



NVE



EKSTERN RAPPORT NR. 24 / 2025

Reserveflomløp

Sluttrapport for FoU-prosjekt 80429

SKREVET AV Fjóla Guðrún Sigtryggsdóttir (NTNU) og Hilde Marie Kjellesvig (Sweco)

NVE Ekstern rapport nr. 24/2025

Reserveflomløp. Sluttrapport for FoU-prosjekt 80429

Utgitt av: Norges vassdrags- og energidirektorat
Redaktører: Wolf-Dietrich Marchand og Grethe Holm Midttømme v/NVE
Forfattere: Fjóla Guðrún Sigtryggisdóttir v/NTNU og Hilde Marie Kjellesvig v/Sweco
Omslagsbilde: Dam Deg labyrintoverløp. Foto: Sira Kvina kraftselskap

ISBN: 978-82-410-2519-8
ISSN: 2535-8235
Saksnummer: 202406474

Sammendrag: Rapporten gir kunnskap om bruk av reserveflomløp som grunnlag for oppdatering av norsk regelverk og veiledere. Flomløp har som funksjon å avlede flommer trygt forbi dammer uten at det oppstår skader eller dambrudd. Flomløp kan deles inn i tre kategorier: hoved-, hjelpe- og reserveflomløp. I denne rapporten er hovedfokus reserveflomløp i form av eroderbare fyllinger (sikringsdammer), men også andre løsninger med luker eller overløpsseksjoner som åpnes automatisk (sikringsluker) er omtalt. Rapporten presenterer nasjonale og internasjonale studier, og beskriver tekniske løsninger, modellforsøk og designprinsipper, samt fordeler og ulemper ved eroderbare flomløp. Valg av løsning bør tilpasses lokale forhold og eksisterende flomløp. Dagens damsikkerhetsforskrift er ikke til hinder for bruk av reserveflomløp. Endringer i forskriftsteksten anses derfor ikke nødvendige, men veiledere bør presisere krav til prosjektering, tilsyn og drift basert på oppdatert kunnskap. Rapporten peker også på behov for videre forskning.

Emneord: Flomavledning, Flomløp, Hjelpeflomløp, Eroderbar fylling, Reserveflomløp, Sikringsdam, Sikringsluke

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

Innholdet kan brukes videre mot kreditering.

Desember 2025

Forord

Fyllingsdammer kan være sårbare for overtopping og det er derfor svært viktig at disse har tilstrekkelig flomavledningskapasitet. Mange store norske fyllingsdammer med stort magasin og store bruddkonsekvenser har flomløp med lukket avløp (sjakt/tunnelavløp). Disse dammene er pekt ut som ekstra sårbare for framtidige klimaendringer (NVE rapport 17/2021). Klimaendringer gir økte flommer ved mange norske dammer. Dette fører til behov for økt flomavledningskapasitet. I mange tilfeller vil det være både kostbart og komplisert å finne gode løsninger som gir økt flomavledningskapasitet. Etablering av reserveflomløp i form av eroderbare fyllinger eller andre innretninger kan være en god løsning som bidrar til økt sikkerhet. Damsikkerhetsforskriften (2010) har bestemmelser om når det skal anordnes reserveflomløp. Forskriften og tilhørende retningslinjer sier imidlertid ikke noe om tekniske løsninger og dimensjoneringskriterier for ekstraordinære flomavledningsløsninger. Det finnes lite informasjon om dette tema her i Norge og slike reserveflomløp er lite utbredt.

Resultatet fra prosjektet vil bidra med kunnskap om mulige tekniske løsninger og dimensjoneringskriterier for reserveflomløp som underlag til videreutvikling av veiledere og regelverk.

Oslo, desember 2025

Andreu Regué Barrufet
seksjonssjef
Seksjon for damsikkerhet
Tilsyns- og beredskapsavdelingen

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

Reserveflomløp

FoU prosjekt



Fjóla Guðrún Sigtryggisdóttir, NTNU
og
Hilde Marie Kjellesvig, Sweco

Sammendrag

Denne rapporten er utarbeidet av NTNU og Sweco Norge AS på oppdrag fra NVE. Formålet er å skaffe kunnskap om ulike typer reserveflomløp som underlag for oppdatering av norsk regelverk og veiledere.

Flomløp bygges for å avlede flom forbi dammer på en måte som ikke medfører skade på dammen eller fare for dambrudd. Rapporten deler flomløpene inn i tre kategorier: hovedflomløp, hjelpeflomløp, og reserveflomløp. Reserveflomløp er en viktig komponent for å håndtere ekstreme flomsituasjoner og forhindre dambrudd. Anbefalinger for ulike typer flomløp i hver kategori er hentet fra internasjonale regelverk og litteratur.

Rapporten fokuserer på reserveflomløp, med spesiell vekt på eroderbare flomløp med sikringsdammer, men også andre typer diskuteres, inkludert sikringsluker. En sikringsdam defineres som en fyllingsdam dimensjonert for å overtoppes og erodere (ved en bestemt vannstand) under ekstreme flommer eller store flommer i kombinasjon med uforutsette uønskede hendelser for å øke avledningskapasiteten.

Flere eksempelstudier presenteres, både nasjonal og internasjonal praksis, inkludert Dam Deg og Dam Nerskogen i Norge. Disse illustrerer bruk av reserveoverløpsstrukturer ved lukkede flomløp, tverrsnitt av en spesiell type sikringsdam, og evaluering av flomløpssystemer. Internasjonale eksempler på eroderbare flomløp med sikringsdammer inkluderer eksempelstudier fra Sverige, Sveits, Island, Australia, USA og Eswatini (tidligere Swaziland). Rapporten trekker frem tre overordnede tekniske løsninger for sikringsdammer: med skråstilt kjerne, med sentral kjerne (ikke skråstilt), og uten kjerne. Noen løsninger inkluderer en terskel med overløpsform som sikringsdammen er fundamentert på, mens andre har sikringsdammen, eller deler av den, fundamentert på en betongplate, direkte på fjell eller annet naturlig fundament.

Sikringsdammer har vært undersøkt med modellforsøk siden 1961, ofte i forbindelse med planlegging av eroderbare flomløp. Generelt anbefales modelltester før en sikringsdam bygges i fullskala. Rapporten oppsummerer viktige modellstudier, soneinndeling, seksjonering, pilotkanal, bruddinitiering, bruddmekanismen til sikringsdammer samt avledningskapasitet til eroderbare flomløpet. Relevante resultater fra nylig forskning ved NTNU er inkludert i diskusjonen om bruddinitiering og lateral erosjonshastighet. Fordeler og ulemper med eroderbare flomløp er fremhevet, og generelle designvurderinger oppsummert.

Andre typer reserveflomløp som gjennomgås er sikringsluker, overtopping av fyllings- og betongdammer, avløpskanaler i løsmasser/terreng.

Nyere forskningsresultater diskuteres, inkludert mulig bruk av asfaltkjerne eller oppstrøms geomembraner i sikringsdammer som mer frostbestandige alternativer til morenekjerne. Sikkerheten til hoveddammen vurderes også i sammenheng med drift av eroderbare flomløp, spesielt når sikringsdammen ligger ved hovedmagasinet eller er integrert i hoveddammen.

Rapporten oppsummerer en rekke forhold som anbefales vurdert ved valg av komponenter som settes sammen for å forme et reserveflomløp i Norge. Løsningen må tilpasses lokale forhold ved hvert damanlegg. Utforming av reserveflomløpet bør baseres på vurdering av sårbarheten ved det eksisterende flomløpet. Risikoanalyse nevnes som et godt verktøy for å identifisere denne typen sårbarhet. Sikringsdammer kan være en foretrukket løsning der hensyn til sikkerhet, økonomi, tilgjengelig plass og beliggenhet gjør andre alternativer mindre hensiktsmessig.

Innspillene i rapporten til revisjon av damsikkerhetsforskriften og relevante veiledere bygger på at forskriften åpner for bruk av reserveflomløp og nevner dem som eksempel på ekstra sikkerhetstiltak, selv om temaet ellers er lite omtalt i dagens regelverk. Det vurderes derfor ikke nødvendig å endre forskriftsteksten på dette punktet, men reviderte veiledere bør med fordel presisere at prosjektering, tilsyn og drift må baseres på grundige vurderinger og oppdatert kunnskap. Det er imidlertid fortsatt behov for videre arbeid for økt kunnskap omkring reserveflomløp, da spesielt sikringsdammer, inkludert det som er oppsummert avslutningsvis i rapporten.

Innhold

Sammendrag	ii
Innhold	iii
Figurer	v
Tabeller	vii
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Mål	1
1.3 Definisjoner/uttrykk	2
2 Forskjellige typer reserveflomløp	5
2.1 Flomløpskategorier beskrevet i internasjonale veiledere	5
2.2 Dimensjonerende flommer og kontrollflommer for flomløp	8
2.3 Nasjonale og internasjonale regelverk og veiledere	9
2.3.1 Norge	9
2.3.2 Internasjonale veiledere angående flomløp for dammer	10
2.3.3 Internasjonale veiledere angående flomløp for elvediker (flomvoller)	11
3 Eksempelstudier	12
3.1 Norge	12
3.1.1 Deg	12
3.1.2 Nerskogen	18
3.1.3 Øvre Kalvvatn	22
3.2 Internasjonale eksempelstudier	26
3.2.1 Kartlegging av internasjonal praksis	26
3.2.2 Sikringsdammer med skråstilt kjerne – Tekniske løsninger	27
3.2.3 Sikringsdammer – Alternative tverrsnitt løsninger	32
3.2.4 Aktivering av eroderbare flomløp med sikringsdammer	34
4 Eroderbare flomløp med sikringsdammer	37
4.1 Oversikt	37
4.1.1 Begrensning - overtopping i fokus	37
4.1.2 Designkonsept	38
4.1.3 Veiledere	38
4.2 Modellstudier og bygde sikringsdammer	39
4.2.1 Modellstudier	39
4.2.2 Bygde sikringsdammer	41
4.3 Sikringsdammer – Soneinndeling	42
4.3.1 Kjerne	43
4.3.2 Filter	45
4.3.3 Støttefylling	46
4.3.4 Skråningsvern	48
4.3.5 Fundament	48
4.3.6 Topp sikringsdam	48
4.4 Sikringsdammer - Pilotkanalen	48
4.5 Sikringsdammer - Bruddmekanisme	49
4.5.1 Fase 1 - Aktivering av brudd i pilotkanalen	49

4.5.2	Fase 2 – Vertikal erosjon - gjennombrudd av pilotkanalen	51
4.5.3	Fase 3 - Lateral erosjonshastighet - gjennombrudd av sikringsdammen	52
4.6	Seksjonering av eroderbare flomløpet	54
4.6.1	Skillevegger	55
4.7	Avledningskapasitet av reserveflomløpet	57
4.8	Vannføring ut av magasinet - ruting	58
4.8.1	Anbefalinger basert på forsøk på sikringsdammer	58
4.8.2	Bruk av empiriske bruddformler	58
4.8.3	Forenklet fysisk basert bruddmodell	59
4.8.4	Oppsummering	59
4.9	Eroderbare flomløp - Fordeler/ulemp	59
4.10	Generelle design vurderinger– oppsummering	60
5	Andre typer reserveflomløp	63
5.1	Innledning/funksjon	63
5.2	Sikringsluker	63
5.3	Overtopping av fyllingsdammer	64
5.4	Overtopping av betongdam	67
5.5	Avløpskanaler i løsmasser/terreng	69
6	Ny kunnskap	71
6.1	Sikkerhet av hoveddammen	71
6.2	Mer frostbestandige alternativer til morenekjerne	71
6.2.1	Asfaltkjerne	72
6.2.2	Homogen sikringsdam – og sikringsdam uten kjerne	74
6.2.3	Oppstrøms tetning - geomembran	76
6.3	Nyere forskning i USA på brudd av fyllingsdammer	77
7	Anbefalinger og konklusjoner	78
7.1	Forhold som anbefales vurdert ved evaluering av reserveflomløp	78
7.2	Forslag til relevante typer reserveflomløp for norske forhold	80
7.3	Forslag til dimensjoneringsverktøy og metoder	81
7.4	Innspill til revisjon av damsikkerhetsforskriften og relevante veiledere	82
7.5	Dimensjoneringskriterier	82
7.6	Behov for videre arbeid	82
	Takk til bidragsytere	83
	Referanser	84

Vedlegg A – Andre norske eksempelstudier av interesse

Vedlegg B – Internasjonale eksempelstudier

Figurer

Figur 1: Prinsippskisse av et flomløp fra NVE (2005).....	4
Figur 2: Magasin Kilen/Gravatn/Valevatn (NVE Atlas).....	13
Figur 3: Flomløp ved Dam Kilen (foto fra Sira-Kvina kraftselskap)	14
Figur 4: Labyrintoverløpet ved Dam Deg (foto fra Sira-Kvina kraftselskap), hvor reserveflomløpet er terskelen som ligger helt til venstre i bildet med mulighet for å lede vann ut av samlekanal dersom kapasitet til tunnelsystemet overstiges.	15
Figur 5: Flyfoto i 3D av labyrintflomløp ved Dam Deg (www.norgebilder.no).....	15
Figur 6: Plan og tverrsnitt av flomløpet til Deg som er en del av flomløpssystemet samt reserveflomløp til magasinet Kilen/Gravatn/Valevatn (H. M. Kjellesvig, 2015). A: Magasin, B: Labyrintoverløp; C: Sidekanal, D: Rett overløpstærskel, E: Innløpstunnel, F: Hovedtunnel, G: Sjakt, H: Energidreper, I: Dykket utløp, J: Utløpskanal og K: Reserveflomløp.	16
Figur 7: Bilder fra flom ved labyrintoverløpet ved Deg oktober 2017. Bilder hentet fra Sira Kvinas video (https://www.youtube.com/watch?v=79VuGOFz7GI&t=1s)	17
Figur 8: Magasin Granasjøen med dam Nerskogen (NVE Atlas)	18
Figur 9: Kart over østlige del av Dam Nerskogen og flomløpsseksjon (https://norgeskart.no)	19
Figur 10: Flyfoto i 3D av flomløp ved Dam Nerskogen (https://3d.kommunekart.com)	20
Figur 11: Tverrsnitt av sikringsdam ved dam Nerskogen	21
Figur 12: Sikringsdam ved Nerskogen (Sweco, 2016).....	21
Figur 13: Magasin Øvre Kalvvatn (NVE Atlas)	23
Figur 14: Flyfoto i 3D Dam Øvre Kalvvatn (www.norgebilder.no).....	24
Figur 15: Flyfoto fra NVE Atlas av flomløpssystemet ved dam Øvre Kalvvatn	25
Figur 16: Flyfoto i 3D av flomløp ved Dam Øvre Kalvvatn sett fra magasinet (www.norgebilder.no)	25
Figur 17: Typisk tverrsnitt av Mnjoli sikringsdammen (figur fra (Engels, E.T.; Sheerman-Chase, 1985)). .	28
Figur 18: Tverrsnitt av reserveflomløp med sikringsdam for Mrica dammen i Indonesia. (Figur fra (Khatsuria, 2004)).	29
Figur 19: Tverrsnitt av eroderbare flomløpet med sikringsdammen for Center Hill, USA (Figur fra (Hendrix, 2018). «Existing» Fuse Plug (sikringsdam) og «Existing» Saddle Dam (sekundær dam) viser til at disse konstruksjonene var bygget før RCC bermen (valsebetongbermen).	29
Figur 20: Silver Lake sikringsdammen bygget i 2002. (Tegning fra WGI (2003)).	30
Figur 21: Tverrsnitt av Wivenhoe sikringsdammen bygget 2005, tegning fra Maher et al.(2006).....	31
Figur 22: Vittjärn. Tverrsnitt til sikringsdammen (3 m høy). Den skraverte seksjonen er sikringsdammen mens linjene under og over er hoveddammen. (Figur fra (Hardt & Klippenberger, 2006) (opprinnelig fra Hansson (2005))).	31
Figur 23: Tverrsnitt til sikringsdam – Lanforsen feltforsøk. (Figur fra Lagerlund (2018))	32
Figur 24: Sveits a) Tverrsnitt som viser eksisterende flomvoll (existing levee), sikringsdammen (fuse plug) og forhøyet flomvoll (elevated levee). b) Sikringsdam med sandkropp, triangelformet leire (e. fat clay) (CH) ved fundament, dårlig sortert sand (SP), velgradert grus (e. gravel) (GW) og dårlig sortert grus (GP). Begge figurer er fra Schmocker et al., 2013.	33
Figur 25: Sikringsdam for Halslon, Island a) Plantegning av sikringsdammen og tilhørende kanal. b) Sikringsdam, lengdesnitt. c) Sikringsdam, tverrsnitt, sonene er som følger: 1: kjerne, 1a: kjerne av løss (plassert i dammen over nivå 620 m.o.h.), 2: filter, 3: støttefylling, 4: ordnet stein diameter 0,1 til 0,3 m. 5: ordnet stein i skråningsvern 0,6 til 1,1 m ($D_{50}=0,9$ m). (Figur fra: Palmason & Sigtryggssdóttir, 2008)	34
Figur 26: Sikringsdam ved Mnjoli dam a) før aktivering i 1985 (bilde fra Sheerman-Chase i (Hinks & Goff, 2018)) b) etter flomhendelsen og aktivering av sikringsdammene. Betongveggen mellom de to seksjonene står fortsatt. (Bilder fra (Engels, E.T.; Sheerman-Chase, 1985)).	35
Figur 27: Oxbow dam, tverrsnitt av sikringsdam testet med modellforsøk av Tinney & Hsu (1961). (Dimensjoner i fot) (Figur: Tinney and Hsu (1961)).	38
Figur 28: Feltforsøk med storskalamodell i skala 1:2. Oxbow sikringdammen (Figur fra Tinney & Hsu (1961)).	40

Figur 29 Feltforsøk med storskalamodell i skala 1:2. Korngraderingskurver. Oxbow sikringsdam (Figur fra Tinney & Hsu (1961)).....	40
Figur 30: Soneinndeling av en sikringsdam etter Pugh (1985). (Modifisering basert på Khatsuria (2004))	43
Figur 31: Korngradering av sonene i sikringsdammen etter Pugh (1985). (Modifisert av Khatsuria (2004))	43
Figur 32: Bruddmekanisme for kjernen under overtopping av pilot kanalen i en sikringsdam. (Figur fra Pugh (1985)).....	44
Figur 33: Vanntrykk (p) på kjerne (med tykkelse d_k). a) Modelltest, b) Situasjonen forenklet med utkraget bjelke. Illustrasjon fra Schmocker et al.(2013).	44
Figur 34: Bruddmekanisme av sikringsdammer med (til venstre) en skråstilt kjerne og (til høyre) en vertikal kjerne (Figur fra Fletcher & Gilbert (1992)).	45
Figur 35 Fotodokumentasjon fra modellforsøk utført av Pugh (1985). Bildene illustrerer erosjonsprosessen fra erosjon ved overtopping av pilotkanalen (a), vertikal erosjon av pilotkanalen (a og b), og utvikling til lateral erosjon (b, c og d). Vannstand er holdt på fast nivå under hele erosjonsprosessen. (Fotoene er hentet fra Pugh (1985). De opprinnelige fotoene var større, men er blitt beskåret for å redusere størrelsen).	46
Figur 36 Erosjon av sikringsdam modeller i skala 1:20 for Oxbow prosjektet. Sirklene henviser til området der erosjonen fortsetter lateralt med ulik form av enden (som eroderes) etter material i støttefyllingen. a) Material i støttefyllingen er ensgradert uten finstoff. b) Material i støttefyllingen med tilsynelatende kohesjon eller sammenlåsing av partiklene. (Figurer fra Tinney and Hsu (1961)).....	47
Figur 37 Feltforsøk i storskala (1:2) for Oxbow prosjektet. Sirklene henviser til området der erosjonen fortsetter lateralt med ulik form av enden (som eroderes) etter material i støttefyllingen. a) Material i støttefyllingen er ensgradert uten finstoff (tverrsnitt B-B i Figur 28). b) Material i støttefyllingen med tilsynelatende kohesjon eller sammenlåsing av partiklene (tverrsnitt A-A i Figur 28) (Figurer fra Tinney and Hsu (1961)).....	48
Figur 38 Sammenligning dybde vann i pilotkanalen og kornstørrelse fra modellforsøk i ulik skala av T for Tinney & Hsu (1961), P for Pugh(1985), S for Schmocker et al (2013), L for Lagerlund (2018), W for Wahl (2021) og N for NTNU (forskning 2019 til 2024), Skala til hvert forsøk er indikert i dataetiketten. Spørsmålsteget henviser til ubestemt skala. a) Dybde vann versus D50; b) Dybde vann versus estimert vekt av stein.	51
Figur 39 Skjematisk fremstilling av lateral erosjonsprosess. Vannet strømmer over oppstrøms siden, rundt kjernen, og eroderer det ikke-kohesive materialet nedstrøms kjernen. (Figur fra Pugh (1985)).....	53
Figur 40 Sammenligning lateral erosjonshastighet og kornstørrelse fra modellforsøk i ulik skala av T for Tinney & Hsu (1961), P for Pugh(1985), S for Schmocker et al (2013), og N for NTNU (Skala til hvert forsøk er indikert i dataetiketten). Tw refererer til velgradert material i støttefylling brukt av Tinney & Hsu (1961), mens Tu refererer til ensgradert material.....	54
Figur 41: Eksempel på seksjonering av reserveflomløp med forskjellig nivå på sikringsdammene. (Figur fra USBR(2022))	55
Figur 42 Horseshoe Dam. Reserveflomløp med sikringsdammer i tre seksjoner. a) Sett fra oppstrømsside. (Dimensjoner i fot) b) Generell utforming av reserveflomløpet. Sikringsdammen vist med stiplet linjer. c) Utforming av betongvegg for seksjonering av sikringsdammer. Ledemurer (e.training wall) både oppstrøms og nedstrøms for å beskytte de andre sikringsdammene under drift av de foregående flomløpsseksjonen. Figurer fra Wahl (1993).....	56
Figur 43 Wivenhoe sikringsdam og skillevegg – tverrsnitt fra Maher et al. (2006).....	57
Figur 44 (a) Reprerantasjon av Wavg. (b) Dimensjoner på et endelig trapesformet bruddåpning. Figur fra (Dezert & Sigtryggssdóttir, 2024b)	59
Figur 45: Plantegning og tverrsnitt av Crotty dam (Herweynen & Southcott, 2019)	66
Figur 46: Crotty dam, grus og steinfyllingsdam med overløp over damkrone, overløpsterskel, avløpskanal og energidreper er fundamentert på nedstrøms damskråning (Herweynen & Southcott, 2019)	67

Figur 47: La Raviege dam, Frankrike. Avledningskapasitet utvidet ved etablering av PKW til venstre (sett i medstrøms retning) for hovedflomløpet. Bildet og informasjon om prosjektet er hentet fra Khanh et al. (2025).....	68
Figur 48: La Raviege dam, Frankrike, bilde fra Google Earth. Hvor hovedflomløpet er lokalisert midt på dammen og nytt flomløp med PKW er lokalisert til venstre for hovedflomløpet, sett i medstrøms retning	68
Figur 49: Bilde av et andenebb formet overløp (Duckbill). Bildet er hentet fra dam Garden Route i Sør Afrika (https://bwa.co.za/the-borehole-water-journal/2020/6/11/) og er også nærmere beskrevet i Denys (2023))	69
Figur 50 Bruddmekanisme ved overtopping av en steinfyllingsdammodell (skala 1:10) med 2 cm tykk asfalt kjerne (sort linje). (Vann strømmer fra venstre til høyre). (Figur fra Gebremariam et al. (2025a))...	73
Figur 51 Bruddmekanisme ved overtopping av en steinfyllingsdammodell (skala 1:10) med 4 cm tykk asfalt kjerne. (Vann strømmer fra venstre til høyre.) (Figur fra Gebremariam et al. (2025a)).....	74
Figur 52 Bruddmekanisme ved overtopping av en homogen steinfyllingsdammodell (skala 1:10). (Vann strømmer fra høyre til venstre). (Figur fra (Kiplesund et al., 2023)).	75
Figur 53 Bruddmekanisme ved overtopping av en 1,2 m høy soneinndelt sikringsdam uten kjerne, prototype dimensjoner. (Figur fra (Schmocker et al., 2013)).	75
Figur 54 Sammenligning av bruddmekanismen for homogen fyllingsdam (E1) og fyllingsdam med geomembran tetning oppstrøms (E2). (Figur fra (Gebremariam et al., 2025b))	76

Tabeller

Tabell 1 Flomløpstyper som kan brukes som eller i forbindelse med hoved-, hjelpe- og reserveflomløp basert på USBR (2022)	7
Tabell 2 Flomløp typer som kun skal brukes som hjelpe- eller reserveflomløp ifølge USBR (2022).	8
Tabell 3 Modellforsøk – overtopping av sikringsdammer (fyllingsdammer)	41
Tabell 4 Overløpskoeffisienter for sikringsdammer anbefalt av Pugh (1985) for bruk med ligning (2) for bredkronet overløp med $0,08 < D/J < 0,5$	57

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Fyllingsdammer kan være sårbare for overtopping, og det er derfor svært viktig at magasin med denne damtypen har tilstrekkelig flomavledningskapasitet. Omtrent halvparten av brudd på fyllingsdammer i verden inntreffer som følge av overtopping. En stor del av disse hendelsene skyldes utilstrekkelig flomavledningskapasitet. Mange store norske fyllingsdammer med stort magasin og store bruddkonsekvenser har flomløp med lukket avløp (sjakt/tunnelavløp). Disse dammene er pekt ut som ekstra sårbare for framtidige klimaendringer (NVE rapport 17/2021).

