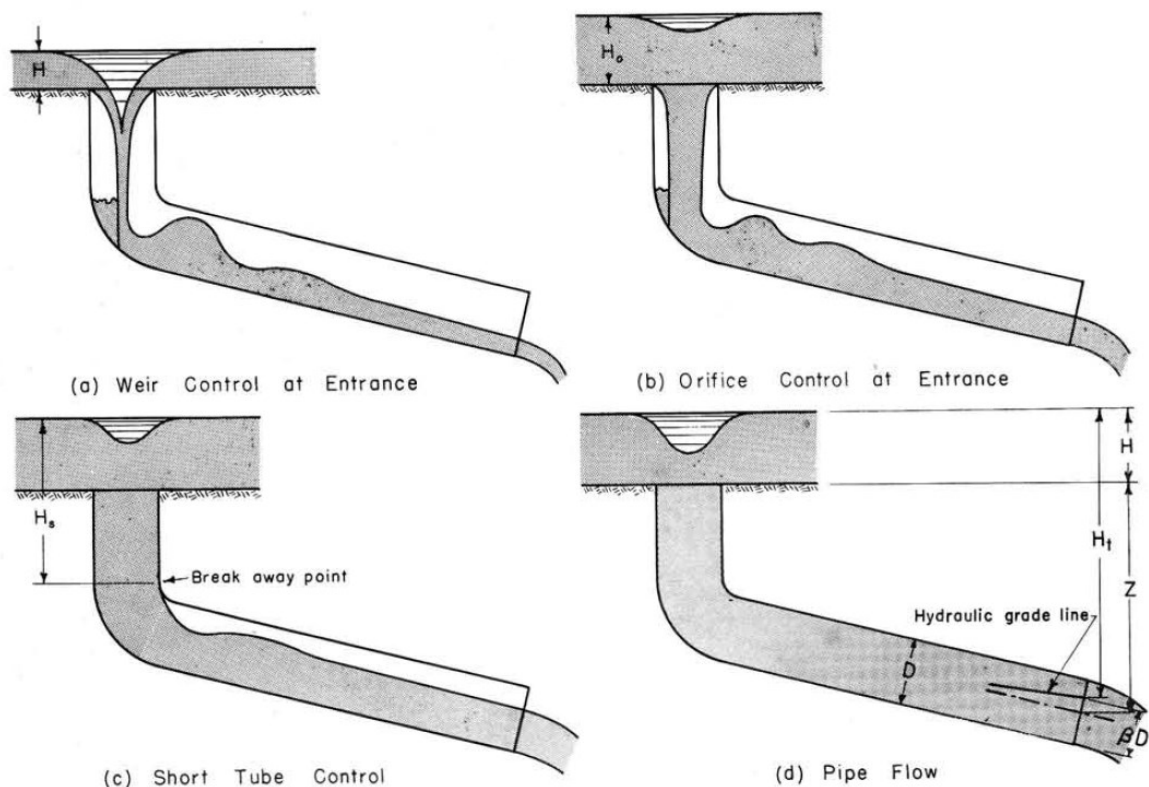
Ligningen omtalt ovenfor er enkel å bruke i kanaler med rett og jevn geometri, men mange norske samlekanaler har ikke en slik geometri, da de er tilpasset lokal topografi. Ofte har både kanalbunn og -sider store ujevnheter, da det er råsprengt fjell. Iblant er ikke kanalen rett, den kan være buet eller ha segmenter med ulike vinkler. Et eksempel på et slikt tilfelle var flomløpet ved dam Vasslivatnet i Trøndelag før ombygging. For kanaler med slik utforming vil det være vanskelig eller umulig å bruke ligningen.



Figur 4-13. Flomløpet ved dam Vasslivatnet før ombygging

4.3 Lukket avløp

Lukka avløp består enten av en skråtunnel eller en kombinasjon av skråsjakt og tilnærmet horisontal tunnel. Ved håndberegninger av kapasiteten til lukka flomløp, må i utgangspunktet strømnings-situasjonen være kjent. Ved lave vannføringer vil det typisk være friskeilstrømning i hele tunnelsystemet, mens det ved høye vannføringer kan være vannfylt system med trykkstrømning gjennom sjakt og tunnel. Det kan også være mellom-situasjoner, f.eks. med friskeilstrømning i øverste del av tunnelen, etterfulgt av vannstandsprang og lukket tunneltverrsnitt, eller motsatt, med innløpskontroll og lukket innløp, men friskeilstrømning ellers i tunnelen. Det vil være nødvendig å gjøre beregninger for ulike strømnings-situasjoner for å finne hvilken situasjon som er dimensjonerende.



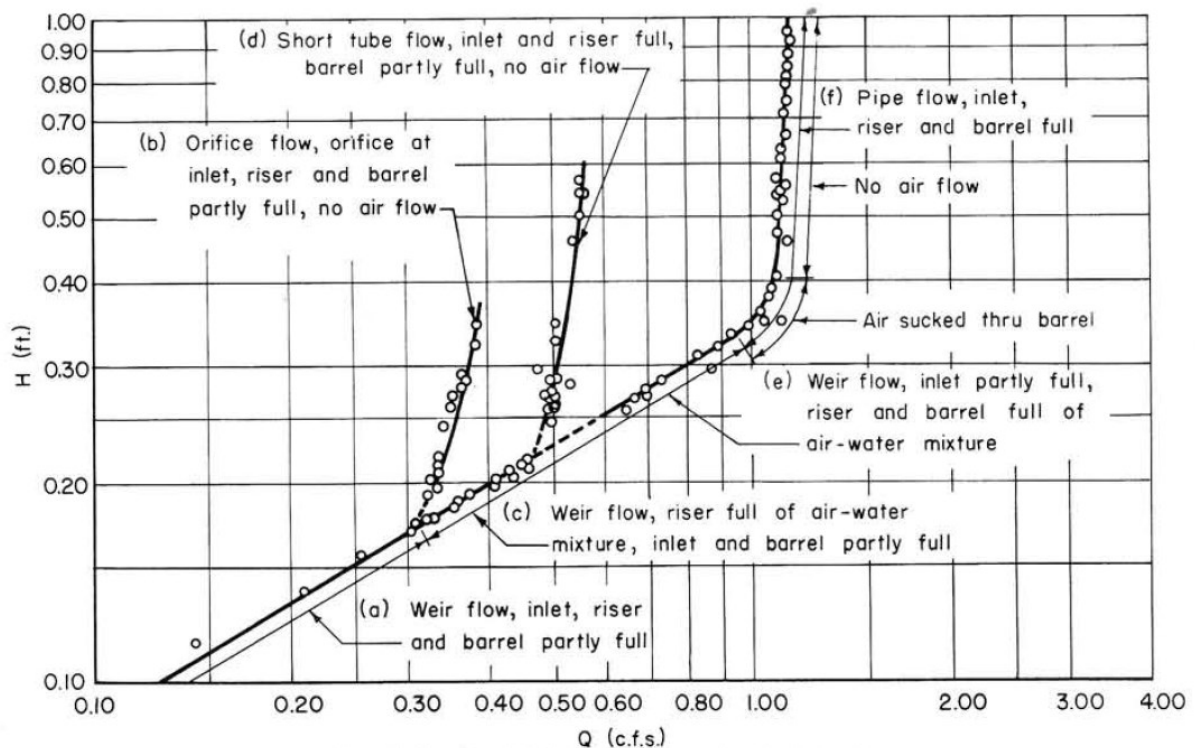
Figur 4-14. Ulike strømnings-situasjoner for flomløp med tunnel, illustrert av (Blaisdell, 1952). a) Friskeilstrømning i hele systemet, terskelen er kontrollerende, b) innløpskontroll og friskeilstrømning i avløp, c) trykkstrømning i øvre del av systemet, friskeilstrømning i avløp og d) trykkstrømning i hele systemet.

Figur 4-14 illustrerer ulike strømnings-situasjoner i et lukket flomløp, som presentert av Blaisdell (1952). Blaisdell ser ikke spesifikt på lukka flomløp med samlekanal, men tar for seg alle typer lukka flomløp, fra enkle kulverter til Morning glory-flomløp. I sin oppsummering av kapasitetsberegning, angir Blaisdell fem ulike muligheter for kontrollerende snitt:

1. Utløpskontroll
Underkritisk strømning i hele avløpet, kritisk strømning i utløpet
2. Undervannet
Underkritisk strømning i hele avløpet, inkludert utløpet. Undervannet bestemmer kapasiteten

3. Trykkstrømning
Trykkstrømning i hele systemet
4. Innløpskontroll
Kritisk strømning i innløpet
5. Hydraulisk kort sjakt
Trykkstrømning i øvre del av systemet

Siden norske flomløpstunneler vanligvis er bratte, er ikke situasjon 1 og 2 relevante for kapasitetsberegninger. Vi står da igjen med mulighetene trykkstrømning, innløpskontroll og hydraulisk kort kulvert.



Figur 4-15. Kapasitetskurver for ulike kontroll-situasjoner fra Baisdells forsøk på lukka flomløp (Blaisdell, 1958)

4.3.1 Trykkstrømning

Ved trykkstrømning i sjakt og/eller tunnel kan energiligningen benyttes til å beregne kapasiteten til systemet (Blaisdell, 1952). Høydeforskjellen mellom oppstrøms - og nedstrøms vannstand er H_t . Oppstrøms vannstand vil være vannstand i samlekanalen ved tunnelinnløpet. Blaisdell anbefaler å sette nedstrøms vannstand lik høyden midt i utløpet, alternativt lik høyden på undervannet, dersom utløpet er dykket. Summen av falltap gjennom systemet er lik H_t , og uttrykkes av Blaisdell med følgende ligning:

$$H_t = \left[K_e + K_o + \dots + f \frac{L}{D} + f_r \frac{L_r}{D_r} \left(\frac{A}{A_r} \right)^2 \right] \frac{U^2}{2g}$$

Her er K_e og K_o singulærtapskoeffisienter og friksjonstapene beregnet med Darcy-Weissbachs formel for tunnel med lengde L og sirkulært tverrsnitt med diameter D . Friksjonstapene summeres opp for alle tunneldelene.

Ved beregning av trykkstrømning i tunneler er det normal praksis i Norge å bruke Mannings formel heller enn Darcy-Weissbacks formel for å beregne friksjon. Olsen (2015) påpeker at det er viktig å velge riktig Mannings M, da beregningen er relativt følsom for valgt friksjon. Typisk Manningstall i norske råsprengte tunneler er ifølge Noreng (1983) på M mellom 30 og 35.

4.3.2 Innløpskontroll

Maksimumshastigheten i innløpet, forutsatt et perfekt hydraulisk utformet innløp uten tap eller tverrkontraksjon, kan fra energiligningen settes lik

$$v_{maks} = \sqrt{2gH_w}$$

der H_w er energihøyden ved sjaktinnløpet. Energhøyden vil i utgangspunktet være høyden mellom magasin vannstand og sjaktinnløpet, minus eventuelle tap, men ved negativt trykk i sjakta kan H_w også være større.

Maksimal kapasitet beregnet fra energiligningen blir

$$Q_{maks} = A\sqrt{2gH_w}$$

der A er arealet av innløpet i det kontrollerende snittet. Tapsfri strømning og perfekt utformet innløp finnes dog ikke. Kapasiteten Q_{kap} til innløpet vil derfor være mindre enn den teoretisk maksimale kapasiteten. Innløpet fører til kontraksjon av strømmingen, noe som gjør det effektive arealet mindre. Blaisdell (1952) angir en avløpskoeffisient $C_o < 1$ for å ta hensyn til redusert strømmingstverrsnitt og andre tap:

$$Q_{kap} = C_o A \sqrt{2gH_w}$$

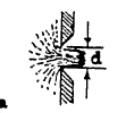
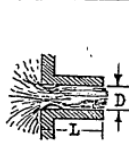
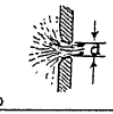
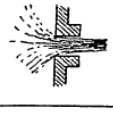
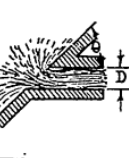
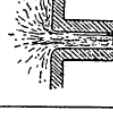
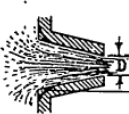
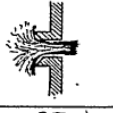
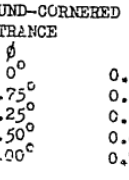
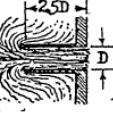
Her er H_w høyden fra midten i tverrsnittet og opp til vannstanden i magasinet. USBR (1987) og (Craig & Gay, 1957) har oppgitt C_o -koeffisienter for ulike innløp, dette er oppsummert i Figur 4-16 og Figur 4-17. Utformingen på flomløpene skiller seg imidlertid betydelig fra typiske norske flomløp, og C_o -koeffisientene som er funnet, er dermed ikke nødvendigvis relevante for norske forhold.

ENTRANCE CONDITIONS	SERIES 1	SERIES 2	SERIES 3	SERIES 4	SERIES 5	SERIES 6	SERIES 7
	 $K_e=1.60$ $C=0.62$	 $K_e=1.44$ $C=0.64$	 $K_e=1.37$ $C=0.65$	 $K_e=0.93$ $C=0.72$	 $K_e=0.69$ $C=0.77$	 $K_e=0.56$ $C=0.80$	 $K_e=0.52$ $C=0.81$
	 $K_e=1.44$ $C=0.64$	Elliptical entrance		 $K_e=1.04$ $C=0.70$	 $K_e=0.64$ $C=0.78$		 $K_e=0.49$ $C=0.82$
	 $K_e=1.16$ $C=0.68$	NOTES All tubes 4'-0" x 4'-0". Where elliptical entrance is not indicated corners are square, cut in wood. Values of C given are averages for the formula $V=C\sqrt{2gh}$ Loss coefficient $K_e=(\frac{1}{C^2}-1)$		 $K_e=0.93$ $C=0.72$	 $K_e=0.52$ $C=0.81$		 $K_e=0.45$ $C=0.83$
	 $K_e=0.64$ $C=0.78$			 $K_e=0.88$ $C=0.73$	 $K_e=0.38$ $C=0.85$		 $K_e=0.38$ $C=0.85$
							 $K_e=0.35$ $C=0.86$
	 $K_e=0.08$ $C=0.96$			 $K_e=0.18$ $C=0.92$	 $K_e=0.16$ $C=0.93$	 $K_e=0.23$ $C=0.90$	 $K_e=0.29$ $C=0.88$

Figur 4-16. C_e -koeffisienter for ulike innløp (USBR, 1987)

PLATE 202

DISCHARGE COEFFICIENTS FOR VARIOUS TYPES OF ORIFICES AND TUBES

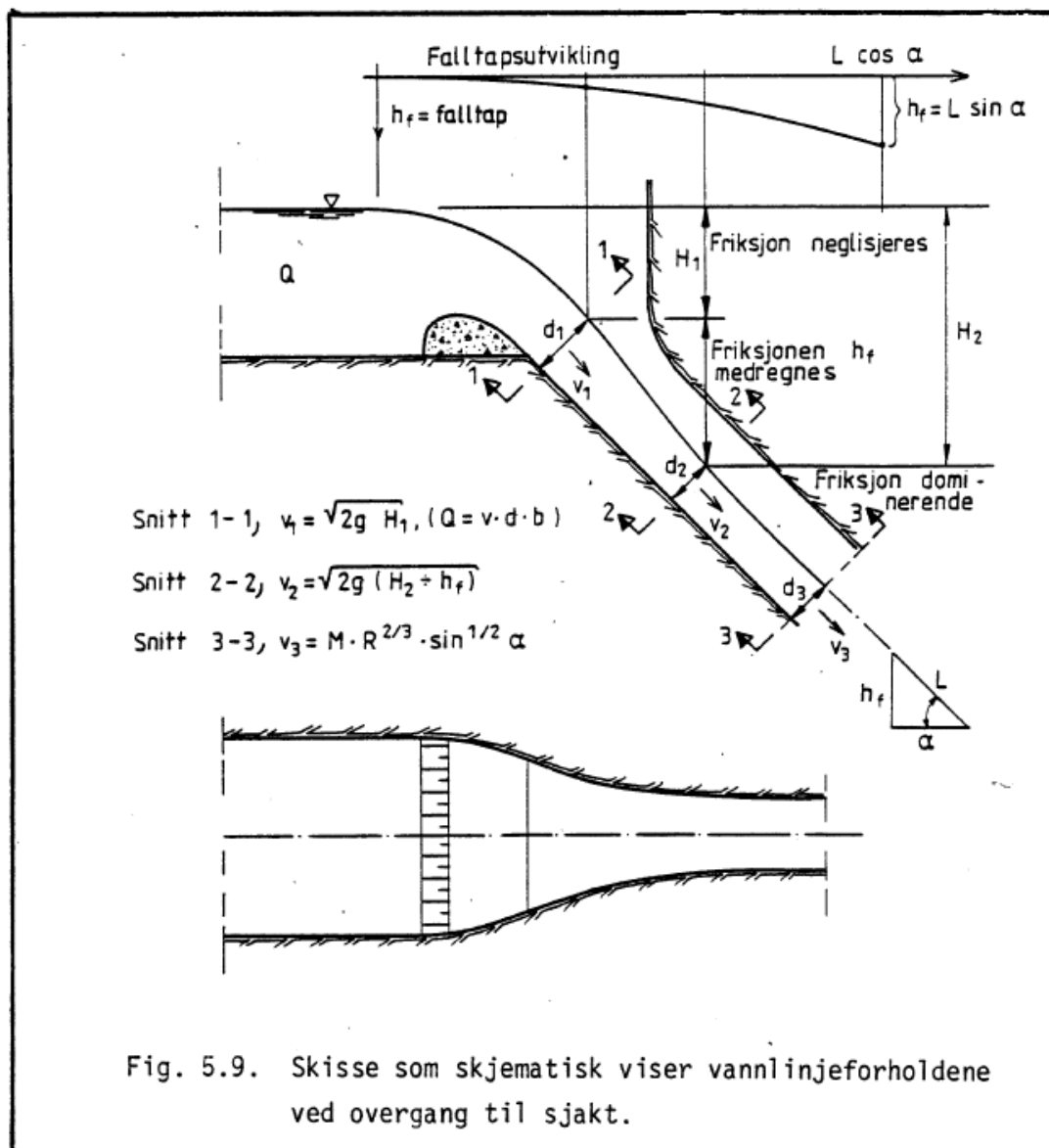
SECTION VIEW	DESCRIPTION	AVERAGE DISCHARGE COEFFICIENT C_d	SECTION VIEW	DESCRIPTION	AVERAGE DISCHARGE COEFFICIENT C_d
	SHARP-EDGED ORIFICE The stream is contracted to about 0.62 of the area of the opening.	0.61		SHORT TUBE OR ORIFICE WITH SQUARE EDGED ENTRY. Flowing Full.	L/D 0 0.25 0.50 0.75
	ORIFICE OR SHORT TUBE WITH WELL-ROUNDED ENTRY (BELL-MOUTH) The stream is about the same size as the opening.	0.98		When length of tube is 2.5 diameters it is called a standard short tube	1.00 1.50 2.50 3.50
	SHORT TUBE OR ORIFICE WITH SQUARE EDGED ENTRY. When jet springs clear of the walls the flow is the same as for a sharp-edged orifice	0.61		INCLINED SHORT TUBE WITH SHARP CORNERED ENTRANCE	C_d 90° 0.82 80° 0.80 70° 0.78 60° 0.76 50° 0.75 40° 0.73 30° 0.72
	SHORT TUBE WITH ROUNDED ENTRY	0.90			CONVERGENT SHORT TUBE Sharp Corner At Entrance
	RE-ENTRANT TUBE When length is about one diameter it is called Borda's mouth-piece. Jet clears walls of the tube	0.52		DISCHARGE COEFFICIENT ORIFICES & TUBES MILITARY HYDROLOGY R & D BRANCH WASHINGTON DISTRICT CORPS OF ENGINEERS Prepared by _____ Date _____ Drawn by _____	
	RE-ENTRANT TUBE Length about 2.5 diameters. Flowing full.	0.72 to 0.80			ROUND-CORNERED ENTRANCE C_d 0° 0.97 5.75° 0.95 11.25° 0.92 22.50° 0.88 45.00° 0.75

MHB-12

Figur 4-17. C_d -koeffisienter for ulike innløp fra (Craig & Gay, 1957)

Av norsk litteratur finnes Bekkeinntaksrapporten (VR, 1988) som tar for seg bekkeinntak med samlekanal og sjakt, noe som er svært sammenlignbart med flomløp. Rapporten anbefaler en beregningsmetode basert på energiligningen og kontinuitetsligningen. Figur 4-18 illustrerer foreslått beregningsmetode. Tilgjengelig energihøyde H_1 i snitt 1 settes lik høydeforskjellen mellom vannstanden i samlekanalen og vannstanden i snitt 1. Vannhastigheten v_1 bestemmes fra energiligningen og det antas tapsfri strømming.

Vannhastighet i snitt 2 beregnes på tilsvarende måte, men her trekkes det fra et friksjonstap h_f fra energihøyden H_2 . En slik beregningsmetode tar altså ikke hensyn til redusert strømmingstverrsnitt som følge av tverrkontraksjon, ei heller luftinnblanding.



Figur 4-18. Illustrasjon av innløp til sjakt, fra bekkeinntaksrapporten (VR, 1988)

4.3.3 Hydraulisk kort sjakt

I denne strømningssituasjon er den øvre delen av systemet lukket, men på et punkt i sjakta eller tunnelen slipper vannflaten taket og strømmingen fortsetter som frispelstrømning. Det vil si at den nedre delen av avløpet har større kapasitet enn den øvre delen. Blaisdell (1952) angir at ved denne strømningssituasjonen kan kapasiteten beregnes ved en energiberegning i snittet rett før overgang til frispelstrømning:

$$Q = C_s A \sqrt{2g H_w}$$

Ligningen antar at strekningen med trykkstrømning er såpass kort at friksjon spiller en mindre rolle, og alle tap må inkluderes i koeffisienten C_s . Blaisdell (1958) har gjort noen forsøk på beregne C_s , men denne vil nødvendigvis variere veldig ut fra flomløpets utforming.

4.3.4 Andre beregningsmetoder

Normalstrømning med Mannings formel

Retningslinjer for flomløp (NVE, 2005) sier at normalstrømning kan forutsettes, og kapasiteten kan da beregnes med Mannings formel:

$$Q = MAR^{\frac{2}{3}}I^{\frac{1}{2}}$$

For å oppnå normalstrømning er det nødvendig at vannet har mulighet til å akselerere opp til normalstrømning. Før strømning har oppnådd normalstrømning, vil vanndybden være høyere enn normaldybde. Dette krever både at energilinja er høy nok, og at vannet har hatt tilstrekkelig lengde til å akselerere. Beregning av frispeilstrømning med Mannings formel sier i utgangspunktet ingenting om kapasiteten til flomløpet, kun om vanndybden i tunnelen etter at det har blitt normalstrømning.

Beregningen er likevel helt teoretisk, da tverrsnittet i virkeligheten fylles av en blanding av luft og vann.

Kulvertberegninger

For å finne den faktiske kapasiteten kan det være aktuelt å bruke ligninger for innløpskontrollerte kulverter. Normal et al. (2001) presenterer empiriske ligninger for kulverter med innløpskontroll for ikke-dykket innløp:

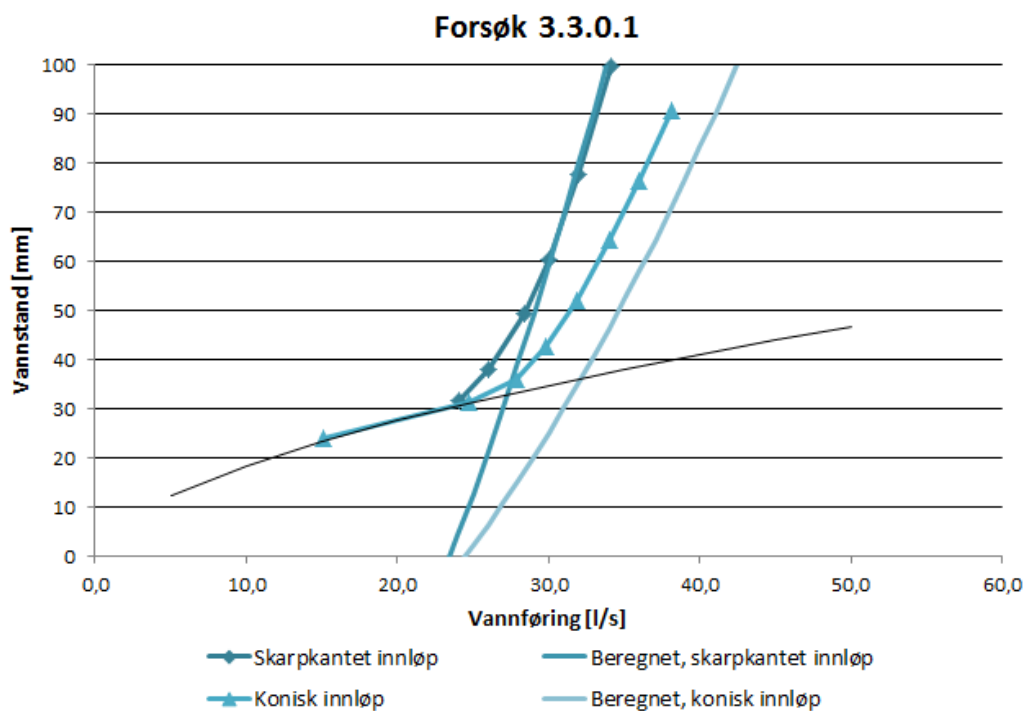
$$\frac{H_W}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[\frac{K_u Q}{AD^{0,5}} \right]^M + K_s S$$

og for dykket innløp:

$$\frac{H_W}{D} = c \left[\frac{K_u Q}{AD^{0,5}} \right]^2 + Y + K_s S$$

I ligningene er K, M, c og Y konstanter som avhenger av hvordan innløpet er utformet. D er høyden på kulvertåpningen og S er helningen på kulverten. Verdier for konstantene finnes for noen utforminger i Norman et al. (2001), men disse samsvarer ikke nødvendigvis med vanlig utforming av sjakt-/tunnelinnløp.

Walløe (2012) har funnet at ligningene gir et forholdsvis godt estimat for innløpskapasiteten til flomløp med samlekanal og avløp i tunnel for tunneler med skarpkantet innløp og helning 3 og 5 grader. Et eksempel er vist i Figur 4-19. Hovland (2013) har undersøkt andre utforminger av sjaktinnløp, og konkluderer utformingene i Norman et al. ikke er tilstrekkelige når helningen er bratt, og at det bør utvikles nye konstanter K, M, c og Y som er tilpasset ulike innløpsformer.



Figur 4-19. Forsøk med tunnel med 3 graders helning, fra Walløe (2012).

5 Numeriske modeller

5.1 Introduksjon

I tillegg til fysiske modeller, har både 1D- og 2D-modeller, samt 3D-modeller som løser Navier-Stokes likninger i kombinasjon med avanserte turbulensmodeller (CFD modeller), blitt brukt for å beregne sideoverløp og lukka flomløp.