Klimaendringer gir større flommer ved mange norske dammer. Dette fører til behov for økt flomavledningskapasitet. I mange tilfeller vil det være både kostbart og komplisert å finne gode løsninger som gir økt flomavledningskapasitet for eksisterende dammer. Spesielt fordi slik ekstra kapasitet ofte kun er nødvendig for flommer som har svært lav sannsynlighet for å inntreffe. Etablering av reserveflomløp i form av eroderbare fyllinger eller andre innretninger kan være en god løsning som bidrar til økt sikkerhet. Damsikkerhetsforskriften § 5-8 (syvende og ellefte ledd) har bestemmelser om når det skal anordnes reserveflomløp. Forskriften og tilhørende retningslinjer sier imidlertid ikke noe om tekniske løsninger og dimensjoneringskriterier for slike ekstraordinære flomavledningsløsninger. Det finnes lite informasjon og erfaring om dette tema her i Norge, og slike reserveflomløp er lite utbredt.

Et studium som berører denne problemstillingen, er doktorgradsavhandlingen «Dam Safety. The Passage of Floods that Exceed the Design Flood» (Kjellesvig, 2002). I avhandlingen påpekes muligheten for at flomavledningen kan håndteres av et flomløpssystem og ikke kun en enkel konstruksjon, dvs. at det etableres hovedflomløp kombinert med hjelpeflomløp og/eller reserveflomløp. Viktigheten av en slik sammensatt løsning for flomhåndtering øker med en dams sårbarhet. Avhandlingen konkluderer blant annet med at dette temaet er noe som bør belyses med videre studier, da spesielt vurdering omkring dimensjoneringskriterier for de ulike delene av et slikt flomløpssystem.

Med bakgrunn i dette har NVE igangsatt FoU prosjektet «Reserveflomløp – forprosjekt om sikker avledning av ekstraordinære flommer.». NTNU, Institutt for bygg- og miljøteknikk v/ Fjola Gudrun Sigtryggdottir er engasjert for gjennomføring av prosjektet med Sweco Norge v/ Hilde Marie Kjellesvig som underleverandør.

1.2 Mål

Prosjektet skal skaffe kunnskap om mulige tekniske løsninger og dimensjoneringskriterier for reserveflomløp som underlag for oppdatering av norsk regelverk og veiledere. Prosjektet skal inkludere innhenting av kunnskap fra nyere forskning, fra eksempler på etablerte løsninger og fra litteraturstudium av relevant internasjonalt regelverk og veiledere.

1.3 Definisjoner/uttrykk

Flomløpssystem

Et flomløpssystem består av alle de ulike konstruksjonene som benyttes for å avlede flom ved et damanlegg. Dette kan bestå av kun et hovedflomløp, men også være sammensatt av et hovedflomløp samt et eller flere hjelpeflomløp og eventuelt reserveflomløp.

Definisjoner for hovedflomløp, hjelpeflomløp og reserveflomløp, er gitt nedenfor, der uttrykk og definisjoner er gitt først på norsk og deretter med skråstilt tekst på engelsk hentet fra International Commission on Large Dams (ICOLD) samt Kjellesvig (2002).

Det norske uttrykket og tilhørende definisjon er uthevet. Definisjonene på norsk er forsøkt tilpasset norske forhold og praksis på dette området samt gjeldende damsikkerhetsforskrift.

Hovedflomløp - *Service or main spillway*

Hovedflomløpet er den delen av flomløpet som først settes i drift og hvor hoveddelen av flomvannføringen vil avledes. Hovedflomløpet vil kunne bestå av flere deler, evt. ha terskler på ulike nivåer, men samlet skal disse ha kapasitet til å avlede dimensjonerende flom. Terskelnivå til den delen som trer i kraft først vil ligge på HRV.

Denne definisjonen er delvis basert på følgende definisjon: *This spillway is in operation during normal floods, i.e. during floods smaller than or equal to the spillway design flood* (Kjellesvig, 2002).

Hjelpeflomløp - *Auxiliary spillway*

Hjelpeflomløp er et kompletterende flomløp som sammen med hovedflomløpet totalt har kapasitet til å avlede flommer tilsvarende maksimal flom som anlegget er prosjektert for. For dammer prosjektert etter damsikkerhetsforskriften tilsvarer dette ulykkesflom. For dammer i høyeste konsekvensklasser vil dette som regel tilsvare PMF. Hjelpeflomløp vil typisk tre i kraft ved en flomvannstand som tilsvarer dimensjonerende flomvannstand.

Denne definisjonen er delvis basert på definisjoner gitt av Kjellesvig (2002): «This spillway will only be used if the flood exceeds the spillway design flood. The aim is to handle floods that exceed the capacity of the service spillway, but are within the definition of the project design flood.”, samt ICOLDs definisjon “Auxiliary spillway” can be defined as a spillway that complements the capacity of the service spillway to discharge the total Project Design Flood (or Check Flood) (ICOLD, 2012).

Reserveflomløp - *Emergency spillway*

Reserveflomløp er et supplerende flomløp som trer i kraft dersom hoved- og hjelpeflomløp ikke har tilstrekkelig flomavledningskapasitet. Dette kan eksempelvis skyldes flomvannføring som overstiger ulykkesflommen eller feil/ulykker ved hoved- eller hjelpeflomløpet som ikke allerede er inkludert i flomberegningene.

Denne definisjonen er delvis basert på definisjon gitt av Kjellesvig (2002) «The aim of the emergency spillway is to prevent dam failure. This spillway will be used only during special situations (Kjellesvig, 2002):

- Incidents, i.e. clogging of the service spillway, gate malfunction, etc.
- If the flood exceeds the project design flood”

Samt ICOLDs definisjon: *The “Emergency spillway” could be understood as a supplementary discharge organ that would enter into operation if either the incoming flood, for any reason, is greater than the flood for which the Service and the Auxiliary spillway combined can take care of, or if the normal capacity of these structures is harmed by an unusual event such as gate malfunction, clogging of the spillway passage or emergency cut-off of a powerhouse)* (ICOLD, 2012)

Det bemerkes at i Norge, der det er relevant, inngår tilstopping av flomløp som en forutsetning ved beregning av dimensjonerende flom. Det samme gjelder for dammer med manøvrerbare flomløp, der lukesvikt skal vurderes som en ulykkeshendelse i hht. damsikkerhetsforskriften § 5-7 og tilhørende Flomberegning for dammer: veileder til damsikkerhetsforskriften (NVE, 2022).

Sikringsdam - Fuse plug embankment/dam.

Sikringsdammer er fyllingsdammer som er dimensjonert for å overtoppes og erodere (ved en bestemt vannstand) under ekstreme flommer eller store flommer i kombinasjon med uforutsette uønskede hendelser. .

Fuse plug embankment dam, - a low embankment designed to be overtopped and washed away during a very rare and exceptionally large flood. (ICOLD, n.d.)

Eroderbart flomløp med sikringsdam - Fuse plug spillway

Eroderbart flomløp, består av en eller flere sikringsdammer (se definisjon over), som ved å erodere bort øker flomavledningskapasiteten til damanlegget. Sikringsdammen skal ha en avgrenset utstrekning og være prosjektert slik at erosjon først starter når vannstand i magasinet når opp til en forhåndsbestemt vannstand.

Fuse plug spillway, - A form of auxiliary or emergency spillway comprising a low embankment designed to be overtopped and washed away during a very rare and exceptionally large flood. (ICOLD, n.d.)

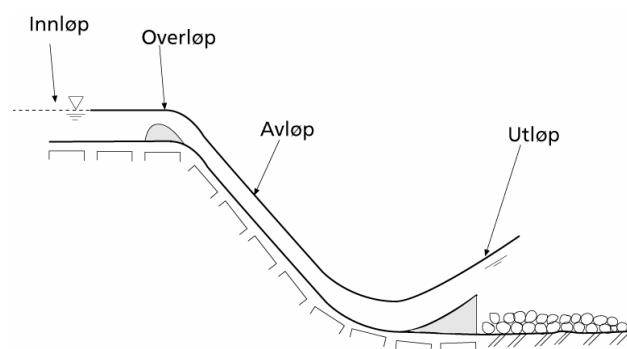
Et eroderbart flomløp må, etter å ha vært i drift, bygges opp på nytt. Før gjenoppbygging vil vannstanden i magasinet være redusert og begrenset av terskelnivået til det eroderbare flomløpet. Av blant annet økonomiske grunner benyttes eroderbare flomløp normalt ikke for å avlede mindre flommer, men blir typisk benyttet som reserveflomløp.

Sikringsluker - fusegate

Sikringsluker er konstruksjoner, eksempelvis av stål eller betong, som ved en forhåndsbestemt vannstand i magasinet åpnes automatisk for å øke flomavledningskapasiteten ved damanlegget. Sikringslukene skal ha en avgrenset utstrekning og være prosjektert slik at de er stabile inntil den forhåndsbestemte vannstanden nås.

En sikringsluke vil etter å ha vært i drift, enten måtte erstattes av en ny sikringsluke, eller dersom sikringsluker er bygget for flergangsbruk, måtte settes på plass/heves etter bruk. I perioden før sikringsluke igjen er på plass vil vannstanden i magasinet være redusert og begrenset av terskelnivå til sikringsluker. Sikringsluker benyttes normalt ikke for å avlede mindre flommer, men blir typisk brukt i reserveflomløp. Dette er blant annet av økonomiske grunner, og gjelder spesielt for sikringsluker som ikke kan gjenbrukes.

For beskrivelse av de ulike delene av et flomløp er definisjonene angitt i Figur 1 benyttet.



Figur 1: Prinsippskisse av et flomløp fra NVE (2005)

2 Forskjellige typer reserveflomløp

Flomløp bygges for å avlede flom forbi dammer på en slik måte at dette ikke fører til skade på dammen og fare for dambrudd. Et flomløp er dimensjonert for å kontrollere flomvannføring og hindre overtopping av dammer. Med flomløp menes hele vannveien fra magasinet til elveleiet nedstrøms for dammen, dvs. fra innløp, via overløp og avløp, til utløp i naturlig elveleie (OED, 2010), se prinsippskisse i Figur 1.

Hovedflomløp, hjelpeflomløp og reserveflomløp representerer en oppdeling i kategorier benyttet nasjonalt og internasjonalt. Definisjonen av de tre flomløpskategoriene, slik de er benyttet i denne rapporten, er gitt i avsnitt 1.3.

I kapittelet nedenfor blir det gitt en mer grundig gjennomgang av hvordan internasjonale veiledere og litteratur beskriver de ulike flomløpskategoriene. Det gjennomgås videre hvilke typer flomløp som litteraturen anbefaler for hver kategori. Målet er å få frem hvilke flomløp som er egnet som reserveflomløp ifølge disse veilederne, samt mer spesifikt hvilke krav som gjelder spesielt for bruk av sikringsdammer og sikringsluker.

2.1 Flomløpskategorier beskrevet i internasjonale veiledere

I det følgende kapitlet er de ulike kategoriene av flomløp gjennomgått slik de er definert av:

- ICOLD-bulletiner 142 og 172 (ICOLD, 2012, 2016)
- Veiledere fra Storbritannia utgitt av Environment Agencys «Programme of flood and coastal erosion risk management» (FCERM), FCERM (2022)
- Veileder fra USA utgitt av US Bureau of Reclamation (USBR), USBR (2022).

Forskjellen mellom hjelpeflomløp og reserveflomløp er tidvis uklar, og i noen veiledere som i de Canadiske (CDA, 2007a)¹, er det fortsatt ingen forskjell mellom de to. Det samme gjelder også for en nyere veileder fra Australia (Queensland) (RDMW-AU, 2023)². Forskjellen mellom hjelpeflomløp og reserveflomløp er av Kjellesvig (2002) definert og videre benyttet i ICOLD (2012), som følger: ". et *"hjelpeflomløp"* kan defineres som et flomløp som kompletterer kapasiteten til hovedflomløpet for å avlede dimensjonerende flom eller ulykkesflom. *"Reserveflomløpet"* kan forstås som et supplerende flomløp som trer i kraft hvis tilløpsflommen, av en eller annen grunn, er større enn flommen som hoved- og hjelpeflomløpene kombinert kan håndtere, eller hvis den normale kapasiteten til disse flomløpene blir skadet av en unormal hendelse som svikt på flomluker, tilstopping av flomløpet eller utfall av kraftverk.» I mange tilfeller antas ulykkesflommen å være PMF (påregnelig maksimal flom), altså den teoretisk største flommen som kan forekomme ved damstedet (ICOLD, 2016). Definisjonen av hjelpe- og reserveflomløp, som nevnt over er anvendt i ICOLD (2016) så vel som i den amerikanske veilederen USBR (2022) samt den britiske FCERM (2022). I USBR (2022) er definisjonen supplert med hensyn til skader og konstruksjonsmessig integritet, og til en viss grad også i ICOLD (2016)

Hovedflomløpet skal avlede flommer uten at det oppstår skader. Dette inkluderer skader ved flomløpet, dam, flomvoll eller andre tilhørende konstruksjoner. Flomstørrelse som skal avledes er ifølge ICOLD (2016) dimensjonerende vannføring (e. design discharge), mens USBR (2022) beskriver at flommer opp til ulykkesflom skal avledes uten at det oppstår skader. USBR (2022) forklarer videre at hovedflomløp vanligvis er svært robuste og erosjonsbestandige konstruksjoner som hovedsakelig består av betong og vannveier (kanaler) med erosjonsbeskyttelse av stein. Videre, på grunn av at reserveflomløp benyttes sjelden og som regel i en kort periode, kan det tillates en viss grad av konstruksjonsmessige skader eller erosjon på reserveflomløpet.

ICOLD (2016) presenterer lignende betraktninger for reserveflomløpet, men understreker at slike konstruksjonsmessige skader eller erosjon ikke bør påvirke sikkerheten til dammer og andre permanente konstruksjoner og kun forekomme på steder som er tilgjengelig og kan repareres etter at flommen avtar. Ifølge USBR (2022) kan reserveflomløp være mindre robuste enn hovedflomløpet. De må likevel være

¹ Candian Dam Association (CDA)

² Department of Regional Development Manufacuring and Water (RDMW)- Australia (AU)

utformet som erosjonsbestandige konstruksjoner bestående av eksempelvis betong, og vannveier (kanal) må erosjonsbeskyttes eller sprenges ut i erosjonsbestandig grunn.

ICOLD (2012) spesifiserer bruken av hjelpeflomløp og reserveflomløp og nevner at hovedflomløpet skal operere uten at det forårsaker skader ved anlegget som følge av avledning av flommer til og med dimensjonerende flom. Ved nye dammer kan et økonomisk gunstig alternativ være å etablere et hjelpeflomløp som supplere kapasiteten til hovedflomløpet. ICOLD (2012) forklarer videre at reserveflomløp primært benyttes for å unngå overtopping av hoveddammen i ulykkessituasjoner.

Veilederne, ICOLD (2012), USBR (2022) og FCERM (2022), gir eksempler på flomløpstyper som er egnet for hjelpeflomløp og reserveflomløp, men skiller ikke mellom de to kategoriene i valg av flomløpstype. Tabell 1 oppsummerer eksempler fra USBR (2022).

Flomløpstyper som ifølge ICOLD (2012) egner seg som reserveflomløp er sikringsdammer (e. fuse plug embankments), overløp i løsmassekanal (e. earth cut spillway) eller utsprengt kanal i fjell; i tillegg diskuteres reserveflomløp der geomembraner brukes som erosjonsbeskyttelse ved overtopping av fyllingsdammer. Eroderbare flomløp med sikringsdammer diskuteres grundigere i kapittel 4 av denne rapporten.

ICOLD (2012) nevner også bunntappeløp (e. low level outlet) som reserveflomløp, men understreker at det generelt ikke anbefales kombinert bruk av flomløp og tappeløp, selv om slik bruk kan vurderes for å avlede flom, forutsatt at pålitelighet kan sikres. Det bemerkes at i Norge er det ikke tillatt å regne med tappeløp i flomavledningskapasiteten i hht. damsikkerhetsforskriften § 5-7 og § 5-8.

Ulike lavkostnadsløsninger for å forbedre flomløpskapasiteten for fritt overløp (e. free flow spillway) er beskrevet av ICOLD (2012), men uten å relatere dette til de tre flomløpskategoriene. Løsningene diskutert i ICOLD (2012) er følgende; heve damkronen (for å bedre dempning i magasinet), senke flomløpstorskelen og legge på sikringselementer (e. fuse elements), bruk av sandsekker på små magasin, flomvegger (e. flashboards) eller sikringsplater (e. fuseplates), bjelkestengsel (e. stoplogs), sikringspluggar av betong (e. concrete fuse plugs), sikringsluker (e. fusegates), en senkning av flomløpstorskelen og bruk av labyrintoverløp. Sandsekker, flomvegger og bjelkestengsler må fjernes manuelt før flomhendelsen.

ICOLD (2016) diskuterer forskjellige flomløpstyper, som flomløp med stor kapasitet (e. large capacity spillway), høytrykksflomløp (e. high head spillway), flomløp med trappetrinn i avløpet (e. stepped spillway), labyrintflomløp, PKW (Piano Key Weir)-flomløp, tunnel, sjakt og virvelflomløp (e. vortex spillway), men beskriver generelt ikke bruken for hjelpe- eller reserveflomløp. Imidlertid argumenterer de for at inndelingen av flomløpssystemet i hoved-, hjelpe- og eventuelt reserveflomløp kan føre til betydelige kostnadsbesparelser for damprosjekter uten å svekke den grunnleggende sikkerheten til prosjektet. Bruk av sikringsdam i reserveflomløp er nevnt for tre tilfeller beskrevet i ICOLD (2016).

Den britiske veilederen, FCERM (2022), gjennomgår anbefalte metoder for dimensjonering av flomløp av armert betong samt krav og konstruksjonsdetaljer som skal gjenspeile dagens beste praksis. Veilederen diskuterer også alternative flomløpstyper som overløp dekket med gressarmering, gabioner, valsebetong (RCC) og flere. De alternative typene presenteres som lavkostnadsløsninger, sammenlignet med flomløp av betong. Disse typene anbefales brukt hvor terrenget tilsier dette eller dersom nedstrøms risiko er lav. FCERM (2022) understreker at slike alternative flomløpstyper kun bør brukes for hjelpe- eller reserveflomløp som skal avlede relativt lav vannføring. Veilederen informerer videre at i enkelte tilfeller vil kontrollen av vannstand og avløp fra magasinet kunne gjøres ved hjelp av sikringsluker eller sikringsdammer.

Den mest omfattende oversikten over flomløpstyper for hver kategori er gitt av USBR (2022) som vist i Tabell 1. Tabellen inneholder en liste over mulige typer flomløp. I henhold til USBR (2022) anses alle flomløpstyper som er egnet for bruk som hovedflomløp, også som passende som hjelpeflomløp. På samme måte anser USBR (2022) alle flomløpstyper som er egnet for reserveflomløp også som passende som hjelpeflomløp. De tre flomløpstypene som ikke er egnet som hovedflomløp, men som anses passende for hjelpe- og reserveflomløp, er sikringsdammer (e. fuse plug dams), sikringsluker (e. fuse gates) og erosjonsbeskyttelse ved overtopping jf. Tabell 2. USBR (2022) beskriver flomløp med både

sikringsdammer og sikringsluker. Detaljer om erosjonsbeskyttelse ved overtopping finnes i retningslinjer fra USAs Federal Emergency Management Agency (FEMA) (FEMA, 2014). Det fins også veiledning fra U.S. Department of Agriculture (USDA, 2014) for dimensjonering av overløpstorskler av løsmasser (e. earth spillway), som skal tåle enn viss grad av overtopping i motsetning til sikringsdammer som er ment å gå til brudd ved overtopping. Slike overløp er også nevnt i USDA (1990), men da som reserveflomløp.

Veilederne (CDA, 2007a; FCERM, 2022; ICOLD, 2012, 2016; MNR(Ontario), 2011; RDMW-AU, 2023; USBR, 2022) refererer alle til sikringsdammer som mulige i hjelpeflomløp og/eller reserveflomløp. Noen gir oversikt over hovedfunksjonen av slike flomløp, men ingen gir detaljer om designprosessen. Det fins en veileder fra USA fra 1987 (USBR, 1987b) om bruk av sikringsdammer som reserveflomløp, men også denne mangler informasjon om selve designprosessen..

Tabell 1 Flomløpstyper som kan brukes som eller i forbindelse med hoved-, hjelpe- og reserveflomløp basert på USBR (2022)

Flomløpstype	Flomløp kategorier		
	Hovedflomløp	Hjelpeflomløp	Reserveflomløp
Manøvrerbar overløpskonstruksjon (e. controlled)			
Sikringsdam (e. Fuse plug)		X	X
Sikringsluke (e. Fuse gate)		X	X
Hevertoverløp (e. Siphon)	X	X	X
Luker og luketterskel med standard overløpsprofil (e. Gated ogee crest)	X	X	X
Luker og luketterskler som avviker fra standard overløpsprofil(e. Gated various shaped weirs)	X	X	X
Tappeluke (e. Gated orifice)	X	X	X
Traktflomløp med luker (e. Gated drop inlet)	X	X	
Fritt overløp med luker (e. Gated free overfall)	X	X	
Tunnelinnløp med luker (e. Gated tunnel inlet)	X	X	
Ikke manøvrerbar overløpskonstruksjon (e. uncontrolled)			
Erosjonsbeskyttelse ved overtopping (e. Overtopping protection)		X	X
Kulvert (e. Culvert)	X	X	X
Rett eller buet terskel med standard overløpsprofil (e. Straight or curved ogee crest)	X	X	X
Traktflomløp (sjakt) morning glory type (e. Drop inlet - morning glory)	X	X	
Sjakt- andre typer (e. Drop inlet – other)	X	X	
Fritt overløp -terskel med standard overløpsprofil eller annen utforming (e. Free overfall - ogee crest or various shaped weir)	X	X	
Fritt overløp – fritt fall til elveløp (e. Free overfall - straight drop)	X	X	
Labyrintoverløp (e. Labyrinth weir)	X	X	
Avløpskonstruksjoner			
Avløpskanal med energidempere/blokker (e. Chute - baffled apron)	X	X	X
Avløpskanal med overløpstorskler (e. Chute - grade control sill)	X	X	X
Trappetrinnsformet avløpskanal (e. Chute - stepped chute)	X	X	
Badekar (e. «Bathtub»)	X	X	
Sidekanal (e. Side channel)	X	X	
Tunnelinnløp (e. Tunnel inlet)	X	X	

Tabell 2 Flomløp typer som kun skal brukes som hjelpe- eller reserveflomløp ifølge USBR (2022).

Overløpskonstruksjon	Fundament		Størrelse / utbredelse	Kapasitet	Avløpskonstruksjon		
	Berg	Jord			Kanal	Rør	Tunnel
Sikringsdam (e. fuse plug)	X	X	Moderat	Moderat til stor	X		
Sikringsluke (e. fuse gate)	X	X	Moderat	Moderat til stor	X		
Erosjonsbeskyttelse ved overtopping			Stor	Moderat til veldig stor	X		

2.2 Dimensjonerende flommer og kontrollflommer for flomløp

USBR(1987) veilederen forklarer at bygging av et reserveflomløp med en sikringsdam kan være nødvendig ved eksisterende dammer dersom nye flomberegninger viser at flomstørrelsene overstiger kapasiteten til det eksisterende flomløpssystemet. Ved nybygging kan et reserveflomløp med sikringsdam være et økonomisk gunstig alternativ for å oppfylle krav til flomavledningskapasitet når en spesifisert flomhendelse overskrides.

I Norge skal hovedflomløpet avlede dimensjonerende flom, som for dammer i høyeste klasse er 1000 års flom. ICOLD (2016), gir eksempel på at internasjonalt så kan dimensjonerende flom for hovedflomløp være flommer ned til 100-årsflommen. I slike eksempler består flomløpssystemet da av hjelpeflomløp samt eventuelt et reserveflomløp med sikringsdam i tillegg til hovedflomløpet. Hovedflomløpet og hjelpeflomløpet må da ifølge ICOLD (2016) samlet kunne avlede kontrollflommen, f.eks. opptil 10 000-årsflommen. I Norge er kontrollflommen i praksis det samme som ulykkesflommen i ht damsikkerhetsforskriften. Ulykkesflommen er videre fastsatt som enten $1,5 \times Q_{dim}$ eller PMF for norske dammer. Hvis flommen fortsetter å øke utover kontrollflommen, må reserveflomløpet håndtere den resterende vannføringen. Flomløpssystemet bør total ha kapasitet til å håndtere PMF eller mer uten at dammen blir overtoppet.

Noen ganger kan ekstremflommer bli større en PMF, som for eksempel om det er fare for jøkullaup eller skred i magasinet. Andre situasjoner hvor det kan være behov for reserveflomløp, ifølge internasjonale veiledere, er dersom hovedflomløp ikke fungerer som dimensjonert, eksempelvis som følge av tilstopping eller lukesvikt. I Norge inngår tilstopping som en del av beregningen av dimensjonerende flom der det er relevant, samt at lukesvikt i kombinasjon med Q_{dim} ansees som en ulykkeshendelse som skal vurderes på linje med ulykkesflommen (se over). Dvs. at disse situasjonene er allerede hensyntatt ved dimensjonering av hoved- og evt. hjelpeflomløp. Det vil allikevel kunne tenkes å oppstå situasjoner hvor eksempelvis tilstopping blir enda større enn forutsatt, det oppstår lukesvikt ved flere luker enn beregnet, eller at det oppstår andre uforutsette hendelser som ansees som svært usannsynlig og dermed ikke er inkludert i flomberegningene. I slike situasjoner vil reserveflomløpet kunne igangsettes og bidra til økt damsikkerhet.

Generelt bør sikringsdammer dimensjoneres for å overtoppes ved uvanlig store flommer (CDA, 2007c), med gjentakintervaller som er lange i forhold til prosjektets økonomiske levetid (USBR, 1987b). Ifølge USBR(1987) bør et eroderbart flomløp med sikringsdam ikke aktiveres ved flommer med gjentakintervaller mindre enn 100 år.

Ved et elvekraftverk i Sverige skal f.eks. hovedflomløpet håndtere dimensjonerende 100-årsflom og et eroderbart flomløp med sikringsdam skal aktiveres ved høyere flom for å oppfylle krav til flomavledning (informasjon fra Vattenfall Vattenkraft AB).

I Storbritannia er sikringsluker installert på minst tre magasiner for å øke flomavledningskapasiteten. Ved et av anleggene er det installert tre sikringsluker. Den første luken aktiveres ved flom med returperiode på 150 år og den tredje ved returperiode på 10.000 år (Hinks & Goff, 2018). Lignende tilnærming er anvendt i Australia for sikringsdammer.

En veileder fra Queensland Australia (RDMW-AU, 2023), tar utgangspunkt i aktivering ved en hendelse som skjer sjeldnere enn 1 gang på 100 år for eksisterende dammer, men gir også eksempel på dammer hvor eroderbare flomløpet aktiveres ved hendelse med sannsynlighet på fra 1 gang på 750 år og opptil 1 gang på 2000 år.

Dammer på Island er generelt dimensjonert for avløpsflommer fra nedbørfeltet med en 1000-års returperiode, men skal også tåle PMF med begrenset skade. Sikringsdammer på Island er generelt etablert for å avlede ekstreme flommer eller jøkullaup. Jøkullaup antas ofte å kunne gi en vannføring som er langt større enn dimensjonerende flommer.

2.3 Nasjonale og internasjonale regelverk og veiledere

Nasjonale og utvalgte internasjonale regelverk og veiledere for flomløp er oppført nedenfor.

2.3.1 Norge

Dimensjonering og utførelse av nye flomløp i Norge, samt kontroll av eksisterende flomløp skal gjøres etter Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (OED, 2010) med tilhørende Retningslinjer for flomløp (NVE, 2005).

Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (OED, 2010) § 5-8 Flomløp og flomavledning gir følgende krav til flomløp som vil kunne ha betydning for etablering av hjelpe- eller reserveflomløp - Utfyllende merknader til de enkelte bestemmelsene er angitt i parentes med kursiv. Betegnelsen «reserveflomløp» er uthevet:

- «Dammer skal ha flomløp med tilstrekkelig kapasitet til å avlede dimensjonerende avløpsflom ved dimensjonerende flomvannstand. Ved utforming av flomløp skal det tas hensyn til luftbehov og fare for erosjon av utsatte flater, trykkpulsasjoner, tilstopping og ising.» (*«Tredje ledd angir generelt krav til flomløpets kapasitet og hvilke forhold man skal ta hensyn til ved utforming av flomløpet.»*)
- «Flomavledning skal kunne skje uten fare for dammens sikkerhet. Avledningen og tilbakeføringen til elveleiet nedenfor vassdragsanlegget skal skje kontrollert og uten fare for skadelig erosjon på terreng, damfundament og damtå. Der hvor store energimengder utvikles, må det tas særlig hensyn til erosjons- og raspotensialet og om nødvendig anlegges energidreperer for omdanning av energien.» (*«Femte ledd omhandler flomavledning. Det er lagt til en presisering om at avledning og tilbakeføring til elveleiet nedenfor vassdragsanlegget skal skje kontrollert uten fare for skadelig erosjon.»*)
- «Flomavledningen skal fortrinnsvis skje ved faste overløp med standard overløpsprofil, fastlagt for dimensjonerende avløpsflom. Utforming som avviker fra dette, kan benyttes dersom avledningskapasiteten og stabiliteten er tilfredsstillende dokumentert.» (*«Sjette ledd angir at flomavledning fortrinnsvis skal skje ved faste overløp, med standard overløpsprofil.»*)
- Manøvrerbare løp skal benyttes bare der de sikkerhetsmessige konsekvenser ved funksjonssvikt er små. Der de sikkerhetsmessige konsekvensene ved funksjonssvikt er store og manøvrerbare løp er eneste mulige løsning, skal det etableres ekstra sikkerhetstiltak som for eksempel **reserveflomløp**. (*Sjuende ledd omhandler manøvrerbare løp. Sjuende ledd gir begrensninger i bruk av manøvrerbare løp og krav til etablering av ekstra sikkerhetstiltak, eksemplifisert ved reserveflomløp, i tilfeller der manøvrerbare løp er eneste løsning og funksjonssvikt innebærer en større sikkerhetsmessig konsekvens, jf. ellefte ledd.*)

- «Der konsekvenser av ulykkeslaster vurderes som uakseptable, skal det anordnes ekstraordinære flomavledningsmuligheter dersom ikke andre bygningstekniske tiltak ivaretar dammens sikkerhet.» (*«Ellevte ledd angår ekstraordinære flomavledningsmuligheter, dvs. at det kan kreves ekstra avledningsmuligheter i form av for eksempel **reserveflomløp** («fuseplug» eller lignende). Kravet utløses dersom det er mulighet for at en ulykkeslast kan gi uakseptable konsekvenser for dammen, og det ikke er mulig å gjøre andre avbøtende bygningsmessige tiltak, for eksempel forsterking eller forhøyning av dammen.»*)

Retningslinjer for flomløp (NVE, 2005) nevner kun reserveflomløp i følgende to setninger i kapittel 1. Generelt (referanse¹¹ som nevnes i teksten er Kjellesvig, 2002):

- «Flomløp skal avlede dimensjonerende avløpsflom ved dimensjonerende flomvannstand. Ved avledning av flommer i forbindelse med ulykkeslaster kan det være aktuelt å anordne reserveflomløp i tillegg til det ordinære flomløpet. Reserveflomløp er ikke behandlet i denne retningslinjen, vi viser til litteraturen, f.eks. til ref. 11.»

Utenom dette er reserveflomløp ikke nevnt i retningslinjen.

2.3.2 Internasjonale veiledere angående flomløp for dammer

Nye designveiledere for flomløp er tilgjengelig fra Storbritannia (FCERM, 2022) og USA (USBR, 2022). Det fins videre en veileder om flomløp fra Canada, Ontario (MNR(Ontario), 2011)³, samt en veileder fra Australia, Queensland (RDMW-AU, 2023) hvor et av temaene er flomavledning.

Med bakgrunn i at ICOLD publiserer en rekke bulletiner innen ulike damsikkerhetsrelaterte tema, og at disse er mye benyttet internasjonalt ved dimensjonering av dammer og tilhørende konstruksjoner, er ICOLDs nyeste bulletiner angående flomavledning listet opp. Dette inkluderer bulletin 142 (ICOLD, 2012) som omhandler sikker avledning av ekstrem flom, og bulletin 172 (ICOLD, 2016) som oppsummerer tekniske fremskritt i flomløpsdesign fra 1985 til 2015.

Definisjonen av hjelpe- og reserveflomløp, som nevnt over i avsnitt 2.1, er anvendt i ICOLD (2012), ICOLD (2016), USBR (2022) samt den britiske FCERM (2022). I USBR (2022) er definisjonen supplert med hensyn til skader og konstruksjonsmessig integritet, og til en viss grad også i ICOLD (2016). I den canadiske veilederen CDA (2007a) og den australske fra Queensland, RDMW-AU (2023) skilles det ikke mellom hjelpe- og reserveflomløp.

Her under listes relevante veiledere og retningslinjer som er tilgjengelige på internettet eller fra ICOLD.

Storbritannia

- FCERM (2022) Spillway design guide. FRS20238/R. UK. Available at: https://assets.publishing.service.gov.uk/media/62b32702d3bf7f0afc388104/Spillway_Design_Guide_1.pdf

USA

- USBR (2022) Appurtenant Structures for Dams (Spillways and Outlet Works) Design standard. Available at: <https://damtoolbox.org/images/9/9a/DS14-3wMIR.pdf>.
- USDA. (2014). Chapter 50 Earth Spillway Design. In *Part 628 Dams National Engineering Handbook*. <https://damfailures.org/wp-content/uploads/2018/10/NEH-628.50.pdf>

³ Ministry of Natural Resources (MNR), Ontario

- USBR (1987) 'Guidelines for using fuse plug embankments in auxiliary spillways (TM-10)', (10), p. 3.
- FEMA. (2014). *Technical Manual P-1015, Overtopping protection for dams*. https://damfailures.org/wp-content/uploads/2015/06/Technical-Manual_Overtopping-Protection-for-Dams.pdf
- USBR. (1987). *Guidelines for using fuse plug embankments in auxiliary spillways (TM-10)*. 10, 3.

Canada

- CDA. (2007a). *CDA Dam Safety-Technical Bulletins*. Hydrotechnical Considerations for Dam Safety. Canadian Dam Association (CDA).
- Ontario: MNR(Ontario Ministry of Natural Resources (MNR)), (2011). Technical Bulletin for Spillways and Flood Control Structures.

Australia-Queensland

- RDMW (Department of Regional Development Manufacturing and Water (RDMW)- Australia (AU) (2023). Guidelines on Safety Assessments for Referable Dams.

ICOLD

- ICOLD (2012) Bulletin on safe passage of extreme floods (Bulletin 142). ICOLD.
- ICOLD (2016) 'Technical Advancements in Spillway Design - Progress and Innovations from 1985 to 2015. Prepared by ICOLD Technical Committee on Hydraulics for Dams' (Bulletin 172).

2.3.3 Internasjonale veiledere angående flomløp for elvediker (flomvoller)

Veileder fra Frankrike som omhandler flomløp for flomvoller, inkludert sikringsdammer.

- Degoutte, G. and Tourment, R. (2021) Spillways on River Levees. doi:10.35690/978-2-7592-3285-7.

3 Eksempelstudier

Dette kapitlet presenterer eksempelstudier fra Norge i avsnitt 3.1 og internasjonale eksempler i avsnitt 3.2. Det vises til Vedlegg A for flere eksempler fra Norge, og til Vedlegg B for internasjonale eksempelstudier. De internasjonale eksempelstudiene inkluderer aktivisering av eroderbar reserveflomløp med sikringsdammer (se avsnitt 3.2.4).

3.1 Norge

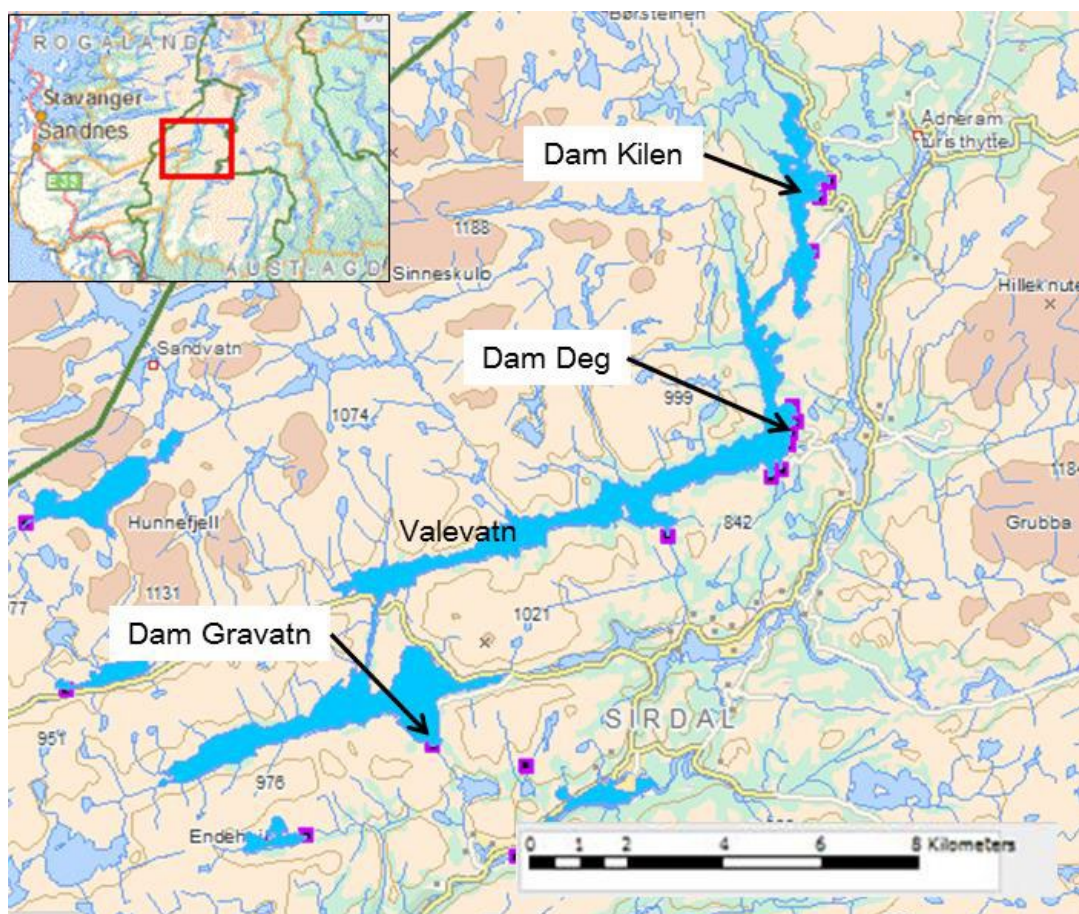
Nedenfor er en rekke eksempler på ulike prosjekt presentert hvor reserveflomløp er benyttet. Prosjektene baserer seg på informasjon mottatt av dameiere, NVE og konsulenter. I tillegg til disse eksemplene, er det funnet andre prosjekt som innehar nyttige elementer eller lærdom knyttet til problemstillingen reserveflomløp, selv om prosjektene ikke har et definert reserveflomløp. Disse prosjektene er ikke beskrevet i dette kapitlet, men informasjon om disse kan finnes i Vedlegg A.

3.1.1 Deg

Flomløpet ved Deg er en del av anleggene til Sira-Kvina kraftselskap og er lokalisert i Sirdal kommune i Agder.

3.1.1.1 *Beskrivelse anlegg*

Flomløpet tilhører magasinet Kilen/Gravatn/Valevatn. Magasinet består av flere innsjøer som er regulert av til sammen 11 sperredammer. De ulike innsjøene er forbundet med trange sund/utsprengte kanaler. Fra den ene enden av magasinet til den andre er det ca. 25 km (langs vannveien). Dammene er lokalisert langs magasinet ved en rekke ulike lokasjoner. Magasinet regulerer hovedelva Sira samt flere sidevassdrag. Av de 11 dammene, hvor hovedparten er steinfyllingsdammer, er flere av dammene i høy konsekvensklasse. En oversikt over magasinet er vist i Figur 2 nedenfor.



Figur 2: Magasin Kilen/Gravatn/Valevatn (NVE Atlas).

Magasinet er inntaksmagasin til Tjørhom kraftstasjon og nedstrøms magasin til Duge kraftstasjon som er et pumpekraftverk. For mer beskrivelse av anlegget se (Kjellesvig et al., 2015).

3.1.1.2 Beskrivelse flomløpssystem

Magasinet Kilen/Gravatn/Valevatn har hovedflomløp ved Dam Kilen som er sperredam i hovedvassdraget. Dette flomløpet er et fritt overløp over Dam Kilen som er en betongdam (kombinert plate og hvelvdam), se Figur 3 nedenfor. I forbindelse med oppdatering av flomberegningene til magasinet ble det, som følge av nye krav til beregningene, ikke medtatt kapasitet til bunntappeløpene i magasinet. Kapasiteten til disse konstruksjonene måtte derfor erstattes på annen måte. En rekke alternative løsninger ble vurdert for å øke flomløpskapasiteten. Med hensyn til at magasinet er demmet opp av en rekke dammer i høy konsekvensklasse ble driftssikkerhet til flomløpet ansett som viktig. Ettersom dammene ligger svært spredt i magasinet og at vannveien mellom dem og flomløpet går gjennom trange sund ble det ansett som fordelaktig at ny flomløpskapasitet ble etablert i en annen del av magasinet enn ved Dam Kilen hvor hovedflomløpet er lokalisert. Magasinet ligger på ca. kote 650 og kan være vanskelig tilgjengelig vinterstid. Det ble dermed ansett som viktig at flomløpet igangsettes uten aktiv regulering.

Valgt løsning for ny flomløpskonstruksjon er lokalisert like nord for hoveddammen ved Deg. Flomløpet erstatter en mindre sekundærdam. Det nye flomløpet består av et labyrintoverløp med 21 sykluser som gir rask økning av kapasitet i forhold til vannstandsstigning (se Figur 4, 5 og 6). Dette flomløpet har en terskel som ligger 0,20 meter over hovedflomløpet ved dam Kilen. Det nye flomløpet trer i kraft noe etter terskelen ved Kilen. Nedstrøms labyrintoverløpet renner flomvannet ned i en sidekanal og deretter inn i en tunnel som leder vannet ned til området nedstrøms dam Deg. Samlet kapasitet til overløpsterskelen til

flomløpet ved Kilen samt labyrintoverløpet avleder dimensjonerende flom og er dimensjonert med bakgrunn i ulykkesflom lik Q_{PMF} . Tunnelen nedstrøms labyrintoverløpet har imidlertid noe mindre kapasitet enn Q_{PMF} , men manglende kapasitet til tunnelen ved slike ulykkesituasjoner vil håndteres av reserveflomløpet som er en terskel lokalisert i enden av sidekanalen.



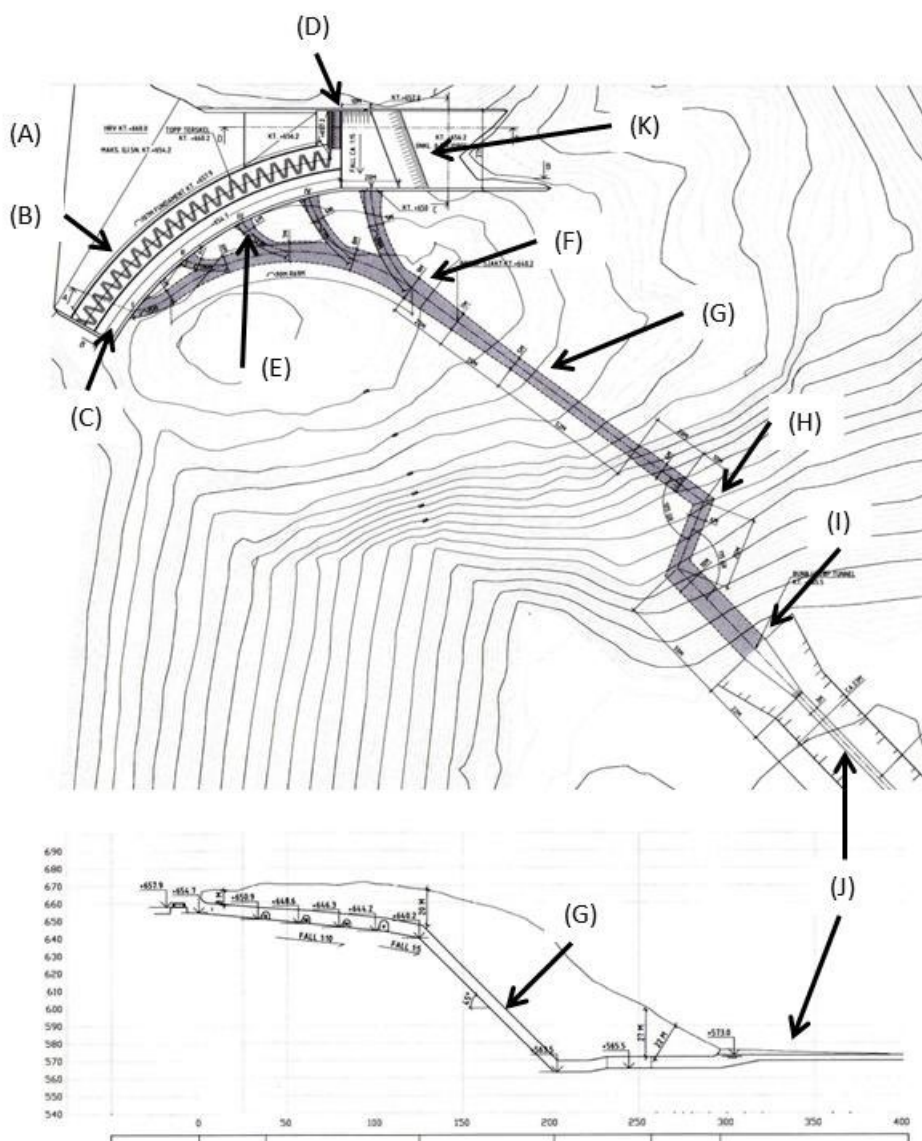
Figur 3: Flomløp ved Dam Kilen (foto fra Sira-Kvina kraftselskap)



Figur 4: Labyrintoverløpet ved Dam Deg (foto fra Sira-Kvina kraftselskap), hvor reserveflomløpet er terskelen som ligger helt til venstre i bildet med mulighet for å lede vann ut av samlekanal dersom kapasitet til tunnelsystemet overstiges.



Figur 5: Flyfoto i 3D av labyrintflomløp ved Dam Deg (www.norgeibilder.no)



Figur 6: Plan og tverrsnitt av flomløpet til Deg som er en del av flomløpssystemet samt reserveflomløp til magasinet Kilen/Gravatn/Valevatn (H. M. Kjellesvig, 2015). A: Magasin, B: Labyrintoverløp; C: Sidekanal, D: Rett overløpstærskel, E: Innløpstunnel, F: Hovedtunnel, G: Sjakt, H: Energidreper, I: Dykket utløp, J: Utløpskanal og K: Reserveflomløp.

3.1.1.3 Kriterier ved valg og dimensjonering av flomløpssystem

Som diskutert tidligere i avsnittet ble det av en rekke årsaker bestemt å etablere et flomløpssystem ved magasinet Kilen/Gravatn/Valevatn. Det originale flomløp ved Kilen ble beholdt som hovedflomløp med bakgrunn i at dette ligger i hovedvassdraget og terskelen ligger på HRV. Det ble besluttet at det nye flomløpet ved Deg skulle ha en terskel som ligger noe høyere (0,20 m) slik at dette ikke blir igangsatt ved de minste flommene. Det nye flomløpet ansees imidlertid som en del av hovedflomløpssystemet siden dette også trer i kraft ved avledning av dimensjonerende flom. Labyrintoverløpet ble dimensjonert slik at dette sammen med overløpet ved Kilen samlet har kapasitet til å avlede PMF flom i henhold til dam sikkerhetsforskriften. Tunnelene nedstrøms labyrintoverløpet har tilstrekkelig kapasitet til sammen med flomløpet ved Kilen å avlede dimensjonerende flom inkludert klimapåslag, men ikke til å avlede

Q_{PMF} . Ved en PMF-flom vil tunnelene ved flomløpet ved Deg gå fulle og flomvann vil i tillegg til avløp gjennom tunnel, renne over reserveflomløpet. Reserveflomløpet er en overløpstørskel som ligger i enden av flomkanalen, den er dimensjonert og lagt så høyt at den ikke trer i kraft ved flommer lavere enn Q_{1000} med klimapåslag, men samtidig så lavt at den overtoppes og kan avlede PMF uten at vannstanden i magasinet påvirkes. Ved PMF vil dermed fortsatt terskel ved Kilen samt labyrintoverløp (hovedflomløpene) være bestemmende selv om tunnelene nedstrøms labyrintoverløpet går fulle. Reserveflomløpet trer dermed i kraft kun som følge av flom større enn dimensjonerende flom (inkludert klimapåslag). Ved bruk av reserveflomløpet vil vann renne i terrenget ned til området nedstrøms Dam Deg. Reserveflomløpet vil også kunne tre i kraft dersom det oppstår uforutsette hendelser i tunnelen, som tilstopping eller ras.