1D hydrauliske modeller beskriver hastigheter og dybder som gjennomsnitt over tverrprofiler, og vil være mest egnet dersom strømningsretningen er entydig. 2D hydrauliske modeller beskriver hastigheter og dybder distribuert i horisontalplanet, men beregner ett snitt over dybden. Både 1D- og 2D-modeller er begrenset til strømning der strømningslinjenes kurvatur er neglisjerbar, dvs. der vertikalkomponenten av akselerasjonsvektoren er neglisjerbar, og der trykkfordelingen i vannsøylen er nær hydrostatisk. Ved strømning f.eks. nær hydrauliske konstruksjoner, obstruksjoner eller over terskler vil det typisk være 3-dimensjonale strømningsforhold og ikke-hydrostatisk trykk. I disse tilfellene kan man modellere strømningen ved bruk av 3D CFD-modeller. Disse modellene kan være mindre avhengige av kalibrering enn 1D- og 2D-modeller. Spesielt gjelder dette dersom overflatefriksjon har liten betydning, f.eks. ved beregning av kapasiteten til et fritt overløp. I det tilfellet vil modellenes nøyaktighet være mest avhengige av overordnet geometri, og vil være mindre sensitiv for ruhetstall. CFD modeller kan være avhengige av kalibrering av ruhet for tilfeller der overflatefriksjonen er viktig. Ved beregning av bl.a. resirkulasjonssoner (f.eks. bakevjer) og singulærtap tilknyttet disse vil også valg av turbulensmodell ha i CFD-modellen ha betydning. Foreløpig er det ikke grunnlag for å si om CFD modeller ikke egnet til å beregne effekten av luftinnblanding i lukka flomløp, men det er aktiv forskning på dette området.

5.2 1-dimensjonale (1D) hydrauliske modeller

5.2.1 Stasjonære beregninger basert på energilikninga

For stasjonær strømning kan vannlinjen beregnes i profiler ved å bruke «standard step»-metoden. I «standard step» metoden løses energilikninga (etter Chow (1959)):

$$z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} = z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} + h_l$$

der α_1 og α_2 er hastighetskoeffisienter og energitapet $h_l = h_f + h_s$ der h_s er singulærtap og $h_f = \Delta x S_f$ er friksjonstapet. S_f er friksjonshelninga som kan uttrykkes f.eks. via Mannings eller Chezy's formel.

«Standard step»-metoden forutsetter at strømningen er gradvis varierende, 1-dimensjonal og stasjonær. Metoden innebærer at beregningsstrekningen deles inn i tverrprofiler. Ved overkritisk strømning gjøres beregningen fra oppstrøms mot nedstrøms og ved underkritisk strømning fra nedstrøms mot oppstrøms.

5.2.2 Ikke-stasjonære beregninger basert på impulsbevaring og kontinuitet

Ikke stasjonære 1D-modeller er basert på Saint-Venants likning for 1-dimensjonal ikke-stasjonær strømning, som kan skrives:

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0$$

De to første leddene er lokal- og konvektiv akselerasjon, etterfulgt av et trykkledd, gravitasjonsledd og friksjonsledd (Bjerke & Skoglund, 1995). Likningen løses numerisk sammen med kontinuitetslikningen. Vanligvis gjøres dette i programvare som HEC-RAS eller MIKE11. På samme måte som i «standard step»-metoden baseres løsningen av likningene på å dele inn strekningen som det skal gjøres beregninger på i en rekke tverrprofiler.

I noen tilfeller løses også forenklete versjoner av St. Venants likninger som det er enklere å løse stabilt (Brunner, 2016) (DHI, 2017). Dersom de to første akselerasjonsleddene i likningene ovenfor, som representerer treghetskreftene, neglisjeres, så fås likningene for en diffusiv bølge:

$$g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0$$

Ligningen er gyldig dersom akselerasjonsleddene er mye mindre enn trykk-, gravitasjon- og friksjonsleddene (Novak, et al., 2010). Dersom friksjonshelningen er tilnærmet lik bunnhelningen kan også trykkleddet neglisjeres og Saint-Venants likning reduseres til likningen for en kinematisk bølge:

$$g(S_0 - S_f) = 0$$

Løsningen av likningene kan vanskelig gjøres av numerisk ustabilitet, særlig i overgangen mellom overkritisk og underkritisk strømning. De fleste programvarer har i dag algoritmer som håndterer denne typen ustabilitet. Dette kan innebære gradvis reduksjon av en eller begge akselerasjonsleddene avhengig av Froudetallet, og f.eks. at likningene for diffusiv bølge blir brukt ved overkritisk strømning (Brunner, 2016).

Beregninger med Saint-Venants likninger forutsetter at strømningen kan tilnærmes som 1-dimensjonal, og vanligvis beskrives hastigheter og dybde/vannspeil med en enkelt verdi for hvert tverrprofil. Noen programmer kan imidlertid også ta hensyn til oppstuvning i ytterkant av svinger og hastighetsfordeling over profilet. Dybden i trykkleddet forutsetter en hydrostatisk trykkfordeling, og likningene forutsetter videre ikke-kompressibilitet og konstant densitet.

Ruheten i modellen, ofte Manningtallet, må kalibreres eller kan finnes fra erfaringsdata i litteraturen, f.eks. finnes det data for mange kanal typer og naturlige elver i Chow (1959). Singulærtap må også tas eksplisitt hensyn til, eller bakes inn i Manningtallet, og i praksis skjuler oftest kalibrerte Manningtall i denne typen modeller aggregerte effekter av både friksjon og singulærtap.

5.2.3 1D-modeller av flomløp med samlekanal

Eksempel på bruk av 1D-modeller på lukka flomløp og flomløp med samlekanal finnes i forbindelse med flomberegninger, revurdering og ombygging av dammer, men det er svært få publiserte studier.

Blant de få studiene som finnes er Baker og Reedy (2008), som har modellert flomløpet ved Lake Skinner i California. Dette er en samlekanal med åpent avløp hvor det ved svært høye vannføringer også kan renne vann over den bakre veggen av samlekanalen, slik at det blir sideveis vannstrømning både inn og ut av kanalen. Kanalen er modellert både med fysisk modell, en regnearkmodell basert på Hinds og med HEC-Ras. Det framgår ikke nøyaktig hvordan beregningen i HEC-Ras er satt opp, men det ser fra artikkelen ut til å være en ikke-stasjonær 1D-modell som beregner med ligningene for diffusiv bølge når Froudetallet blir høyt. Beregningene med HEC-Ras viste seg å gi ca. 20% avvik i modellert vannføring sammenlignet med den fysiske modellen, mens beregningene med Hinds ligning ga svært godt samsvar med den fysiske modellen.

5.3 2-dimensjonale (2D) hydrauliske modeller

2D-modeller baseres på Saint-Venants likninger i to dimensjoner i planet, også kalt gruntnivålikningene. Likningene kan utledes fra Navier-Stokes likning ved dybdeintegrering. Det forutsettes ikke-kompressibilitet, konstant densitet og hydrostatisk trykkfordeling (USACE, 2016). Ved «Reynolds-averaging» (se kapittel 5.4.1) kan likningene også utvides til å inkludere et turbulent ledd.

I 2D-modeller deles domenet inn i et beregningsnett med beregningsceller og noder i planet slik at hastigheter, dybder og eventuelt turbulente egenskaper beregnes for hver enkelt celle eller node.

På samme måte som for 1D Saint-Venant likningene er det mulig å forenkle gruntnivålikningene til likningene for diffusiv bølge i to dimensjoner, ved å neglisjere akselerasjonsleddene i likningene.

Som for 1D-modeller er ruheten en viktig kalibreringsparameter. Dersom det ikke finnes kalibreringsdata, må erfaringstall brukes. Manningtall i 2D modeller er ikke nødvendigvis ekvivalent med Manningstall i 1D-modeller, og erfaringstall som f.eks. tar hensyn til aggregerte energitap i elver må brukes med forsiktighet. I 2D-modellen beregnes friksjonen mot en flate i bunnen av vannsøyla i en celle, mens den i 1D-modellen representerer hele eller deler av elveprofilen (Morvan, et al., 2008). Dette er ikke samme situasjon. Hvis 2D-modellen tar hensyn til turbulens, fører dette også til energitap som vil være bakt inn i friksjonstapet i 1D-modellen.

På samme måte som for 1D hydrauliske modeller, finnes det eksempler der disse er brukt på flomløp med samlekanal i forbindelse med f.eks. revurderinger, men det er ikke funnet publisert litteratur på dette.

5.4 CFD modeller

5.4.1 Teoretisk grunnlag

Grunnlikninger og turbulensmodeller

Den vanligste typen CFD-modeller brukt til kapasitetsberegninger for flomløp og en rekke andre problemstillinger, er RANS modeller, som står for «Reynolds-Averaged Navier-Stokes». Likningene er ikke-lineære partielle differensiallikninger som vanligvis må tilnærmes via numeriske metoder. RANS likningene framkommer ved å dekomponere hastighetsfeltet $u = U + \acute{u}$ («Reynolds averaging») slik at man står igjen med en gjennomsnittlig komponent, U og en fluktuerende komponent, \acute{u} . RANS-likningene kan skrives (etter Wilcox (2006)):

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0$$

$$\rho \left(\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right) = G_i - \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} (2\mu S_{ji} - \rho \overline{\acute{u}_i \acute{u}_j}), \quad S_{ji} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_j}{\partial x_i} + \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right)$$

Første likning er kontinuitetslikningen, mens den andre likningen er impulssetningen.

Likningene likner på Navier-Stokes likninger i ubehandlet form, men leddet $\rho \overline{\acute{u}_i \acute{u}_j}$, kalt Reynoldsspenning introduseres og representerer den gjennomsnittlige effekten av de raske fluktuasjonene eller turbulente bevegelse. Fordi de fluktuerende hastighetene ikke er kjent, kan leddet ikke løses direkte, men må løses gjennom en turbulensmodell. I tillegg til RANS brukes også mer finoppløste og ressurskrevende modeller, «Large Eddy Simulation», LES og «Deattached Eddy

Simulation», DES, i økende grad. Navier-Stokes likninger kan også løses «direkte» på et veldig fint beregningsnett, men dette krever svært store beregningsressurser og brukes kun i forskningssammenheng på avgrensede problemer.

Det finnes en lang rekke turbulensmodeller for å beregne reynoldsleddet i RANS, og det finnes ingen turbulensmodell som er best egnet for alle tilfeller. Den mest brukte typen turbulensmodeller for beregninger på flomløp (og mange andre bruksområder), er likevel såkalte to-likningsmodeller. Noen mye brukte eksempler på denne typer modeller er Standard k-ε, Realizable k-ε, «Renormalised group» (RNG) k-ε, k-ω modellen, og «Shear stress transport» SST k-ω.

I forbindelse med beregninger på overløpsterskler med frispeilstrømning vil ofte det konvektive leddet være stort i forhold til reynoldsspenning-/turbulensleddet (Olsen, 2015), slik at turbulensmodellen vil ha liten betydning. Det er mange forskningsartikler som har testet turbulensmodeller for frie overløp og har funnet at det har liten betydning, f.eks. (Savage, et al., 2016) (Crookston & Tullis, 2018).

Betydningen vil imidlertid kunne være av større ved beregning av singulærtap. (Gumus, et al., 2016) sammenlikner f.eks. turbulensmodeller for beregning av strømmingen og dykket vannstandssprang gjennom en underløpsluke og fant at en Reynoldsspenningsmodell (RSM) gav best samsvar med modellforsøk for horisontale hastigheter og vannlinje, sammenliknet med en rekke 2-liknings turbulensmodeller i dette tilfellet. Pedersen et. al (2018) tester effekten av forskjellige turbulensmodeller for dykket strømning over et ideelt overløp. Det var liten forskjell mellom modellene ved frispeilstrømning, men litt større forskjell i beregnet kapasitet mellom forskjellige turbulensmodeller når undervannet påvirker kapasiteten. Valg av turbulensmodell kan også ha stor betydning for demping av turbulens ved luftinnblanding (Olsen, 2015).

Behandling av frispeil

Volume of fluid (VOF) metoden er beskrevet i (Hirt & Nichols, 1981) og er den vanligste måten å håndtere tofasestrømning (luft og vann) i CFD beregninger med frispeilstrømning og derunder kapasitetsberegninger på flomløp, i tillegg til en lang rekke andre problemstillinger for tofasestrømning.

Metoden innebærer at det i hver beregningscelle defineres en volumfraksjon, α mellom 1 og 0, der 1 indikerer at cellen er helt fylt med den ene fasen (f.eks. vann) og 0 indikerer at cellen er helt fylt med den andre fasen (f.eks. luft). Celler som inneholder frispeilet mellom vann og luft vil da ha en volumfraksjon mellom 1 og 0. Volumfraksjonen beregnes via en konveksjonslikning:

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot (\alpha U) = 0$$

Denne likningen kan også modifiseres med flere ledd for å øke nøyaktigheten (Olsen, 2015). Det er en del forskjeller i hvordan VOF metoden er implementert i forskjellig programvare. Programmene Star CCM+, ANSYS CFX og Fluent og OpenFOAM (interfoam) beregner både luft og vann eksplisitt, mens Flow3D bare regner på vannfasen, men bruker VOF metoden til å finne fri overflate. Det er også forskjeller i hvordan modellene regner på celler som inneholder en fri overflate. De fleste programmer inkluderer drift-flux modeller som regner med delt hastighetsfelt og trykk for begge faser i blandede celler. Densiteten og viskositeten til fluidene (som inngår i RANS likningene) uttrykkes da ved vekting:

$$\rho = \alpha_v \rho_v + (1 - \alpha_v) \rho_l, \mu = \alpha_v \mu_v + (1 - \alpha_v) \mu_l$$

Her er α_v volumfraksjonen til vann og underteksten referer til v = vann og l = luft.

Det er også mulig å bruke modeller som regner på fasene i blandede celler separat.

Diskretiseringen av konveksjonslikningen er utfordrende, fordi denne kan føre til (falsk) diffusjon av volumfraksjonen. Det finnes en rekke metoder for å håndtere dette, bla. geometriske rekonstruksjonsmetoder som «piecewise linear interface calculation» PLIC, og høyere ordens diskretisering som «high resolution interface and capturing», HRIC. Hvilke metode som brukes kan ha betydning for hvor nøyaktig vannoverflaten beregnes.

Behandling av ruhet

I nærheten av en vegg finnes det et viskøst grensesjikt dominert av viskøse krefter der strømmingen er tilnærmet laminær. Lenger ute fra veggen dominerer turbulens, og i dette sjiktet har målinger vist at hastigheten varierer logaritmisk som funksjon av avstand til veggen (Wilcox, 2006). Mellom disse sonene finnes det også en overgangssone der viskositet og turbulens er like viktige, kalt buffersonen (ANSYS, 2020).

To prinsipielle metoder å behandle vegger på i CFD modeller er beskrevet i (Lauder & Spalding, 1974). Veggene kan behandles via vegglover, som beskriver hastigheten og turbulente egenskaper i nærheten av veggen. Formuleringen av standard vegglover antar at beregningsnodene nærmest veggen er innenfor den logaritmiske sonen, det vil si at cellene nær veggen ikke kan være for små. Alternativt kan man også løse opp det viskøse grensesjiktet med små celler og beregne hastigheten inn mot grensen direkte. Brukermanualen til ANSYS CFX (ANSYS, 2020) nevner at man i såfall bør løse opp grensesjiktet med minst 10 celler. Mange CFD programmer kan i dag håndtere både fullt oppløste grensesjikt, vegglover og overgangen mellom disse med mer avanserte veggmodeller, som kan håndtere vikårlige cellestørrelser nær veggen. Hvis man ikke bruker denne typen modell, må man passe på at cellene nær veggen alltid er innenfor definisjonsområdet for modellen som brukes, vanligvis uttrykt ved en dimensjonsløs avstand fra veggen, y^+ .

Man kan bruke en hydraulisk «glatt» formulering eller en hydraulisk «ru» formulering av vegglovene. I en ru formulering settes ruheten via en friksjonskoeffisient, typisk ruhetshøyden, eller nikuradse ruhet, k_s . Ruhetene er definert fysisk som diameteren av et kuleformet sandkorn, der halve kula stikker opp som et ruhetselement. Det finnes også formler for forholdet mellom k_s og Manningtall.

Dersom friksjonstap har stor betydning, kan resultatene fra CFD modellen være avhengig av kalibrering av denne, på samme måte som tradisjonelle 1D eller 2D-modeller. For f.eks. typiske overløp i betong vil ruheten likevel være relativt liten, og friksjonstap vil ha liten betydning. I mange tilfeller er derfor CFD-modeller i kapasitetsberegninger relativt uavhengige av kalibrering av ruheten (Zeng, et al., 2019).

Luftinnblanding

Det finnes ikke noen veldokumenterte metoder for luftinnblanding i tilsvarende situasjoner som lukka flomløp per i dag. VOF metoden, som implementert i en to-fasemodell med både luft og vann, vil kunne medføre luftinnblanding ved transport av volumfraksjonen. Dette er imidlertid ikke noen fullverdig luftinnblandingsmodell. Luftinnblandingen vil i realiteten være avhengig av luftmedrivningsprosesser i vannoverflaten, som særlig vil avhenge av turbulensnivået i overflaten og overflatespenningen. Hvordan luften i vannmassen oppfører seg, avhenger av stige-hastigheten til luftboblene, som igjen avhenger av størrelsen på boblene, som er ukjent. I forbindelse med CFD-beregninger på flomløp vil boblene for praktiske formål være mindre enn cellene som brukes i beregningen. Man er derfor avhengig av å beregne luftinnblanding med en modell som tar hensyn til

effekter på skalaer mindre enn cellen og som beskriver luftmedrivingsprosessen i overflaten. Det foregår aktiv forskning på luftinnblanding i CFD-modeller for frispelstrømning, f.eks. er det en gjennomgang av bruk av CFD-modeller og luftinnblanding i (Valero, 2018). Det forskes for tiden også på utvikling av luftinnblandingsalgoritmer i OpenFOAM ved NTNU (Almeland, 2020).

Hirt (2003) beskriver to modeller for luftinnblanding til programvaren Flow3D. Den første og enkleste modellen beskriver luftinnblandingen som en skalar, som ikke påvirker strømmingen. Den andre modellen beskriver luftinnblandingen gjennom variabel densitet i en drift-fluks modell (dvs. at både vann og luft har felles hastighetsfelt, trykk og densitet i en celle). Den siste versjonen av modellen inkluderer også volumutvidelser som følge av luftinnblanding og effekten av oppdrift på luftboblene. Samme modell brukes for luftmedrivning i overflaten, der luftmedrivningen antas å drives av turbulens i overflaten og motvirkes av overflatespenning og gravitasjonskrefter. Turbulente egenskaper må beregnes via en turbulensmodell, og Hirt anbefaler at RNG k- ϵ modellen benyttes, siden det er denne modellen som er brukt i beregningene i artikkelen. Modellen antar at luftvolumet som blandes inn per tidsenhet, δV er:

$$\delta V = C_{luft} A_s \sqrt{2 \frac{P_t - P_d}{\rho}}$$

Her er C_{luft} en konstant, A_s er overflatearealet i cellen, $P_t = \rho k$ er drivende krefter (turbulent kinetisk energi per enhetsvolum). $P_d = \rho g_n L_T + \frac{\sigma}{L_T}$ er stabiliserende krefter, og hvor g_n er gravitasjonsakselerasjonens normalkomponent på vannoverflaten, σ er overflatespenningen og L_T er karakteristisk lengdeskala for turbulente virvler som kan defineres:

$$L_T = C_\mu \sqrt{\frac{3 k^{3/2}}{\epsilon}}$$

Her er C_μ en konstant som vanligvis er prekalibrert i turbulensmodeller, mens k og ϵ , henholdsvis turbulent kinetisk energi og dissipasjon av turbulent kinetisk energi, beregnes i turbulensmodellen.

Hirt (2003) validerer modellen for fire forskjellige tilfeller; en stråle som treffer vannoverflaten i et basseng, strømning i vertikal sjakt, vannstandssprang i lukket tverrsnitt, og luftinnblanding over overløp. I alle tilfeller brukes $C_{luft} = 0,5$ og Hirt anbefaler at denne verdien brukes som standardverdi. Generelt ble det funnet godt samsvar med valideringsdata fra litteraturen. Unntaket var for stråle i basseng, der det måtte gjøres noen modifikasjoner i formlene for å få godt samsvar.

Valero & García-Bartual (2016) kalibrerte en CFD-modell med luftinnblandingsmodell (Hirt, 2003) i programvaren Flow3D mot et USBR standard overløpsprofil med 53 graders helning. Modellen er basert på RANS likningene med RNG k- ϵ turbulensmodell og VOF som formulert i Flow 3D. Mens vannhastigheter var lite sensitive til celledørrelsen, fant Valero at den turbulente kinetiske energien var mer sensitiv til celledørrelsen. Luftinnblandingen i overflaten er avhengig av turbulent kinetisk energi slik at luftinnblandingen også blir avhengig av celledørrelsen. Forfatterene kalibrerte to kalibreringsparametere i luftinnblandingsmodellen, en «gjennomsnittlig luftkonsentrasjon» (C_{luft}) og en kalibreringsparameter for opptredende overflatespenning ($K \cdot \sigma$). Kalibreringen ble utført for å minimalisere feilen i punktet hvor det turbulente grensesjiktet når overflaten og fører til luftinnblanding, og luftkonsentrasjonen ved ekvilibrium. Det viste seg ikke å være mulig å finne et kalibreringspunkt i utfallsrommet til de to kalibreringsparameterene som minimaliserte feilen for begge disse kriteriene. Valero valgte da å prioritere riktig konsentrasjon, og satte K til 1. Etter kalibrering sammenliknet Valero resultatene mot målte verdier fra litteraturen for andre helninger

på overløpet og fant rimelig samsvar i likevektkonsentrasjonene for disse, når den minste cellestørrelsen ble brukt. Gjennomsnittlig relativt avvik var på 9 % og maksimalt relativt avvik på 20%. Valero opplyser at dette samsvarer med feilmarginene på målingene fra prototyper.

Zhang et al. (2018) modellerte en ny type «vortex drop shaft» med fysisk modell og CFD-modell for å undersøke luftinnblanding og å hindre kavitasjonsproblemer på grunn av negative trykk. Programvaren Flow3D ble brukt. CFD-modellen var en RANS modell med RNG k-eps turbulensmodell. En rekke parametere, inkludert hastigheter, Froudetall, trykk, luftkonsentrasjon, kavitasjonstall og falltap ble sammenliknet mellom den fysiske modellen og CFD-modellen. Generelt ble det funnet godt samsvar. Modellen er relativt finoppløst med cellestørrelser på 4 og 2 mm. Det oppgis ikke om eller hvordan modellen er kalibrert, og heller ikke hvordan kalibreringsparametere i luftinnblandingsmodellen fremkommer, men det virker sannsynlig at standardverdien, $C_{luft} = 0,5$ er brukt.

Kavitasjon

Det er mulig å beregne effekten av kavitasjon i en CFD modell. I Fluent beregnes transport av kavitasjon med en transportlikning (ANSYS, 2020):

$$\frac{\partial}{\partial t}(\alpha_d \rho_d) + \nabla \cdot (\alpha_d \rho_d U_d) = R_e - R_c$$

Der α_d, ρ_d, U_d respektivt er volumfraksjonen, tettheten og hastighetsvektoren til dampfasen, og R_e, R_c er kildeledd for dannelse og kollaps av luftbobler.

5.4.2 Kapasitetsberegninger på flomløp i litteraturen

RANS modeller har blitt brukt til å modellere overløpsterskler siden 90-tallet, og noen av de tidligste studiene ble gjort ved NTNU i Norge (Olsen & Kjellesvig, 1998). I dette studiet ble SSIIM modellen brukt, og det ble funnet et avvik på 1% i forhold til fysiske forsøk for en enkelt vannføring. En rekke senere studier har vist at CFD modeller gir veldig godt samsvar med feltmålinger og fysiske modeller i mange tilfeller, men også at CFD har begrensninger, spesielt når det kommer til luftinnblandingsproblematikk og beregning av friksjonstap der det er store ruhetselementer.

Litteraturstudie fra 2015

N.R.B Olsen ved NTNU utførte i 2015 en litteraturstudie på vegne av NVE for å vurdere egnetheten til CFD for kapasitetsberegninger på flomløp (Olsen, 2015).

I litteraturstudiet er det gjennomgått ca. 30 artikler om numerisk modellering av flomløp. Det rapporteres at mange av studiene har resultater som avviker under 5% fra målinger, men at disse studiene ofte har enkel geometri, og at mer kompliserte geometrier ofte har større avvik. Artiklene i Olsens studie gjennomgås ikke på nytt her, det refereres derfor til Olsens studie for detaljer.

Oppsummert skriver (Olsen, 2015) at kapasiteten til standard (ogee) overløpsprofiler, skarpkantede og bredkantede overløp oftest vil kunne beregnes med en nøyaktighet innen noen få prosent med standard CFD programvare, forutsatt at brukeren har tilstrekkelig kompetanse. Videre skrives det at maksimal kapasitet for lukka flomløp fylt med bare vann sannsynligvis kan beregnes relativt nøyaktig, forutsatt at veggruheten modelleres riktig. Det ble imidlertid ikke funnet grunnlag for å si at luftinnblanding i lukka flomløp kan modelleres med tilstrekkelig nøyaktighet.

Ifølge litteraturstudiet er viktige momenter som kan føre unøyaktige resultater i CFD modellene; komplisert geometri, stor ruhet i forhold til cellestørrelsen i CFD modellen og luftinnblanding. Det påpekes at avvik på grunn av kompleks geometri kan skyldes at behovet for oppløsning av beregningsnettet er større for komplekse geometrier, og at dette problemet sannsynligvis vil løse seg ettersom tilgjengelig regnekraft øker. For de andre problemene anbefales det mer forskning. Det poengteres også at den viktigste årsaken til feil og mangler kan være kompetansen til de som utfører beregningene.

Det er utgitt en rekke artikler på CFD modellering som er relevante for flomløpskapasitet siden 2015. En del relevante artikler som er utgitt i de senere årene gjennomgås i de neste kapitlene. Mange av studiene som er utgitt etter 2015, handler om beregninger på mer komplekse geometrier enn de som ble gjennomgått i 2015.

Forskning på CFD på flomløp i Sverige

Historisk sett har KTH, Chalmers og Vattenfall stått for fysiske modellforsøk i Sverige (Yang, et al., 2019). Her har det de siste årene blitt gjort forskning på mange av de samme problemstillingene som har blitt forsket på ved NTNU, som også innebærer kapasiteten til flomløp og tilstøtende tema, som f.eks. tunnelruhet. Det gjennomføres for tiden et prosjekt på CFD-simuleringer for problemstillinger innen vassbygg, der målet blant annet er å opparbeide en database med forsøksresultater fra labeksperimenter som kan brukes til å validere CFD modeller for komplekse problemer (Fra personlig meddelelse fra Patrik Andersson). Prosjektet er tenkt å lede til en workshop kalt «Spillway 99» der det gjøres «blindtester» med CFD av flere aktører som så sjekkes mot datasettet.