3.1.1.4 Erfaringer ved bruk av flomløpssystemet

Labyrintoverløpet ved Deg har vært i funksjon 2-3 ganger siden det ble ferdig bygget i 2017 og fram til 2024. Flomløpet har så langt fungert som prosjektert. Reserveflomløpet har aldri vært i bruk.

Nedenfor i Figur 7 er vist bilder fra en flomsituasjon 5. oktober 2017.



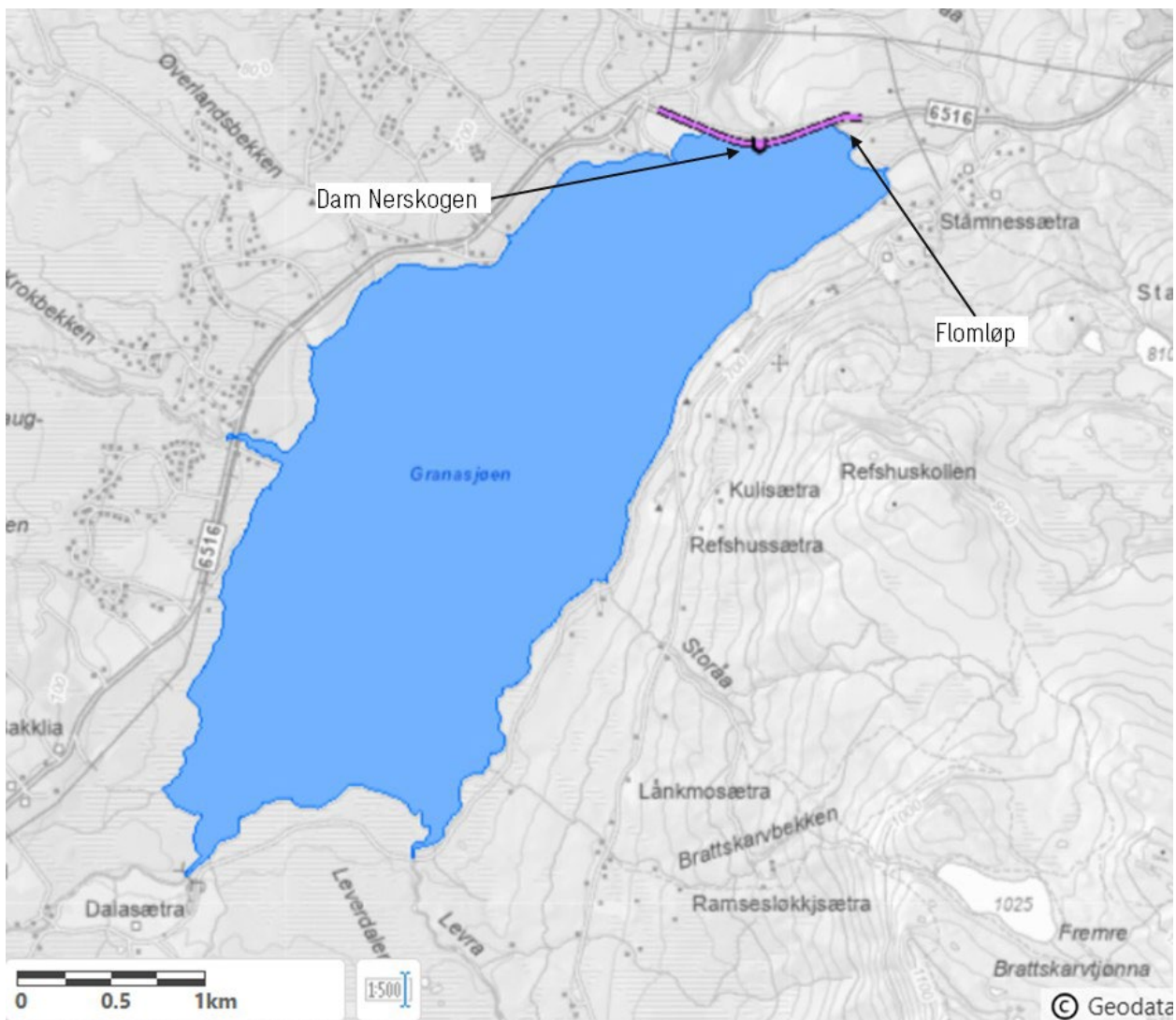
Figur 7: Bilder fra flom ved labyrintoverløpet ved Deg oktober 2017. Bilder hentet fra Sira Kvinas video (<https://www.youtube.com/watch?v=79VuGOFz7GI&t=1s>)

3.1.2 Nerskogen

Dam Nerskogen er hovedinntaksmagasin til Grana kraftverk og demmer opp Granasjøen. Dammen tilhører TrønderEnergi og er lokalisert i Orklavassdraget i Rennebu kommune i Trøndelag.

3.1.2.1 Beskrivelse anlegg

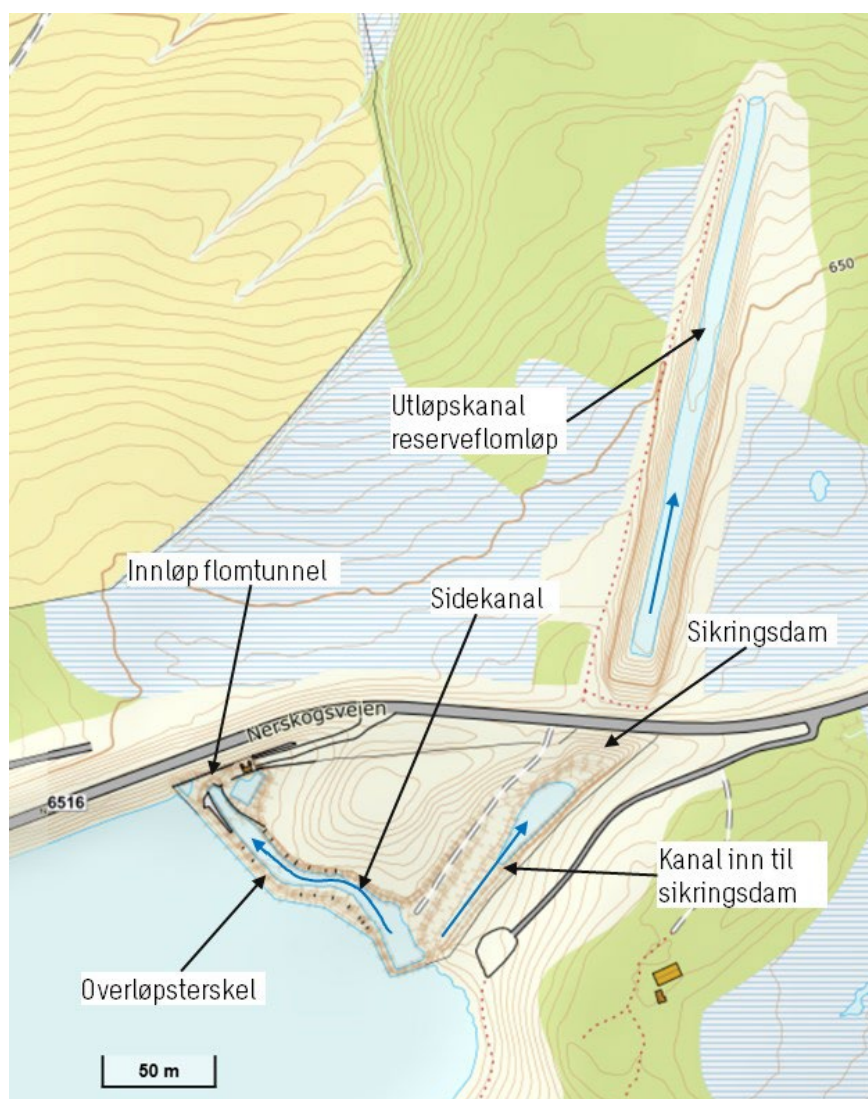
Granasjøen er demmet opp av dam Nerskogen som er en 55 m høy steinfyllingsdam med sentral morenekjerne. Dammen er 1080 meter lang, har en høyde på 55 meter. En oversikt over magasinet er vist i Figur 8 nedenfor.



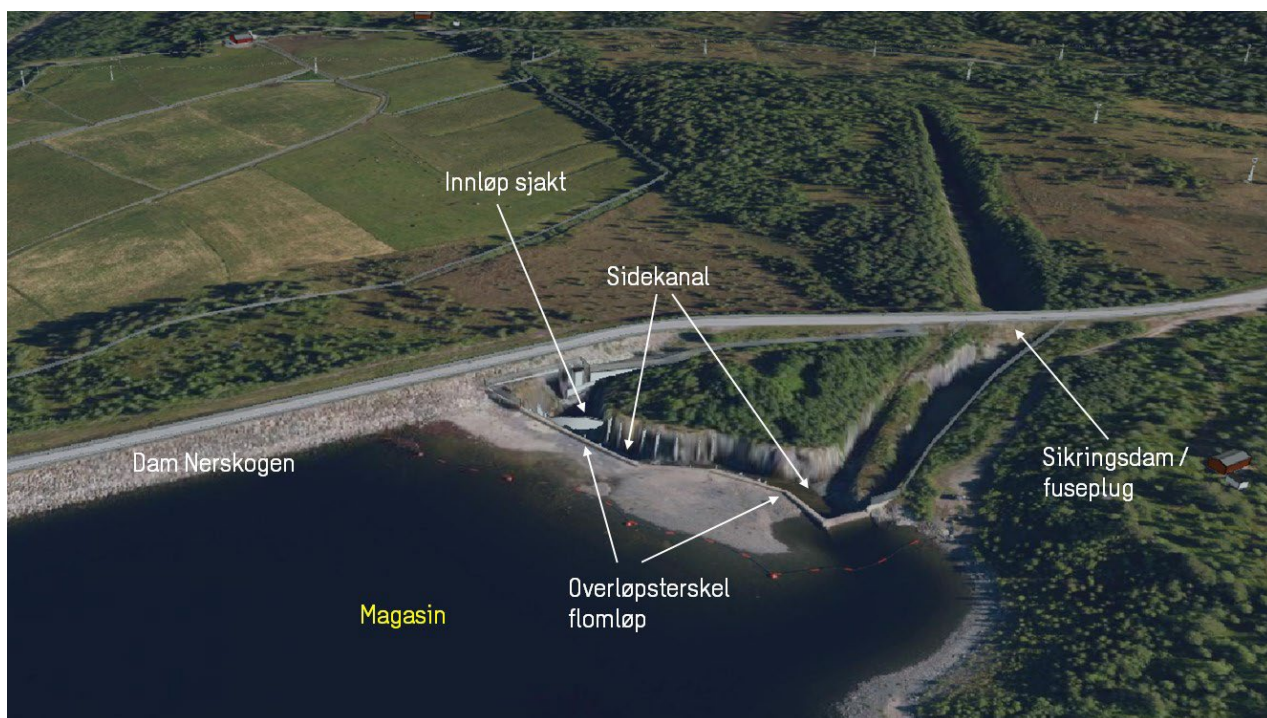
Figur 8: Magasin Granasjøen med dam Nerskogen (NVE Atlas)

3.1.2.2 Beskrivelse flomløpssystem

Dam Nerskogen har flomløp i form av en massiv overløpsterskel av betong som ligger rett øst for dammen. Betongterskelen er ca. 130 m lang og har fritt overløp. Flomvannet renner deretter i en sidekanal og videre i sjakt og deretter tunnel til området nedstrøms dammen. Det er i tillegg etablert en avløpskanal fra sidekanalen til området nedstrøms kanalen. (Se Figur 9 og 10). Denne kanalen fungerer som et reserveflomløp. Ved normale flommer vil denne kanalen være stengt av en sikringsdam, som ved en gitt vannstand i sidekanalen eroderes bort. Flomvann vil strømme gjennom kanalen og videre i terrenget tilbake til vassdraget. Kapasiteten til flomløpet nedstrøms overløpsterskelen vil dermed øke betraktelig. Dersom sikringsdammen eroderes bort, vil dette medføre skader på fylkesveien samt erosjonsskader på områdene nedstrøms kanalen.

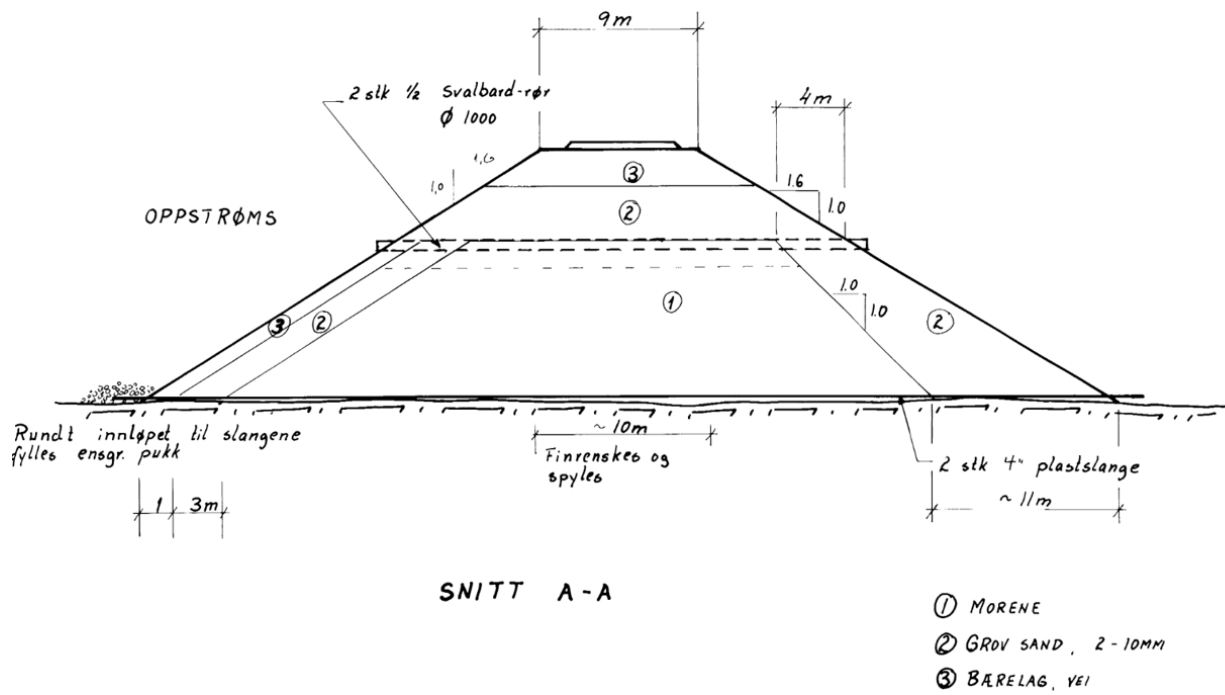


Figur 9: Kart over østlige del av Dam Nerskogen og flomløpsseksjon (<https://norgeskart.no>)



Figur 10: Flyfoto i 3D av flomløp ved Dam Nerskogen (<https://3d.kommunekart.com>)

Sikringsdammen er bygget som en fyllingsdam med tetning av morene, samt grov sand og bærelag for vei (se Figur 11 og 12). Sikringsdammen vil kunne starte å erodere enten som følge av en stor flom eller som følge av tilstopping av flomtunnelen til hovedflomløpet. Bunnen av kanalen ser i henhold til tegninger til å ligge ca. 8 meter lavere enn topp morenetetning. Bunnbredden til kanalen er ca. 10 meter. Topp til morenekjernen av sikringsdammen ligger 0,5 meter under topp av tetningskjernen til hoveddammen. Sikringsdammen er utformet med to gjennomgående halve Svalbardrør som ligger på nivå tilsvarende topp morenetetning sikringsdam for å bidra til å igangsette erosjon av sikringsdammen når morenekjernen til sikringsdammen overtoppes. Bunnmassen under de halve Svalbardrørene, er av siltig sand, type flisig kvalitet for å øke akselerasjonen av erosjonen, når denne først starter (Sæter, 2025 (epost)).



Figur 11: Tverrsnitt av sikringsdam ved dam Nerskogen



Figur 12: Sikringsdam ved Nerskogen (Sweco, 2016)

3.1.2.3 *Kriterier ved valg og dimensjonering av flomløpssystem*

Ved Nerskogen var sikringsdammen opprinnelig satt til å utløses ved en flomvannføring tilnærmet lik PMF. Oppdaterte flomberegninger samt bruk av ny metodikk for kapasitetsberegninger, medfører at det antas å renne vann i aktiveringsrørene ved en flom noe lavere enn PMF, men ved en vannføring som ligger mellom dimensjonerende flom og ulykkesflom. Fastsettelse av nøyaktig gjentakintervall til flommen som er planlagt å utløse sikringsdammen er under vurdering som et ledd i pågående revurdering av dammen.

3.1.2.4 *Erfaringer ved bruk av flomløpssystemet*

Hovedflomløpet har vært i bruk ved en rekke anledninger siden dammen ble bygget på 80-tallet. Det har imidlertid aldri rennet vann i utløser-rørene eller vært tilløp til erosjon av sikringsdammen i løpet av dammens levetid.

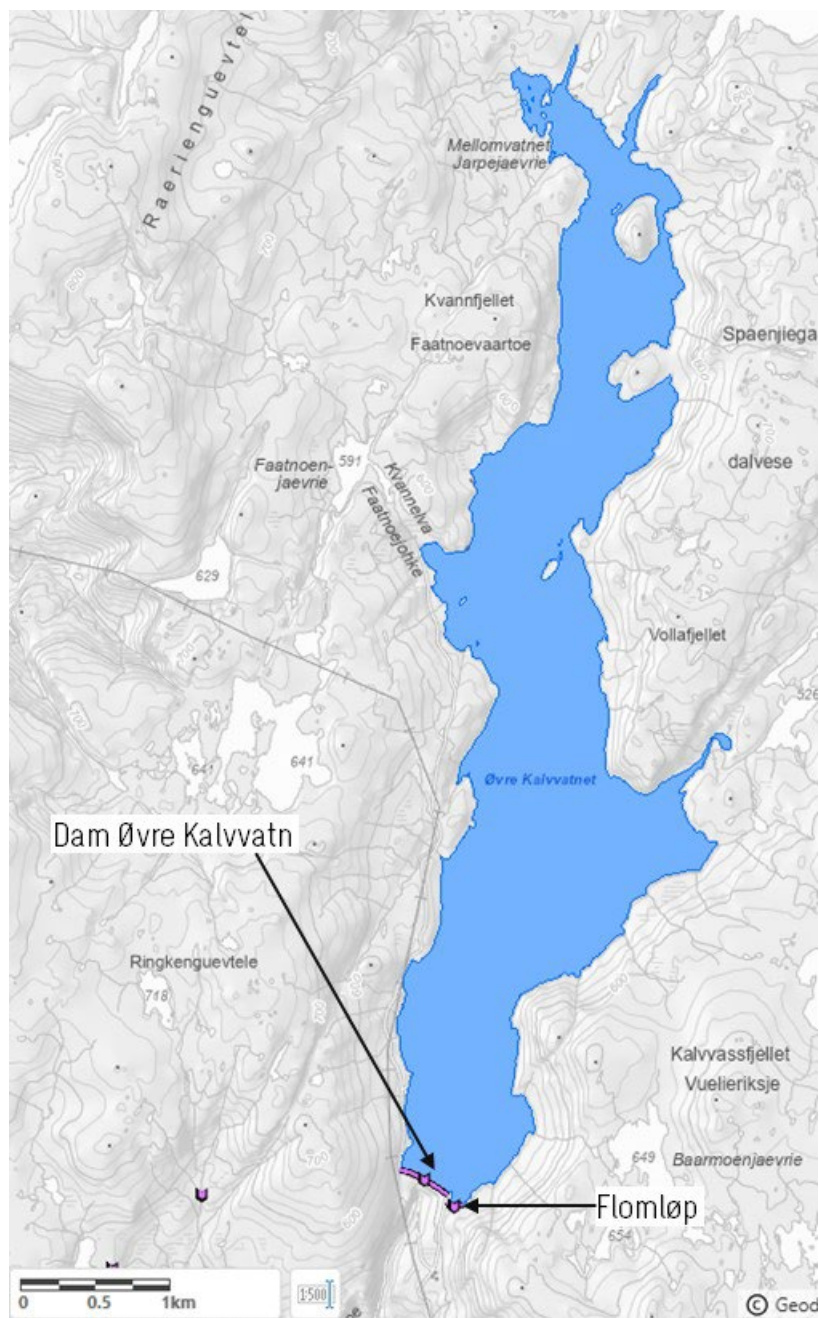
3.1.3 Øvre Kalvvatn

Anlegget ved Øvre Kalvvatn er en del av anleggene til Åbjørakraft og er lokalisert i Bindal kommune i Nordland.

3.1.3.1 *Beskrivelse anlegg*

Dam Øvre Kalvvatn regulerer Åbjøra og Øvre Kalvvatn er hovedmagasin for Kolsvik kraftverk. Se oversikt over magasin, dam og flomløp i Figur 13.

Dam Øvre Kalvvatn er en ca. 70 m høy steinfyllingsdam med morenekjerne som er bygget i 1979. Et flyfoto av dammen er vist i Figur 14.



Figur 13: Magasin Øvre Kalvvatn (NVE Atlas)

Magasinet er inntaksmagasinet til Kolsvik kraftverk.



Figur 14: Flyfoto i 3D Dam Øvre Kalvvatn (www.norgeibilder.no)

3.1.3.2 Beskrivelse flomløpssystem

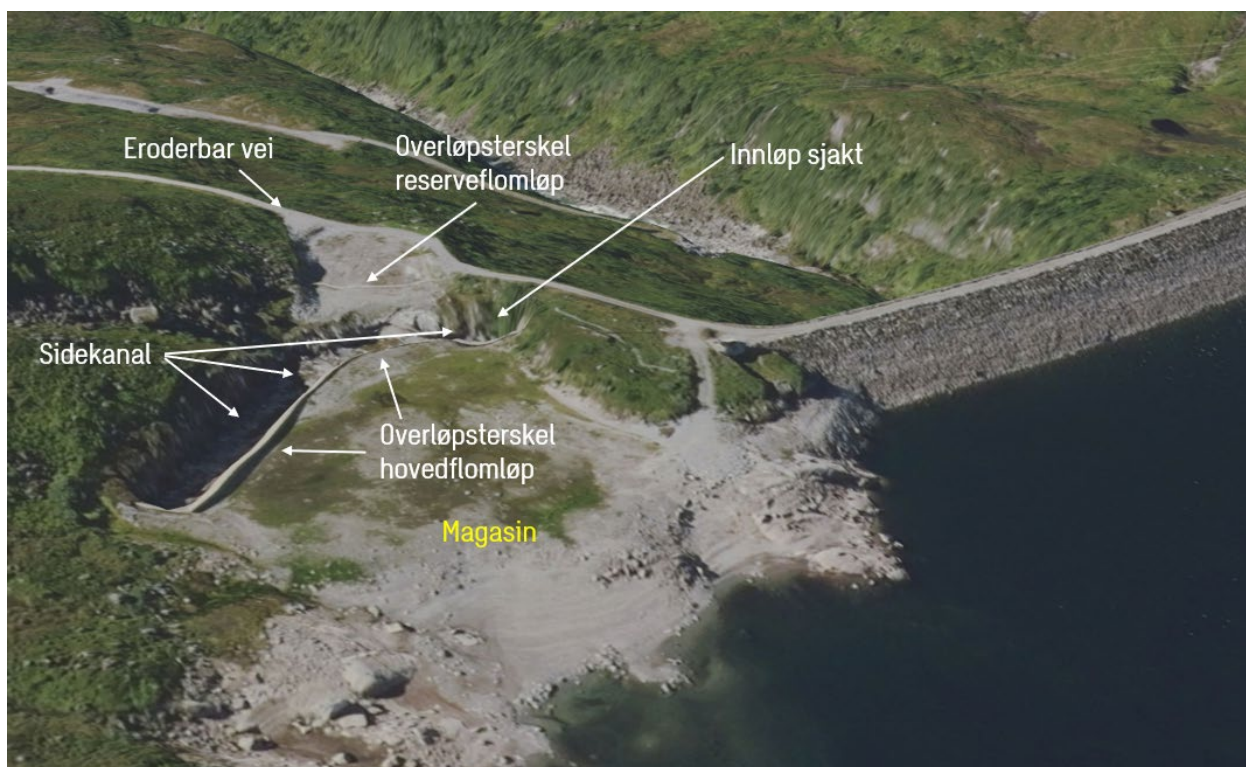
Flomløpet til dam Øvre Kalvvatn ble opprinnelig bygget som et lukket flomløp, og består av en lav overløpsterskel i betong. Fra overløpet renner flomvannet ned i et basseng/sidekanal og deretter via et lukket flomløp (en sjakt og tunnel) tilbake til vassdraget nedstrøms dammen (se Figur 15 og 16).

Oppdatering av flomberegninger gav økte flomverdier, hvor dimensjonerende avløpsflom økte. Ved å hensynta forventet økning av flomstørrelse som følge av klimaendring fram mot år 2100 må det påregnes at dimensjonerende avløpsflom øker ytterligere. Ulykkesflommen (Q_{PMF}) ble også beregnet å øke. Disse økte flomvannføringene medførte en økt flomvannstand og at damsikkerhetsforskriftens krav til fribord ikke lenger var tilfredsstillt. I forbindelse med revurdering av dammen ble det derfor anbefalt tiltak for å bedre samt øke sikkerheten til flomavledningen ved anlegget.

Basert på fysiske modellforsøk samt ulike vurderinger ble det besluttet å øke kapasiteten til eksisterende sjakt ved å utvide tverrsnittet slik at denne har kapasitet til å avlede dimensjonerende flom. I tillegg ble det etablert et reserveoverløp ut av sidekanalen som vi tre i kraft dersom sjakt/tunnel systemet ikke har tilstrekkelig kapasitet, enten som følge av flomvannføring større enn dimensjonerende eller ved tilstopping/ras i det lukkede flomløpet. Reserveoverløpet er lagt ved en lavere del av terrenget langs sidekanalen, her er det etablert en fast rett overløpsterskel i betong. Terskelen er ca. 30 meter lang. Fra overløpsterskelen renner vannet over en veg (som er eroderbar) og deretter i terrenget tilbake til vassdraget noe nedstrøms dammen. Vannveien er her avgrenset av det naturlige terrenget. Det er i tillegg etablert en kort ledevegg for å forhindre at flomvannet renner inn mot dammen og forårsaker erosjonsskade på denne. Område hvor det vil oppstå erosjon er med bakgrunn i dette forutsatt å være kontrollert og begrenset.



Figur 15: Flyfoto fra NVE Atlas av flomløpssystemet ved dam Øvre Kalvatn



Figur 16: Flyfoto i 3D av flomløp ved Dam Øvre Kalvatnsett fra magasinet (www.norgebilder.no)

3.1.3.3 Kriterier ved valg og dimensjonering av flomløpssystem

Ved Øvre Kalvvatn er hovedflomløpet, dvs. overløpsterskel, sidekanal, sjakt og tunnel dimensjonert slik at det skal kunne avlede dimensjonerende flom. Ved avledning av flommer større enn dimensjonerende flom vil flomvann i tillegg avledes via reserveflomløpet. Reserveflomløpet vil også kunne tre i kraft ved ulykkeshendelser som eksempelvis tilstopping eller ras i sjakt eller tunnel.

3.1.3.4 Erfaringer ved bruk av flomløpssystemet

Flomløpssystemet ved Øvre Kalvvatn ble oppgradert i løpet av 2017. Reserveflomløpet har ikke vært i bruk siden det ble etablert.

3.2 Internasjonale eksempelstudier

Kartlegging av internasjonal praksis presenteres i avsnitt 3.2.1. I avsnitt 3.2.2 og 3.2.3 vises ulike tekniske løsninger av tverrsnitt til sikringsdammer, og i avsnitt 3.2.4 beskrives hendelser hvor eroderbare flomløp med sikringsdammer har blitt aktivert.

3.2.1 Kartlegging av internasjonal praksis

Kontakter fra relevante europeiske land i et myndighetsnettverk ble forespurt om bruk av reserveflomløp i sine respektive land. Følgende land ble kontaktet: Sverige, Finland, Sveits, Portugal, Italia, Østerrike og Frankrike. Spørsmålene og kort oppsummering av svarene er i Vedlegg B, kapittel B1. Deretter følger eksempelstudier og/eller informasjon tilknyttet regelverk i de nevnte landene.

Videre ble det gjennomført et litteratursøk med mål om å finne informasjon fra flere land med bygde sikringsdammer. Derfor omtales i tillegg eksempelstudier fra følgende land i Vedlegg B: Island, Storbritannia, Australia, Canada, USA, Eswatini (tidligere Swaziland), og Kina.

En kort oppsummering av informasjon fra myndighetsnettverket:

- I Sverige er det minst en sikringsdam tilknyttet vannkraftverk (se Vedlegg B, kapittel B.2) (Bartsch, 2025 (epost)). Eksisterende sikringsdam i Sverige er tilknyttet Vittjärn vannkraftverk. I tillegg planlegges det bygging av tre sikringsdammer, i Untra, Dalälven og Lanforsen. Modellforsøk i felt og laboratoriet har vært en del av planleggingen for Lanforsen sikringsdammen (se Lagerlund (2018)). Formålet med sikringsdammene i Sverige er å oppfylle krav til håndtering av store flom. Eksempelvis skal Vittjärn sikringsdammen aktiveres ved flommer større enn 100 års flommen. Det fins ingen veiledning for prosjektering av sikringsdammer i Sverige, men svenske rapporter av Portin (2017) og Dan (1996) gir generell informasjon om denne typen konstruksjoner som i hovedsak bygger på kjent litteratur. Informasjon om Vittjärn sikringsdam er tilgjengelig i en masteroppgave av (Hardt & Klippenberger, 2006).
- I Sveits er det etablert en sikringsdam i tilknytning til en 15 meter høy dam ved elvekraftverket Hagneck (se Vedlegg B, kapittel B.4 Sveits) (Pachoud, 2025). Sikringsdammen var bygget for å beskytte utvalgte områder fra ekstraordinære flommer, mens den leder vannet til områder med mindre konsekvens. Hagneck-dammen, som er lokalisert nedstrøms, har som følge av etablering av sikringsdammen behov for redusert avledningskapasitet. I Sveits er det i tillegg etablert enkelte sikringsdammer i forbindelse med flomvoller. Det henvises til forskningsprosjektet DIFUSE (Digues fusibles et submersibles pour la gestion des crues) og rapportering fra dette i en konferanserapport (Schleiss, 2005).
- I Frankrike (se Vedlegg B, kapittel B.8) fins det ikke konstruksjoner på store dammer og magasiner som er prosjektert for å fungere som en sikringsdam (Courivaud, 2025 (epost)). Sikringsdammer er brukt i Frankrike for å beskytte flomvoller (Degoutte & Tourment, 2021). Allerede på 1800-tallet var slike konstruksjoner tatt i bruk. Nylig ble det publisert en veileder i

Frankrike (Degoutte & Tourment, 2021) som omhandler flomløp for flomvoller, inkludert bruk av sikringsdammer som en mulig utforming.

- På Island er det 9 - 10 vannkraftrelaterte dammer som kan betegnes som sikringsdam (se Vedlegg B, kapittel B.9). Sikringsdammene på Island er i hovedsak lokalisert på det sentrale høylandet på Island. Formålet med de fleste av disse, er å håndtere ekstreme flommer i forbindelse med jøkullaup (Sigtryggisdóttir et al., 2019).

I Portugal, Italia og Østerrike er det ikke mottatt informasjon om bygde eller planlagte sikringsdammer. Imidlertid finnes det andre typer reserve- eller hjelpeflomløp i Portugal og Østerrike. I Østerrike (se Vedlegg B, kapittel B5) (Burkhard, 2025 (epost)) er det installert overtoppingsbeskyttelse ved en betongoverløpskonstruksjon knyttet til en gravitasjonsdam for å spre energien fra vannet som overtopper damkronen i en ulykkesflomsituasjon. I Portugal (se Vedlegg B, kapittel B6) (Castro, 2025 (epost)) er det etablert hjelpeflomløp ved to hvelvdammer som består av et lukekontrollert flomløp med avløpstunnel og et skihoppformet utløp (Muralha, Couto, Alvarez, et al., 2015; Muralha, Couto, Oliveira, et al., 2015).

I Finland brukes ikke direkte begrepet reserveflomløp (se Vedlegg B, kapittel B3) (Isomäki, 2025 (epost)). Finland har imidlertid andre planer eller tiltak for denne typen hendelser. Strengt hydrologiske krav for dimensjonering av dammene er beskrevet i et regjeringsdekret om damsikkerhet i Finland.

Regelverket i Italia beskriver ikke noe eksplisitt angående reserveflomløp (se Vedlegg B, kapittel B7) (Russo, 2025 (epost)), og det er heller ikke mottatt informasjon om reserveflomløp i Italia som kun aktiveres under store flommer eller andre ulykkeshendelser.

I Storbritannia har sikringsdammer blitt brukt i svært begrenset grad ifølge en artikkel av Hinks & Goff (2018). Artikkelen beskriver et tilfelle med en lav sikringsdam ved et lite magasin. Artikkelen opplyser videre at det finnes minst tre magasiner som er utstyrt med sikringsluker (se Vedlegg B, kapittel B10).

I USA er det bygget flere sikringsdammer, blant annet ved følgende anlegg: Oxbow, Horseshoe, Bartlett, Twin Buttes, New Waddle, Center Hill, Cane Creek og Salt Lake (se Vedlegg B, kapittel B13).

I Australia finnes det også sikringsdammer, for eksempel tilknyttet anleggene Wivenhoe, Warragamba, Keepit og Copetone (se Vedlegg B, kapittel B11).

I Canada er det for eksempel etablert en sikringsdam ved Morrison dammen i Saskatchewan (se Vedlegg B, kapittel B12).

I Kina er det bygget flere sikringsdammer (se Vedlegg B, kapittel B15).

Andre land med slike konstruksjoner inkluderer India, Malaysia og Iran.

I hovedsak fins det tre overordne tekniske løsninger for sikringsdammer. Disse løsningene er:

- med skråstilt kjerne etter designkonseptet av Tinney and Hsu (1961)
- med sentral kjerne
- uten kjerne.

Noen løsninger inkluderer en terskel med overløpsform som sikringsdammen er fundamentert på, mens andre har sikringsdammen, eller deler av den, fundamentert på en betongplate, direkte på fjell eller annet naturlig fundament.

3.2.2 Sikringsdammer med skråstilt kjerne – Tekniske løsninger

Designkonseptet for sikringsdammer ble først beskrevet i USA av Tinney and Hsu (1961) som gjennomførte modellforsøk for å verifisere funksjon av en sikringsdam for Oxbow prosjektet, se også kapittel 4. Tinney and Hsu (1961) undersøkte soneinndelte sikringsdammer med skråstilt kjerne av leire. Denne utformingen har senere vært brukt i eksempelvis Sverige, Eswatini (tidligere Swaziland), Indonesia og Australia.

Tekniske løsninger er sjelden beskrevet i detalj i tilgjengelig litteratur. Det finnes eksempelvis få tverrsnittstegninger som beskriver de forskjellige løsningene. I det følgende presenteres tverrsnitt fra

litteraturen (inkludert rapporter) som følger designkonseptet til Tinney and Hsu (1961), med soneinndeling og skråstilt kjerne. Rekkefølgen er basert på byggeår. Årstallene for bygning i tittelen på delavsnittene er kun indikativt.

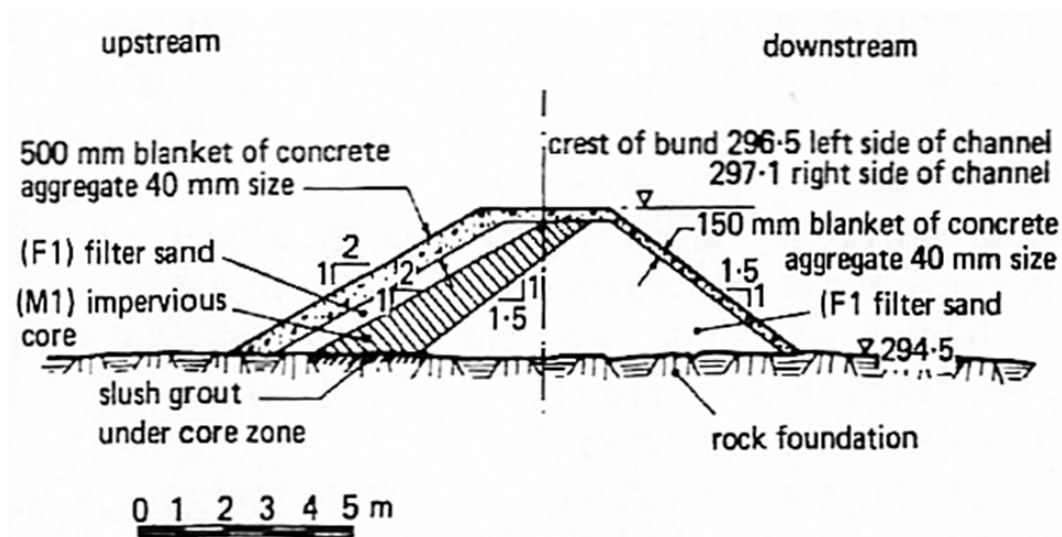
3.2.2.1 Oxbow, USA – feltforsøk sikringsdam bygget ca. 1961

Oxbow er i Oregon, USA. Det vises til kapittel 4, Figur 28 og Figur 29 fra storskala feltforsøk av Tinney and Hsu (1961) for Oxbow prosjektet, som henholdsvis viser tverrsnitt i sikringsdammen og korngradering av materialet.

3.2.2.2 Mnjoli, Eswatini - sikringsdam bygget ca. 1979

Mnjoli-dammen i Eswatini (tidligere Swaziland) er en 42 meter høy fyllingsdam. Hoveddammen ble bygget mellom 1978 og 1979 samtidig med et hovedflomløpet ved høyre vederlag (øst siden av dammen) og eroderbart flomløp med sikringsdammer i en skjæring omtrent 500 m fra hoveddammens vestligste ende. Hovedflomløpet var dimensjonert for å avlede flom med returperiode på 100 år. Totalt kapasitet, inkludert det eroderbare flomløpet med sikringsdammen, tilsvarer påregnelige maksimal flom (PMF) (Engels, E.T.; Sheerman-Chase, 1985). Figur 17 viser typisk tverrsnitt i Mnjoli sikringsdammen.

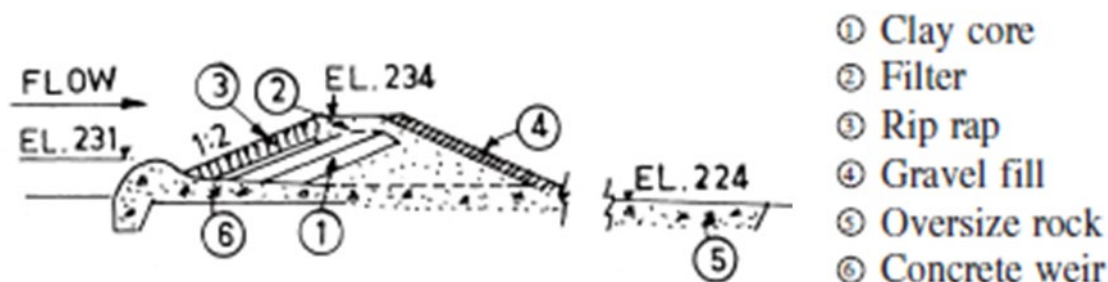
Reserveflomløpet ble aktivert i 1984 og er hendelsen beskrevet videre i avsnitt 3.2.4.



Figur 17 Typisk tverrsnitt av Mnjoli sikringsdammen (figur fra (Engels, E.T.; Sheerman-Chase, 1985)).

3.2.2.3 Mrica, Indonesia – sikringsdam bygget ca. 1988

Ved Mrica dammen i Indonesia ble et eroderbart flomløp med sikringsdam valgt fremfor et flomløp med luker (ICOLD, 2012). Tverrsnitt til sikringsdammen er vist i Figur 18. Sikringsdammen er fundamentert på en overløpsterskel av betong.



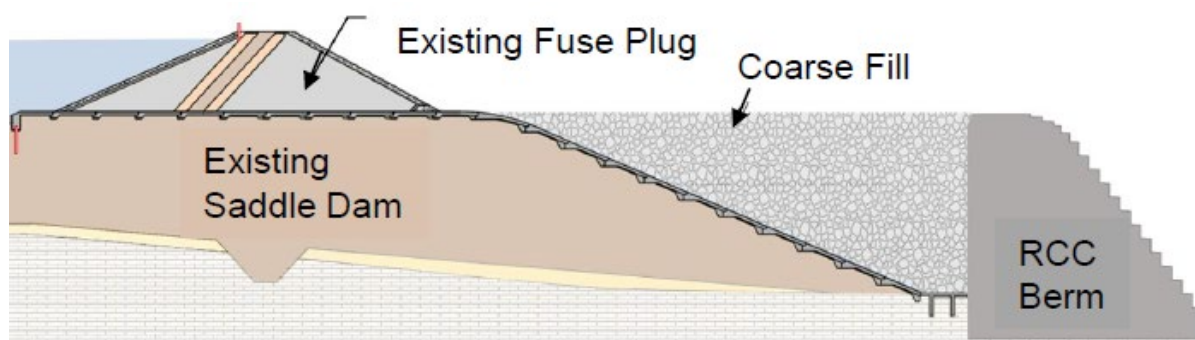
Figur 18 Tverrsnitt av reserveflomløp med sikringsdam for Mrica dammen i Indonesia. (Figur fra (Khatsuria, 2004)).

3.2.2.4 Center Hill, USA – sikringsdam bygget ca. 1993

Center Hill ligger i Tennessee, USA. Hoveddammen er en kombinasjon av en betong gravitasjonsdam og en fyllingsdam av komprimert jord. I tillegg finnes det en sekundær fyllingsdam (e. saddle dam) omtrent 0,8 km øst for hoveddammen. Sekundære fyllingsdammen er 235 meter lang og med 10,7 meter bred damtopp. Den er utstyrt med en sikringsdam på damkrona og en nedstrøms berme av valsebetong (RCC) (Figur 19) for å både forsterke sekundær dammen og fungere som overløpsterskel ved overtopping av sikringsdammen. Sikringsdammen er 183 meter lang og 10,5 meter høy. Valsebetongbermen nedstrøms er et overløp med lengde på 259 meter og høyde på omtrent 40 m. Reserveflomløpet definert av sikringsdammen har dimensjonerende kapasitet på 11 325 m³/s. (USACE, 2024)

Sikringsdammen ble bygget rundt 1993. Den er soneinndelt med tynn skråstilt kjerne med filter på hver side. Sikringsdammen er bygget på en betongplate som er lokalisert på sekundærdammen (se «existing fuse plug» og «existing saddle dam» i Figur 19). Bekymring for sikkerhet til sekundærdammen ved overtopping førte til at valsebetongbermen ble etablert nedstrøms (USACE, 2024) som vist i Figur 19 (se RCC berm). Valsebetongbermen var ferdig i 2020. Det er uklart om fyllingen av grovt materiale, som indikert i figuren mellom sekundærdam og valsebetongberm, ble etablert.

US Army Corps of Engineers (USACE) ved Fletcher & Gilbert (1992) kjørte modellforsøk for å teste utforming av sikringsdammen for Center Hill i USA. Resultater fra Fletcher & Gilbert (1992) er videre omtalt i kapittel 4.



Figur 19 Tverrsnitt av eroderbare flomløpet med sikringsdammen for Center Hill, USA (Figur fra (Hendrix, 2018)). «Existing» Fuse Plug (sikringsdam) og «Existing» Saddle Dam (sekundær dam) viser til at disse konstruksjonene var bygget før RCC bermen (valsebetongbermen).

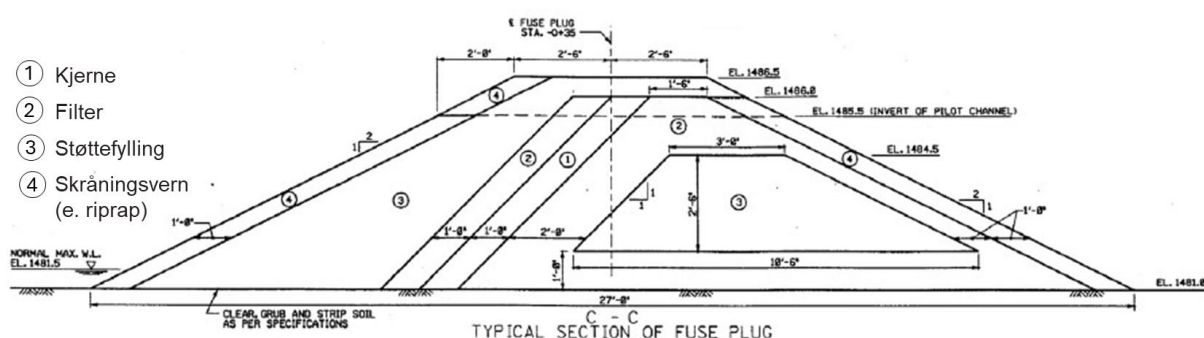
3.2.2.5 Silver Lake, USA – sikringsdam bygget ca. 2002

Dammen ved Silver Lake Basin i Wisconsin, USA, er den øverste dammen i Dead River-prosjektet. Silver Lake Basin er et reguleringsmagasin som brukes til lagring av snøsmelting og vårflo for å øke

nedstrøms vannføringen senere på året. Innsjøen tappes vanligvis ned på senhøsten og vinteren, og fyllingen starter normalt i mars. Det er ingen kraftproduksjonsanlegg fra dette magasinet. Omtrent 9 kilometer nedstrøms ligger Dead River Storage Basin, som er oppdemmet av Hoist-dammen. Dette magasinet er knyttet til vannkraftproduksjon. (WGI, 2003) (WGI: Washington Group International).

Før 2002 besto vassdragsanleggene ved Silver Lake av hoveddammen (en jordfyllingsdam), et betongflomløp, og fire separate mindre sekundærdammer bygget i lavpunkt (sadler) langs innsjøen. Høsten 2002 ble en av sekundærdammene erstattet med en sikringsdam. Sikringsdammen ble bygget fordi prosjektets flomløp ikke hadde kapasitet til å håndtere mer enn 20 prosent av dimensjonerende flom. Ved Silver Lake tilsvarer dimensjonerende flom påregnelig maksimal flom (PMF).

Sikringsdammen er en soneinndelt fyllingsdam med tynn, skråstilt kjerne. Den er 2,4 meter høy og 76 meter lang. To pilotkanaler er etablert i kronen til sikringsdammen (se kapittel 3, avsnitt 3.2.4). Tverrsnitt til sikringsdammen er vist i Figur 20.



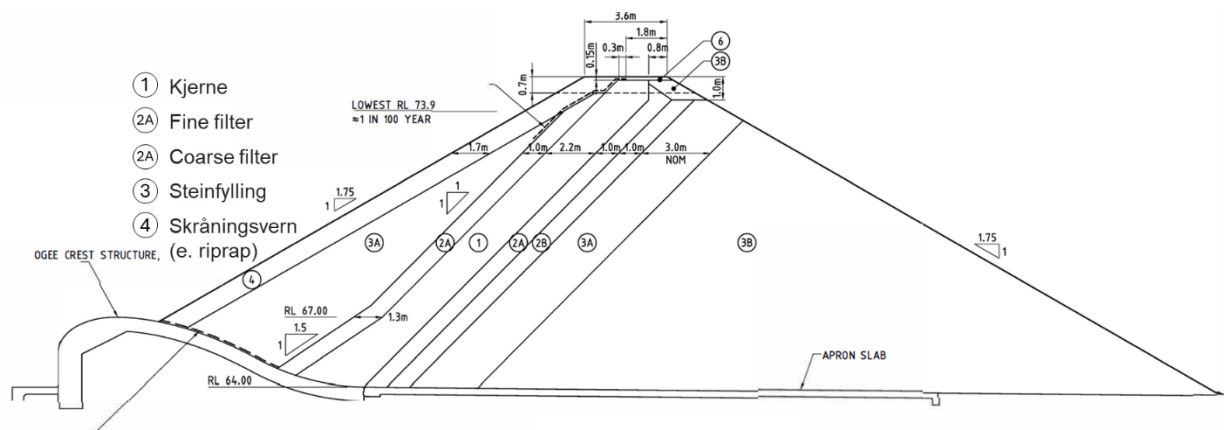
Figur 20 Silver Lake sikringsdammen bygget i 2002. (Tegning fra WGI (2003)).

3.2.2.6 Wivenhoe, Australia – sikringsdam bygget 2005

Wivenhoe-dammen i Queensland, Australia, ble etablert for å sikre vannforsyning i Brisbane og omkringliggende områder, samt å bidra til flomdemping. Hovedflomløpet er utstyrt med fem segmentluker.

Et reserveflomløp ble ferdigstilt i 2005 for å håndtere ekstreme flomhendelse med et gjentakintervall på 1:100.000 år. Reserveflomløpet består av tre 13 m høye sikringsdammer adskilt med betongvegger. Seksjoneringen av reserveflomløpet er videre omtalt i kapittel 4, avsnitt 4.6. Et typisk tverrsnitt til sikringsdammene er vist i Figur 21 (Maher et al., 2006).

Sikringsdammene er utført som soneinndelte fyllingsdammer med skråstilt kjerne (Figur 21). Kjernen er beskyttet av filtersoner både oppstrøms og nedstrøms. På nedstrøms side er filtersonen ytterligere beskyttet av en overgangssone. Når sikringsdammene overtoppes og eroderes bort, vil en overløpsformet betongterskel bli stående igjen (Figur 21).



Figur 21 Tverrsnitt av Wivenhoe sikringsdammen bygget 2005, tegning fra Maher et al. (2006).