Svenske forskere utgav i 2019 en review-artikkel hvor de gjennomgår erfaringer med fysisk modellering og CFD-modellering av kapasiteten til flomløp (Yang, et al., 2019). Både fysiske forsøk, som er gjort med noen tiårs mellomrom, og CFD-modeller sammenliknet med fysiske modeller undersøkes. Yang bemerker at det er observert forskjeller mellom beregnede kapasiteter i fysiske modeller, som typisk er utført med noen tiårs mellomrom (Tabell 5-1). Avviket mellom ulike fysiske modeller av samme flomløp faller mellom -8% og +11%. Det er antatt at dette først og fremst skyldes modellenes kvalitet, og målemetode. 14 av de 18 casene hadde likevel mindre avvik enn 5%, og Yang et. al oppgir at korrekt utførte modellforsøk typisk har forventet nøyaktighet på +-2-4%. Årsaken til de største feilene diskuteres, og strømningsmålinger og kvaliteten til modellens konstruksjon trekkes frem som primære feilkilder. Det påpekes at nyere 3D-printing eller CNC freseteknikker øker kvaliteten på modellene og reduserer feilkilder. 12 CFD modellcaser i Sverige hadde til sammenlikning maksimalt avvik i kapasitet på 3,8% i forhold til fysiske modellforsøk (Tabell 5-2). Det presiseres i artikkelen at CFD modelleringen ble utført av personer uavhengig av Vattenfalls laboratorier som ikke hadde tilgang til resultatene fra de fysiske modellforsøk på forhånd. Simuleringene inkluderer både overløp med luker og bunntappeløp og er gjort for dimensjonerende flomvannstand. For noen av casene er det i tillegg gjort simuleringer med varierende vannføringer og lukestillinger. Det vises et eksempel på dette, med maksimalt avvik på 2,9% i kapasitet.

Tabell 5-1. Tabell som viser sammenlikninger mellom tidligere og nye modellforsøk på flomløp i Sverige (Yang, et al., 2019) α er relativt avvik, λ er modellskala.

Dam Name	Past Model Study		Present Model Study			α (%)
	Year	Q_{past} (m ³ /s)	Year	λ	Q_{present} (m ³ /s)	
Ajaure	1967	1020	2000	50	935	-8.3
Bergeforsen existing spillway	1955	2300	1998	50	2400	4.3
Boden	1971	2760	2010	50	2595	-6.0
Edensforsen	-	1350	2010	50	1410	4.4
Gallejaur	1962	724	2004	40	720	-0.6
Halvfari	-	675	2007	40	650	-3.7
Harsprånget	1980	2340	2003	60	2600	11.1
Höljes	1958	1160	2008	50	1290	11.2
Laxede	1962	2615	2007	60	2825	8.0
Letsi	1967	1555	2002	50	1525	-1.9
Ligga	1980	2339	2005	50	2225	-4.9
Långbjörn	1986	1554	2006	100	1585	2.0
Midskog	1942	2305				0
	1992	2375	2002	50	2305	-2.9
Porsi	1961	2680	2002	50	2777	3.6
Satisjaure	1962	810	2003	50	790	-2.5
Stenkullafors	1975	1240	2003	50	1250	0.8
Storfinnforsen	1950	453	2008	30	449	-1.0
Stornorrfors	1950s	3200	2003	100	3275	2.3

Tabell 5-2. Tabell som viser sammenlikninger mellom CFD-modell simuleringer og modellforsøk i Sverige (Yang, et al., 2019) β er relativt avvik.

Dam Name	Physical Model Tests		CFD Simulations		β (%)
	Year	Q_{model} (m ³ /s)	Year	Q_{cfd} (m ³ /s)	
Bergeforsen (new spillway)	2010	1512	2016	1505	-0.5
Höljes	2008	1678	2013	1715	2.2
Gallejaur	1962	724			-0.6
	2004	720	2017	720	0
Långströmmen	2015	475	2015	485	2.1
Rusfors	1962	1625	2016	1598	-1.7
Storfinnforsen	1950	453			-3.8
	2008	449	2015	436	2.9
Torpshammar (2 surface gates)		135		128	-3.7
Torpshammar (2 bottom outlets)	2017–2018	485	2018	494	1.9
Torpshammar (all gates)		605		607	0.3
Vatnsfell (Iceland)	1999	350	2007	347	-1.0

South Florida Water Management Districts artikler

South Florida Water Management District (SFWMD) i USA har gitt ut en rekke artikler om bruk av hybrid-data (kombinerte fysiske målinger og CFD-modellresultater) og CFD-modellering for å kalibrere vannstand-vannføring forhold (rating-likninger) for kompliserte hydrauliske konstruksjoner, inkludert overløp, luker, kulverter og andre hydrauliske konstruksjoner (Zeng, et al., 2017a) (Zeng, et al., 2017b) (Zeng, et al., 2019) (Zeng, et al., 2020). I tillegg er det utgitt noen konferanseartikler mm. som ikke omtales her. SFWMD opererer over 650 større kontrollstrukturer, og har brukt den CFD-baserte metoden de presenterer i artiklene til å kalibrere rating-likninger for hundrevis av strukturer, hvorav ca. 30 som de karakteriserer som komplekse (Zeng, et al., 2019).

CFD modelloppsettet som brukes og validering av denne er beskrevet i Zeng et al. (2017a). SFWMD bruker en RANS modell med VOF i ANSYS Fluent. En standard k-ε turbulensmodell benyttes. Det benyttes 2-ordens diskretisering av konvektive og diffusive ledd og en «geo-reconstruct» metode for å finne vannoverflaten. For å finne ruheten ble formelen $k_s = (n/0.0389)^6$ brukt (fra (Yen, 1992) i (Zeng, et al., 2019)), hvor $n = 1/M$ er inversen av Manningtallet, M (Manning-Strickler koeffisienten). n kan finnes fra empiriske data i litteraturen, designmanualer etc. (se f.eks. Chow (1959)). Det bemerkes i (Zeng, et al., 2019; Crookston & Tullis, 2018) at modellene dermed er mer basert på et estimat av faktiske ruhetsforhold i felt enn kalibrering, og videre at det derfor vanligvis er lite eller intet behov for kalibrering av ruheten i CFD-modellene. Det bemerkes videre at det ikke er behov for kalibrering av parameterene i turbulensmodeller, da disse bruker konstante koeffisienter.

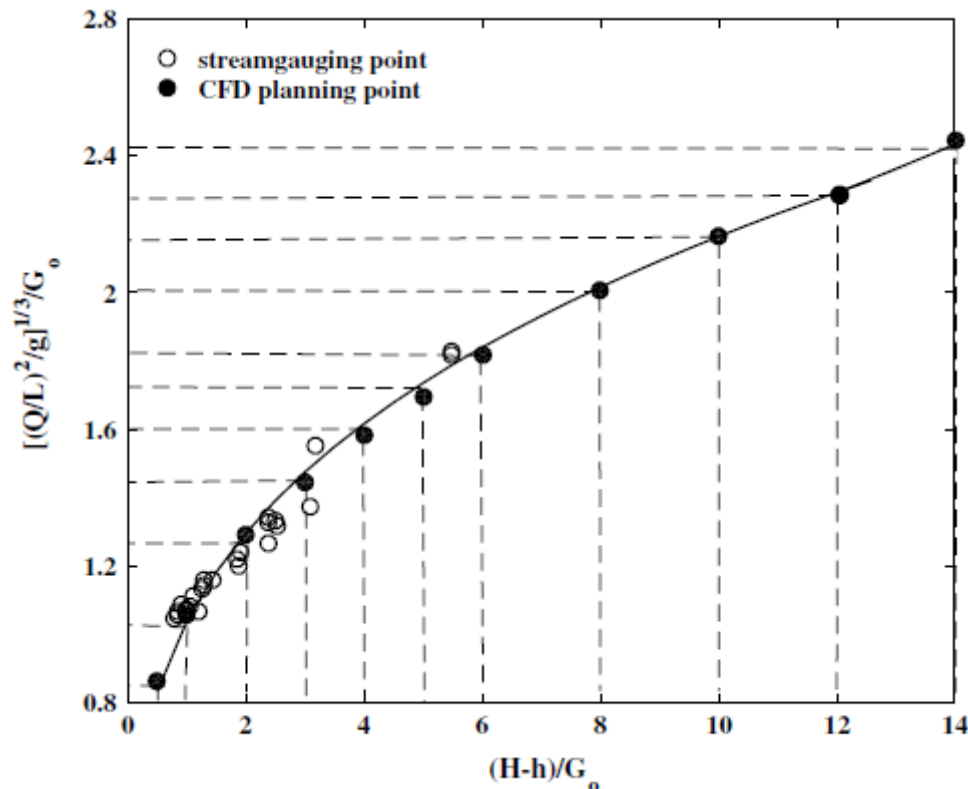
Ved oppstrøms grenser settes enten vannføring ved å definere hastighetsfeltet eller en hydrostatisk trykkfordeling. Ved utløpet settes en hydrostatisk trykkbetingelse for vannet, mens trykket settes til atmosfærisk over friskeilet. Modellen ble validert for en case med en dykket stråle/jet under en underløpsluke og for en kanal med skarp kurve. Modellen ble videre testet for beregninger på flere forskjellige flomløp, hvor absolutt relativt avvik i kapasitet mellom CFD-simuleringer og feltmålinger lå mellom 0,3 og 8,2 % og RMS av avviket var 4,6%. Valideringssimuleringene inneholdt både fri strømming med luker, fri strømming uten luker, dykket strømming med luker og dykket strømming uten luker.

Rammeverket for metoden er beskrevet i (Zeng, et al., 2017b) og videre omtalt i (Zeng, et al., 2019) og (Zeng, et al., 2020). SFWMD bruker eksisterende formelverk eller dimensjonsanalyse (Buckingham π teorem) for å finne relevante rating-likninger for konstruksjonen som skal analyseres (Zeng, et al., 2019). Likningene er på «power-law» form og har en eller flere parametere som kalibreres. Eksempler på likninger funnet ved dimensjonsanalyse er gitt i Figur 5-1 (på engelsk). Merk at f.eks. likningen for fritt overløp med litt omskriving blir $Q = CLH^{1,5}$ der $C = \sqrt{2g}C_d$, $C_d = \frac{1}{\sqrt{2}}a_4^{1,5}$.

Flow condition	Equations	Restriction	Remarks
Controlled submerged (CS)	$Q = L\sqrt{g}y_c^3$ $y_c = a_1 G_o [(H-h)/G_o]^{b_1}$	$h/G_o \geq 1.0$	Also known as submerged orifice
Controlled free (CF)	$Q = L\sqrt{g}y_c^3$ $y_c = a_2 G_o (H/G_o)^{b_2}$	$h/G_o < 1.0$ and $H/G_o \geq 1/K$ $K = 2/3$	Also known as free orifice
Uncontrolled submerged (US)	$Q = L\sqrt{g}y_c^3$ $y_c = a_3 H (1 - h/H)^{b_3}$	$h/G_o < 1.0$, $H/G_o < 1/K$, and $h/H \geq K$ $K = 2/3$	Also known as submerged weir
Uncontrolled free (UF)	$Q = L\sqrt{g}y_c^3$ $y_c = a_4 H$	$h/G_o < 1.0$, $H/G_o < 1/K$, and $h/H < K$ $K = 2/3$	Also known as free weir

Figur 5-1: Eksempler på rating-likninger for lukeoverløp fra dimensjonsanalyse (Zeng, et al., 2017b). Likningene er hentet fra Ansar & Chen (2009)

I den grad det finnes feltmålinger, så brukes disse til å kalibrere likningene, men ofte finnes det få feltmålinger og det er derfor behov for å supplere dataene med CFD genererte data. I (Zeng, et al., 2017b) foreslås også en metodikk for å planlegge CFD-forsøk når det er mange parametere involvert, f.eks. for overløp med dykket strømming og varierende lukeåpning. Metoden er basert på å lage dimensjonsløse plot som vist i figuren under, og å velge kombinasjoner av parametersettet (f.eks. over- og undervannstand, og lukeåpning) som beskriver den mest sannsynlige operasjonen av strukturen, og som gir en jevn fordeling av punkter på plottet.



Figur 5-2: Eksempel på dimensjonsløst plot for planlegging av CFD simuleringer for et overløp med luker i dykket tilstand (Zeng, et al., 2017b).

For å kvalitetskontrollere de CFD-genererte dataene foreslås en statistikkbasert konsistenstest basert på «ordinary least-squares» (OLS). CFD-data som faller utenfor et OLS basert konfidensintervall (f.eks 95%) fjernes. Etter kvalitetskontroll brukes kombinasjonen av felldata og CFD-genererte data (kalt hybrid-data) til å kalibrere parameterene i rating-likningen på følgende måte: 80% av hybrid-dataene velges ut ved tilfeldig utvalg for kalibrering av parameterene. De siste 20% av dataene brukes til verifisering av likningen etter kalibrering. I (Zeng, et al., 2017b) presenteres også 5 casestudier på ideelt utformede overløp med forskjellig strømningsregime (med eller uten påvirkning fra luker og dykket strømning). Relativavviket mellom kapasitet beregnet med de kalibrerte likningene og hybriddataene (både kalibrering og valideringsdatasettet) var i alle tilfeller på noen få prosent. For eksempel var RMS av relativavviket 3,3% og 4,9% for henholdsvis kalibrerings og valideringsdataene for en case med dykket strømning og luker.

(Zeng, et al., 2019) omhandler tre casestudier der metoden blir brukt, en kulvert med lukeanordning, en sluse og et overløp med klappeluker, mens (Zeng, et al., 2020) omhandler bruk av metoden for kulverter med lukeanordning. Tilsvarende resultater ble funnet for disse casestudiene.

Andre studier av CFD kapasitetsberegninger for flomløp etter 2015

(Savage, et al., 2016) modellerte labyrintoverløp med fysiske modellforsøk og CFD og fant godt samsvar spesielt for de høyeste vannstandene. CFD modelleringen ble gjort i Flow 3D, og to forskjellige RNG k- ϵ modeller (med og uten dynamisk turbulent lengdeskala) og en LES modell ble testet. Relativt avvik i vannføring var maksimalt 6,4% i forhold til fysiske forsøk. Med unntak av den laveste vannstanden var avviket mindre enn 4%.

(Crookston & Tullis, 2018) modellerte labyrintoverløp med LES og RANS med en RNG k- ϵ turbulensmodell i Flow3D og fant at mens det kunne være stor forskjell (over 30%) mellom håndregningsformler og labforsøk var det godt samsvar mellom CFD modellen og labforsøkene (relative avvik på 3-4%) og lite forskjell mellom valg av turbulensmodell (LES og RANS) med tanke på kapasiteten.

(Pedersen, et al., 2018) modellerte ideelle overløp med dykket strømning med en 2D vertikalsnittmodell og fant at sensitiviteten til oppløsningen i beregningsnettet i modellen økte når undervannet ble tilstrekkelig høyt (dykningsgrad over ca. 0,7). Med en tilstrekkelig høyoppløst modell var gjennomsnittlig relativt avvik i C-koeffisient i forhold til labforsøk (Tullis, 2011) under 2% for ni forskjellige kombinasjoner av oppstrøms og nedstrøms dybdenivåer og over dykningsgrader mellom ca. 0,5 – 0,98.

2-dimensjonale (2D) vertikalsnitt CFD-modeller

En del av studiene som er gjort for modellering av kapasiteten til flomløp, er basert på CFD modeller der det regnes på et 2-dimensjonalt vertikalt snitt av overløpet heller enn en full 3D modell, f.eks. (Savage & Johnson, 2001) (Johnson & Savage, 2006) (Hargreaves, et al., 2007) (Haun, et al., 2011) (Pedersen, et al., 2018). Disse studiene viser generelt svært godt samsvar med modellforsøk der strømmingen kan tilnærmes som 2-dimensjonal i vertikalplanet. F.eks. gjorde (Savage & Johnson, 2001) en test med 3D-modellering og bekreftet at strømmingen er essensielt 2-dimensjonal for et ideelt overløp i modellforsøk i renne.

Det er i litteraturen studier som indikerer at 2D vertikalsnitt modeller kan ta tilstrekkelig hensyn til f.eks. vannstand forskjellig fra dimensjonerende vannstand (Savage & Johnson, 2001), dybden foran overløpet, påvirkning fra høyt undervann og påvirkning fra nedstrøms bunnivå (Johnson & Savage, 2006) (Pedersen, et al., 2018).

2D beregninger er fordelaktige i forhold til 3D CFD beregninger fordi en mindre dimensjon betyr at antall beregningsceller i en slik modell kan være flere størrelsesordener mindre enn i en 3D-modell, ved samme oppløsning. Det betyr at man i praksis kan bruke mye finere oppløsning i beregningen uten at beregningstiden blir u hensiktsmessig lang. Det er også mye raskere å sette opp en slik modell på grunn av enklere håndtering av geometrien og generelt kortere beregningstid.

Så lenge overløpet ikke påvirkes av undervann fra samlekanalen, kan det være aktuelt å bruke 2D vertikalsnitt CFD-modeller for å beregne C-faktoren for overløp i forbindelse med kapasitetsberegninger for sideoverløp med kanal.

5.4.3 CFD-beregninger på lukka flomløp i Norge og Island

På NTNU er det modellert fire lukka flomløp som er modellert med fysisk modell, som også er modellert med CFD: Sysendammen, Innerdalen og Svartevassdammen (Olsen, 2015) samt Degdammen.

Den siste av disse modellene ble laget i 2015, og til tross for betydelig utvikling i CFD-modellering siden den gang, spesielt når det gjelder prosesskapasitet, er det ikke blitt utført nye CFD-modelleringer på lukka flomløp ved NTNU.

Det er også begrenset utvalg av CFD-modeller som er utført av bransjen, dette skyldes nok at CFD-modeller ikke har vært akseptert av NVE som tilstrekkelig dokumentasjon for avledningskapasitet, og derfor har ikke dameiere ønsket å bruke ressurser på slik modellering.

De siste årene ser vi allikevel at det er økende bruk av CFD til modellering av flomløp, og vi har fått opplysninger om flere flomløp der CFD er blitt brukt i kombinasjon med fysiske modellforsøk.

Sysenvatn

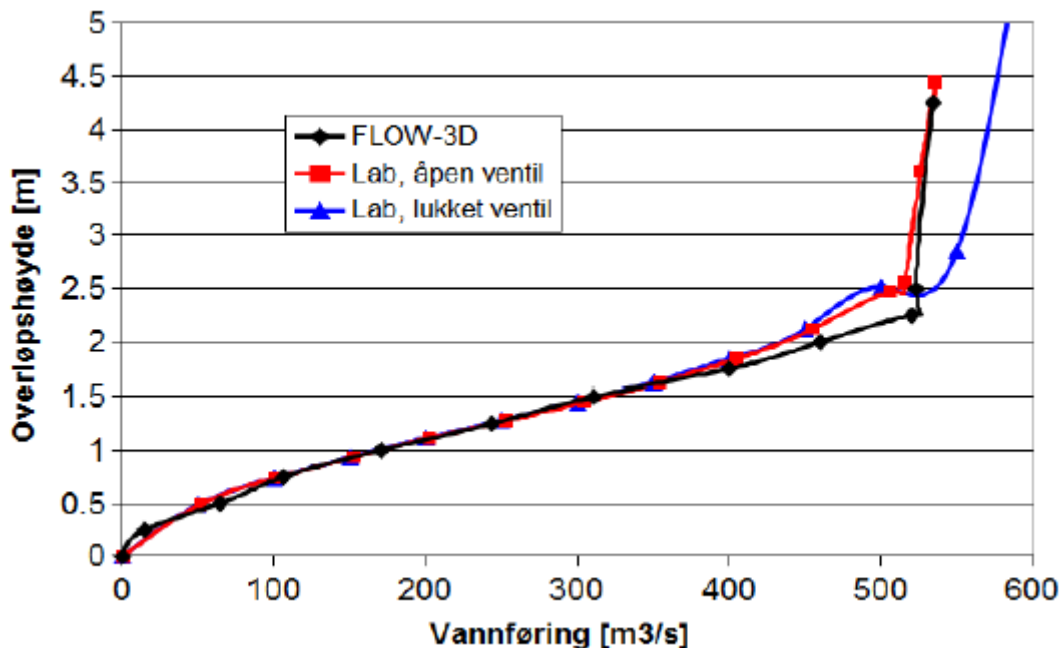
Flomløpet ved Sysenvatn er et ordinært rett sideoverløp med innstrømning fra én side og avløp i skråsjakt og tunnel. I 2008 ble det gjennomført både fysiske modellforsøk av flomløpet i vassdragslabben (Birkeland, 2008) og numerisk modellering av flomløpet i programvaren FLOW-3D med en $k-\epsilon$ turbulensmodell i forbindelse med en masteroppgave (Jacobsen, 2008) (Jacobsen & Olsen, 2010). Flow-3D modellen inkluderte også luftinnblanding med en drift-fluks modell (Hirt, 2003), modellen er nærmere beskrevet i kapittel 5.4.1 under luftinnblanding.

CFD modellen inkluderte både frispeilstrømning over overløpet og situasjonen når sjakten lukkes. Når sjakta lukkes, blir det trykkstrømning gjennom systemet og falltapet er bestemt av friksjon- og singulærtap gjennom systemet. I dette tilfellet blir ruheten gjennom tunnelen viktig for å bestemme friksjonstapet. I den fysiske modellen ble dette modellert ved å lime gummilister langs tunnelveggene. Ruheten i CFD modellen ble kalibrert ved å gjennomføre separate forsøk for rette tunnelstrekninger med forskjellig avstand og størrelse på «gummilistene».

Fysisk modellering viste at det kunne oppstå store undertrykk i sjakta når den lukkes, og for å hindre undertrykket, ble det bygget inn en ventil i sjakta. CFD modellen gav best samsvar med situasjonen med åpen ventil, men det er ikke regnet med en tilsvarende ventil i den numeriske modellen (Figur 5-3).

Relativt avvik mellom målte og beregnede verdier på vannføringskurva var under 2% de fleste steder, men økte til 10% der strømmingen var mest komplisert, dvs. før systemet lukkes (Jacobsen & Olsen, 2010). På de høyeste modellerte vannføringene der systemet var lukket var avviket 7% i forhold til

den fysiske modellen.



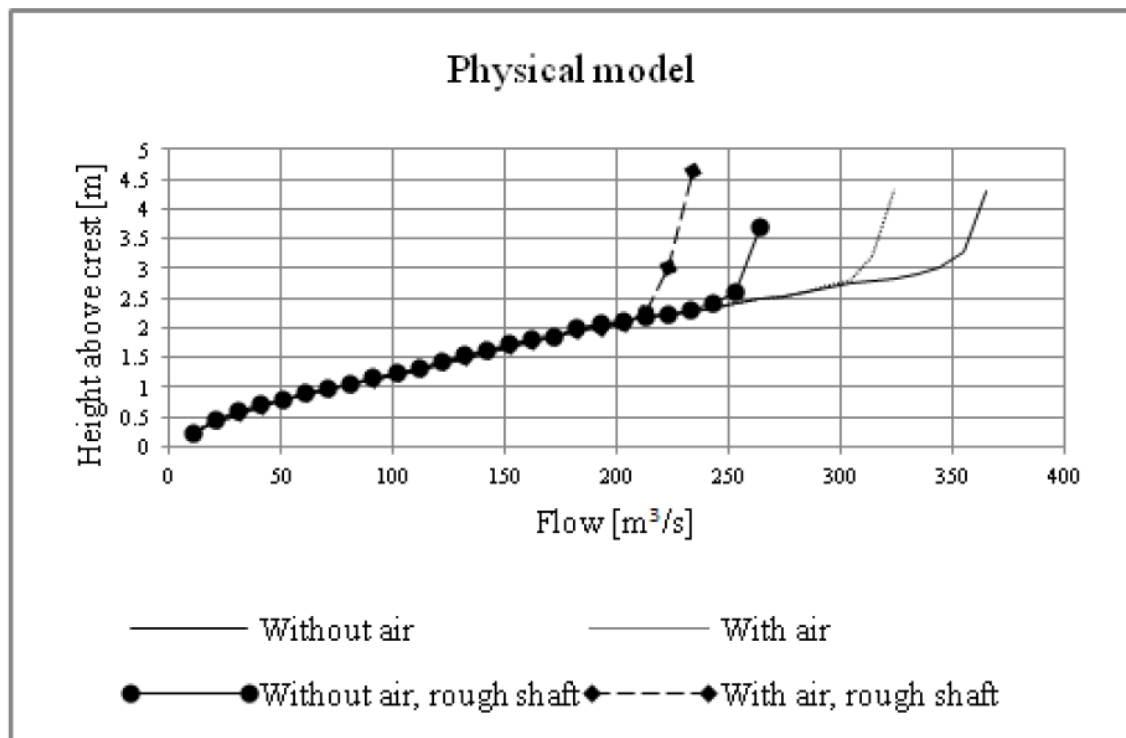
Figur 5-3: Kapasitetskurver fra fysisk modell og numerisk modell for Sysendammen, hentet fra (Olsen, 2015).

En lengre oppsummering av masterstudiet kan også leses i (Olsen, 2015). Der diskuteres flere mulige årsaker til avvikene. Det pekes på at det kan ha vært avvik i geometrien, luftmedrivning og luftkonsentrasjon, effekter av måten ruheten ble modellert, og numeriske feil på grunn av beregningsnett/grid. Det ble ikke utført sensitivitetstester på beregningsnettet, da dette ikke var praktisk mulig på grunn av lange beregningstider. I tillegg nevnes det at inn- og utstrømning fra modellen ikke var helt lik.

Innerdalen

Dam Innerdalen ble modellert ved fysisk modellforsøk i 2007 (Sæter & Røneid, 2007) og med CFD modell i forbindelse med Vingerhagens masteroppgave (Vingerhagen, 2011). Resultater fra CFD modelleringen er også beskrevet i en konferanseartikkel (Vingerhagen & Olsen, 2012). Flomløpet ble modellert i programvaren Star CCM+.

Den fysiske modellen ble utstyrt med en ventil for å kunne slippe til luft og regulere trykket og dermed motvirke undertrykk i sjakta. Det ble også klistret sandpartikler på innsiden av rørene for å modellere ruheten i den råsprengte tunnelen. Kapasiteten når tunnelsystemet lukker seg, var påvirket av både lufttilførsel og ruheten i tunnelen som vist i Figur 5-4. I CFD modellen ble en tilsvarende situasjon modellert ved å legge til et rør med lufttilførsel i CFD-modellen, og ved å anslå ruhetshøyden i den fysiske modellen ut ifra bilder. I simuleringene er det brukt en ruhetshøyde på 3 mm (Vingerhagen, 2011).



Figur 5-4: Kapasitetskurver for Innerdalen fra fysiske forsøk (Vingerhagen & Olsen, 2012).

CFD modellen gav generelt godt samsvar med den fysiske modellen for vannføringer der overløpsterskelen bestemte vannføringen.

Når det gjelder situasjonen med lukking av systemet var det større avvik. Det ble gjort en rekke sensitivitetstester for tidssteg, turbulensmodell og cellestørrelser som viste at modellen var sensitiv til alle disse, når vannføringen var så stor at systemet ble lukket. Dette forklares i artikkelen (Vingerhagen & Olsen, 2012) med at graden av luftinnblanding i sjakten varierte avhengig av parametere og turbulensmodell. Avviket i sensitivitetstestene rapporteres å være under 15%.

I (Olsen, 2015) diskuteres årsakene til avvikene videre. Her nevnes det at det gjerne dannes resirkulasjonssoner i innløpet til sjakter som vil føre til singulærtap. Størrelsen på resirkulasjonssonen og singulærtapet vil avhenge av valget av turbulensmodell. Det påpekes også at modellering ble utført etter at den fysiske modellen var revet, og at det er usikkerheter knyttet til blant annet geometrien på innløpet til sjakta og på om utløpsforholdene var korrekt modellert. Det nevnes en rekke avvik og usikkerheter i geometrien i Vingerhagens masteroppgave (Vingerhagen, 2011).

Det fineste beregningsnett som er nevnt i artikkelen, hadde 237444 celler. Dette er en eller flere størrelsesordener grovere enn hva man ville kunne bruke i dag.

Svartevatn

Norconsult utførte CFD modellering av flomløpet på dam Svartevatn i Sira vassdraget i 2010. Fysisk modellforsøk for dammen ble utført i 2012 (Bjørkmo, 2012).

Vi har ikke tilgang til rapporten for dam Svartevatn, men CFD modelleringen er oppsummert i (Olsen, 2015). Modelleringen er utført i ANSYS CFX. Kapasitetskurven, beregnet med den numeriske modellen hadde en del avvik sammenlignet med den fysiske modellen, også for situasjonen der overløpet bestemmer kapasiteten. I (Olsen, 2015) nevnes det at det er svært få beregningsceller over overløpet, som kan ha ført til avviket.

For situasjonen der tunnelsystemet lukkes, var det også store avvik i CFD-modellen. I (Olsen, 2015) påpekes det at avviket skyldes at nedstrøms grensebetingelse i modellen var satt til 0-gradient, og derfor at trykket fra nedstrøms ikke påvirker kapasiteten. Denne antagelsen er ikke fysisk korrekt for et lukket system.

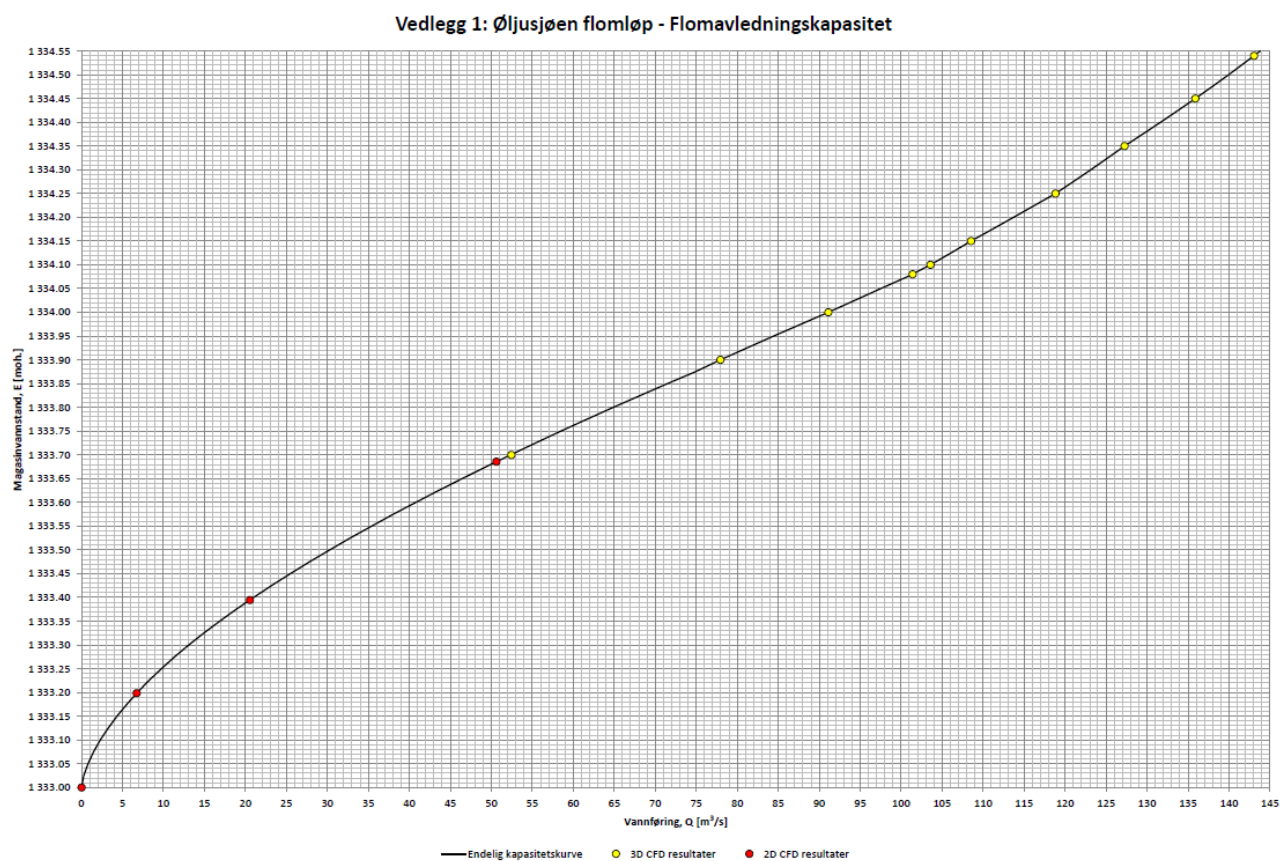
Kvevotni og Øljusjøen

Norconsult har nylig utført beregninger med flere forskjellige modeller, inkludert 2D- vertikalsnitt og 3D CFD-modeller for dam Kvevotni og Øljusjøen for Østfold energi (Norconsult, 2018) (Norconsult, 2019). Modelleringen ble utført i programvaren Flow-3D og er sammenliknet med modellforsøk (Lissev, et al., 2018) (Lissev, et al., 2019).

I begge disse prosjektene brukes flere CFD-modeller med forskjellig fokus. For overløp, samlekanal og innløp til sjakt brukes en mer finoppløst 3D-modell. Denne brukes til å beregne kapasiteten til overløpet og inkluderer oppstuvning som følge av samlekanalen eller forhold i innløpet, men tar ikke hensyn til oppstuvning fra tunnel og sjakt. I tillegg brukes 2D vertikalsnittmodeller til å beregne kapasiteten til overløpet for lavere vannføringer der 3D-effekter antas å være neglisjerbare og der oppstuvning fra samlekanalen og innløpet ikke påvirker kapasiteten. En grovere 3D-modell brukes til å beregne trykkstrømning i sjakt og tunnel.

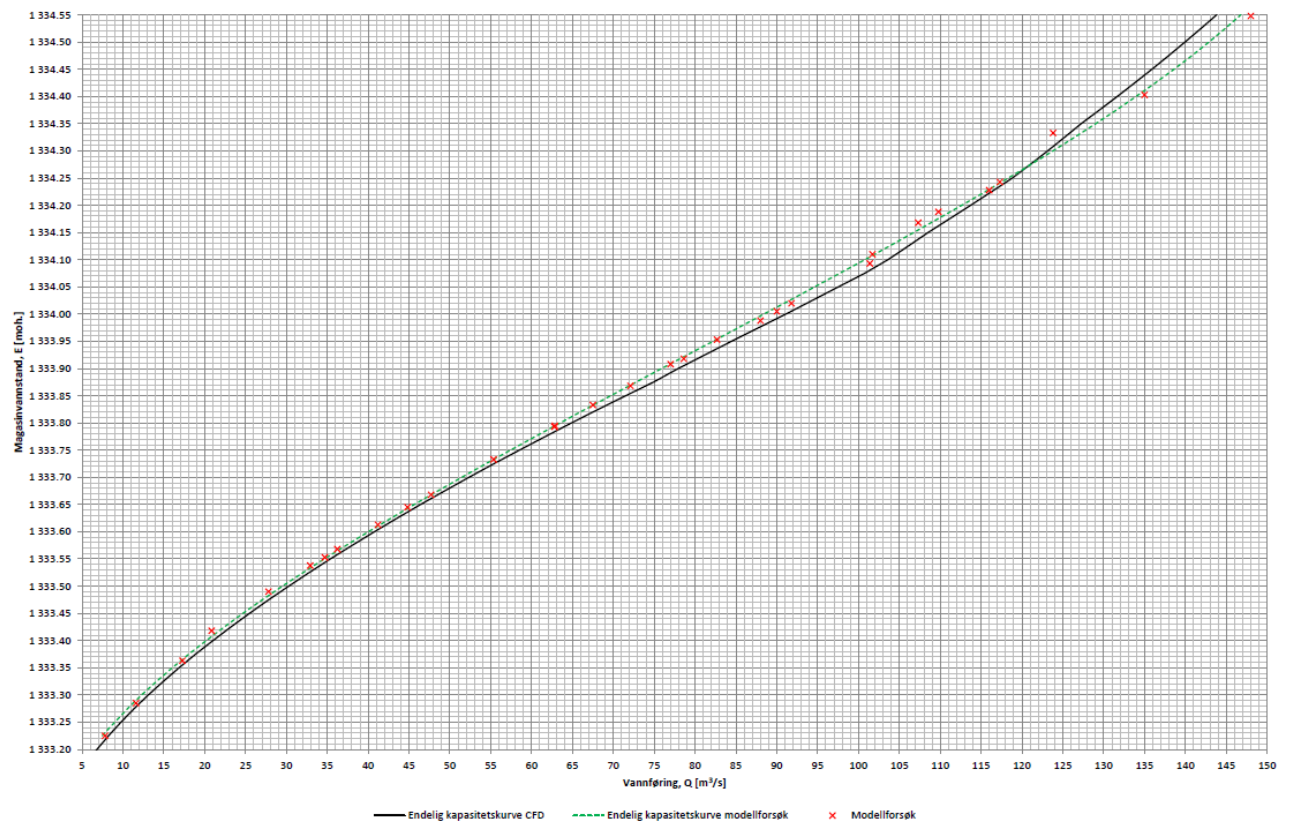
Norconsult opplyser at CFD-modellene bruker et standardoppsett i Flow3D, utover metoden for overflaterkonstruksjon i VOF («split lagrangian method») og diskretisering av konveksjonsledd («2. order monotonicity preserving»). En RNG k-ε turbulensmodell benyttes. Det opplyses at det er gjort gridkonvergensstudier for alle vannføringer for modellen som dekker overløp, samlekanal og innløp til sjakt, og for 2D vertikalsnittmodellene, men ikke for modellen av sjakt og tunnel (disse modellene er kalibrert). Overflateruheten (ruhetshøyden) for betongkonstruksjonene er satt til 3 mm, men det bemerkes at dette har liten betydning for kapasiteten til overløpet. Ruhetshøyden i sjakt og tunnel ble satt ved kalibrering av et utsnitt av tunnelen mot erfaringstall for norske kraftverkstunneler. Fordi tunnelen og sjaktens geometri er basert på laserscan og representerer større ruhetselementer, vil også deler av friksjonstapet beregnes implisitt i modellen, avhengig av cellestørrelsen.

For Øljusjøen viste beregningene at sjakt/tunnel ikke påvirker kapasiteten innenfor de vannføringene som er beregnet (0 – 143 m³/s). Beregningene viser at systemet er kontrollert av overløpsterskelen opp til en magasin vannstand på ca. 1,04 m målt fra HRV, deretter dykkes overløpet delvis fra samlekanalen. Ved å sammenlikne 3D-beregningene med 2D vertikalsnittmodellen (som ikke tar hensyn til påvirkning fra samlekanalen) beregnet Norconsult en reduksjon i kapasiteten på grunn av dykking av overløpsterskelen mellom 3 – 21% for magasin vannstander mellom 1,08 m og 1,54 m. Figur 5-5 viser resulterende flomavledningskapasitet som finnes ved en kombinasjon av 2D og 3D beregningene.



Figur 5-5: Beregnet kapasitetskurve med CFD for Øljusjøen. HRV ligger på 1333 moh. Begynnende påvirkning fra dykking av overløpet fra kanalen ved magasin vannstand ca. 1334,04. Røde punkter er simulert i 2D vertikalsnitt, mens gule punkter er simulert i 3D (Norconsult, 2018).

Vedlegg 2: Sammenligning med modellforsøk



Figur 5-6: Sammenlikning av kapasitetskurver fra CFD og modellforsøk for Øljusjøen (Norconsult, 2018).

Det opplyses at modellforsøk er utført parallelt, men uavhengig av CFD-simuleringene. Sammenliknet med fysiske forsøk fant Norconsult at relativavviket for kapasitetskurven funnet med CFD var maksimalt 3,1% for magasin vannstander over 0,5 m (Figur 5-6). CFD-modellen beregnet litt høyere kapasitet der overløpsterskelen var bestemmende alene og litt lavere kapasitet der vannstanden i samlekanalen påvirket kapasiteten. For lavere magasin vannstander øker avviket til opptil 10% for de laveste vannstandene. Modellforsøket er i skala 1:25 og vannstanden over overløpskanten angis å være 9 – 22 mm for området der avviket øker i den fysiske modellen. Dette er så lave vannstander at overflatespenninger vil kunne begynne å påvirke resultatene signifikant, se f.eks. tommelfingerregler i Heller (2011). I tillegg til overflatespenninger nevner Norconsult viskositet, avvik i geometri, referanse høyder eller målinger, eller unøyaktig regresjon ved utarbeidelse av endelige kapasitetskurver som mulige årsaker til avvikene.

Norconsult gjorde også beregninger for Øljusjøen med luftinnblandingsmodell for 104,7 og 133,2 m³/s og beregnet luftinnblandingen var hhv. 44% og 33%. Det bemerkes i rapporten at dette samsvarer godt med tall fra undersøkelser ifm. bekkeinntak (VR, 1988). Luftinnblandingsmodellene i Flow3D er beskrevet i Hirt (2003) og i kapittel 5.4.1.

For Kvevotni ble det også gjort overslagsberegninger basert på håndberegninger og stasjonære beregninger i HEC-RAS. Norconsult fant at overløpsterskelen var bestemmende for vannstanden for vannføringer mindre enn 150 m³/s, og at innløpet til tunnelen blir bestemmende for vannføringer større enn dette. For vannføringer der overløpsterskelen var bestemmende, var det godt samsvar mellom både fysiske modellforsøk, håndregningsformler (overløpsformel med korreksjon for overløpshøyder større enn dimensjonerende) og CFD-simuleringene. På de største vannføringene var det noe avvik i beregnede C-faktorer mellom håndregningsformlene og CFD. Det pekes på at dette

kan skyldes at korreksjonen for overløpshøyde forskjellig fra dimensjonerende overløpshøyde (H_a/H_0) er utenfor gyldighetsområdet til håndregningsformlene.

Det var en del forskjeller mellom fysisk- og numerisk modell når det gjelder strømmingen i innløpet. Norconsult peker på at det er forskjeller i geometrien i innløpet som kan ha forårsaket dette.

Valldalen

Vattenfall utførte uavhengige CFD-beregninger i OpenFOAM og fysisk modellstudie av flomløpet til dam Valldalen i 2021. Studiene ble utført ved Vattenfalls laboratorier i Älvkarleby i Sverige for Hydro Energi. Resultatene er videre omtalt i kapittel 7.3 i denne rapporten.

Mysevatn

Multiconsult utførte CFD beregninger for overløp, samlekanal og øvre del av sjakta til Mysevatn i 2021. (Multiconsult, 2021). Beregningene er omtalt i kapittel 7.4 i denne rapporten.

Laxá III

Verkís har modellert flomløpet til Laxá III med OpenFOAM. Laxá III har samlekanal, men ikke sjakt og tunnel nedstrøms. Det er en bro over kanalen nedstrøms, som kan føre til at flomløpet fungerer delvis som lukket ved høye vannføringer.

Staffivatn

Multiconsult utførte CFD beregninger for Staffivatn i 2021 (Multiconsult, 2021). Beregningene er omtalt i kapittel 7.5 i denne rapporten.

6 Fysiske modellforsøk

6.1 Bruk av fysiske modellforsøk

På grunn av kompleks strømnings situasjon angir NVE fysiske modellforsøk som den foretrukne måten å undersøke kapasiteten til lukka flomløp med samlekanal (NVE, 2005).

Til tross for at numeriske modeller stadig vinner mer terreng, er det fortsatt fysiske modellforsøk som er mest brukt. I følge Lysne (1990) er fysiske modellforsøk hensiktsmessig eller nødvendig i tilfeller der

- det er tvil om tiltak er nødvendig
- en ønsker å optimalisere/minimalisere tiltak
- det er innstrømningsforhold til sjakter og/eller fylt vannveg med uoversiktlige tapskoeffisienter

Bruk av skalamodeller til å modellere flomløp er vel utprøvd og kjent for å gi gode resultater, forutsatt korrekt geometri, korrekt bruk av modellover og tilstrekkelig hensyn til skalaeffekter. En annen vesentlig fordel er at geometri og annen utforming kan kontrolleres av «alle» og med enkle metoder.

6.2 Skalering av forsøk

For at resultatene av forsøkene skal kunne bli overførbare til fullskala flomløp, må den fysiske modellen, og forsøk i den, dimensjoneres slik at den får størst mulig likhet med virkelige flomløp. Full dynamisk likhet er ikke mulig i en skalert modell, og det er derfor nødvendig å finne hvilke krefter som dominerer og hvilke som kan neglisjeres. Ut fra dette velges en modellov som ulike parametere skaleres etter. Strømningen i et flomløp er dominert av tyngdekrafta, og det er derfor Froudes modellov som blir brukt. Froudes tall representerer forholdet mellom tyngdekraft og treghetskrefter.

For å redusere virkningen av skalaeffekter er det nødvendig å være oppmerksom på hva som er grensene for gyldighetsområdet til modellen, og hvilke forhold som ikke skaleres riktig.

Froudes modellov neglisjerer overflatespenningen, men ved lave vannstander kan denne ha en betydelig påvirkning på hvordan vannet oppfører seg. Novak et al. (2010) anbefaler derfor at vannstanden over overløp med standard overløpsprofil aldri bør være mindre enn 20 mm. Khatsuria (2005) anbefaler en minimumsvannstand på 15 mm.

Skalering av luftinnblanding er også vanskelig, fordi verken hastigheten eller overflatespenningen blir riktig skalert. Dette gjør at luftbobler i vannet blir for store i forhold til i fullskala. Disse store boblene beveger seg raskere til overflaten, og resultatet blir at luftkonsentrasjonen i modellen blir lavere enn i fullskala, eller at man ikke får luftinnblanding i modellen det hele tatt. Dette kan resultere i at modellflomløpet får høyere kapasitet enn flomløp i fullskala. Forsøk gjort med frispillstrømning i sjakt beskrevet av Favley (1980) viser imidlertid at dette ikke trenger å være tilfellet. Her er det omtalt modellforsøk i flere modeller av det samme flomløpet med ulik skala, hvor det ble observert samme luftinnblanding som i fullskala. Chanson (2009) har imidlertid kommet til motsatt konklusjon, og advarer mot kraftig underestimerting av luftinnblanding i fysiske skalamodeller sammenlignet med fullskala flomløp. Ved fysiske modellforsøk på det lukkede flomløpet ved dam Innerdalen ble det tilsatt såpe i vannet for å se hvordan overflatespenningene påvirket kapasitetskurven (Sæter & Røneid, 2007). Det ble observert en marginal endring i kapasitet.

En annen forutsetning er turbulent strømning i modellen, altså Reynoldstall på over 3000. Ved modellering av friksjon bør Reynoldstallet være på over $5 \cdot 10^5$ for å unngå skalaeffekter (Novak, et al., 2010). For tilstrekkelig store Reynoldstall vil friksjonsfaktoren f (i Darcy-Weissbachs ligning) ikke lenger være avhengig av Reynoldstallet.

I tillegg til rene skalaeffekter, vil det også være usikkerhet knyttet til unøyaktigheter i geometri og i måling av vannstander og vannføringer. Selv svært små unøyaktigheter i geometrien kan gi betydelige utslag i kapasiteten.

6.3 Skalering av undertrykk

Siden undertrykk i teorien kan bli like stort i modell som i fullskala, vil dette representere en feilkilde. Lukka flomløp som lukkes og åpner seg må derfor ventileres riktig for å få rett kapasitet.

6.4 Fysisk modellering av lukka flomløp

Det er utført en rekke fysiske modellforsøk av lukka flomløp ved vassdragslaboratoriet ved NTNU og ved andre laboratorium i Europa fra 1960-tallet og frem til i dag. Tabellen under lister opp modellforsøkene med lukkede flomløp som er blitt utført ved NTNU de siste ti årene.

Tabell 6-1, Oversikt over fysiske modellforsøk på flomløp med samlekanal og lukket avløp som er blitt gjennomført ved vassdragslaboratoriet de siste årene

Dam	Dameier	År	Rapport
Refsdalsvatnet	Vikfalli, Statkraft	2010-2011	NTNU-rapport
Svartevatnet	Sira-Kvina	2012-2013	(Bjørkmo, 2012), NTNU-rapport 82-7598-086-0
Vasslivatnet	TrønderEnergi	2013-2014	(Roe, 2013), (Natvik, 2014)
Degdammen (flere alternative utf.)	Sira-Kvina	2015	NTNU-rapport 978-82-7598-092-0
Follsjø	Statkraft	2016-2017	(Fiskum, 2016), (Brøste, 2017), NTNU-rapport 978-82-7598-102-6
Strandevatnet (to flomløpstunneler)	Hafslund ECO	2018	(Trongkleiv, 2018)
Storlivatn	Saudefaldene	2017-2019	(Gjerde, 2017), (Hvidsten, 2019)

I tillegg bør følgende to prosjekt spesielt relevante for utforming av sidekanal med overgang til sjakt regnes med:

Tabell 6-2, Fysiske modellforsøk på flomløp med spesielt fokus på samlekanal og overgang fra denne

Dam	Dameier	År	Rapport
Dabbsjö II	Statkraft Sverige	2012	NTNU-rapport
Samlekanal og lukka flomløp	Generelt	2012-2013	(Walløe, 2012), (Hovland, 2013)

7 Case-studier

7.1 Dam Aursjøen

7.1.1 Bakgrunn

Det er gjort case-studier for å illustrere hvordan metode- og modellvalg har betydning for beregnet flomavledningskapasitet. Dette case-studiet ser kun på samlekanalen.

7.1.2 Beskrivelse

Dam Aursjøen har et sideoverløp med avløp i kanal, altså ikke et lukka avløp. Dette flomløpet er valgt som case for å sammenligne håndberegninger av samlekanal med 1D- og 2D-modellering.

Samlekanalen er ca. 140 meter lang med bredde 10-20 meter og har en helning på ca. 0,03 m/m.

Dybden øverst i kanalen er på 3 meter. Avløpet skjer ved en kanal med stor helning, det vil altså være overkritisk strømning nedstrøms samlekanalen.

Det finnes en detaljert laserscann av overløpet, men har valgt å glatte og «idealiser» kanalen for å redusere støy og lettere kunne sammenligne de ulike modelleringsverktøyene. Det er valgt å modellere i HEC-Ras 5.0.7 og kanalen er modellert med en 1D-modell og en 2D-modell. I tillegg er vannlinja beregnet med Hinds ligning. Det er i denne omgang kun modellert én vannføring: 450 m³/s. Denne vannføringen ligger omtrent på kapasitetspunktet til samlekanalen.

7.1.3 1D-modell

Samlekanalen er modellert med tverrprofiler vinkelrett på kanalen, og det er 5 meter avstand mellom tverrprofilene. Innstrømning til samlekanalen er modellert med et sideoverløp, kalt «lateral weir» i programmet. Oppstrøms terskelen er det laget et «storage area».

Oppstrøms grensebetingelse er vannføring inn i magasinet, altså vannføring inn i «storage area». Nedstrøms grensebetingelse er satt til en konstant vannstand. Nedstrøms grense er satt ca. 130 meter nedstrøms samlekanalen, og påvirker ikke strømmingen i samlekanalen. Manningstall er satt til $n=0,04$. Det er gjort modellering med «unsteady flow» som er stabilisert med «mixed flow regime» med standard verdier. Modellen er kjørt med tidskritt på 0,1 sekund.

I forsøk på å få bedre resultater er det i etterkant også kjørt en 1D-modell med tettere tverrprofiler og kortere tidskritt. I denne modellen er det eksperimentert med verdiene for «mixed flow regime», for å få modellen til å inkludere akselerasjonsleddet i gruntvannsligningene i større grad. Det er testet med grenser $Fr=2,5$ og $Fr=4,0$.

7.1.4 2D-modell

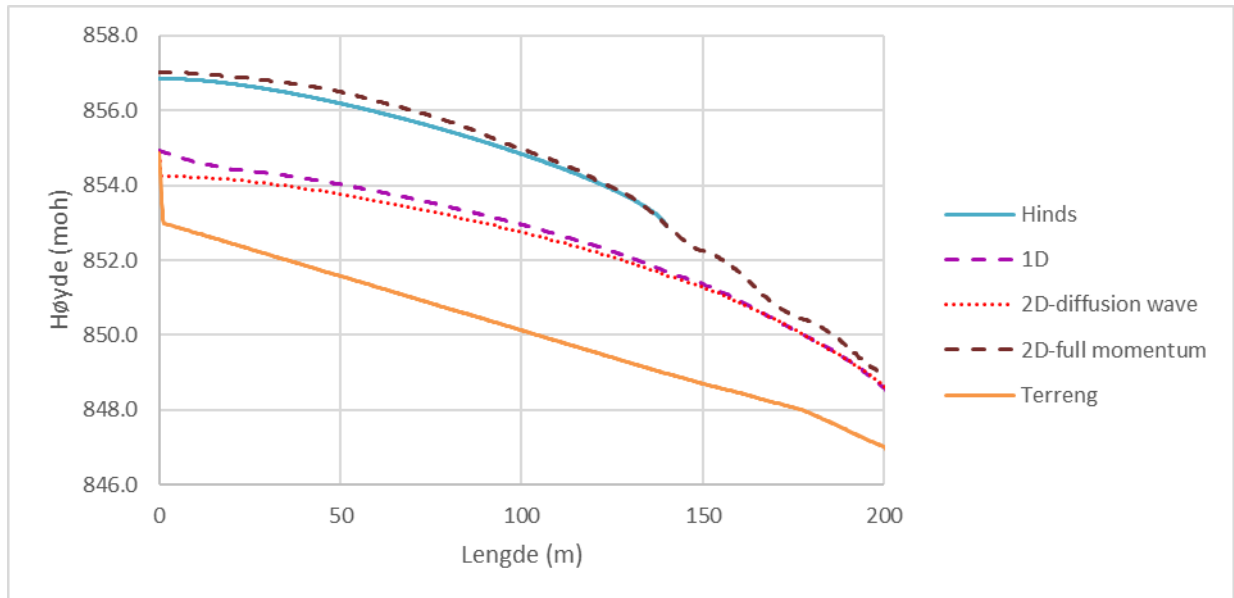
Samlekanalen og en del av oppstrøms magasin er modellert med en 2D-modell med cellestørrelse 1x1 meter. Terskelen er lagt inn som en «internal connection», en terskel med $C=2,1$.