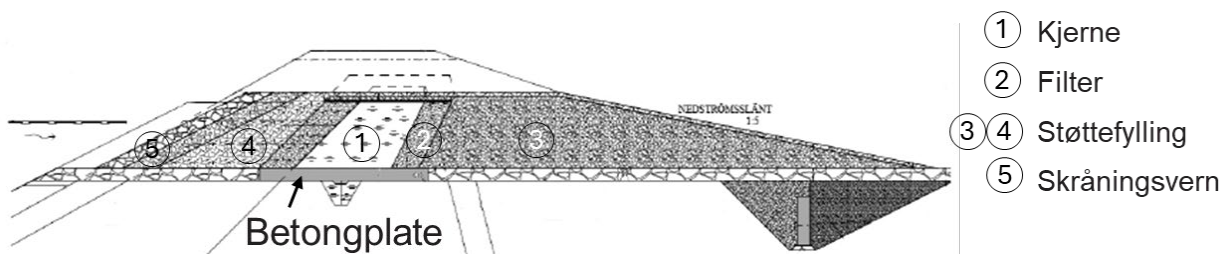
3.2.2.7 Vittjärn, Sverige - sikringsdam bygget ca. 2005

Eroderbare flomløpet med sikringsdam i Vittjärn, Sverige er beskrevet i en rapport av Hansson (2005) og i en masteroppgave (Hardt & Klippenberger, 2006). Det eroderbare flomløpet er en ca. 3 m høy sikringsdam, bygget i en 70 - 80 meter bred kanal. Sikringsdammen har lavere krone enn de øvrige dammene. Figur 22 viser tverrsnitt til sikringsdammen. Sentralt er en skråstilt tett kjerne av morene omgitt av filter. Støttefylling mot filter har grovere materiale på oppstrømsiden. Kjernen er fundamentert på en betongplate, mens resten av sikringsdammen er fundamentert på steinblokker omgitt av betong (svensk: glacis) (se Figur 22).

Nedstrøms sikringsdammen er det etablert en kanal, gravd gjennom jordfylling. Kanalens sider er erosjonsbeskyttet og en spuntvegg er forankret i overgangen mellom betong og naturlig jordmateriale for å unngå tilbakegående erosjon. Spunten er dimensjonert mot beregnet erosjonsdybde ved aktivisering av sikringsdammen i reserveflomløpet.

Løsningen med en sikringsdam ble valgt ut fra geometrien til anlegget, hvor en relativt lav fallhøyde og god plass til en bred åpning muliggjør høy avledningskapasitet. Løsningen ble i tillegg ansett som en økonomisk gunstig løsning i forhold til et konvensjonelt flomløp (informasjon fra Vattenfall Vattenkraft AB via epost fra Bartsch (2025)).

Eroderbare flomløpet har så langt ikke blitt aktivert. Hovedflomløpet for anlegget skal håndtere dimensjonerende 100-årsflom og det eroderbare flomløpet med sikringsdammen er prosjektert for å aktiveres ved høyere flom for å oppfylle kravene til klasse I flom som definert i Sverige (informasjon fra Vattenfall Vattenkraft AB via epost fra Bartsch (2025)).



Figur 22 Vittjärn. Tverrsnitt til sikringsdammen (3 m høy). Den skraverte seksjonen er sikringsdammen mens linjene under og over er hoveddammen. (Figur fra (Hardt & Klippenberger, 2006) (opprinnelig fra Hansson (2005))).

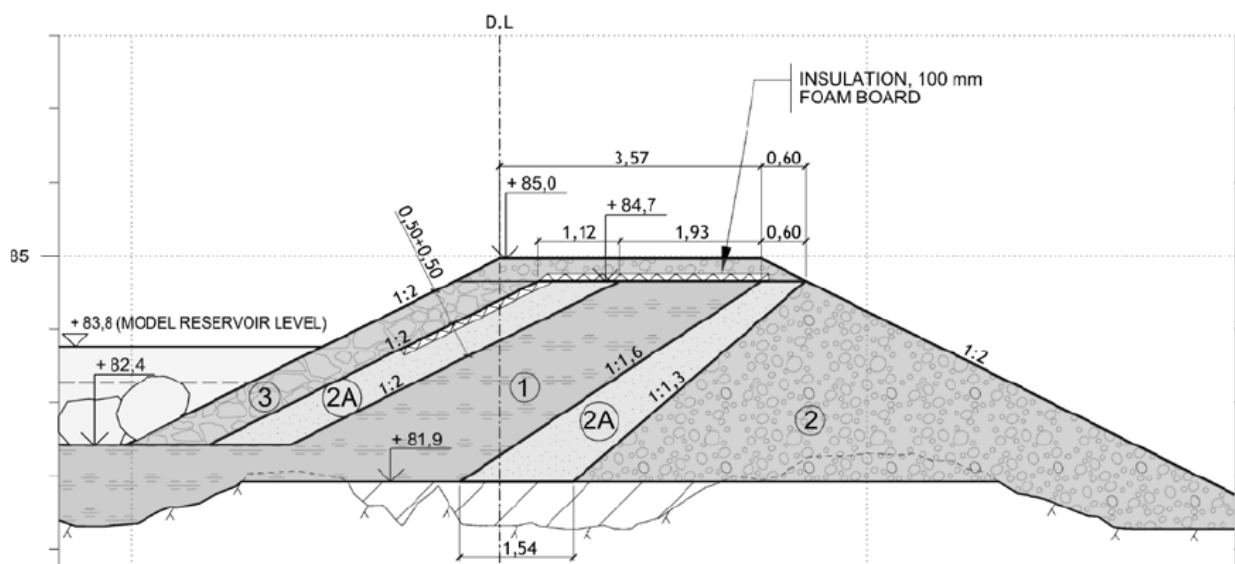
3.2.2.8 Lanforsen, Sverige - feltforsøk rapport fra 2018

I en rapport fra Energiforsk av Lagerlund (2018) beskrives fullskala feltforsøk gjennomført ved Lanforsen vannkraftverk i Sverige. En sikringsdam ble bygget nedstrøms flomløpet. Før byggingen ble fjellgrunnen nedstrøms flomløpet rensert, og utjevnet med betong. En betongplate ble støpt i fundamentet til kjernen.

Tverrsnitt i sikringsdammen fra Lagerlund (2018) er vist i Figur 23. Sikringsdammen er en soneinndelt fyllingsdam med skråstilt kjerne av morenejord (e. till). Kjernen er beskyttet av filtersoner av sand både oppstrøms og nedstrøms. Topp kjerne frostbeskyttes av isolasjonsplater. Isolasjonsplater ble også plassert på oppstrøms siden av den skråstilte kjernen. Støttefyllingen nedstrøms og oppstrøms består av grus.

Ifølge resultater fra forsøkene til Lagerlund (2018) forlenger isolasjonsplatene erosjonsprosessen tidsmessig, ettersom platene beskytter kjernen mot det strømmende vannet. Dette gjelder spesielt platene som var plassert på oppstrøms side av filtersonen mot den skråstiltte kjernen. Så snart isolasjonsplatene ble vasket bort, økte erosjonshastigheten.

I tillegg til feltforsøk, ble modeller i skala 1:3 og 1:6 bygget i laboratoriet. Resultater fra modellforsøkene ble sammenlignet med feltforsøkene i full skala. Lagerlund (2018) konkluderer at modellforsøk i skala 1:3 eller 1:6 kan erstatte et fullskala-forsøk for å evaluere funksjonaliteten til en sikringsdam. Allikevel anbefales det at modellforsøk gjennomføres både i skala 1:3 og 1:6 for en helhetlig vurdering.



Figur 23 Tverrsnitt til sikringsdam – Lanforsen feltforsøk. (Figur fra Lagerlund (2018))

3.2.3 Sikringsdammer – Alternative tverrsnitt løsninger

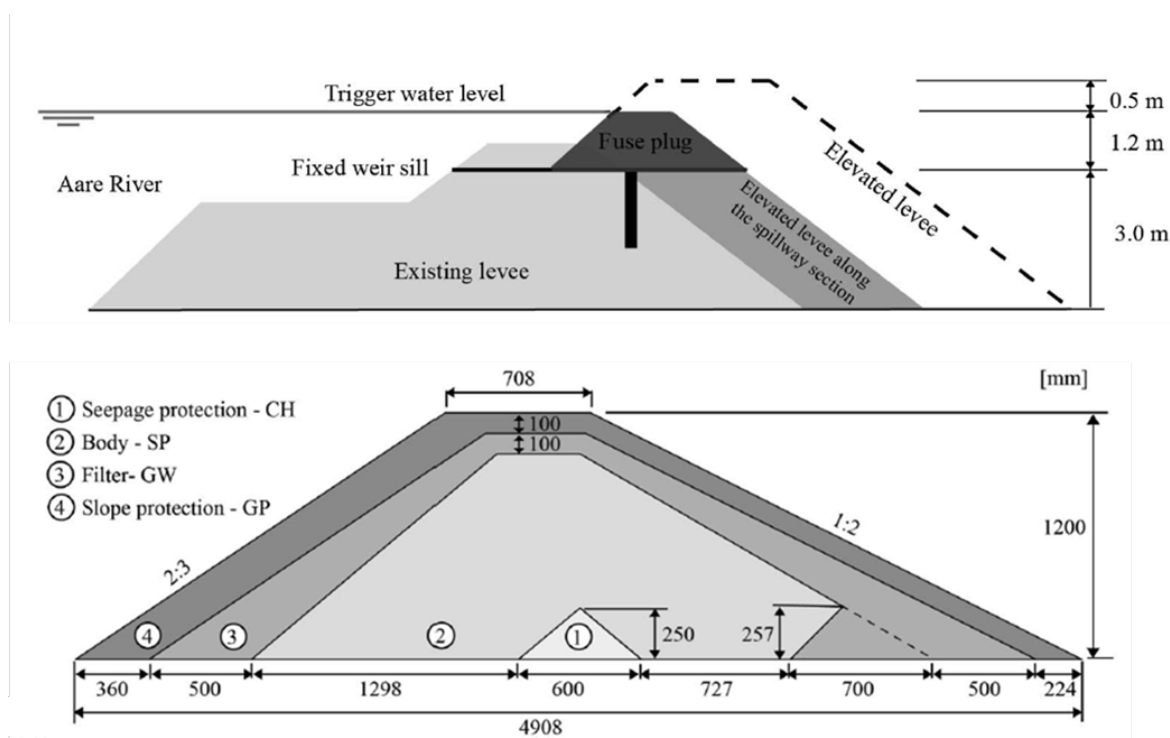
I dette avsnittet presenteres tekniske løsninger for en sikringsdam uten kjerne samt et eksempel med en sikringsdam med sentral ikke-skråstilt kjerne.

3.2.3.1 Hagneck, Sveits - bygget ca. 2013

I Sveits er det etablert en 1,2 m høy sikringsdam ved Hagneck kanalen i tilknytning til en 15 meter høy elvekraftverksdam. Sikringsdammen ble bygget for å beskytte utvalgte områder mot ekstreme flommer, ved å lede vannet til områder med lavere konsekvens. Sikringsdammen gjør at Hagneck-dammen, som ligger nedstrøms, kan dimensjoneres for en lavere flomavledningskapasitet ettersom flomvannføringen reduseres ved aktivering av sikringsdammen.

To mulige tverrsnitt av sikringsdammen ble undersøkt med modellforsøk. Sikringsdammen i Figur 24 (Schmocker et al., 2013) ble valgt på grunn av enklere geometri og lettere konstruksjonsarbeid, sammenlignet med en sikringsdam med skråstilt kjerne. Et enklere tverrsnitt ble valgt også med bakgrunn i sikringsdammens lave høyde, kun 1,2 m.

Sikringsdammens største og sentrale sone består av sand. I midtre del av sandsonen, ved fundamentet, er det en liten triangelformet sone av leire for kontroll av vannstrømningen. Sandsonen er beskyttet med velgradert grus både oppstrøms og nedstrøms, samt på topp av sandsonen. Ytterst er det skråningsvern av grus.



Figur 24 Sveits a) Tverrsnitt som viser eksisterende flomvoll (existing levee), sikringsdammen (fuse plug) og forhøyet flomvoll (elevated levee). b) Sikringsdam med sandkropp, triangelformet leire (e. fat clay) (CH) ved fundament, dårlig sortert sand (SP), velgradert grus (e. gravel) (GW) og dårlig sortert grus (GP). Begge figurer er fra Schmocker et al., 2013.

3.2.3.2 Hálslón, Island - bygget ca. 2006

Hálslón, hovedmagasinet for Fljótstalsstöð kraftstasjon på 690 MW, er regulert av tre fyllingsdammer ca. 25, ca. 70 og ca. 200 m høye, bygget mellom 2005 til 2007. Hovedflomløpet er etablert ved det vestlige vederlaget av den 200 m høye dammen. Et reserveflomløp med en 100 - 150 m lang sikringsdam er etablert ved det østlige vederlaget av den 70 m høye fyllingsdammen. En støttemur av betong skiller sikringsdammen og fyllingsdammen, mens det er en naturlig avslutning av sikringsdammen mot vederlag i østlige enden. En 600 m lang kanal er etablert i fjellet nedstrøms sikringsdammen og avleder flommen forbi selve fyllingsdammen (Palmason & Sigtryggdóttir, 2008).

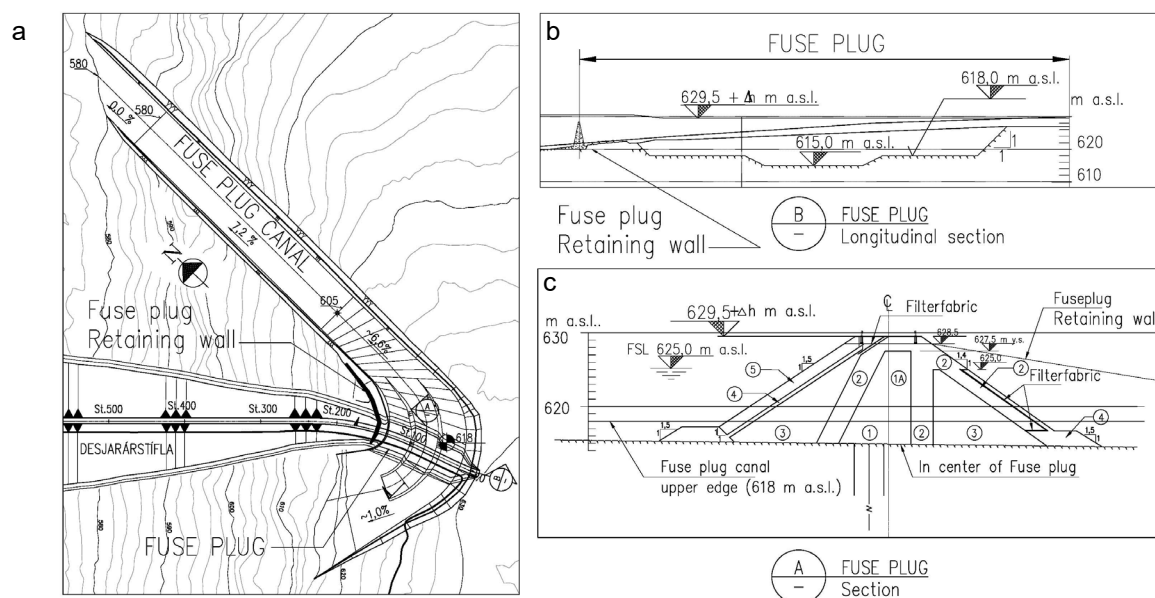
Dimensjonerende flom for hovedflomløpet var opprinnelig regnet til 1350 m³/s og PMF til 2250 m³/s. Reserveflomløpet, med sikringsdammen, er ment å avlede en ekstrem flom på opptil 6000 m³/s (Gardarson et al., 2010) i tilfelle jøkullaup som følge av vulkansk utbrudd under isbreen Vatnajökull.

Sikringsdammens krone ligger 1 m under damkrona på den 70 m høye fyllingsdammen. Ved overtopping av sikringsdammen vil vannstanden i magasinet være 4,5 m over HRV, noe som tilsvarer en vannføring på omtrent 2600 m³/s i hovedflomløpet. Noen skader i området nedstrøms hovedflomløpet forventes ved

denne vannføringen. Når sikringsdammen har erodert regnes det med at reserveoverløpet avleder omtrent 6000 m³/s (Palmason & Sigtryggisdóttir, 2008).

Material i øvre delen av sikringsdammen er hovedsakelig friksjonsmasser (Figur 25) for å legge til rette for brudd ved overtopping. Øverste 7,5 m av kjernen er bygget av løss mens i den 70 m høye fyllingsdammen går morene helt til toppen av kjerne. Oppstrøms del av sikringsdammen er i hovedsak bygget opp tilsvarende som selve fyllingsdammen, mens nedstrøms del av sikringsdammen består i hovedsak av grus, i motsetning til fyllingsdammen som har nedstrøms støttefylling av sprengstein. Ved sikringsdammen går ikke nedstrøms skråningsvern helt opp til krona på tilsvarende måte som ved den 70 m høye fyllingsdammen. (Palmason & Sigtryggisdóttir, 2008)

Sikringsdammen for Háslón er spesiell ved at det var den første av slike konstruksjoner på Island hvor det ble valgt materialer som fremmer erosjon, samt at det ble etablert en nedstrøms kanal for å avlede flommen. Imidlertid er eroderbarheten noe redusert ved at en vei med asfaltdekke ligger over sikringsdammen. Asfaltdekket kan forsinke starten på erosjonen og dermed tiden det tar å nå en fullstendig bruddåpning. (Palmason & Sigtryggisdóttir, 2008). I 2019 ble anlegget rehabilitert (Almarsson & Pálmason, 2020) ved at det ble etablert pilotkanaler gjennom asfaltdekket i midtre del av sikringsdammen samtidig som betongveggen mellom fyllingsdammen og sikringsdammen ble forhøyet.



Figur 25 Sikringsdam for Halslón, Island a) Plantegning av sikringsdammen og tilhørende kanal. b) Sikringsdam, lengdesnitt. c) Sikringsdam, tversnitt, sonene er som følger: 1: kjerne, 1a: kjerne av løss (plassert i dammen over nivå 620 m.o.h.), 2: filter, 3: støttefylling, 4: ordnet stein diameter 0,1 til 0,3 m. 5: ordnet stein i skråningsvern 0,6 til 1,1 m ($D_{50}=0,9$ m). (Figur fra: Palmason & Sigtryggisdóttir, 2008)

3.2.4 Aktivisering av eroderbare flomløp med sikringsdammer

Det fins minst to rapporter som beskriver aktivisering av eroderbare flomløp med sikringsdammer, en knyttet til Mnjoli dammen i Eswatini (tidligere Swaziland) i 1984 og den andre i 2003 ved Silver Lake i USA. Donnelly (2015) nevner i tillegg aktivisering av en sikringsdam knyttet til Aguamilpa i Mexico på grunn av El Nino relatert nedbør samt at en sikringsdam tilknyttet Nantahala i USA ble aktivert som følge av luke svikt. Sajjadi et al. (2024) beskriver aktivisering av en sikringsdam knyttet til Ramshir Dam i Iran. Aktivisering av sikringsdammene ved Mnjoli dammen og Silver Lake er best dokumentert og beskrevet videre under.

3.2.4.1 Mnjoli dammen i Eswatini

I 1984 ble et eroderbart flomløp med sikringsdam tilknyttet Mnjoli dammen aktivert i Eswatini (tidligere Swaziland). Engels, E.T.; Sheerman-Chase (1985) har beskrevet om utforming og drift ved sikringsdammen. Sikringsdammen var prosjektert i henhold til veiledningen til Tinney and Hsu (1961) og eroderte ved overtopping som forutsatt. Eroderbare flomløpet var omtrent 100 m lang og delt i to med en betongvegg. I hver av de to delene var det etablert sikringsdammer. Damkrona til de to sikringsdammen hadde ulik nivåer med en høydeforskjell på 0,6 m. (Lengden av dammene er målt på satellittbilde fra Google Earth fra 2009). Den laveste sikringsdammen var prosjektert til å overtoppes og aktiveres som følge av en 100-års flommen, mens den høyeste sikringsdammen var prosjektert til å overtoppe og aktiveres under ekstrem flom. Flomløpssystemet som helhet var prosjektert for å totalt kunne avlede påregnelig maksimal flom (PMF). Tverrsnitt til sikringsdammen er vist i Figur 17. Sikringsdammen før aktivering er vist i Figur 26a og etter brudd i Figur 26b.

Aktiveringen og erosjon av reserveflomløpet var vellykket. Sikringsdammene fungerte som tiltenkt og det oppstod ikke skader på hoveddammen. Begge sikringsdammene ble fullstendig vasket bort, mens betongveggen mellom de to sikringsdammene ble stående uten skade. Det oppsto imidlertid betydelig erosjon i området nedstrøms dammene, men ikke på en slik måte at det påvirket sikkerheten ved damanlegget. (Engels, E.T.; Sheerman-Chase, 1985). Det er ikke funnet informasjon om hvilket gjentakintervall den aktuelle flomhendelsen hadde.

Se også Vedlegg B, kapittel B.14.



Figur 26 Sikringsdam ved Mnjoli dam a) før aktivering i 1985 (bilde fra Sheerman-Chase i (Hinks & Goff, 2018)) b) etter flomhendelsen og aktivering av sikringsdammene. Betongveggen mellom de to seksjonene står fortsatt. (Bilder fra (Engels, E.T.; Sheerman-Chase, 1985)).

3.2.4.2 Silver Lake, USA

Et eroderbart flomløp med sikringsdam ble installert i 2002 ved dam Silver Lake i Nord-Michigan. Bakgrunnen for etableringen var å øke flomavledningskapasiteten til anlegget for å kunne avlede påregnelig maksimal flom (PMF) og dermed beskytte den omtrent 9,5 m høye dammen. I mai 2003 ble det da nylig etablerte eroderbare flomløpet med sikringsdam, aktivert for tidlig. Det antas at dette skyldtes at pilotkanalen ble konstruert med en for lav høyde. Sikringsdammens nedstrøms avløpskanal var videre bygget på ikke tilstrekkelig erosjonssikkert fundament, noe som førte til omfattende erosjon av fundament og påfølgende uplanlagt senkning av vannstanden i magasinet.

Aktivering av eroderbare flomløpet fungerte i innledende fase og i form av at det oppstod fullstendig erosjon av sikringsdamdelen som resulterte i en flomavledningskapasitet på rundt 140 m³/s (5000 cfs) i noen timer før erosjon av fundamentet i avløpskanalen begynte. Erosjonen av fundamentet i kanalen fortsatte i oppstrøms retning inntil erosjonsgrøften nådde magasinet noe som medførte at hele magasinet ble tømt. Hendelsen forårsaket betydelig skade nedstrøms. (WGI, 2003)

Sikringsdammen var i hovedsak prosjektert med bakgrunn i (Pugh, 1985) og granskning av hendelsen (WGI, 2003) konkluderte med at dimensjonering av tverrsnittet var generelt akseptable, men at det ikke var tatt hensyn til noen nøkkelpunkter i veiledningen gitt i (USBR, 1987b). For eksempel var det feil i prosjekteringen av damkrona samt at pilotkanalen var etablert på et for lavt nivå. Videre var ikke eroderbare flomløpet delt opp i seksjoner med ulikt nivå på damkrona slik at hele sikringsdammen gikk til brudd samtidig. Det ble også konkludert med at fundamentet ikke var tilstrekkelig undersøkt og sikret.

Sikringsdammen eroderte ved overtopping og vannstand som forutsatt ved prosjektering, selv om den ikke burde ha vært aktivert som følge av den aktuelle flomvannføringen. Som nevnt skyldtes dette en feil i sammenheng mellom flomvannføring og vannstand. Sikringsdammen er vist på Figur 20. Tverrsnittet fulgte designkonseptet beskrevet av Tinney & Hsu (1961) og (Pugh, 1985), med skråstilt kjernen og en pilot kanal. To pilot kanaler var etablert ved damkrona.

Se også Vedlegg B, kapittel B.13.

4 Eroderbare flomløp med sikringsdammer

Dette kapitlet omhandler eroderbare flomløp med sikringsdammer. Avsnitt 4.1 gir en generell oversikt over eroderbare flomløp, oppsummerer designkonseptet for sikringsdammer, begrenser diskusjonen til aktivering med overtopping, og lister tilgjengelige veiledere. Avsnitt 4.2 oppsummerer modellstudier knyttet til sikringsdammer og gir eksempel på bygde anlegg. I avsnitt 4.3 beskrives materialsoner i sikringsdammen (kjerne, filter, støttefylling, skråningsvern og fundament). Pilotkanalen diskuteres i avsnitt 4.4 og bruddmekanismen ved overtopping i avsnitt 4.5. I avsnitt 4.6 beskrives mulig oppdeling av eroderbare flomløpet og design vurderinger for skilleveggene. Deretter omtales avledningskapasiteten til eroderbare flomløpet i avsnitt 4.7, mens ruting av vannføring ut av magasinet diskuteres i avsnitt 4.8. Til slutt oppsummeres fordeler og ulemper ved eroderbare flomløp i avsnitt 4.9 og det avsluttende avsnittet 4.10 oppsummerer generelle design vurderinger hentet fra litteraturen samt denne studien.

4.1 Oversikt

Et eroderbart flomløp er en installasjon som muliggjør et raskt utslipp av vann i ekstrem en ulykkessituasjon. Et eroderbart flomløp består av en eller flere sikringsdammer (e. fuseplug embankments). Slike installasjoner bygges for å beskytte andre dammer i magasinet, samt i forbindelse med flomvoller. Sikringsdammer er dimensjonert for å gå til brudd i ulykkessituasjoner.

Bygging av et eroderbart flomløp kan være en mulig løsning ved eksisterende dammer dersom nye flomberegninger viser at flomstørrelsene overstiger kapasiteten til det eksisterende flomløpssystemet. Ved nybygging kan et eroderbart flomløp være et økonomisk gunstig alternativ for å oppfylle krav til flomavledningskapasitet når en spesifisert flomhendelsen overskrides. ICOLD (2012) hevder at eroderbare flomløp er ganske vanlig i bruk og fungerer normalt som de skal under flom.

Kapasiteten til et eroderbart flomløp beregnes under forutsetning av at sikringsdammen har erodert bort. I noen tilfeller er det etablert en overløpstørskel i fundamentet til sikringsdammen for mindre turbulens, jevnere og raskere utstrømning. Ofte er eroderbare flomløpet delt opp med betongvegger for aktivering ved ulik vannstand i magasinet. En avløpskanal bygges ofte for å lede vannet sikkert tilbake til elveløp. Viktige vurderinger knyttet til et eroderbart flomløp kan oppsummeres som følger: en eller flere sikringsdammer, reserveflomløpet (når sikringsdammen har erodert) med eller uten overløpstørskel og avløpskanal. Dimensjonering av sikringsdammen må sikre at dammen går til brudd ved fastsatt flomvannstand samt sørge for stabilitet og damsikkerhet under normal drift.

4.1.1 Begrensning - overtopping i fokus

Overtopping er den mest anerkjente metoden for å initiere brudd av sikringsdammen, den eroderbare delen til reserveflomløpet. Det finnes imidlertid også sikringsdammer med andre aktiveringsmekanismer, som rør (eksempelvis ved Nerskogen, se seksjon 3.1.2) eller soner av lett eroderbart og drenerende material. Slike elementer er ment å konsentrere vannstrømmen og dermed akselerere initiering av brudd. I internasjonale veiledere (se kapittel 2) er overtopping den etablerte og omtalte metoden for bruddinitiering, mens andre metoder ikke er beskrevet og er også vanskelig å finne detaljer om i litteraturen.

I grunnleggende verk av Pugh (1985) og Tinney & Hsu (1961), inngår overtopping som en del av definisjonen av en sikringsdam (e. fuseplug embankment dam). I tillegg definerer ICOLD (n.d.) (ordbok) flomløp med en sikringsdam som et hjelpe- eller reserveflomløp med en lav fyllingsdam, konstruert for å overtoppes og skylles bort under en sjelden og eksepsjonelt stor flom. Derfor ligger fokuset her på sikringsdammer som skal gå til brudd ved overtopping.

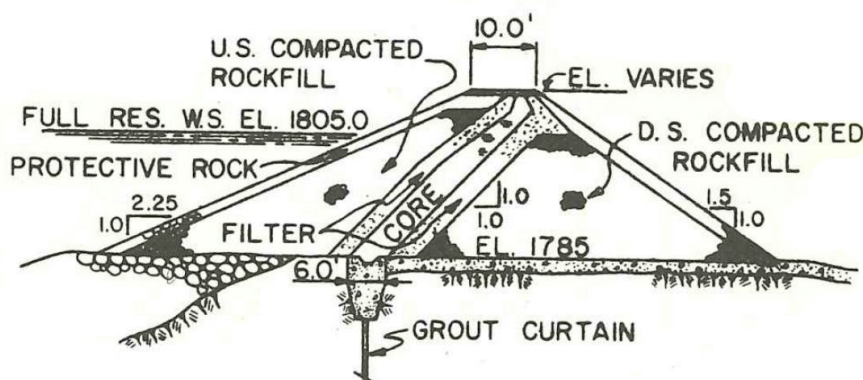
4.1.2 Designkonsept

En sikringsdam (e. fuseplug dam) har en lavere krone enn de øvrige dammene i magasinet eller flomvollene, for å sikre at toppen av sikringsdammen (sikringsdamkrona) overtoppes først for aktivisering av brudd. Sikringsdam konseptet med lave eroderbare komponenter er ikke ny. Allerede på 1800-tallet ble for eksempel slike komponenter brukt i Frankrike for å beskytte flomvoller («Loire levees») men da uten spesiell design vurderinger (Degoutte & Tourment, 2021). Designkonseptet for sikringsdammer ble først beskrevet av Tinney and Hsu (1961) med senere oppfølging av Pugh (1985) i USA og Chee & Zaghloul, (1971) i Canada.

En sikringsdam er designet for å gå til brudd kontrollert og forutsigbar ved overtopping under en ekstraordinær flom. En sikringsdam er for engangsbruk siden den er designet for å vaskes bort ved overtopping og må etter brudd bygges igjen.

Bruddutviklingen begynner når vannstand i magasinet stiger over toppen av sikringsdammen der den er lavest. Bruddet er tenkt å utvides til hele eroderbare flomløpet er åpnet for vannstrømningen. Initiert og lokasjon av brudd er ofte styrt ved å konstruere en såkalt pilotkanal et bestemt sted langs sikringsdammens krone. Pilotkanalen ligger litt lavere enn resten av sikringsdamkronen og gir dermed grense for kritisk vannstand for påbegynt overtopping og resulterende initiering av brudd.

En sikringsdam er en soneinndelt jord- og steinfyllingsdam (se Figur 27), konstruert som en dam og skal være stabil for alle forhold og lastsituasjoner bortsett fra ekstreme flommen som er ment å initiere erosjon av dammen. Erosjonen bør initieres på et forhåndsvalgt sted, som i en pilotkanal. Det anbefales ikke at hele sikringsdammen overtoppes samtidig. (Pugh, 1985; Pugh & Gray, 1984; Tinney and Hsu, 1961). Strømningshastigheten gjennom bruddåpningen bør være slik at det utstrømmende vannet frakter med seg det eroderte materialet uten å påvirke kapasiteten til avløpskanalen.



Figur 27: Oxbow dam, tverrsnitt av sikringsdam testet med modellforsøk av Tinney & Hsu (1961). (Dimensjoner i fot) (Figur: Tinney and Hsu (1961)).

4.1.3 Veiledere

Veiledning for dimensjonering av sikringsdammer er i dag for det meste basert på studiene av Tinney and Hsu (1961) og Pugh (1985). Disse studiene definerte utforming av pilotkanal, materialsoner i en sikringsdam bestående av vanntett element / kjerne, filter, støttefylling og skråningsvern. Generelle retningslinjer med noen hovedtrekk for bruk av sikringsdammer i eroderbare flomløp ble publisert av USBR i 1987 (USBR, 1987b) og ble senere for det meste integrert i diskusjon om sikringsdammer i ICOLD (2012). Alternativer for å forbedre kapasiteten til flomløpet er presentert i rapport fra 1992 (Vermeyen, T; Mares, 1992) som oppsummerer USBR bruk av hjelpe- og reserveflomløp, inkludert sikringsdammer. I tillegg fins det en nyere europeisk håndbok om overløp ved flomvoller som inkluderer sikringsdammer (Degoutte & Tourment, 2021).

4.2 Modellstudier og bygde sikringsdammer

Sikringsdammer har vært undersøkt med modellforsøk av flere forskere siden 1961, ofte i forbindelse med at eroderbart flomløp planlegges og skal bygges. Generelt anbefales modelltester før en sikringsdam konstrueres i prototype. I avsnitt 4.2.1 oppsummeres viktige modellforsøk mens eksempel på bygde sikringsdammer som følger designkonseptet definert av Tinney and Hsu (1961) er gitt i avsnitt 4.2.2.

4.2.1 Modellstudier

Modellforsøk av Tinney and Hsu (1961) knyttet Oxbow Dam i USA (på Snake River mellom Idaho og Oregon) og den mer generelle USBR studien beskrevet av Pugh (1985) er grunnleggende for dimensjonering av sikringsdammer. Studien av Chee & Zaghoul, (1971) i Canada var også generell, men med fokus på erosjonshastighet.

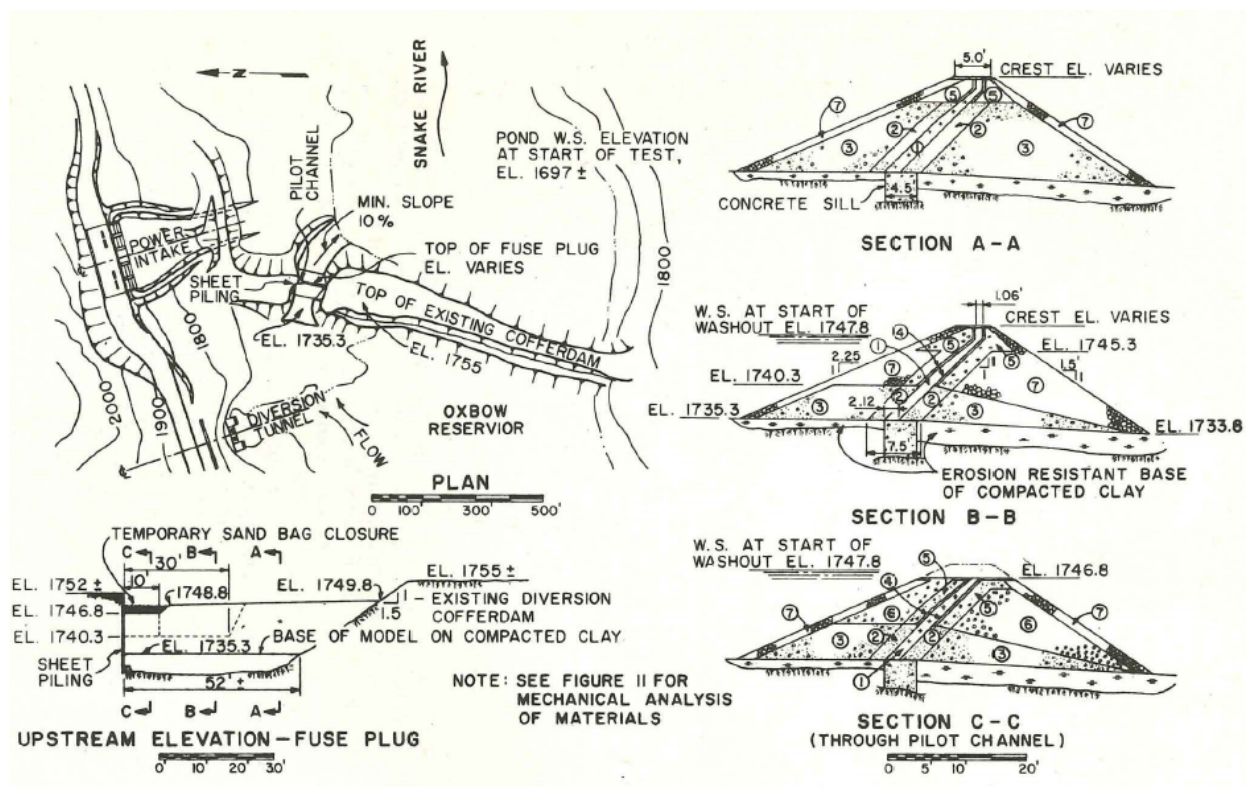
Tinney and Hsu (1961) gjennomførte, i forbindelse med Oxbow dam i USA, laboratorie- og feltforsøk av en sikringsdam med skråstilt leirkjerne og støttefylling av grus og sand, samt en pilotkanal (se storskalamodell i Figur 28 og korngraderingskurver for de ulike sonene i Figur 29). U.S. Bureau of Reclamation (USBR) initierte senere modellforsøk beskrevet av Pugh (1985) med mål om å videreutvikle dimensjoneringskriterier for sikringsdammer. Pugh (1985) undersøkte systematisk ulike utforminger av sikringsdammer. Resultatene bekreftet tilfredsstillende funksjon av sikringsdammer tilsvarende dem som ble testet av Tinney and Hsu (1961), og dannet videre grunnlag for en metode for å estimere den laterale erosjonshastigheten til slike sikringsdammer. Studiene til både Pugh (1985) og Tinney and Hsu (1961) benyttet soneinndelt fyllingsdam med skråstilt kjerne. I begge tilfeller ble vannstand oppstrøms kontrollert og holdt på et konstant nivå frem til sikringsdammen var fullstendig erodert.

I tillegg til de ovennevnte studiene i USA finnes det også en kanadisk studie utført av Chee og Zaghoul (1971). Denne studien undersøker erosjonshastigheter ved overtopping av sikringsdammer, med og uten kjerne, på ulike modellskalaer. Studien anbefaler modelltester ved prosjektering av sikringsdammer for å sikre bedre forståelse av eroderingsprosessen.

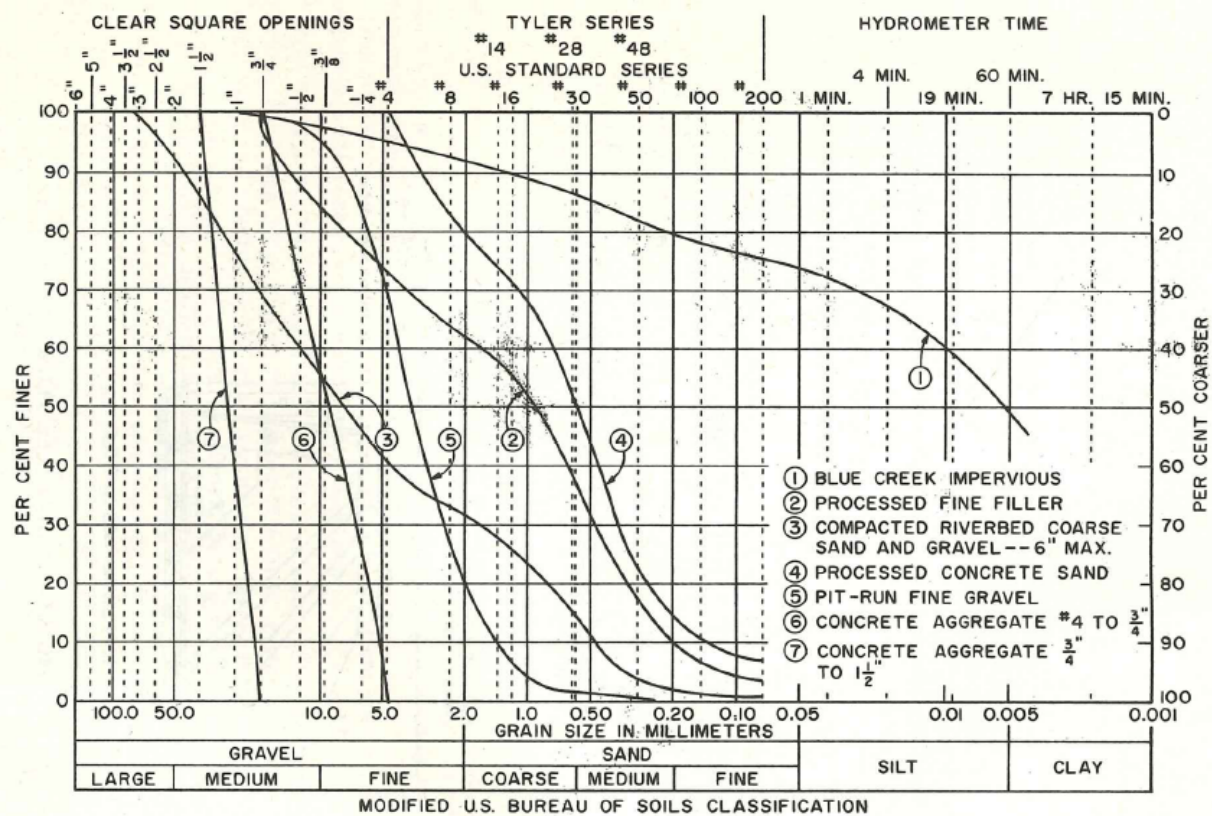
US Army Corps of Engineers (USACE) har også gjennomført modellforsøk for å teste design av sikringsdammer. Fletcher & Gilbert (1992) studerte for USACE ulike metoder for bruddinitiering ved hjelp av modellforsøk. De undersøkte også ulike design av kjernen, størrelse på pilotkanalen, kornfordeling av støttefyllingen, samt vertikale og horisontale erosjonshastigheter. Fletcher & Gilbert (1992) benyttet 2D-modeller for å evaluere vertikale erosjonsprosessen etter initiering av brudd, og 3D-modeller for å undersøke den laterale erosjonshastigheten. Den vertikale erosjonsprosessen er viktig for vurdering av gjennombrudd via pilotkanalen, mens laterale hastigheten brukes til å evaluere bruddutviklingen i resten av sikringsdammen.

Flere modellforsøk har vært gjennomført for spesifikke prosjekter, for eksempel i USA i forbindelse med Twin Buttes Dam (Klumpp, 1988), Horseshoe Dam (Wahl, 1993) og Center Hill Dam (Fletcher & Gilbert, 1992); i Sveits for en sikringsdam ved Hagneck Kraftverk og kanal (Schmocker et al., 2013); og i Sverige, der en sikringsdam for Lanforsen kraftverk ble testet både i laboratoriet og i felt (Lagerlund, 2018). Felles for de fleste forsøkene er soneinndelt jord- og steinfyllingsdammer med skråstilt kjerne. Fletcher & Gilbert (1992) undersøkte også sikringsdam med vertikal kjerne, mens Schmocker et al. (2013) testet sikringsdammer med og uten kjerne. Wahl (1993) brukte ikke-eroderbare damdeler (e. solid sections) i modell i skala 1:60 men fokuserte på drift av reserveflomløp delt opp i tre seksjoner og utforming av skilleveggene.

Sikringsdammer for flomvoller har også vært studert med modellforsøk (Ribi, JM; Pury, J; Boillat, 2008) i forskningsprosjektet DIFUSE (Schleiss, 2005). Det fins også studier fra flere land som India (Verma et al., 2017).



Figur 28 Feltforsøk med storskalamodell i skala 1:2. Oxbow sikringdammen (Figur fra Tinney & Hsu (1961)).



Figur 29 Feltforsøk med storskalamodell i skala 1:2. Korngraderingskurver. Oxbow sikringsdam (Figur fra Tinney & Hsu (1961)).

Tabell 3 oppsummerer viktige modellforsøk som omhandler overtopping, erosjon og brudd av sikringsdammer. I tillegg inkluderer tabellen to studier som ikke fokuserer spesifikt på sikringsdammer, men generelt på overtopping og brudd av fyllingsdammer. Dette gjelder studien beskrevet av Wahls (2021) og forskning ved NTNU utført av Kiplesund et al (2023) og Dezert et al (2024).

Tabell 3 Modellforsøk – overtopping av sikringsdammer (fyllingsdammer)

Referanse	Modellskala	Modelldam-Høyde	Lengde dam (bredde på vannrenna)	Erosjons-prosess
Tinney & Hsu (1961)	1:40	0,205 m	-	3D
Tinney & Hsu (1961)	1:20	0,41 m	-	3D
Tinney & Hsu (1961)	1:2	4,2 m	15 m	3D
Chee og Zaghloul (1971)	-	0,13-0,38 m	0,15-1,5 m	2D
Pugh (1985)	1:25	0,15 m og 0,30 m	2,7 m	3D
Pugh (1985)	1:10	0,38 m	2,7 m	3D
Fletcher & Gilbert (1992)	1:40	0,26*	0,305 m	2D
Fletcher & Gilbert (1992)	1:40	0,26*	3,65 m	3D
Fletcher & Gilbert (1992)	1:20	0,52*	3,65 m	3D
Schmocker <i>et al.</i> (2013)	1:5	0,24 m	0,2 m	2D
Schmocker <i>et al.</i> (2013)	1:2.5	0,48 m	0,2 m	2D
Schmocker <i>et al.</i> (2013)	1:1	1,2 m	1 m	3D
Lagerlund (2018)	1:6	0,5 m	0,75	3D
Lagerlund (2018)	1:3	(0,97 m)*	1 m	3D
Lagerlund (2018)	1:1	(3 m)	-	3D
Følgende er nylig forskning på overtopping av fyllingsdammer:				
Wahls(2021)***		0,91	3,79 m	3D
NTNU*** Kiplesund et al (2023), Dezert et al (2024)	1:10	1	1	3D

*Lest av tegning og skalert. ** Uklart i kilden. *** Modellforsøk for å undersøke bruddforløp (ikke sikringsdam orientert).

4.2.2 Bygde sikringsdammer

Tverrsnitt av noen bygde sikringsdammer er tilgjengelige i rapporter og artikler. Tverrsnitt som baserer på designen med soneinndelt fyllingsdam med skråstilt kjerne (Tinney and Hsu, 1961), inkluderer caser i USA (for eksempel Oxbow, Center Hill, Bartlett and Silver Lake), tidligere sikringsdam tilknyttet Mnjoli dammen i Eswatini, sikringsdam i Australia (Wivenhoe), i Indonesia (Mrica), i India (Gangapur og Muramsilli) og i Sverige (Vittjärv). For en lav sikringsdam (ca. 1,2 m høy), beskrevet av Schmocker et al.(2013), var det valgt å gå videre til prototype med en sikringsdam uten kjerne, men allikevel med noen soneinndeling.

I Norge og Island har sikringsdammer vært bygd uten skråstilt kjerne. På Island er kun en av omtrent ti sikringsdammer bygget med pilotkanal. Videre er eroderbarheten av materialet kun vurdert for en eller to av de islandske sikringsdammene.

De fleste av sikringsdammene på Island ligger ved hovedmagasinet, eller i samme magasin og ved dammen som de skal beskytte. Disse sikringsdammene følger strengt tatt ikke designprinsippet til

sikringsdammer som beskrevet av Tinney and Hsu (1961) og Pugh (1985) selv om de kalles for sikringsdammer utfra at de er lavere enn hoveddammen og brudd forventes ved overtopping. I tillegg avviker sikringsdammene fra typiske tverrsnittet, vist i Figur 30, ved at kjernetoppen er beskyttet av et dekke med frostfritt material, samt at fribordvurderinger også inkluderer bølgeoppskylning.

Sikringsdammen ved Nerskogen i Norge følger heller ikke det tradisjonelle designprinsippet, ettersom det ikke er overtopping av sikringsdamkrona som skal initiere erosjon. I stedet er det utstrømning av vann gjennom to gjennomgående rør i sikringsdammen som er ment å starte erosjon i nedstrøms skråningen.

4.3 Sikringsdammer – Soneinndeling

Sikringsdammer er hovedsakelig soneinndelt jord- og steinfyllingsdammer. Tverrsnitt av en sikringsdammodell etter Pugh (1985) vises i Figur 30. Modellen representerer en soneinndelt fyllingsdam med skrå kjerne overliggende en sone av eroderbart material på nedstrømsiden. Dette designet av en sikringsdam eller lignende design har vært testet med modellforsøk for ulike caser (Fletcher & Gilbert, 1992; Lagerlund, 2018; Pugh, 1985; Schmocker et al., 2013; Tinney & Hsu, 1961). Noen modellforsøk inkluderte også sikringsdam uten kjerne (Schmocker et al., 2013).

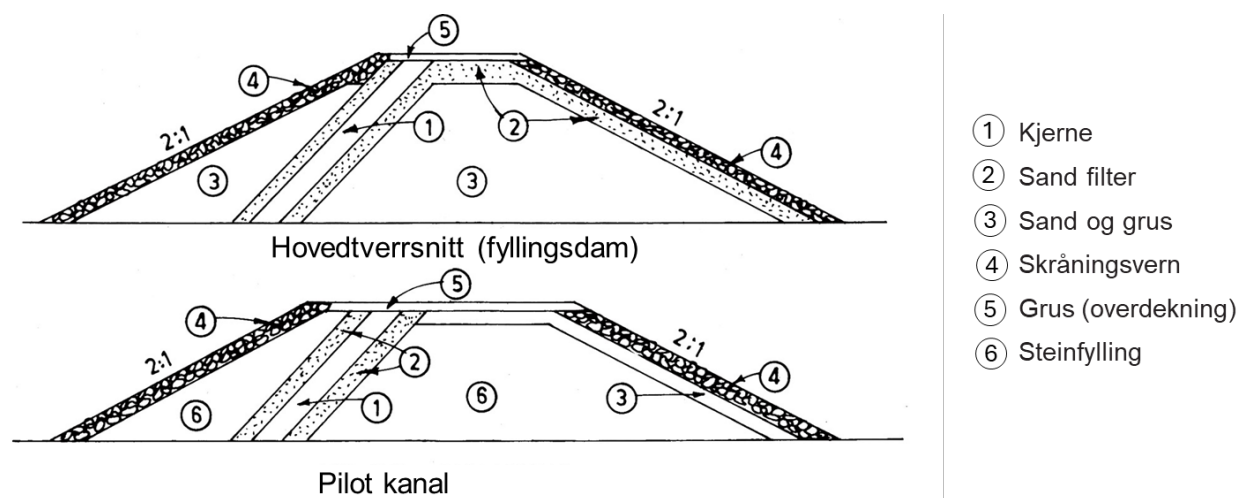
Typiske soner i sikringsdammer som baseres på Tinney & Hsu (1961) samt Pugh (1985) (se Figur 30) inkluderer: skråningsvern, kjerne, filter samt støttefylling av sand, grus og/eller steinfylling. I tillegg legges som regel et relativt tynt lag av grus over topp kjerne (se avsnitt 4.3.6).