Oppstrøms grensebetingelse er vannføring inn i magasinet. Nedstrøms grensebetingelse er satt til en konstant vannstand. Nedstrøms grense påvirker ikke strømming i samlekanalen. Manningstallet er satt til $n=0,04$. Det er ofte anbefalt å velge mindre friksjon (lavere Mannings n) i en 2D-modell enn en 1D-modell, dette er det foreløpig ikke tatt hensyn til her. 2D-modellen er kjørt med både med ligninger for diffusiv bølge og med full dynamisk beregning. Det er kjørt med courant-optimalisert tidskritt, slik at tidskrittet justeres basert på vannhastigheten.

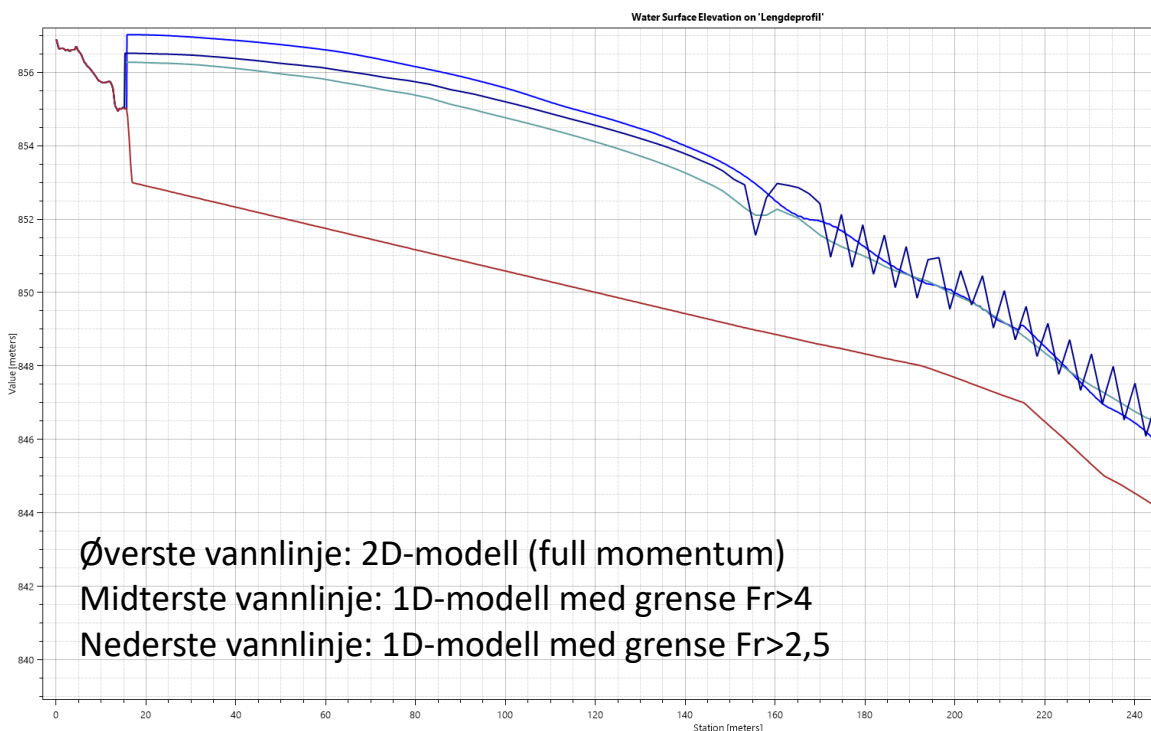
7.1.5 Sammenligning av resultater

Det er hentet ut en vannlinje midt i samlekanalen for de tre modellkjøringene. I tillegg er det gjort en beregning av samlekanalen med Hinds ligning. Nedstrøms grensebetingelse for håndberegningene er kritisk snitt i nedstrøms ende av samlekanalen, som er beregnet til $y_c=3,9$ m.

Grafen nedenfor viser beregnet og modellerte vannlinjer gjennom samlekanalen.



Figur 7-1. Samlekanalflomløp basert på flomløpet til dam Aursjø. Terskelen slutter ved $x=140$.



Figur 7-2. Test av 1D-modell med ulike kriterier for «mixed flow regime».

7.1.6 Diskusjon og videre arbeid

Det er godt dokumentert at Hinds ligning gir gode resultater for samlekanaler med uniform utforming slik som dette flomløpet. Til tross for at vi ikke har fysiske modellstudier til å sammenligne med, er det rimelig å anta at Hinds ligning gir gode resultater for Aursjø. 2D-modellering med full momentligning gir en vannlinje som ligger nær vannlinja beregnet med Hinds.

2D-modellering med diffusjonsbølge som beregningsmetode gir en svært mye lavere vannstand.

Dette skyldes av ved beregning med diffusjonsbølge sløyfes leddet som inkluderer $\left(\frac{dQ}{dx}\right)$, noe som vil si at energitap som følge av sideveis innstrømning ikke blir inkludert, og vannlinja blir betydelig lavere.

1D-modellering med «unsteady flow» er på samme måte som Hinds ligning basert på impulssetningen og kontinuitetsligningen, og burde i utgangspunktet gi samme vannlinje som beregnet med Hinds ligning. Figur 7-1 viser tydelig at dette ikke er tilfellet, modellert vannlinje med HEC-Ras 1D unsteady flow viser seg å sammenfalle med 2D-modellering med «diffusion wave». Dette skyldes at ved å velge «mixed flow regime» blir akselerasjonsleddene i Saint Venants ligning redusert når Froudetallet nærmer seg 1. Ved Froudetall lik 1 reduseres ligningen til ligningen for diffusjonsbølge, noe som nødvendigvis ikke gir riktig vannlinje. 1D-modellen er svært ustabil ved overgang fra underkritisk til overkritisk strømning, og det er utfordrende å etablere en stabil modell uten å redusere akselerasjonsleddene. Figur 7-2 viser at ved å justere grensa for når akselerasjonsleddene blir eliminert fra $Fr=1$ til $Fr=4$ gjør at vannlinja nærmer seg vannlinja som er beregnet i 2D-modell med «full momentum». Beregningen er imidlertid ustabil, som vist i den nedre delen av vannlinja.

Det er ikke gjort sensitivitetsanalyse av Manningstall, cellestørrelse eller andre modellparametere.

7.2 Hoover dam

7.2.1 Bakgrunn

Det er utført beregninger med CFD modell av det ene flomløpet (Arizona) for Hoover dam. Hoover dam har blitt valgt ut som casestudie av to årsaker. For det første finnes det flere fysiske modellforsøk av flomløpet, som er godt dokumentert, slik at det finnes en del valideringsdata fra fysisk modellering som CFD modellen kan sammenliknes med. For det andre har flomløpet til Hoover dam en forholdsvis enkel utforming, med ideelt utformet overløpsterskel, trapesformet samlekanal og terskel ved innløpet til sjakten. Dette gjør det enklere å ha kontroll over feilkilder i CFD-modellen, og gjør det egnet for validering av modellen. Tilsvarende flomløp i Norge har ofte råsprengt samlekanal og sjakt, og det er vanskeligere å ha kontroll over feilkilder (selv om disse likevel er kontrollerbare).

Modellen dekker følgende:

- Strømning over ideelt overløp
- Retningsendring i overgangen fra overløpet til sidekanalen og 3-dimensjonal strømning i samlekanalen
- Overgangen mellom samlekanal og sjakt forbi overløpsterskel med avrundet form

Forsøkene sammenliknes med vannlinjer fra modellforsøk (1:100, 1:60 og 1:20) (USBR, 1938) (USBR, 1948) og empiriske formler.

7.2.2 Geometri, numerisk oppsett og grensebetingelser

Geometrien er modellert i Civil3D, basert på tegninger av 1:20 modellen beskrevet i (USBR, 1938).

CFD-modellen lages i programvaren ANSYS CFX. RANS likningene løses i CFX med en hybrid finite-difference/finite-volume metode. Det er aktuelt å teste flere forskjellige turbulensmodeller i sensitivitets- og parametertestene, foreløpig er det gjort beregninger med en $k-\omega$ SST turbulensmodell.

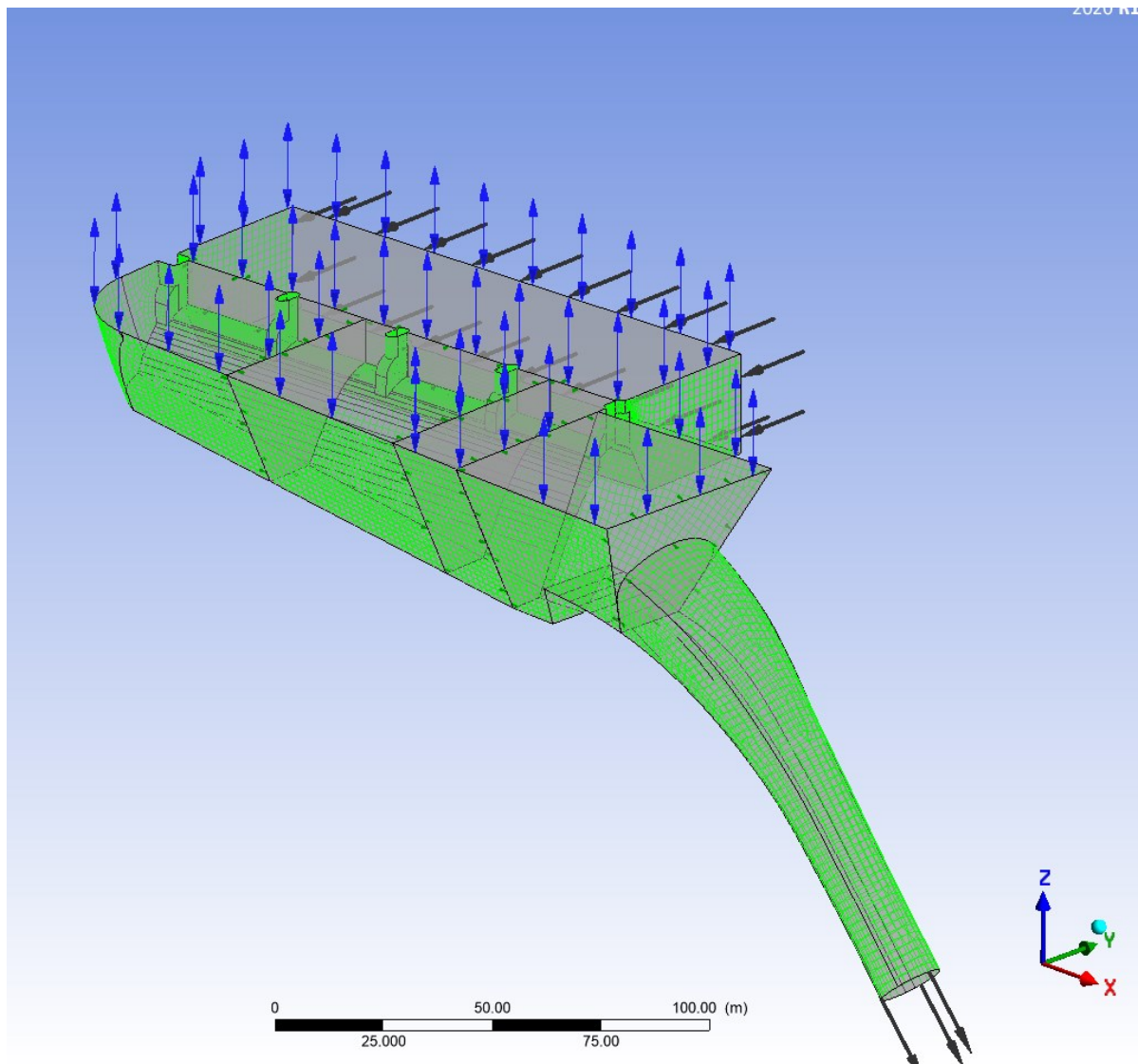
Oppstrøms grense vil tilsvare vannstand i magasinet ved stillestående vann. Oppstrøms grense settes i en avstand på minst $5H_0$ ut fra overløpet for å ta hensyn til nedtrekking av magasin vannstanden inn mot overløpskanten. Nedstrøms grense settes samme sted som utløp fra fysisk modell.

Ruhetshøyden er skjønnsmessig satt til 1 mm for betongkonstruksjoner.

Grensebetingelsene til modellen er videre beskrevet i tabellen under.

Tabell 7-1: Grensebetingelser

Grense	Type (navn i CFX)	Formulering	Fase
Oppstrøms grense i magasinet	Totalt trykk (Total pressure)	Hydrostatisk trykk, stagnasjonsvannstand Vann: $\rho_v g(H - z)$ Luft: atmosfærisk trykk, definert lik 0	$z \leq H$: Vann $z > H$: Luft
Nedstrøms grense i sjakten	Statisk trykk (Static pressure)	Hydrostatisk trykk Vann: $\rho_v g(h - z)$ Luft: atmosfærisk trykk, definert lik 0	$z \leq h$: Vann $z > h$: Luft
Lokk/kontakt med atmosfærisk trykk	Totalt trykk (Opening)	Atmosfærisk trykk, definert lik 0	Luft
Vegger (terreng og dam)	vegg (Wall)	no slip (0 hastighet ved overflaten), ru vegg formulering, $k_s = 0,001$ m	Vann eller luft



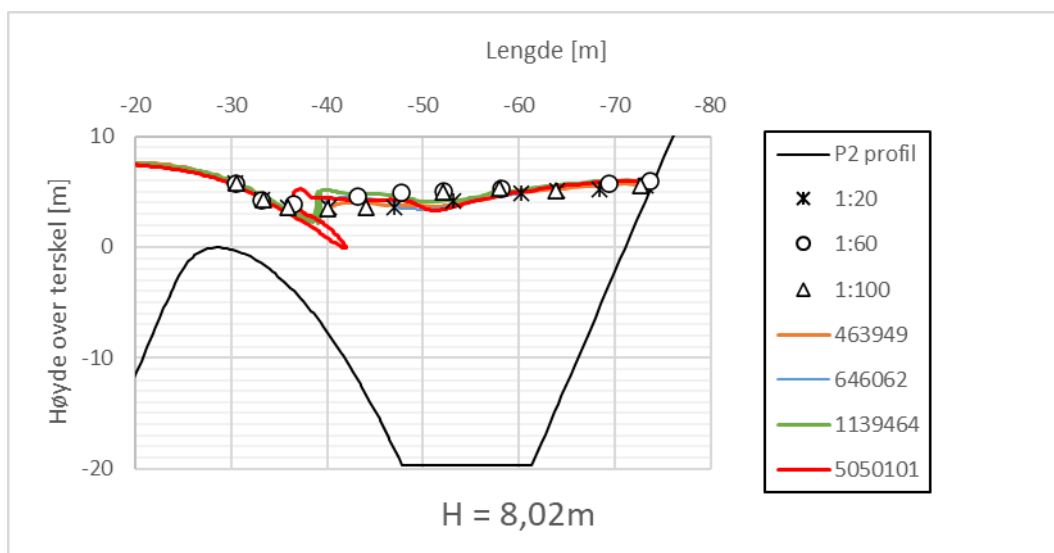
Figur 7-3: Modellen med grensebetingelser

7.2.3 Resultater

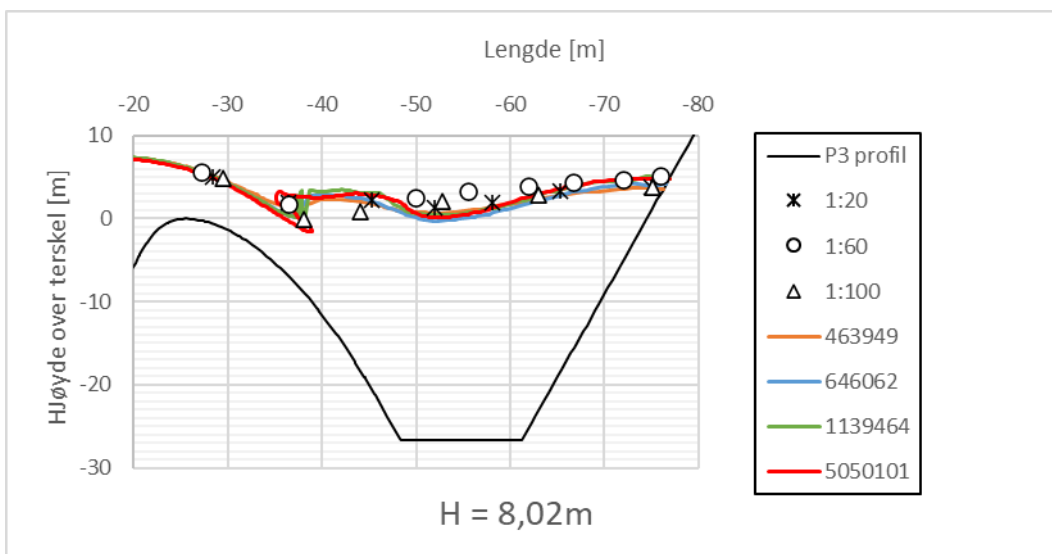
Det er gjort beregninger for den største vannføringen i modellforsøkene, $5660 \text{ m}^3/\text{s}$. Grensen i CFD-modellen er satt til tilsvarende magasin vannstand fra vannføringskurve, $8,02\text{m}$. Det er gjort en sensitivitetsstudie på forskjellige beregningsnett. Resulterende vannlinjer sammenliknes med modellforsøk. Figur 7-4, Figur 7-5 og Figur 7-6 viser vannlinjen i tverrprofiler fra CFD-modellen for forskjellig antall celler i beregningsnettet, sammenliknet med modellforsøk i skala 1:20, 1:60 og 1:100.

Det kan ses fra figurene at vannlinjen for alle de forskjellige beregningsnettene er nær identiske over overløpskanten. De største forskjellene finnes i overgangen mellom overløpet og kanalen, der strålen fra overløpet møter de relativt mer stillestående vannmassene i kanalen. I (skjær)flaten mellom strålen og de mer stillestående vannmassene vil det dras med luft ned i vannmassene. En del av forskjellene mellom de forskjellige beregningsnettene skyldes antakelig at luftboblene som dras ned i vannmassene ikke er tilstrekkelig oppløst. Det vil kreve et svært fint beregningsnett for å oppløse dette tilstrekkelig. I stedet dannes det i modellen en sone med volumfraksjon mellom 0 og 1, altså en blanding av luft og vann, i overgangen. I de mer finoppløste modellene er denne sonen bedre oppløst, og det finnes da celler der volumfraksjonen er mindre enn 0,5 lenger ned i vannmassene. Ut mot motsatt side av kanalen samsvarer vannlinjene fra CFD modellen bedre.

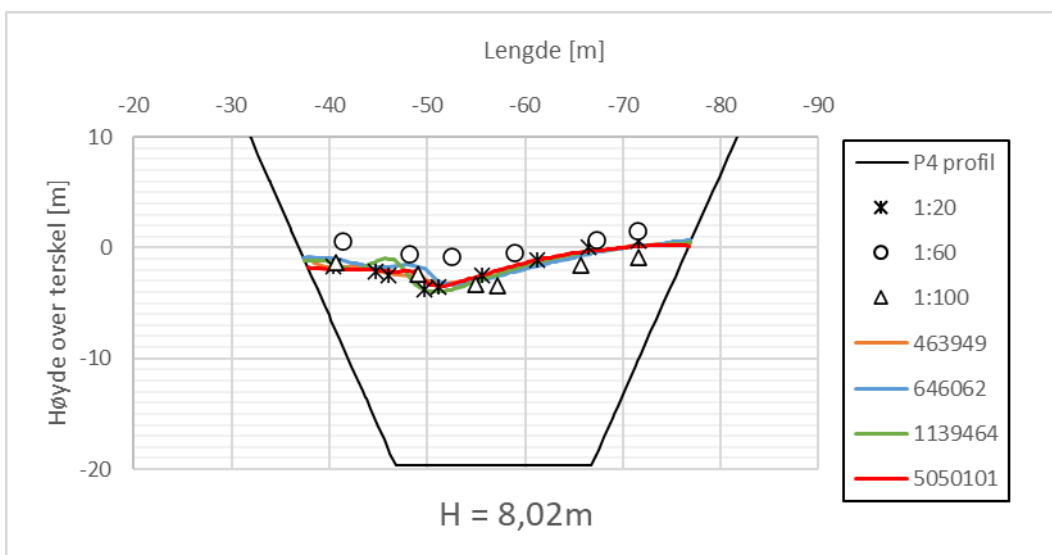
Sammenliknet med de fysiske modellforsøkene, stemmer CFD-modellresultatene generelt best med resultatene fra modellen med størst skala, (1:20). Det kan videre bemerkes at CFD modellen har like godt eller bedre samsvar med modellen med størst skala, sammenliknet med modellene med mindre skala (1:60 og 1:100). Spesielt har CFD-modellen i alle tilfeller bedre samsvar med 1:20 modellen, sammenliknet med 1:60 modellen i forsinkingen i vannoverflaten mellom ca. lengder -45 til -60 meter i profil 2 og 3 og i profil 4.



Figur 7-4: Sammenlikning av vannlinjer i profil, P2 ved $H = 8,02\text{m}$. Fargede linjer er fra CFD modell, tallet indikerer antall celler i modellen, punkter er fra fysiske modellforsøk hvor skala er angitt.

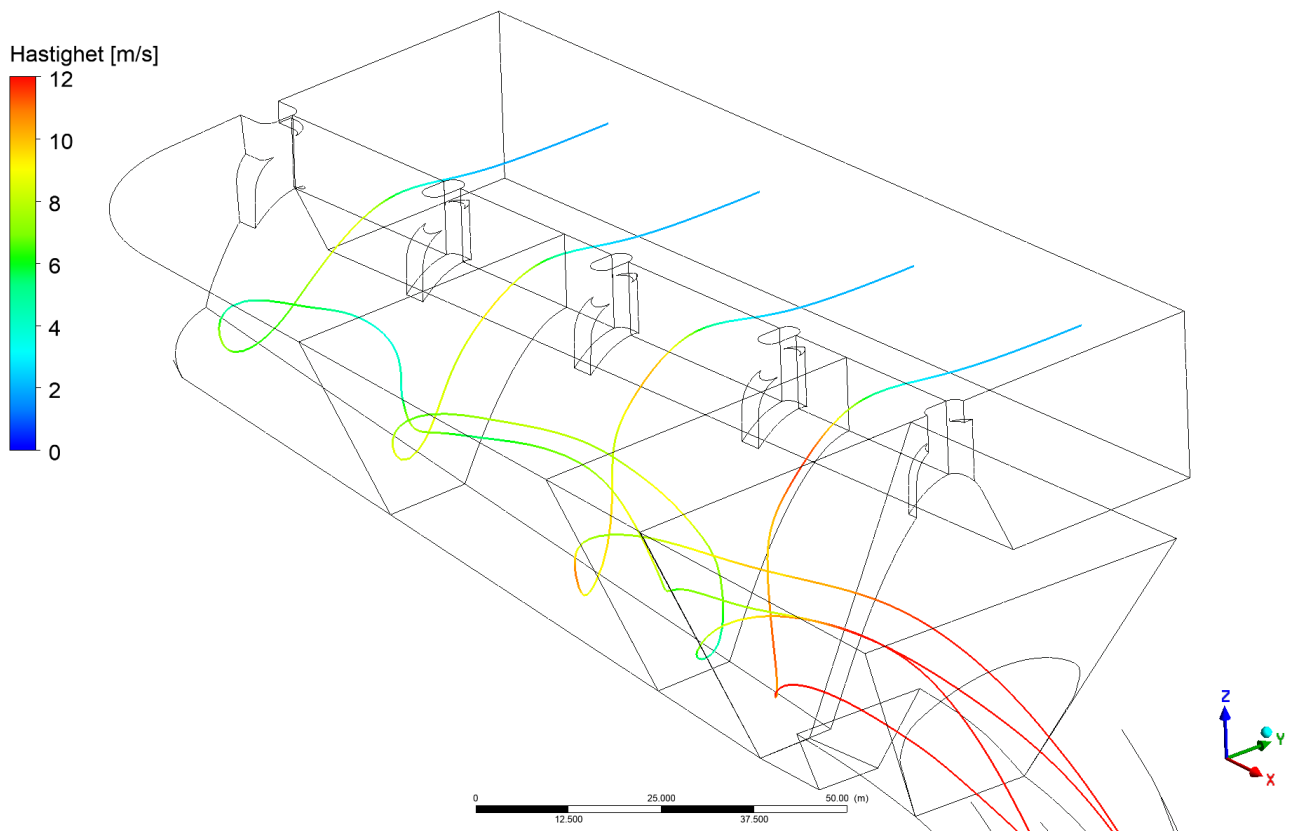


Figur 7-5: Sammenlikning av vannlinjer i profil, P3 ved H = 8,02m. Fargede linjer er fra CFD modell, tallet indikerer antall celler i modellen, punkter er fra fysiske modellforsøk hvor skala er angitt.



Figur 7-6: Sammenlikning av vannlinjer i profil, P4 ved H = 8,02m. Fargede linjer er fra CFD modell, tallet indikerer antall celler i modellen, punkter er fra fysiske modellforsøk hvor skala er angitt.

Et eksempel på strømningslinjer i samlekanalen til Hoover dam fra CFD modellen er vist i Figur 7-7. Figuren viser at det dannes et tilnærmet heliks- eller skruerformet strømningsmønster i samlekanalen.



Figur 7-7: Strømningslinjer i samlekanalen til Hoover-dam

7.3 Valldalen

7.3.1 Bakgrunn

Dam Valldalen har et flomløp med sidekanal og avløp i 45-graders skråsjakt etterfulgt av en horisontal tunnel. Lengden på terskelen er 126 meter, mens sjakta er på 110 meter og tunnelen på 200 meter. Sidekanalen har en knekk, og sjaktinnløpet er plassert i denne knekken. Det vil altså være innstrømning i sjakta fra flere sider. Sjaktverrsnittet er forholdsvis ujevnt, med tverrsnittsareal mellom 30,5 og 53 m². Tunnelen har tverrsnitt mellom 64 og 80 m². Hele systemet er illustrert i Figur 7-9, som viser en 3D-modell av systemet basert på laserskann.

I de nye flomberegningene er PMF beregnet til ca. 1000 m³/s, og dameier Hydro har fått utført både CFD-beregninger og fysisk modellering for å undersøke om kapasiteten til flomløpet er tilstrekkelig.

Vi har i tillegg gjort håndberegninger samt beregninger med 1D- og 2D-modeller for å sammenligne resultatene. Beregningene er sammenlignet med resultatene fra fysiske modellforsøk.



Figur 7-8. Flomløpet ved Valldalen (Hansen & Halsnes, 1988)

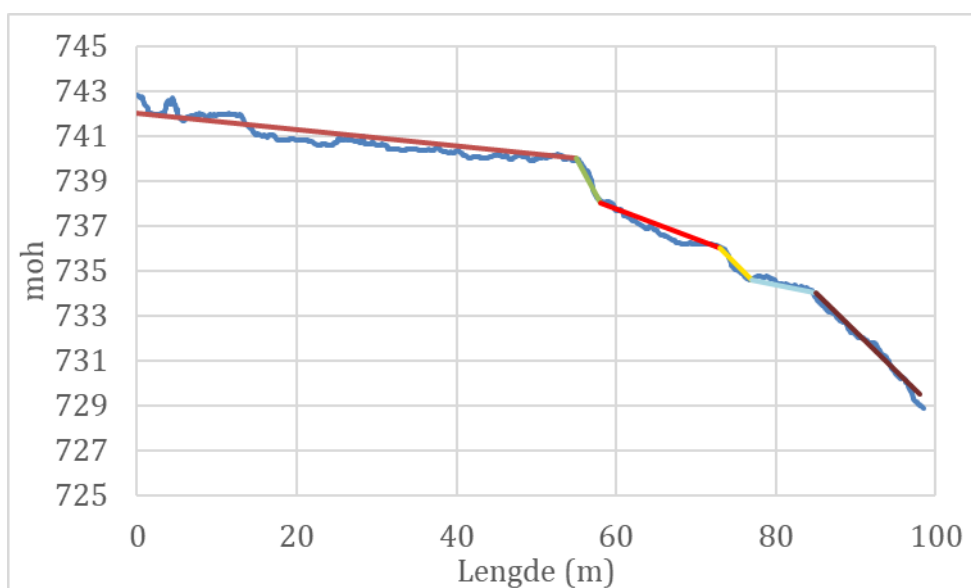


Figur 7-9: 3D-modell fra laserscan som dekker overløp, sidekanal, sjakt tunnel og utløp (Lillberg, 2021)

7.3.2 Samlekanalen

Håndberegninger

Håndberegninger er gjort med Hinds ligning. Fordi det er store variasjoner i kanalens helning, er kanalen delt opp i ulike segmenter, der hvert segment har konstant helning. Det er bare sett på den lange delen av sidekanalen, siden det antas at det er her det først vil oppstå drukning av overløpet.

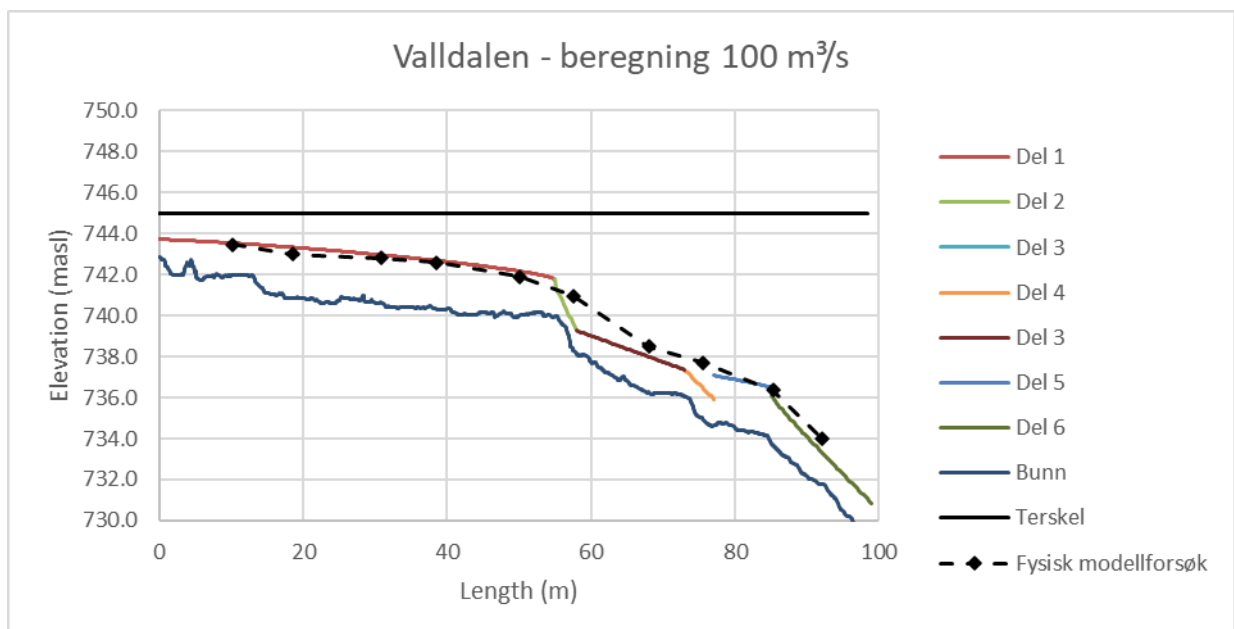


Figur 7-10. Kanalen er delt opp i ulike segmenter

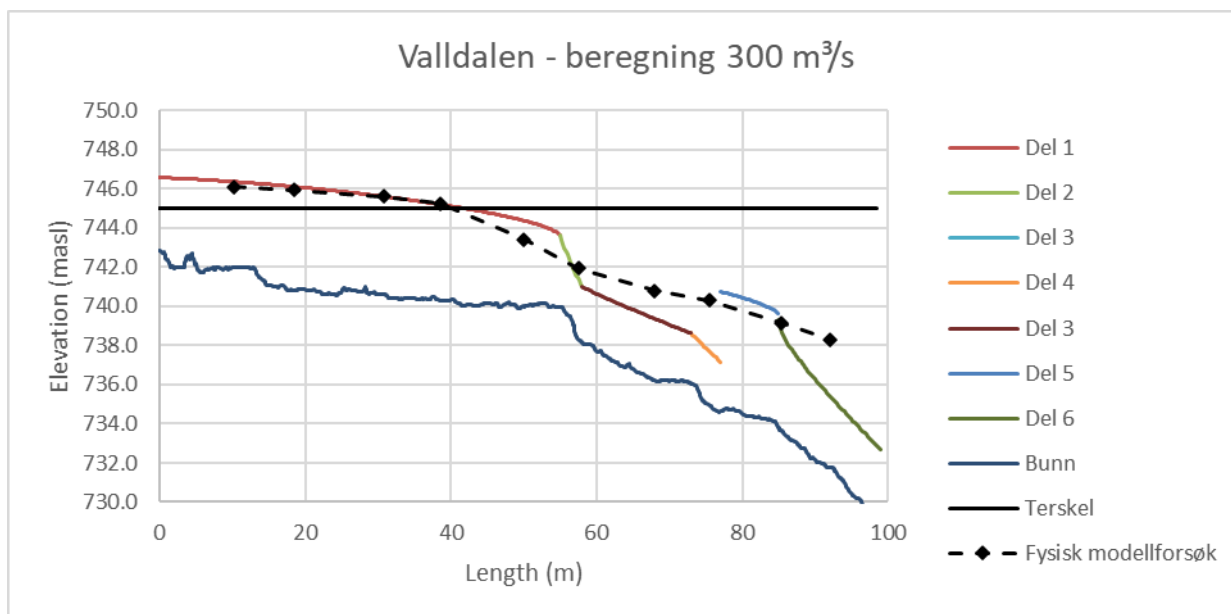
Det er antatt trapesformet tverrsnitt, og brukt et Manningstall $M=25$. For hvert segment er det beregnet strømningsforhold (under-/overkritisk strømning) og punkter med kritisk strømning. Vannlinjer er deretter beregnet med utgangspunkt i kritiske punkter.

Resulterende vannlinjer er vist i Figur 7-11 og Figur 7-12. Det er valgt å ikke så på høyere vannføringer, da terskelen allerede begynner å bli druknet ved vannføringer rundt $300 \text{ m}^3/\text{s}$. Ved begge situasjonene er det kritisk strømning i overgangen fra del 1 til del 2, og det er dermed bare det øverste segmentet som påvirker kapasiteten til kanalen. I denne delen er det godt samsvar i vannlinje mellom håndberegningene og fysisk modell.

Det er også greit samsvar mellom fysisk modell i del 5, mens i de brattere partiene er vannlinjen i fysisk modell høyere enn i håndberegningen. Det kan være mange årsaker til dette, deriblant forenklinger i geometrien i håndberegningen og luftinnblanding i den fysiske modellen.



Figur 7-11. Beregner vannlinje for en vannføring på $100 \text{ m}^3/\text{s}$



Figur 7-12. Beregnet vannlinje for en vannføring på 300 m³/s

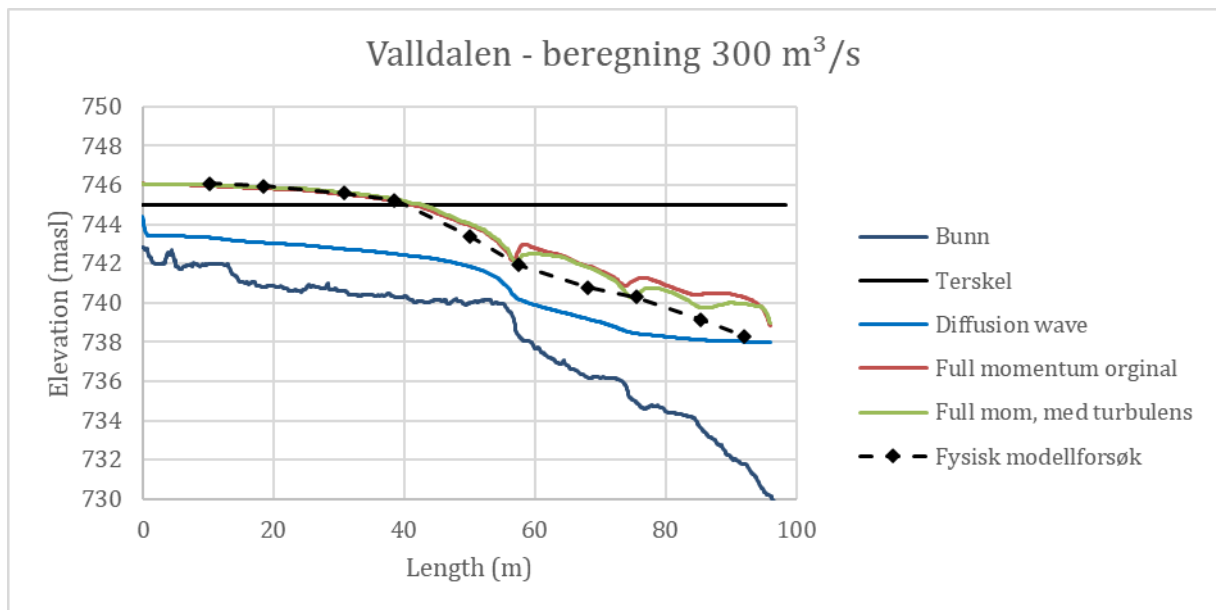
2D-modell i HEC-RAS 6.0

Det er satt opp en 2-dimensjonal hydraulisk modell i HEC-RAS 6.0. Beregningsnettet er på 1x1 meter i kanalen og på 2x2 meter i magasinet. Terskelen er modellert som en standard overløpsterskel med $C=2,1$. Manningstallet er satt til $n=0,04$, noe som tilsvarer $M=25$. Nedstrøms grensebetingelse er satt til kritisk strømning i sjakt. Det er brukt et Courant-optimalisert tidskritt.

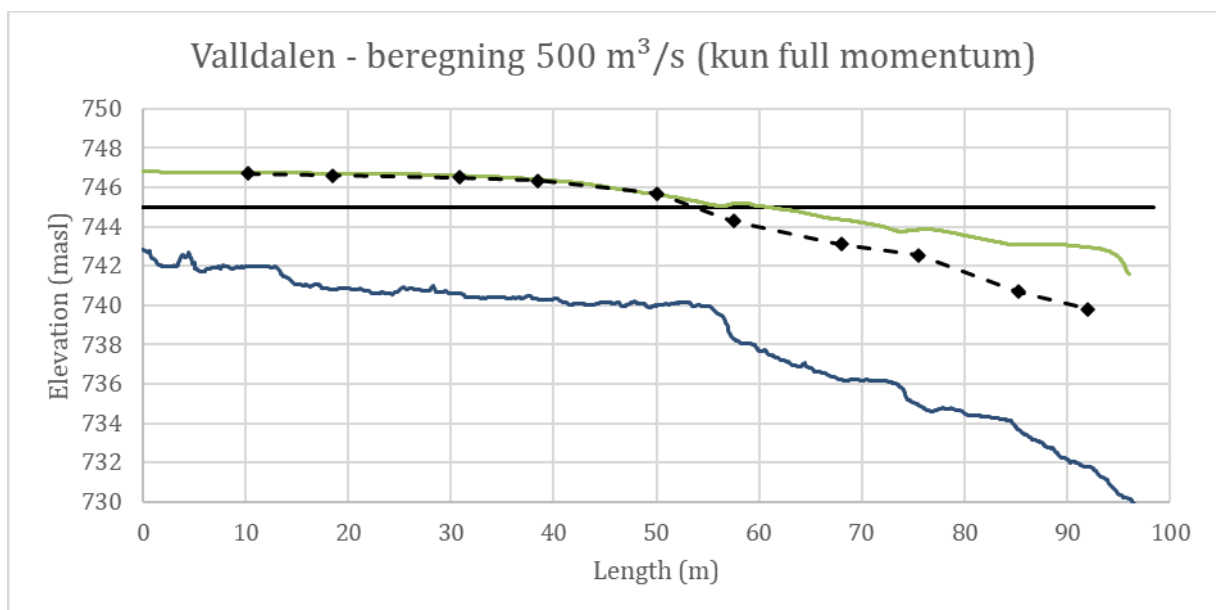
HEC-RAS 6.0 har ulike valg for beregningsoppsett. Det er gjort beregninger både med full momentligning og med ligninger for diffusjonsbølge. I tillegg er det også undersøkt om det har noen betydning å inkludere en turbulensmodell der både langsgående og tversgående turbulenskoeffisienter ble satt til det maksimale av anbefalte verdier.

Beregningene ble gjort for vannføringer på 300 og 500 m³/s. Ved høyere vannføringer er det i stor grad sjakten som bestemmer vannstanden i kanalen, og 2D-modellen er ikke i stand til å gjøre disse beregningene.

Resultatene er vist i figurene under.



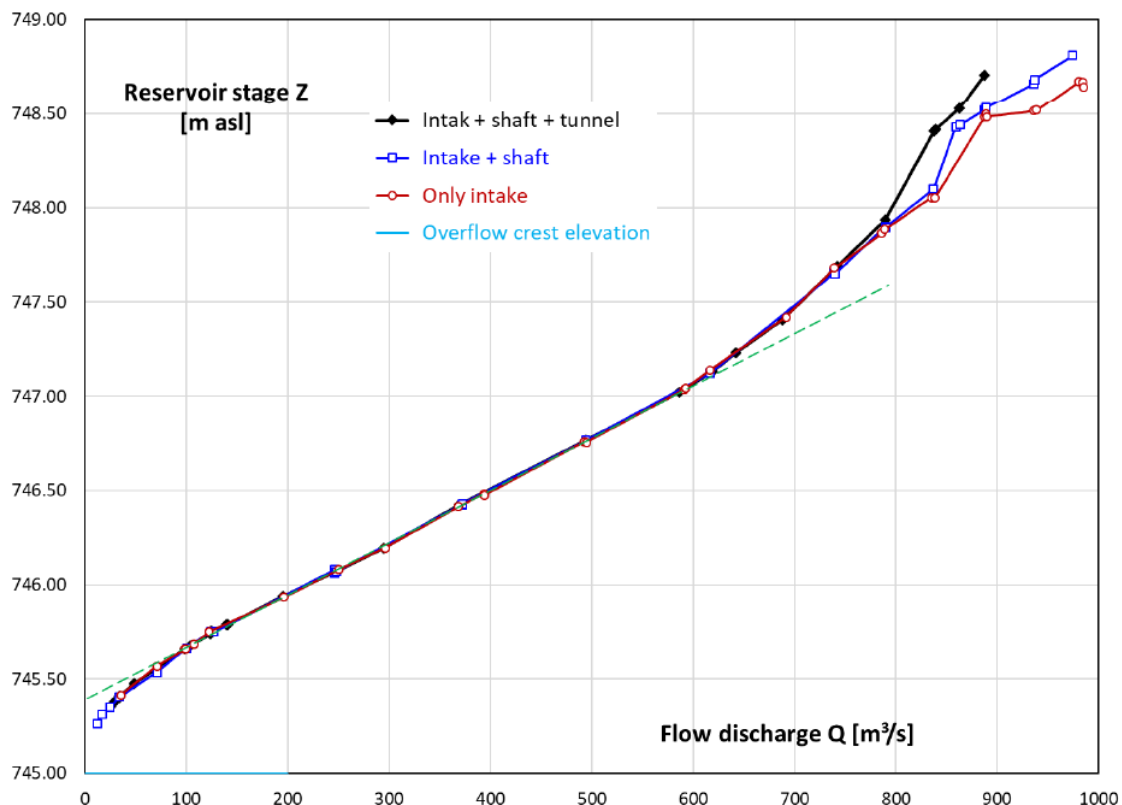
Figur 7-13. Valldalen beregning med 2D-modell med tre ulike oppsett, sammenlignet med fysiske modellforsøk



Figur 7-14. Valldalen beregning med 2D-modell sammenlignet med fysiske modellforsøk

7.3.3 CFD-beregninger og fysiske modellforsøk

Vattenfall har utført uavhengige modellstudier (Yang, et al., 2021) og CFD-modellering i OpenFOAM som er dokumentert i et notat (Lillberg, 2021) i forbindelse med kapasitetsberegninger for Valldalen. Begge modellene er basert på laserscan av hele systemet. De fysiske modellforsøkene er utført for flere situasjoner, inkludert bare inntaket, inntaket + sjakt og hele systemet som bygget. Resultater fra disse forsøkene er vist i Figur 7-15.



Figur 7-15: Resultater fra fysisk modellering på Valldalen, med forskjellige deler av systemet.

Ifølge rapporten fra de fysiske forsøkene inntreffer begynnende påvirkning av undervann på overløpet omtrent ved 200-250 m³/s. pga. oppstuvning fra samlekanalen i øvre del. Ved 400 m³/s rapporteres det at det er vekselvis frispel og trykksatt strømming i tunnelen i de fysiske forsøkene. Ved 600 m³/s er tunnelen fullstendig trykksatt. Fra ca. 600-700 m³/s blir kapasiteten kontrollert av inntaket og fra ca. 780 m³/s kontrolleres kapasiteten av sjakt og tunnel.

Det dannes undertrykk i sjakten når denne er trykksatt. Dette ble undersøkt i den fysiske modellen ved å bore 15 stk. hull med 3mm diameter langs sjakten, og undersøke om det ble sug eller trykk i hvert hull. Disse forsøkene viste at det dannes undertrykk i et trangt parti av sjakta. CFD-simuleringene viste på sin side undertrykk som tilsier at det kan oppstå trykk lavere en kavitasjonstrykk i prototypen. Hvis det er tilfelle, vil de fysiske forsøkene uten lufting gi urealistisk høy kapasitet.

Det ble i tillegg gjort fysiske forsøk hvor sjakten er luftet for å eliminere undertrykk. Dette ble utført ved å koble på et 40 mm rør der undertrykkene oppstår i modellen.

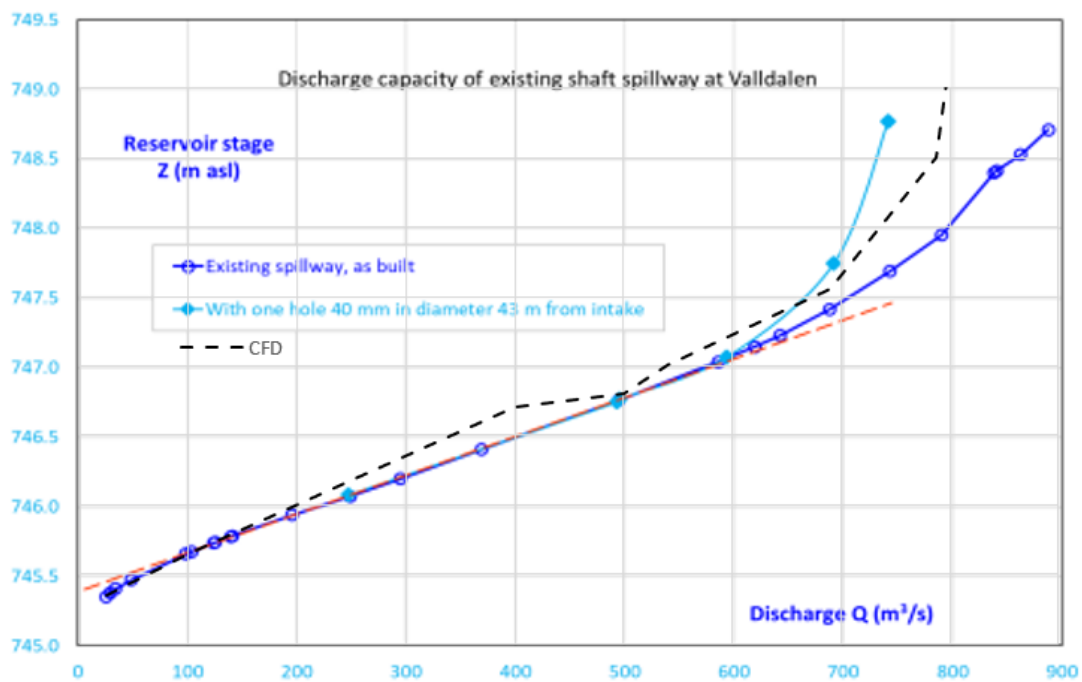
CFD-beregningene ble utført for situasjonen uten lufting og for systemet med grensebetingelse ved utløpet til tunnelen. Det ble hovedsakelig brukt et beregningsnett med ca. 4.500.000 celler, og gjort sensitivitetstester med et beregningsnett med ca. 63.000.000 celler. Cellestørrelsen nær veggen var 5 mm som tilsvarer 15 cm i prototypen. Det ble også utført en domenetest og domenet oppstrøms ble utvidet basert på resultatene fra dette.

Resultatene fra CFD-modellen (utført uavhengig av fysiske forsøk) er vist i Figur 7-16 sammen med fysiske forsøk med og uten lufting. Med unntak av ett punkt ser samsvaret mellom CFD og den fysiske modellen ut til å være relativt godt opp til 680 m³/s. Det er likevel noe avvik. Dette er ikke

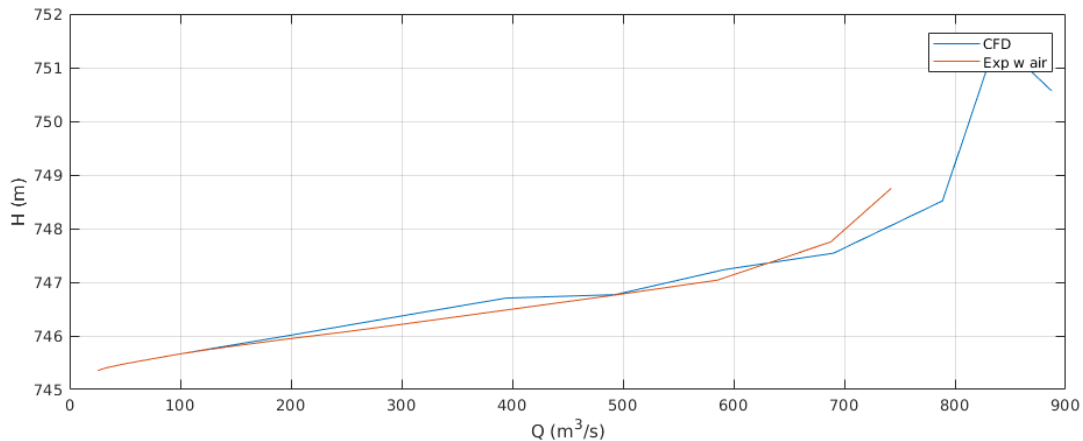
kommentert i rapporten, men dersom cellestørrelsen på overløpskanten er 15 cm og øker utover i domenet, kan oppløsningen være for lav til at kapasiteten til overløpet er uavhengig av beregningsnettet.

Begge de fysiske forsøkene og CFD-modellen ser ut til å vise at sjakta og innløpet begynner å kontrollere kapasiteten fra ca. 600 – 700 m³/s. CFD-modellen viser noe lavere kapasitet ved kontroll i innløpet sammenliknet med den fysiske modellen uten lufting, men noe høyere kapasitet sammenliknet med modellen med lufting (Figur 7-16). Som vist i Figur 7-17 stiger vannstanden raskt i CFD modellen etter at systemet lukkes, og dette fører til et stort avvik (over 1,5m forskjell i vannstand) for de største vannføringene, sammenliknet med modellforsøket uten lufting.

Simuleringer ved ca. 800 m³/s viser signifikant luftinnblanding i form av virveldannelse ved inntaket som fører til at luft dras ned i sjakta. I den fysiske modellen rapporteres om tilsvarende virveldannelse som begynner ved ca. 650 m³/s. Luftinnblandingen fra virvelen vil påvirke trykket i sjakta. En sannsynlig årsak til avvik mellom den fysiske modellen og CFD ved lukking av systemet er derfor at luftinnblandingen ikke beregnes likt.



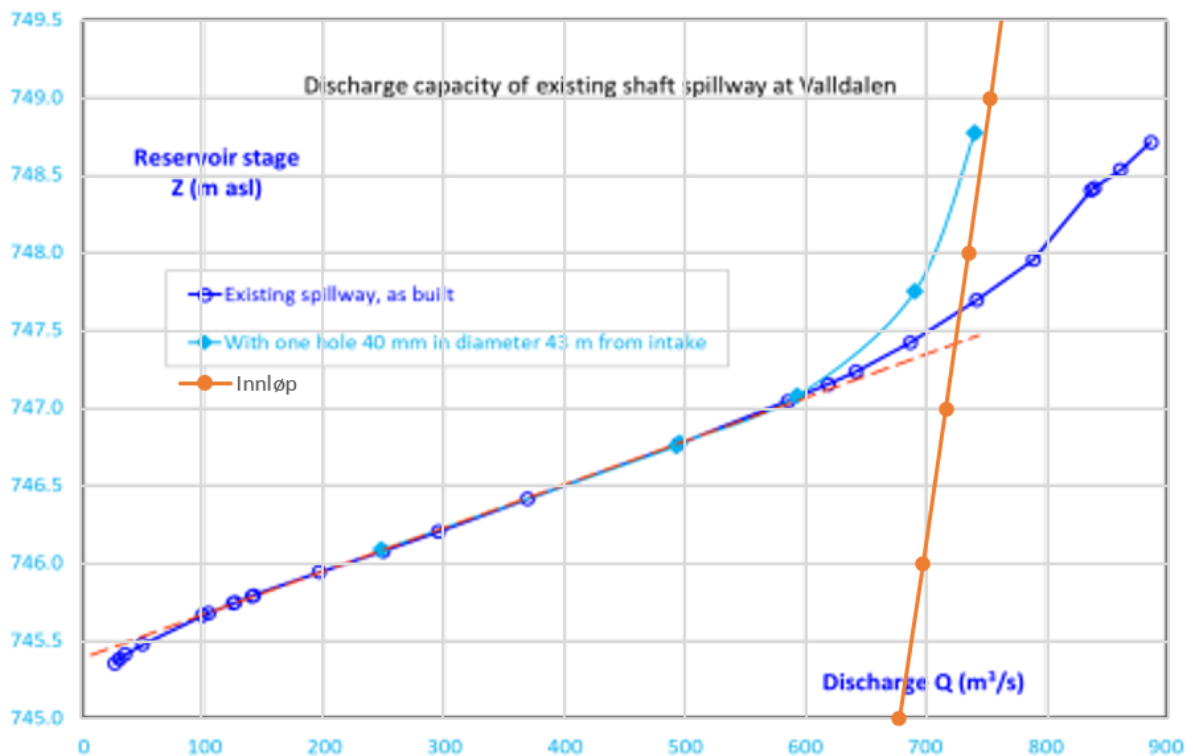
Figur 7-16. Sammenligning mellom kapasitetskurve for CFD med lufting (svart) fra Lillberg (2021) og fysisk modell med (turkis) og uten lufting (blå) fra Yang et al. (2021).



Figur 7-17: Sammenlikning av CFD-modell med fysiske forsøk med lufting (Lillberg, 2021)

7.3.4 Håndberegninger for inntak

Ut fra rapporten fra de fysiske modellforsøkene ser det ut til at inntaket til sjakta har et areal på ca. 41 m² og høyden omtrent i midten av inntaket er på kote 728. Vi har gjort en beregning av innløpskapasitet ved bruk av Torricellis lov, $Q = CA\sqrt{2gH}$, hvor H er høyden opp til magasin vannstand. Det er testet med ulike koeffisienter C, og funnet at C=0,9 gir rimelig samsvar med kurvene for luftet innløp, se Figur 7-18.



Figur 7-18. Sammenligning mellom kapasitetskurver for CFD og fysisk modell (luftet) og innløpsberegning med C=0,9

7.4 Mysevatn

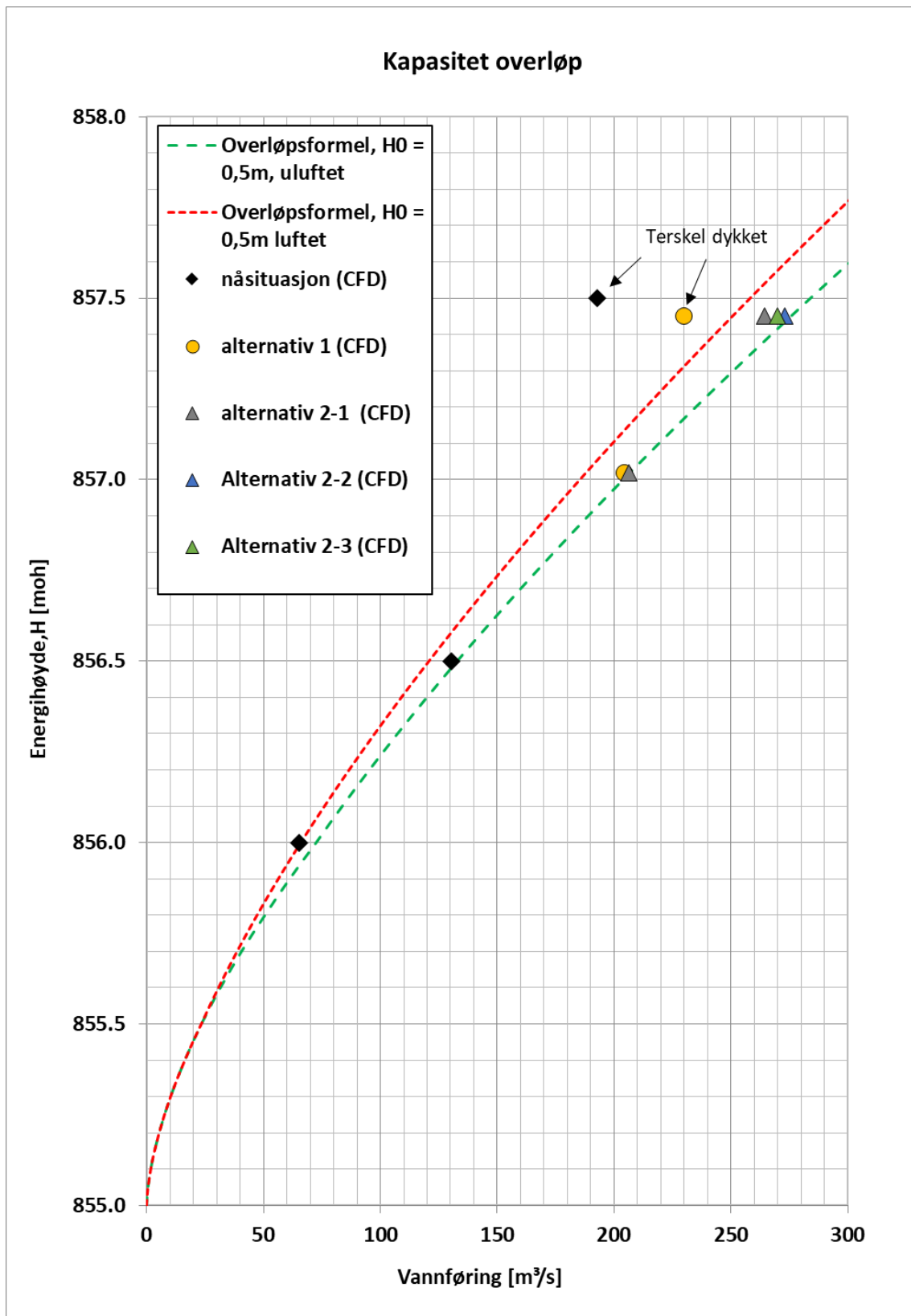
7.4.1 CFD beregninger

Multiconsult utførte CFD beregninger for overløp, samlekanal og øvre del av sjakta til Mysevatn i 2021. (Multiconsult, 2021). Formålet med beregningene var å bidra til design av utbedringer i innløpet slik at dette får tilstrekkelig kapasitet iht. damsikkerhetsforskriften. Det er gjort beregninger på situasjonen før utbedring og flere alternative utforminger av innløpet.

Deler av beregningene for mysevatn ble gjort i ANSYS CFX (nåsituasjonen), og deler i ANSYS Fluent (alternative utforminger). Modelloppsettet mellom de to modellene er ganske likt, men det er forskjeller i noen detaljer i det numeriske oppsettet. Begge modellene beregner tofasestrømning (luft og vann) med VOF metoden. En implisitt transient diskretisering brukes i begge tilfeller, med høyere ordens diskretisering for adveksjonsledd. Generelt er beregningene gjort med k- ω SST turbulensmodell, men det er også gjort sensitivitetstester med en RNG k- ϵ modell i Fluent.

Det forutsettes i beregningene at trykket i sjakt og tunnel ikke står høyere opp i sjakta enn nedstrøms grense i modellen. For å kontrollere at dette stemmer (etter utbedring) er det gjort håndberegninger på trykkstrømning for nedre del av systemet.

Beregningene viste godt samsvar med overløpskurver basert på håndregningsformler for overløpet ved fri strømning (Figur 7-18). Sensitivitetstester på beregningsnettene viste avvik på mellom -0,5% og 1,8% når cellestørrelsen i kanalen og ved overløpet ble redusert, og et avvik på 1,2% ved test av en alternativ turbulensmodell.



Figur 7-19: Sammenlikning mellom CFD-beregnet kapasitet og håndregningsformler for overløpet på Mysevatt (Multiconsult, 2021).

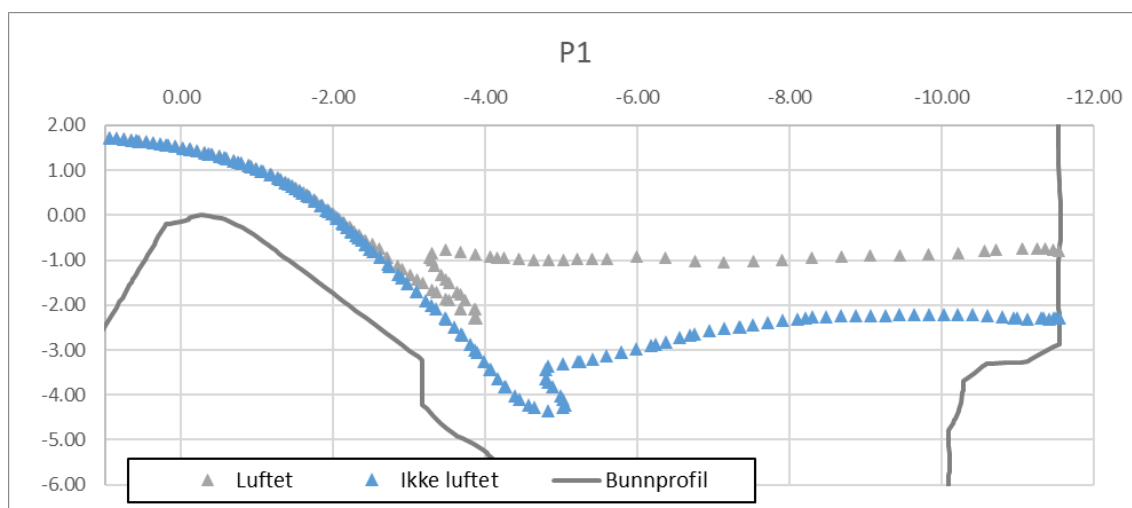
Det ble funnet at modellen er svært sensitiv til undertrykk som dannes i hengen i sjakta når denne går full. Det bemerkes i rapporten at det er stor usikkerhet knyttet til dette undertrykket, og følgende grunner til dette opplyses:

- Grensebetingelsen setter atmosfærisk (0) trykk i sjakta, dette er ikke realistisk. Dette problemet kan løses ved å modellere hele sjakta og tunnelen, eller ned til et snitt der det er kjent hva trykket er (f.eks. atmosfærisk trykk ved friskeilstrømning).
- Ved store undertrykk vil det forekomme kavitasjon i prototypen, dette simuleres ikke i CFD-modellen. Det er mulig å simulere kavitasjon i en CFD-modell, men trykket der kavitasjon inntreffer må defineres, og dette er ikke kjent, bl.a. på grunn av lokale trykkvariasjoner pga. turbulens.
- Tilgang til luft i innløpet vil redusere undertrykket (øke trykket). CFD-modellen beregner ikke denne lufttilgangen nøyaktig, slik at det vil føre til en feil.

Det ble også gjort simuleringer med en grensebetingelse der sjakta er luftet, slik at trykket holdes ved atmosfærisk trykk i sjakta. Og det bemerkes at:

«[...] I denne situasjonen vil det ikke dannes et stort undertrykk. Dette er derfor konservativt med tanke på kapasiteten, og tilsvarer også til dels den situasjonen det ofte regnes på i fysiske modellforsøk, der tunnelen luftes med en ventil.»

En sammenlikning av vannstand i samlekanalen med grensebetingelsen med og uten lufting og atmosfærisk trykk kan ses i Figur 7-20.



Figur 7-20: Sammenlikning av beregnet vannlinje ved luftet og ikke luftet nedstrøms grensebetingelse (Multiconsult, 2021).

Det ble videre gjort sensitivitetstester på vannstanden og luftinnblanding i samlekanalen. Selv om luftinnblandingsmønsteret endret seg slik at det ble mindre lommer med luft med høyere oppløsning i beregningsnettet, så hadde dette lite betydning med tanke på kapasiteten når det ble brukt en grensebetingelse med lufting og atmosfærisk trykk. En sensitivitetstest med en alternativ turbulensmodell (RNG k- ϵ modellen) gav også lite utslag i denne situasjonen. Det konkluderes med at for de relevante vannføringene, Q_{dim} og Q_{PMF} , er modellen lite sensitiv dersom man bruker en grensebetingelse med lufting, som også vil være konservativ.

Ruheten i modellen er generelt satt til en glatt formulering, men det er gjort sensitivitetstester i modellen med overflateruhet, $k_s = 0,005$ m, som gav lite utslag. Det påpekes i rapporten at utbedringene som er modellert ikke har en realistisk formruhet, og at modellen derfor er glattere enn det en råsprenget modell vil bli i virkeligheten. Det bør her bemerkes at friksjonstap med rimelighet kan antas å ha liten påvirkning på kapasiteten i innløpet til sjakten. Større ruhetselementer, og avvik fra modellen kan likevel ha effekt, men denne effekten kan kun måles etter at utbedringer er gjort i praksis. I rapporten anbefales det at utbedringer gjøres slik at modellerte tiltak anses som normaltverrsnitt, altså at ruhetselementer ikke skal stikke innenfor det modellerte tverrsnittet, for å unngå mindre kapasitet i praksis enn det som er beregnet i modellen.

I rapporten konkluderes det med at det er tilstrekkelig (og konservativt) å vise at overløpet fortsatt er kontrollerende ved Q_{PMF} . Man vil da i realiteten ha en tilleggskapasitet fra sug som danner seg i innløpet til sjakta.

7.4.2 Håndberegninger av trykk- og energilinjer

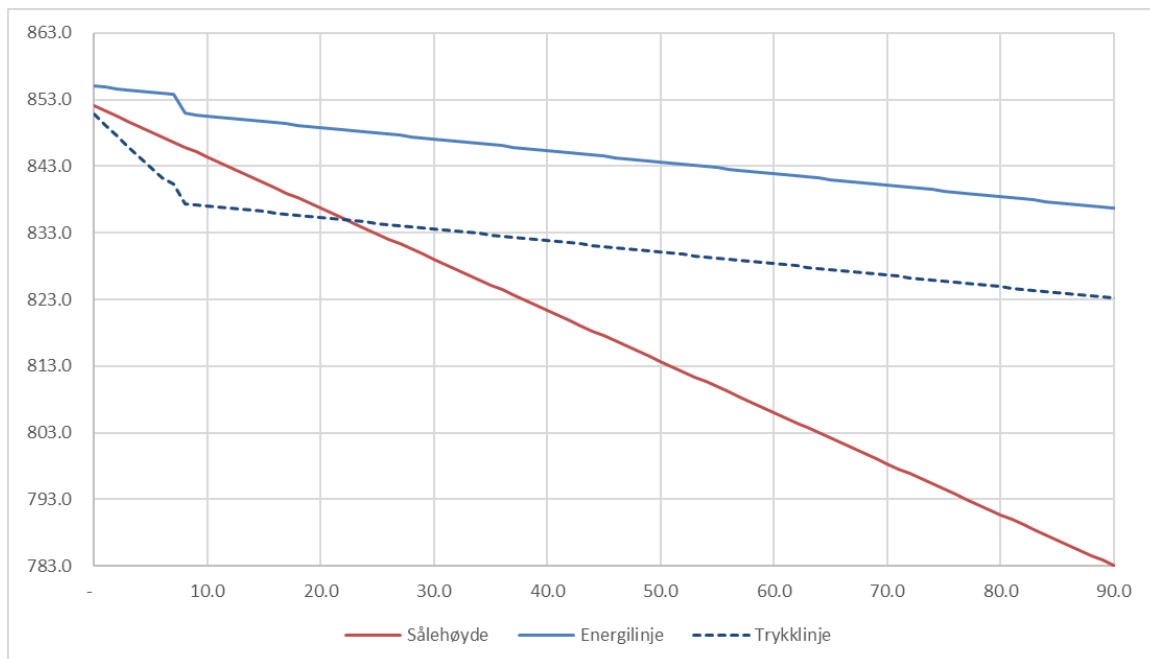
Det er gjort beregninger med energilikninga for en situasjon med trykkstrømning for å undersøke trykkforhold i innløpet, og illustrere hvordan undertrykk kan vurderes med håndregningsformler.

Kapasiteten til en utforming av innløpet ble først beregnet ved å betrakte tapene gjennom hele systemet, som beskrevet i avsnitt 4.3.1. Energilikninga ble deretter benyttet til å finne energi- og trykknivået i punkt x langs sjakten:

$$H - H(x)_{tap} = z(x) + \frac{p(x)}{\rho g} + \frac{U(x)^2}{2g}$$

Hastigheten beregnes fra kontinuitet, gitt sjakttverrsnittet, og trykket er da eneste ukjente i likningen over. Plot av trykklinja, $z(x) + \frac{p(x)}{\rho g}$ og energlinja $H - H(x)_{tap}$ for en alternativ utforming av innløpet og sjakta til Mysevatn er vist i Figur 7-21.

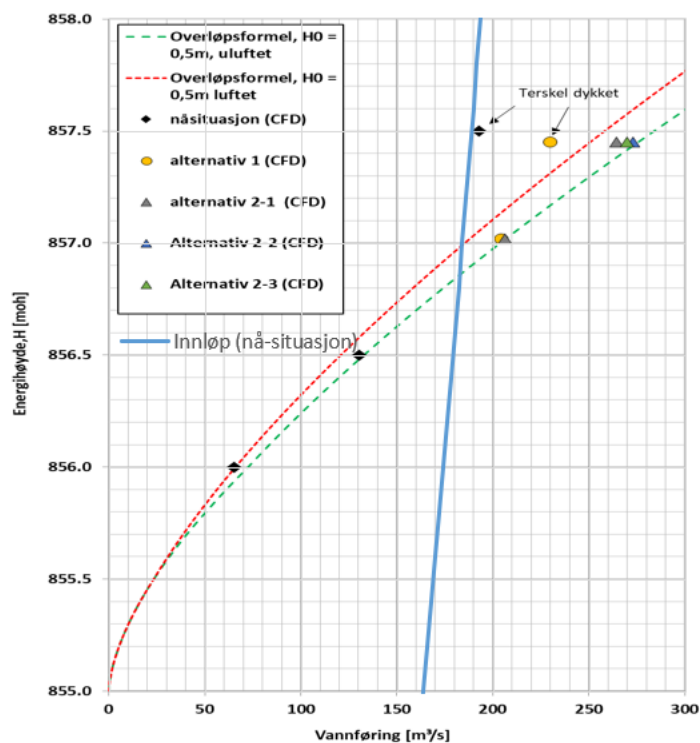
I eksempelet ligger trykklinja under sjakttverrsnittet i innløpet til sjakta. Det vil si at det bli undertrykk i tverrsnittet. Undertrykket vil være størst i hengen siden hydrostatisk trykkbidrag er lavest her. Høydeforskjellen mellom trykklinja og et punkt i tverrsnittet angir størrelsen på undertrykket. Dersom undertrykket blir større enn 7-8 m er det fare for kavitasjon. Ved større undertrykk vil vannstrengen i tverrsnittet rives av. Hydraulisk kontroll vil da ligge i innløpet, og kapasiteten begrenses betraktelig.



Figur 7-21: Eksempel på beregnet energilinje og trykklinje for en utforming av innløpet til Mysevatn.

7.4.3 Håndberegning av innløp

Innløpet til Mysevatn i eksisterende utforming har et areal på ca. 24,5 m² ved en høyde (midt i tverrsnittet) på 847,5 moh. Det snevrer inn til 10 m² ved kote 842, men det er allikevel dette snittet lengre opp i sjakta som blir dimensjonerende ved håndberegning av innløp. Ved å sette $C=0,55$ og å bruke H opp til magasin vannstanden, får vi en linje som stemmer omtrent overens med beregnet kapasitet. Merk at C her ikke er en ren kontraksjonskoeffisient, men også inkluderer falltap.



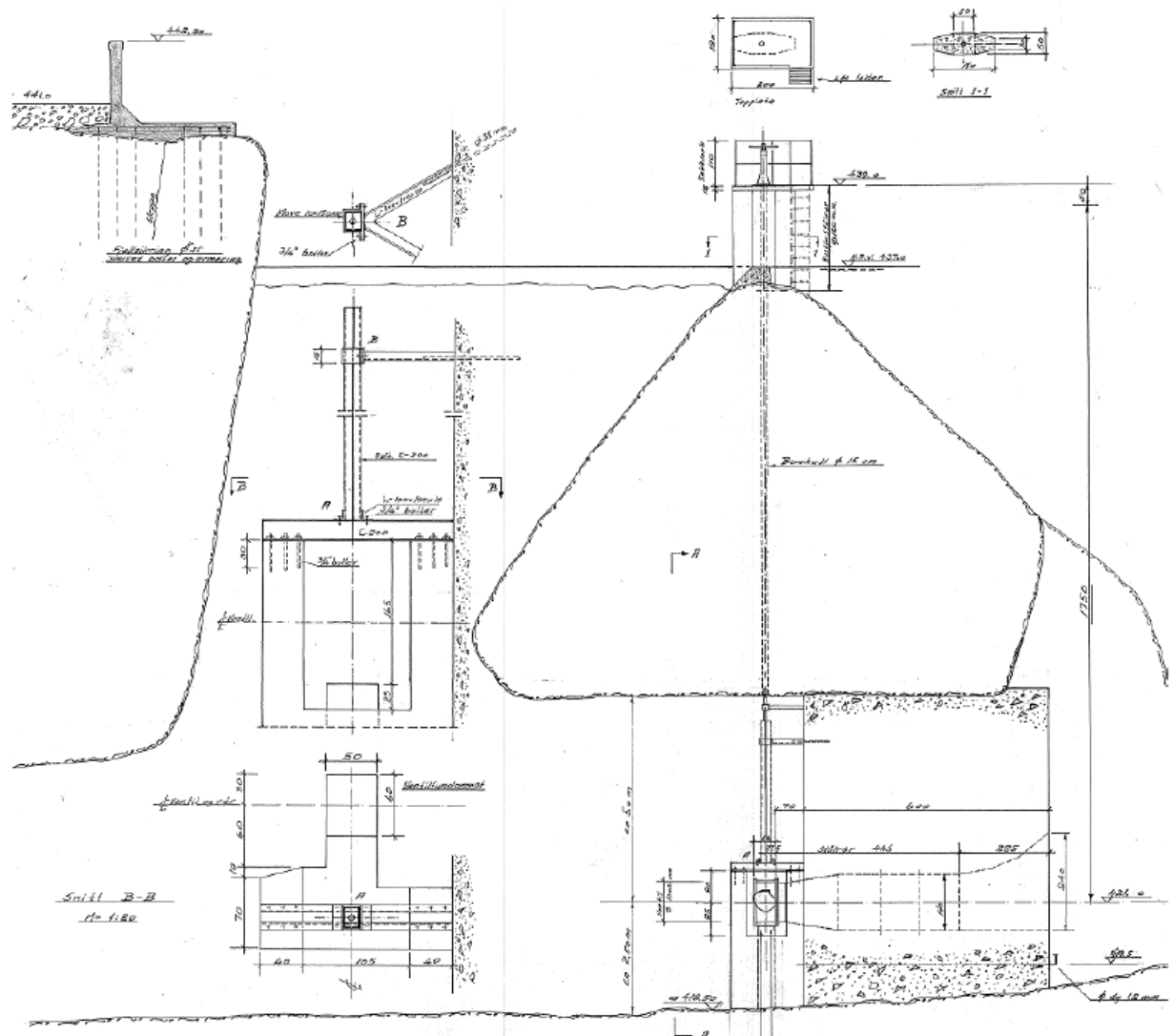
Figur 7-22. Overslagsberegning av kapasiteten til innløp ved $C=0,55$

7.5 Staffivatn

Flomløpet til Staffivatn består av et ca. 50 m langt buet overløp, og en råsprenget, traktformet samlekanal (Figur 7-23), som går rett over i en ca. 70 m lang tunnel (Figur 7-24).



Figur 7-23: Foto av flomløpet til Staffivatn. Overløp og samlekanal (Multiconsult, 2021).



Figur 7-24: Snitt av øvre del av flomløpet til Staffivatn, som viser den traktformede samlekanalen og overgangen til avløpstunnel, samt pilaren og tappeventilen i enden av tunnelen.

7.5.1 CFD beregninger

Multiconsult utførte CFD-beregninger på flomløpet til Staffivatn i 2021 (Multiconsult, 2021). Formålet med beregningene var å bistå i utformingen av tiltak for å bedre kapasiteten til flomløpet.

Beregningene er utført med en RANS modell med 2-faseberegninger med VOF metoden i ANSYS fluent. RNG k- ϵ modellen er brukt til å modellere effekten av turbulens. Det er gjort beregninger for nåsitusjonen og for en alternativ utforming der tunnelsålen planlegges strosset ut for å øke kapasiteten.

Beregningsnettene som brukes er basert på Hexahedrale (kubiske) celler i kjernen av domenet, med polyhedrale celler, og i noen tilfeller prismelag inn mot geometrien. Det er kjørt beregninger på flere beregningsnett, der de fineste cellestørrelsene som er brukt er 0,1m inn mot overløpskanten (ved beregning av kapasiteten til overløpet) og 0,2m nær vannoverflaten, og i sonene der det forventes størst akselerasjon.

De fleste simuleringene inkluderer deler av magasinet, overløpet og tunnelen frem til utløpet, men det er også kjørt noen simuleringer som inkluderer forhold nedstrøms utløpet til tunnelen. For simuleringene med grensebetingelse i utløpet til tunnelen, er grensebetingelsen 0-trykk (statisk trykk) i utløpet, og luftinnstrømning ved returstrøm. Grensebetingelsen ved oppstrøms grense i magasinet er volumfraksjon og hydrostatisk trykkfordeling (stagnasjonstrykk) avhengig av en gitt vannstand. Simuleringene for Staffivatn viser at det dannes undertrykk i tunnelen når innløpet lukkes som blir lavere enn kavitasjonstrykk, og også lavere enn absolutt 0-trykk. Siden modellen ikke tar hensyn til kavitasjon, modelleres da strømmingen ikke riktig i modellen. For å eliminere disse undertrykkene er det i noen tilfeller kjørt simuleringer med lufting av tunnelen via et lufterør. Grensebetingelsen i enden av røret er da 0-trykk (stagnasjonstrykk) og luftinnstrømning.

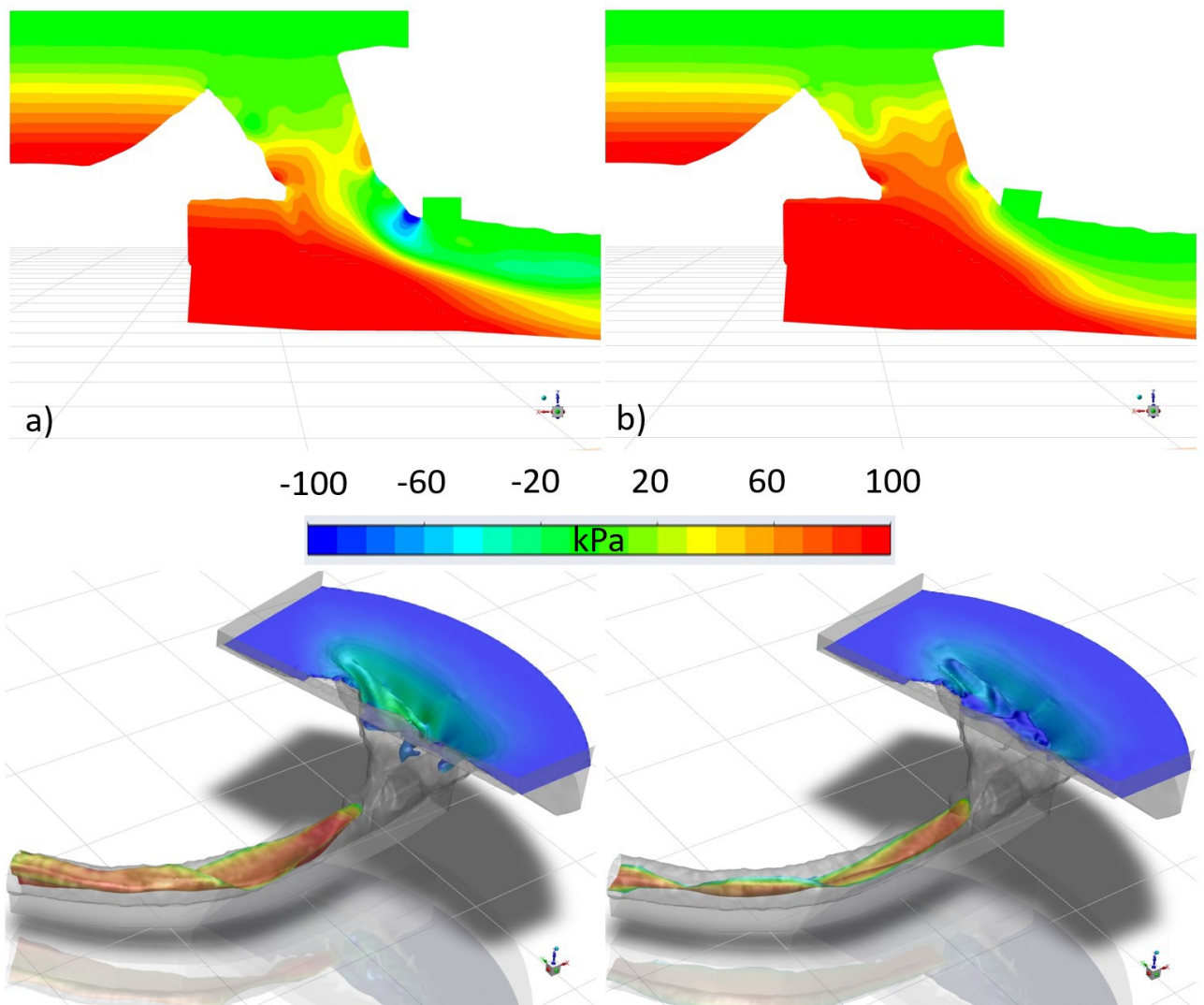
Ruhetshøyden ble satt til $k_s = 0,02$ m, ved å kalibrere modellen mot erfaringstall for råsprenge tunneler (Noreng, 1983).

Det er utført flere sensitivitetstester på beregningsnett. Disse viste at modellen var forholdsvis sensitiv for beregningsnett når overløpet bestemmer kapasiteten (7,1 % relativt avvik). Med de beregningsnettene som er testet er antall celler over H på overløpskanten hhv. ca. 6 og 10 for grovt og fint beregningsnett. Antakelig ville enda finere beregningsnett ført til mindre avvik, men det er ikke lagt vekt på å gjøre mer detaljerte beregninger fordi hovedformålet med beregningene ikke er å avgjøre overløpets kapasitet ved lav vannstand, og fordi det er andre større usikkerhet, bl.a. pga. overstrømning over terreng.

Det er videre gjort sensitivitetstester på beregningsnett for en situasjon med trykkstrømning, der overløpet druknes fullstendig, og for en situasjon med innløpskontroll og lufting av tunnelen, der overløpet påvirkes av vannstanden i samlekanalen. Modellen var lite sensitiv til beregningsnett i begge disse situasjonene, hhv. 0,4 og -0,9 % relative avvik i kapasitet.

Det er videre også utført sensitivitetstester på plassering av lufterør for (kunstig) lufting av tunnelen. Simuleringene viste at plasseringen av lufterør har stor betydning for kapasiteten. Når lufterøret var plassert for langt nedstrøms i tunnelen, dannet det seg en boble med undertrykk oppstrøms for lufterøret (Figur 7-25). I dette tilfellet økte kapasiteten med 8% i forhold til situasjonen med luftingen plassert litt lenger oppstrøms, fordi vannspeilet i samlekanalen ble trukket ned nok til å ikke påvirke overløpskapasiteten. Utslaget på vannspeilet i samlekanalen ble ikke målt, men det er åpenbart store utslag. Kapasitetsøkningen skyldes at punktet der vannoverflaten separerer fra tunnelhengen flyttes lenger nedstrøms, og dermed at kontraksjonen effektivt blir mindre.

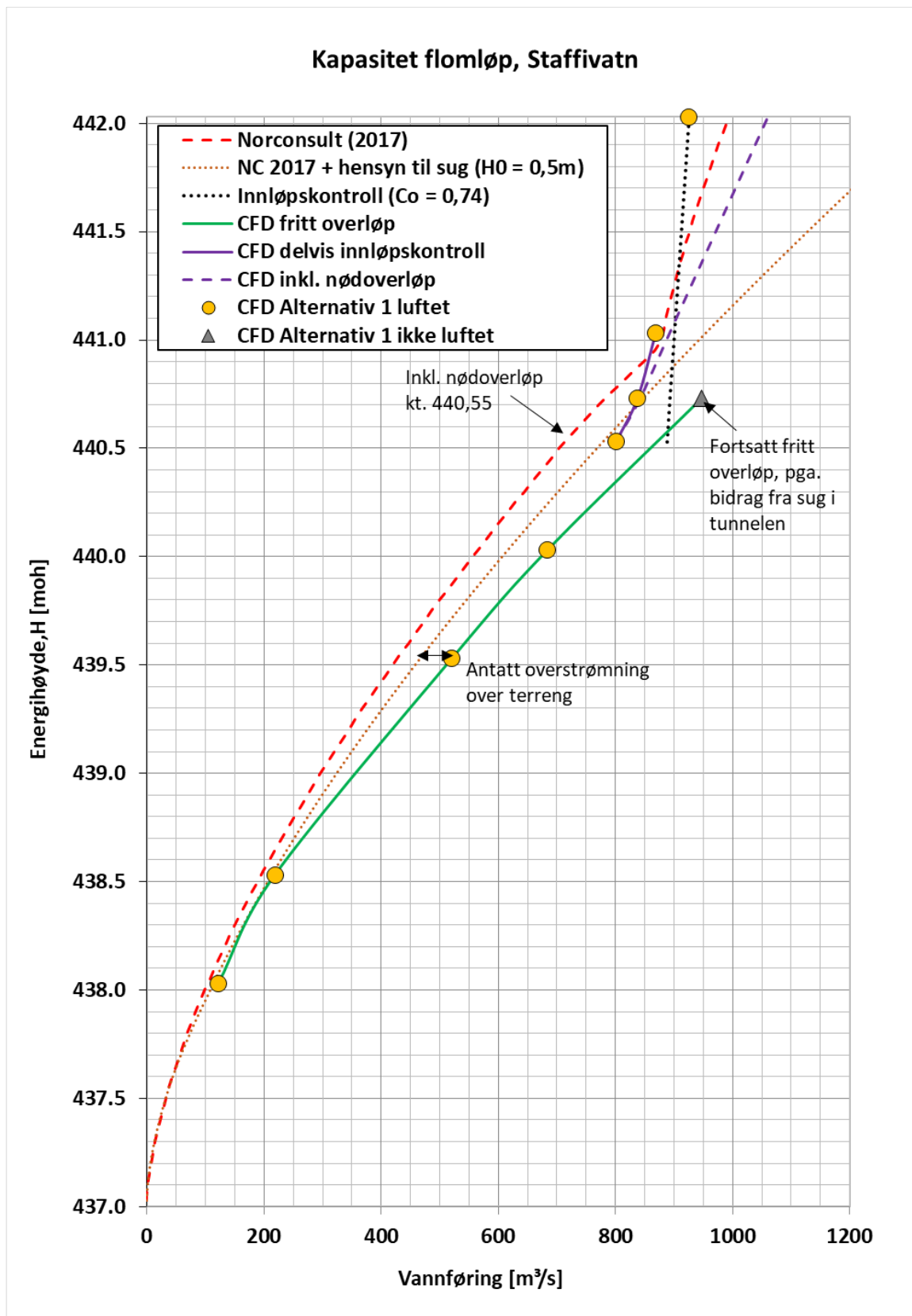
Plassering av lufterøret høyere i sjakta førte på sin side til at vann fant veien opp i lufterøret i simuleringen.



Figur 7-25: Statisk trykk i et snitt gjennom kanalen og tunnelen og tilsvarende beregnet vannoverflate (farger indikerer her hastighet), ved $H = 3,7\text{m}$ med lufting. a) det dannes undertrykk oppstrøms lufting b) ingen undertrykk (Multiconsult, 2021).

I simuleringene vist i Figur 7-25 fører luftingen til at det dannes frispelstrømning gjennom hele tunnelen. Imidlertid ble det også gjort forsøk med lufting for nåsituasjonen, der tunnelen går full med trykkstrømning. I denne situasjonen ble ikke trykket redusert til 0 gjennom hele tunnelen ved å innføre lufting i et punkt. Luftingen førte likevel til at kapasiteten ble redusert fra 625 til $568\text{ m}^3/\text{s}$, i begge tilfeller ved fullstendig dykking av terskelen.

Resulterende kapasitetskurver fra CFD-simuleringene er sammenliknet med beregninger utført av Norconsult (Norconsult, 2017), som inkluderer håndregningsformler for overløpet, og 1-dimensjonal modellering i HEC-RAS for å avgjøre når tunnelen går full og systemet lukkes. Norconsult har også beregnet kapasiteten til et nødoverløp, dvs. overstrømning over terreng i et tverrsnitt sør for selve overløpet. For å sammenlikne beregningene er kapasiteten til nødoverløpet fra Norconsults beregninger også lagt til i kurven fra CFD-beregningene. Det er da godt samsvar når det gjelder punktet hvor systemet lukkes. I beregningene som tar hensyn til sug i innløpet (ikke luftet) er kapasiteten vesentlig større. I rapporten påpekes det at reell kapasitet må ligge et sted mellom luftet og ikke-luftet situasjon.



Figur 7-26: Sammenlikning av CFD-beregnete kapasiteter og håndberegnete kapasiteter for overløpsterskelen (Multiconsult, 2021).

Det er imidlertid ganske store avvik mellom kapasitetskurvene basert på CFD og håndregningsformler når overløpet bestemmer kapasiteten. Det påpekes i rapporten at dette til dels skyldes dette at det er vesentlig strømning over terreng og vederlag som ikke er medtatt i håndberegningene. I tillegg beregner CFD modellen et bidrag fra sug på overløpskanten som vil øke kapasiteten i forhold til håndberegningene.

8 Referanser

- Almeland, S. K., 2020. An improved air entrainment model for stepped spillways (preprint). *Applied Mathematical Modelling*.
- Ansar, M. & Chen, Z., 2009. Generalized Flow Rating Equations at Prototype Gated Spillways. *Journal of hydraulic engineering*, 135(7).
- ANSYS, 2020. *CFX 2020 R1: CFX Reference guide*. [Internett]
Available at:
https://ansyshelp.ansys.com/account/secured?returnurl=/Views/Secured/corp/v201/en/cfx_ref/cfx_ref.html
[Funnet 05 10 2020].
- Baker, D. & Reedy, K., 2008. Side-Channel Spillway Hydraulics. *World Environmental and Water Resources Congress, May 2008*.
- Berg, A., 1986. *Modellforsøk av tofase luft-vann-strømning i bekkeinntakssjakter*. NHL-rapport STF60 A86011, Trondheim: NHL.
- Birkeland, R., 2008. *Modellstudie av flomløpet på dam Sysenvatn. Ruhet, ras og luftlommers betydning for kapasiten*. Masteroppgave, Trondheim: NTNU.
- Bjerke, P. & Skoglund, M., 1995. *Dambruddsbølgeberegninger, flombølgeberegninger, forhåndsarbeid. Delrapport 3: Følsomhetsanalyse av DAMBRK*, Trondheim: Sintef NHL.
- Bjørkmo, D., 2012. *Svartevassdammen - Modellforsøk for undersøkelse av kapasitet til flomløp*. Trondheim: NTNU.
- Blaisdell, F. W., 1952. *Hydraulics of Closed Conduit Spillways. Part 1. Theory and Its Application*, Minneapolis: University of Minnesota.
- Blaisdell, F. W., 1958. *Hydraulics of Closed Conduit Spillways. Parts II through VII. Results of tests on several forms of the Spillway*, Minneapolis, Minnesota: University of Minnesota.
- Bremen, R. & Hager, W. H., 1989. Experiments in Side-Channel Spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*, pp. 617-635.
- Brøste, K. M., 2017. *Testing av luftmedrivning på flomløp Follsjødammen*, Masteroppgave, Trondheim: NTNU.
- Brunner, G., 2016. *HEC-Ras User's Manual*, Davis, CA: US Army Corps of Engineers.
- Bureau of Reclamation, 1938. *Model Studies of Spillways. Final Reports, part VI Hydraulic Investigations, Bulletin 1*, Denver, Colorado: Boulder Canyon Project.
- Castro-Orgaz, O., Giraldez, J. & Ayuso, J., 2008. Transcritical Flow due to Channel Contraction. *Journal of Hydraulic Engineering*, pp. 492-495.
- Castro-Orgaz, O. & Hager, W., 2012. Subcritical Side-Weir Flow at High Lateral Discharge. *Journal of Hydraulic Engineering*, Volum 138, pp. 777-787.
- Chanson, H., 2009. Turbulent air-water flows in hydraulic structures: dynamic similarity and scale effects. *Environmental Fluid Mechanics*, Volum 9, pp. 125-142.
- Chow, V. T., 1959. *Open Channel Hydraulics*. New Jersey: The Blackburn Press.
- Craig, W. & Gay, J., 1957. *Handbook of Hydraulics*, Washington: US Army Corps of Engineers.

- Crookston, B. A. R. & Tullis, B., 2018. Free-Flow discharge estimation method for piano key weir geometries. *Journal of Hydro-environment Research*, Volum 19, pp. 160-167.
- DHI, 2017. *MIKE 11 Reference Manual*, s.l.: DHI.
- Farney, H. S. & Markus, A., 1962. Side channel spillway design. *Journal of the Hydraulics Division*, pp. 131-154.
- Favley, H., 1990. *Cavitation in Chutes and Spillways. Engineering Monograph No. 42*, s.l.: Bureau of Reclamation.
- Favley, H. T., 1980. *Air-Water Flow in Hydraulic Structures. Engineering Monograph No. 41*, s.l.: Bureau of Reclamation.
- Fiskum, G., 2016. *Follsjødammen, flomløpskapasitet ved modellforsøk, Masteroppgave*, Trondheim: NTNU.
- Fox, J. A. & Goodwill, I. M., 1970. Spatially varied flow in open channels. *Proceedings of Institution of civil Engineers*, pp. 311-325.
- Gill, M. A., 1977. Perturbation solution of spatially varied flow in open channels. *Journal of Hydraulic Research*, pp. 337-350.
- Gjerde, B. A. U., 2017. *Dam Storlivatnet flomløp - Modellforsøk for nytt flomløp. Masteroppgave*, Trondheim: NTNU.
- Guercio, R. & Magini, R., 1998. Modelling side channel spillways. *Hydropower and Dams*, pp. 60-63.
- Gumus, V. et al., 2016. Numerical Modeling of Submerged Hydraulic Jump from a Sluice Gate. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 142(1).
- Hager, W. H., 1983. Open channel hydraulics of flows with increasing discharge. *Journal of Hydraulic Research*, pp. 177-193.
- Hager, W. H., 1985. Trapezoidal side-channel spillways. *Canadian journal of civil engineering*, pp. 774-781.
- Hager, W. H., Edder, O. & Rappaz, J., 1988. Streamline curvature effect in side-channel spillway flow. *Acta Mechanica*, pp. 95-110.
- Hansen, D. H. & Halsnes, P. V., 1988. *Flomsjakter og tappetunneler, driftserfaring. Masteroppgave*, Trondheim.: NTNU.
- Hargreaves, D. M., Morvan, H. P. & Wright, N. G., 2007. Validation of the Volume of Fluid Method for Free Surface Calculation: The Broad-Crested Weir. *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*, 1(2), pp. 136-146.
- Haun, S., Olsen, N. R. B. & Feurich, R., 2011. Numerical Modeling of Flow over Trapezoidal Broad-crested weir. *Engineering Applications of Computational Fluid Dynamics*, 5(3).
- Heller, V., 2011. Scale effects in physical hydraulic engineering models. *Journal of Hydraulic Research*, 49(3), pp. 293-306.
- Hinds, J., 1926. Side-channel spillways. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, pp. 881-939.
- Hirt, C., 2003. *Modeling Turbulent Entrainment of Air at Free Surface. (Fsi-03.TN61)*, s.l.: Flow Science, Inc.
- Hirt, C. & Nichols, B., 1981. Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries. *Journal of Computational Physics*, Issue 39, pp. 201-225.
- Hovland, O. H., 2013. *Lukka flaumløp med sidekanal: Utforming av innløp til sjakt/skråttunnel*, Trondheim: NTNU.
- Hvidsten, V. C. H., 2019. *Labyrintoverløp og lukke flomløp - modellforsøk for dam Storlivatn, Masteroppgave*, Trondheim: NTNU.

- Jacobsen, J., 2008. *Three-dimensional numerical modelling of water flow at the spillway of dam Sysenvatn, Masteroppgave*, Trondheim: NTNU.
- Jacobsen, J. & Olsen, N. R. B., 2010. Numerical modelling of the capacity for a complex spillway. *Water Management*, 163(WM6).
- Johnson, M. C. & Savage, B. M., 2006. Physical and Numerical Comparison of Flow over Ogee Spillway in the Presence of Tailwater. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(12).
- Keulegan, G. H., 1952. Determination of critical depth in spatially variable flow. *Proceedings of the Second Midwestern Conference on Fluid Mechanics*, pp. 67-80.
- Khatsuria, R., 2005. *Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators*. New York: Marcel Dekker.
- Kobus, H., 1984. *Local Air Entrainment and Detrainment*. Esslingen, Tyskland, Proc. Symp. of Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures.
- Kouchakzadeh, S., Kholghi, M. K. & Vatankhah Mohammad-Ababi, A. R., 2002. Spatially varied flow in non-prismatic channels. *Irrigation and Drainage (Journal of the International Commission on Irrigation and Drainage)*, pp. 41-60.
- Kouchakzadeh, S. & Marashi, A., 2005. End sill impact in non-prismatic side channels: A design guideline. *Irrigation and Drainage (Journal of the International Commission on Irrigation and Drainage)*, pp. 91-101.
- Lauder, B. E. & Spalding, D. B., 1974. The Numerical Computation of Turbulent Flows. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Volum 3, pp. 269-289.
- Lillberg, E., 2021. *Valldalen 1:30 CFD simulations (MEMO VRD-M25-2021)*, Älvkarlby: Vattenfall R&D YRLM.
- Lissev, N., Todorov, P. B. P. & Daskalov, K., 2019. *Dam Kvevotni and dam Øljustjøen. Physical hydraulic model tests spillway, Dam Kvevotni - Final report*, Sofia, Bulgaria: University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy - Center for research and design.
- Lissev, N. et al., 2018. *Dam kvevotni and dam Øljustjøen. Physical hydraulic model tests spilway. Dam Øljustjøen - final report*, Sofia, Bulgaria: University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy - Center for research and design.
- Li, W. H., 1954. Open channels with nonuniform discharge. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, pp. 255-274.
- Lysne, D., 1990. *Flom og flomløp*, s.l.: Norske Sivilingeniørers Forening, Studiesenteret..
- Mohammadi, M., 2005. Spatially varied flow profiles in a v-shaped side-channel. *International Journal of Engineering*, pp. 391-400.
- Montazar, A. & Neyshabari, S., 2006. Impacts of some parameters affecting the hydraulic performance of U-shapes side spillways. *Canadian Journal of Civil Engineering*, pp. 552-560.
- Montes, S., 1998. *Hydraulics of Open Channel Flow*. Reston VA: ASCE Press.
- Morvan, H. et al., 2008. The concept of roughness in fluvial hydraulics and its formulation in 1D, 2D and 3D numerical simulation models. *Journal of hydraulic research*, 46(2), pp. 191-208.
- Multiconsult, 2021. *CFD Beregninger, Staffivatn (rapp. nr. 10218950-RIVass-RAP-001)*, Oslo: Multiconsult.
- Multiconsult, 2021. *CFD-beregninger: Dam Mysevatn (10201226-RIVass-RAP-001)*, Oslo: Multiconsult.
- Natvik, E. V., 2014. *Dam Vasslivatn - Modellforsøk for undersøkning av kapasiteten til flomløpet, Masteroppgave*, Trondheim: NTNU.

- Norconsult, 2017. *Flomløp Staffivatn og Blådalsvatn: Vurdering av kapasitet og tiltak (ALO20170703)*, s.l.: Norconsult.
- Norconsult, 2018. *Dam Øljustjøen flomløp - 3D CFD-beregninger av flomavledningskapasiteten*, s.l.: Norconsult.
- Norconsult, 2019. *Dam Kvevotni flomløp - Flomavledningskapasitet, bestemt vha. overslag, modellforsøk og CFD beregninger*, s.l.: Norconsult.
- Noreng, K., 1983. *Energitap i vannveien ved kraftverk. Sluttrapport*, Trondheim: NHL.
- Norman, J. M., Houghtalen, R. J. & Johnston, W. J., 2001. *Hydraulic design of highway culverts. Hydraulic design series number 5*, Virginia: FHWA.
- Novak, P., Guinot, V., Jeffrey, A. & Reeve, D. E., 2010. *Hydraulic Modelling -an Introduction*. Oxon: Spon Press.
- Novak, P., Moffat, A., Nalluri, C. & Narayanan, R., 2006. *Hydraulic Structures, 4th edition*. s.l.:Taylor and Francis.
- NVE, 2005. *Retningslinjer for flomløp (2. utgave)*, s.l.: Norges vassdrags- og energidirektorat.
- Olsen, N. R. B., 2015. *Numerisk modellering av kapasitet på flomløp -et litteraturstudium*, Trondheim: NTNU.
- Olsen, N. R. B. & Kjellesvig, H. M., 1998. Three-dimensional numerical flow modelling for estimation of spillway capacity. *Journal of Hydraulic Research*, Volum 36, pp. 775-7884.
- Pedersen, Ø., 2018. *Modelling complex rating curves with hydraulic scale models and computational fluid dynamics*, Trondheim: NTNU.
- Pedersen, Ø. et al., 2018. Reynolds-Averaged Navier-Stokes Modeling of Submerged Ogee Weirs. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 144(1).
- Pedersen, Ø. & Rüther, N., 2016. *Numerical modelling of submerged flow over ogee weirs*. New Orleans, UDA, s.n.
- Roe, M., 2013. *Dam Vasslivatn: Modellforsøk for undersøkelse av kapasiteten til flomløpet, Masteroppgave*, Trondheim: NTNU.
- Sæter, Å. & Rønneid, Ø., 2007. *Dam Innerdalen -Hydraulisk analyse og modellforsøk av flomoverløp og tappeløp. Masteroppgave*, Trondheim: NTNU.
- Sassoli, F., 1959. Canali collettori laterali a forte pendenza. *L'Energia Elettrica*, pp. 26-39.
- Savage, B. M., Crookston, B. M. & Paxson, G. S., 2016. Physical and Numerical Modeling of Large Headwater Ratios for a 15 Labyrinth Spillway. *Journal of hydraulic engineering*, 142(11).
- Savage, B. M. & Johnson, M. C., 2001. Flow over Ogee Spillway: Physical and Numerical Model Case Study. *Journal of hydraulic engineering*, 127(8).
- Steen, J. E., 1980. *Flomløp Innerdalen. Modellforsøk*, Trondheim: Vassdrags- og havnelaboratoriet.
- Trongkleiv, H. E., 2018. *Dam Strandevatn - Modellforsøk av nytt flomløp, Masteroppgave*, Trondheim: NTNU.
- Tullis, B., 2011. Behavior of submerged ogee crest weir discharge coefficients. *Journal of irrigation and drainage engineering*, 137(10).
- USACE, 2016. *HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual*, Davis, CA: U.S. Army Corp of Engineers.
- USBR, 1938. *Boulder canyon project final reports: Part VI Hydraulic investigations. Bulletin 1. Model studies of spillways*. Denver CO, USA: USBR.

USBR, 1948. *Boulder canyon project final reports: Part VI Hydraulic investigations. Bulletin 3. Studies of crests for overfall dams*. Denver CO, USA: USBR.

USBR, 1987. *Design of Small Dams. Third edition*, Washington: United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation.

USBR, 1992. *Hydraulic model studies of Hoover dam, Arizona, Tunnel spillway - Aerator design*. Denver CO, USA: USBR.

Valero, D., 2018. *On the fluid mechanics of self-aeration in open channel flows. Doktoravhandling*, Liège, Belgia: Liège université.

Valero, D. & García-Bartual, R., 2016. Calibration of an Air Entrainment Model for CFD Spillway Applications. I: C. J. C. G. Gourbesville O., red. *Advances in Hydroinformatics*. Singapore: Springer, Singapore.

Vingerhagen, S., 2011. *Numerisk modellering av overløpet på Innerdalen vannkraftdam, Masteroppgave*, Trondheim: NTNU.

Vingerhagen, S. & Olsen, N. R. B., 2012. *3D numerical modelling of the capacity for a partially pressurized spillway*. München, Tyskland, s.n.

VR, 1988. *Bekkeinntaksrapporten (2. utgave)*, s.l.: Vassdragsregulantens forening.

Walløe, K. L., 2012. *Lukka flomløp med sidekanal. Masteroppgave*, Trondheim.: NTNU.

Wilcox, D. C., 2006. *Turbulence modeling for CFD*. third red. s.l.:DCW Industries.

Yang, J., Andreasson, P., Teng, P. & Xie, Q., 2019. The Past and Present of Discharge Capacity Modeling for Spillways - A Swedish perspective. *Fluids*, 4(10).

Yang, J., Helgesson, A. & Billstein, M., 2021. *Shaft spillway discharge safety of Valldalen dam (Norway), hydraulic model studies 2020-21*, Älvkarleby: Vattenfall AB, R&D Hydraulic Laboratory.

Yen, B., 1992. *Channel flow resistance: Centennial of Mannings's formula*, Highlands Ranch, CO: Water Resources Publications.

Yen, B. C. & Wenzel, H. G., 1970. Dynamic equation for steady spatially varied flow. *Journal of the Hydraulics Division*, pp. 801-814.

Zeng, J. et al., 2019. Applications of Computational Fluid Dynamics to Flow Rating Development at Complex Prototype Hydraulic Structures. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 145(12).

Zeng, J. et al., 2017a. Applications of Computational Fluid Dynamics to Flow Ratings at Prototype Spillways and Weirs. I: Data Generation and Validation. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 143(1).

Zeng, J. et al., 2017b. Applications of Computational Fluid Dynamics to Flow Ratings at Prototype Spillways and Weirs. II: Framework for Planning, Data Assessment and Flow Rating. *Journal of irrigation and Drainage Engineering*, 143(1).

Zeng, J. et al., 2020. Application of Hybrid Flow Data and Dimensional Analysis to Gated-Culvert Flow Estimation. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 146(9).



NVE

Norges vassdrags- og energidirektorat

MIDDELTHUNS GATE 29
POSTBOKS 5091 MAJORSTUEN
0301 OSLO
TELEFON: (+47) 22 95 95 95

www.nve.no