Riktig soneinndeling i sikringsdammen er viktig for å oppfylle kravene til effektiv funksjon og drift av reserveflomløpet i en ulykkessituasjon som fører til overtopping. Dimensjonering må vurdere både materialet i sonene og utforming av disse. Materialet i en sikringsdam bør være valgt og plassert slik at bruddinitiering ved overtopping og videre lateral erosjon er kontrollert og forutsigbart. Det anbefales å plassere lett eroderbart material i pilotkanalen slik at brudd kan initieres raskt (Pugh, 1985).

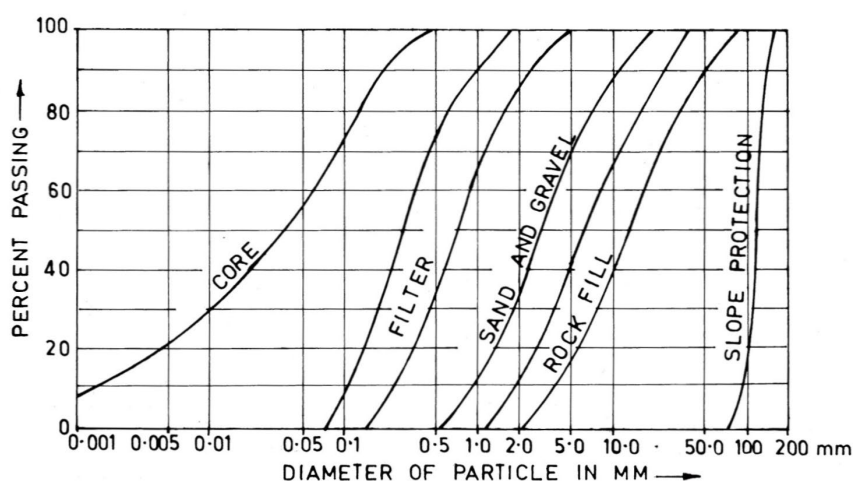
Kjernematerialet består normalt av silt og/eller leire. Filtersoner legges oppstrøms og nedstrøms kjernen for å hindre indre erosjon med utvasking av material gjennom sprekker som kan utvikle seg i kjernen. Støttefyllingen, både oppstrøms og nedstrøms, bør være friksjonsmaterial uten kohesjon og lett eroderbar for å initiere erosjon og brudd. Tverrsnittet gjennom pilotkanalen kan ha noe ulik soneinndeling i forhold til resten av sikringsdammen (se Figur 30). Pugh (1985) bruker støttefylling av steinfylling (e. rockfill) i tverrsnittet til pilotkanalen, men sand og grus i resten av sikringsdammen (se Figur 30). Korngradering etter Pugh (1985) for sonene i Figur 30 er vist i Figur 31.

I følgende beskrives kjernen i mer detaljer i avsnitt 4.3.1, filter i avsnitt 4.3.2, støttefylling i avsnitt 4.3.3, og skråningsvern i avsnitt 4.3.4. Fundamentet omtales kort i avsnitt 4.3.5, og topp sikringsdam i avsnitt 4.3.6.

Sonene er viktige for både erosjonsprosessen ved overtopping og sikringsdammens sikkerhet under normale forhold samt andre lastsituasjoner. Bruddmekanismen til en sikringsdam er beskrevet i avsnitt 4.5, men siden denne mekanismen er tett knyttet til materialelegenskapene bør avsnitt 4.3 og 4.5 leses i sammenheng.



Figur 30: Soneinndeling av en sikringsdam etter Pugh (1985). (Modifisering basert på Khatsuria (2004))

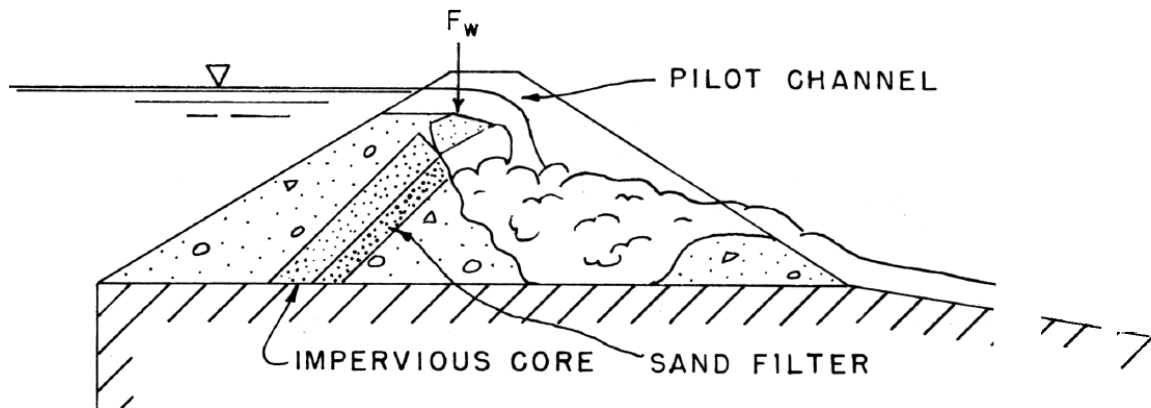


Figur 31: Korngradering av sonene i sikringsdammen etter Pugh (1985). (Modifisert av Khatsuria (2004))

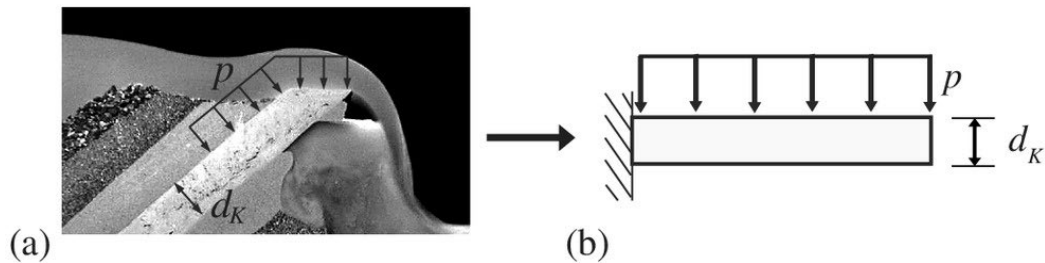
4.3.1 Kjerne

Kjerne av komprimerte kohesjonsmaterialer, som leire eller silt, har generelt høyere erosjonsmotstand enn fin og middels sand eller grus som benyttes i støttefyllingen. Når dammen overtoppes eroderes støttefyllingen nedstrøms kjernen (se Figur 32). Kjernen som avdekkes har da ikke lenger støtte av fyllingen, men kan stå så lenge den tåler vannføringen og har tilstrekkelig konstruksjonsmessig kapasitet (se Figur 33).

Kjernen i en sikringsdam, basert på Tinney & Hsu (1961) samt Pugh (1985), er ofte tynn og skråstilt for å øke erosjonshastigheten. En kjerne som er skråstilt mot nedstrøms side, mister gradvis støtte når det underliggende materialet eroderes og vaskes bort. Den øverste avdekkede delen av kjernen virker da som en utkraget bjelke som stegvis brytes ned under sin egen vekt og vanntrykket (se Figur 32 og Figur 33). En tynn kjerne har lavere konstruksjonsmessig kapasitet og brytes raskere ned enn en tykkere kjerne.



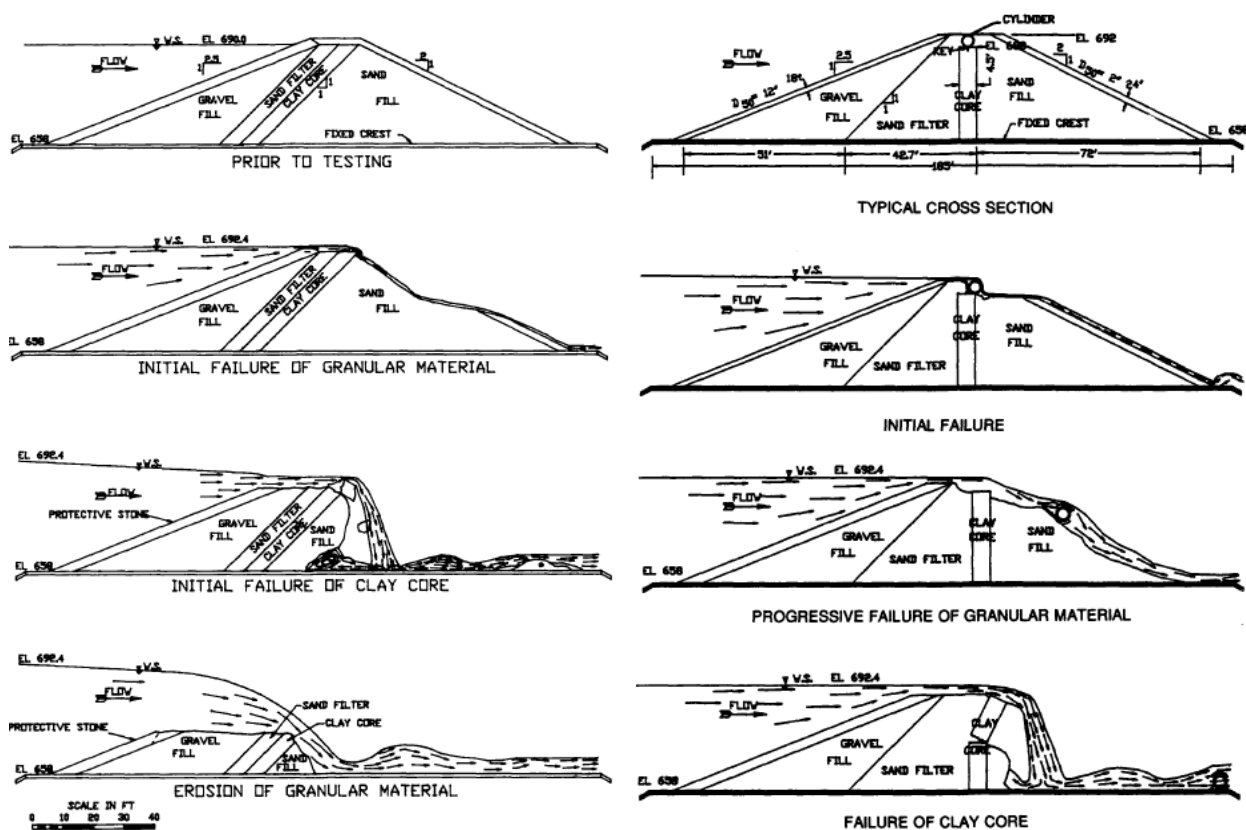
Figur 32: Bruddmekanisme for kjernen under overtopping av pilot kanalen i en sikringsdam. (Figur fra Pugh (1985))



Figur 33: Vanntrykk (p) på kjerne (med tykkelse d_k). a) Modelltest, b) Situasjonen forenklet med utkraget bjelke. Illustrasjon fra Schmocker et al.(2013).

Kjernen er en viktig komponent i en sikringsdam, som ved andre fyllingsdammer, for å kontrollere gjennomstrømning i alle lastsituasjoner frem til eventuell ulykkessituasjon som resulterer i overtopping, initiering av brudd og aktivering av reserveflomløpet. Sikringsdammer bør generelt være utstyrt med kjerne utenom muligens lave sikringsdammer. For eksempel valgte Schmocker et al. (2013) design uten kjerne for en 1,2 m høy sikringsdam. Skråstilt kjerne anbefales generelt for raskere brudd.

Fletcher & Gilbert (1992) testet både skråstilt og vertikal kjerne for en sikringsdam tilknyttet Center Hill dammen i USA. Bruddmekanismen for både skråstilt vertikal kjerne er vist i Figur 34. Testene inkluderte ulike design av topp sikringsdam for raskere initiering av brudd, for eksempel med en sylinder plassert på topp av en vertikal kjerne som vist til høyre i Figur 34. Den skråstilte kjerne ble valgt for sikringsdammen tilknyttet Center Hill dammen fremfor de andre alternative utformingene som ble testet. Endelig design inkluderte vertikal vegg oppstrøms som bølgedempere.



Figur 34: Bruddmekanisme av sikringsdammer med (til venstre) en skråstilt kjerne og (til høyre) en vertikal kjerne (Figur fra Fletcher & Gilbert (1992)).

4.3.2 Filter

Filtersonene beskytter kjernen mot indre erosjon, men har også betydning for selve erosjonsprosessen ved aktivering av sikringsdammen. I hovedtverrsnittet av sikringsdammen, vist i Figur 30 (etter Pugh (1985)), knyttes sandfilter nedstrøms kjernen til filterlag både oppstrøms og nedstrøms støttefyllingen i sone 3.

Pugh (1985) undersøkte erosjonshastigheten for modeller med og uten sandfilterlaget. Resultatene viste at filter av sand rundt støttefyllingen påvirker både initiering av brudd og den laterale erosjonshastigheten. Uten filteret infiltrerer vannet som strømmer gjennom pilotkanalen støttefyllingssonen nedstrøms og metter den delvis. Ifølge Pugh (1985) forlenger dette erosjonsprosessen. Den laterale erosjonshastigheten er også betydelig lavere når sandfilteret nedstrøms ble fjernet, noe som resulterte i en kortere bruddtid, omtrent 11% reduksjon. Korngradering av materialet viste seg også å ha innvirkning på erosjonshastigheten.

Sikringsdammodellene i Oxbow prosjektet, testet av Tinney and Hsu (1961), se Figur 27, hadde filter på begge sidene av kjernen, men ikke rundt støttefyllingen. I det endelig designet av sikringsdammen (prototypen) ble det inkludert et sandfilter i nedstrøms støttefyllingssonen over vannstands nivå ved fullt magasin (e. fullt reservoar), beskyttet med skråningsvern (se Figur 28).

Fletcher & Gilbert, (1992) brukte sand i selve nedstrøms støttefyllingssonen i enkelte av sine modellforsøk. I disse tilfellene fungerte støttefyllingssonen av sand også som nedstrøms filter for kjernen. De testet også modeller med nedstrøms støttefylling bestående av grus og sand, og i disse modellene

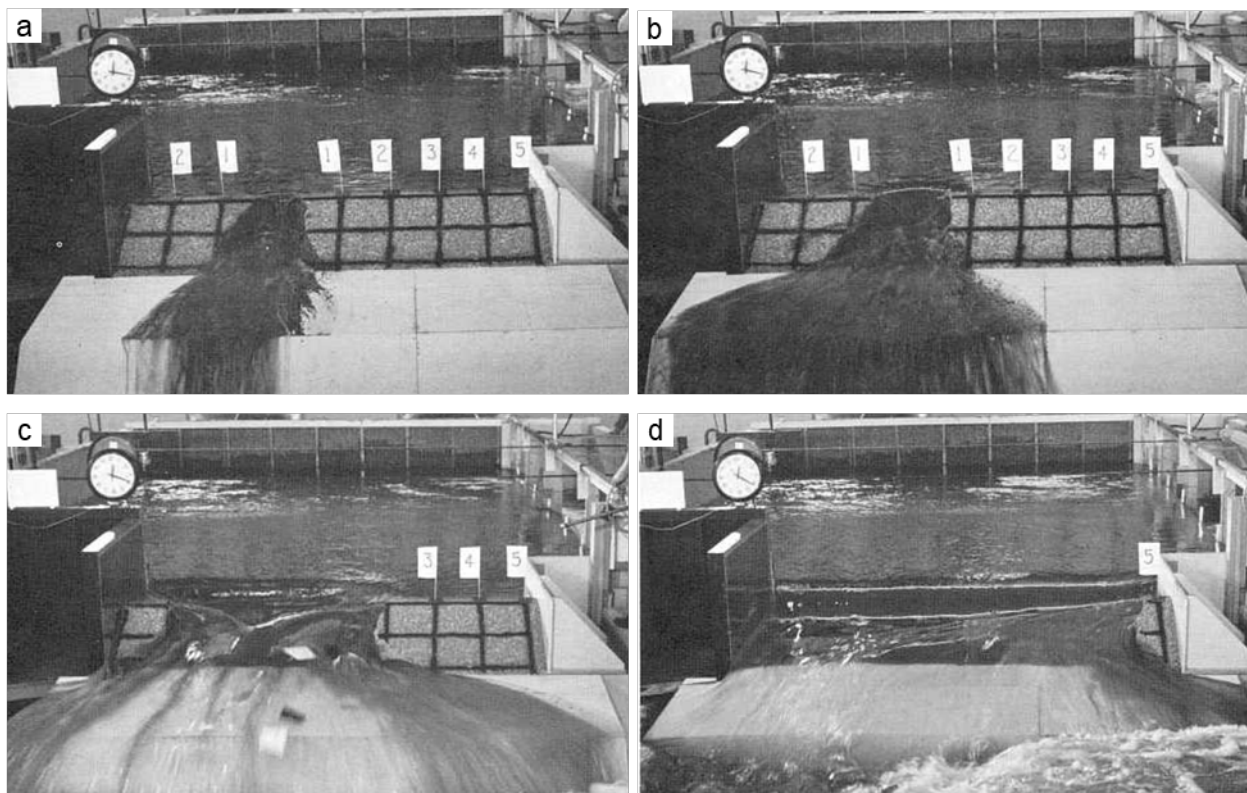
var filtersone plassert nedstrøms kjernen. Denne løsningen ble senere benyttet i det endelige designet av sikringsdammen ved Center Hill.

Tilgjengelige tegninger av bygde sikringsdammer som følger prinsippene til Tinney og Hsu (1961), og/eller Pugh (1985), med skråstilt kjerne, viser generelt filter for å beskytte kjernen. I enkelte tilfeller fungerer støttefyllingen også som filter for kjernen, slik som i sikringsdammen for Mnjoli dammen (Figur 17). Imidlertid, har ikke alle sikringsdammene filterlag rundt støttefyllingen.

Silver Lake sikringsdammen var for eksempel bygget med filter hele veien rundt støttefyllingssonen som vist i Figur 19. I kontrast ble sikringsdammen for Wivenhoe i Australia (Figur 21), bygget i 2005, kun utstyrt med filter for å beskytte kjernen (Seqwater, 2024). Det samme gjelder sikringsdammen bygget i 2007 til 2010 for Vittjärvi i Sverige (Figur 22), samt den forslåtte sikringsdammen for Lansforsen (Figur 23), som ble testet med modellforsøk.

4.3.3 Støttefylling

Støttefyllingssonen har betydelig innvirkning på erosjonshastigheten (Pugh, 1985), særlig sonen nedstrøms. Figur 35 viser utviklingen av lateral erosjon i en sikringsdam under modellforsøk gjennomført av Pugh (1985). Han konkluderte med at den laterale erosjonshastigheten etter bruddinitieringen i hovedsak avhenger av egenskapene til støttefyllingen, inkludert korngraderingen, og ikke av kjernens styrke. Kjernen i forsøkene var både tynn og skråstilt. Den laterale erosjonshastigheten diskuteres videre i avsnitt 4.5 om bruddmekanismen ved overtopping av sikringsdammer.



Figur 35 Fotodokumentasjon fra modellforsøk utført av Pugh (1985). Bildene illustrerer erosjonsprosessen fra erosjon ved overtopping av pilotkanalen (a), vertikal erosjon av pilotkanalen (a og b), og utvikling til lateral erosjon (b, c og d). Vannstand er holdt på fast nivå under hele erosjonsprosessen. (Fotoene er hentet fra Pugh (1985). De opprinnelige fotoene var større, men er blitt beskåret for å redusere størrelsen).

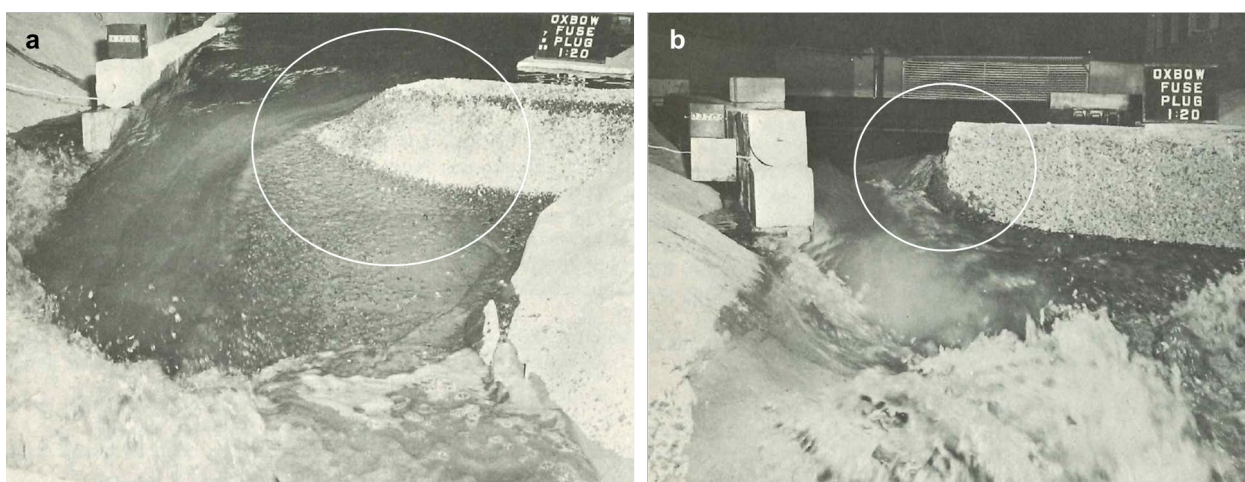
Pugh (1985) sammenlignet modeller med ulik bredde på sikringsdamkronen, og dermed ulikt tverrsnittsareal. Hensikten var å undersøke hvordan den relative størrelsen på støttefyllingssonen påvirker erosjonshastigheten. En dobling av bredden resulterte i omtrent 8% lavere erosjonshastighet.

Dette tilsvarte omtrent samme prosentvis økning i tverrsnittsarealet til nedstrøms støttefyllingssonen, som besto av komprimert sand og grus.

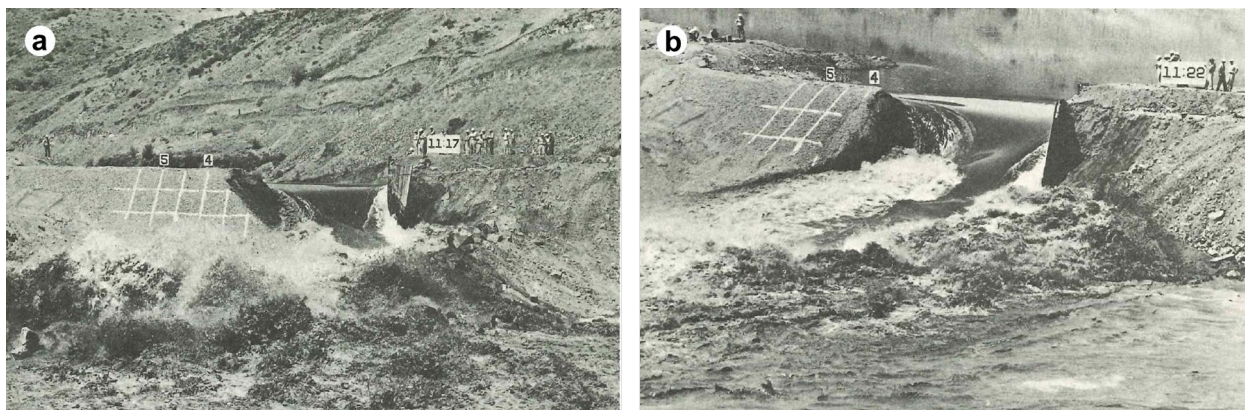
Tinney and Hsu (1961) påpekte også at mekanismen for lateral erosjon, etter den initiale bruddåpningen, påvirkes av støttefyllingens egenskaper. Dersom materialet i støttefyllingen har tilsynelatende kohesjon eller er velgradert med god samtlåsing av partiklene, vil den laterale erosjonsfronten stå relativt vertikalt (som vist innenfor sirkelen i Figur 36b). Videre lateral erosjon skjer ved plutselige utrasinger av støttefyllingsmateriale samt brudd på deler av kjernen. Motsatt vil ensgradert materiale uten finstoff danne en erosjonsfront med slak helning (som vist innenfor sirkelen i Figur 36a), hvor materialet eroderes kontinuerlig og ruller ned i vannstrømmen. Fletcher & Gilbert (1992) rapporterte om en tilsvarende vertikal erosjonsfront for friksjonsmateriale med relativt fin korngreding.

Oxbow storskalamodellen (Figur 37) ble bygget med ulike materialer i støttefyllingen nedstrøms. Figur 28 viser en tegning av sikringsdammen, inkludert et lengdesnitt sett fra oppstrøms side. Den stiplede linjen i lengdesnittet markerer grensen mellom de tre ulike designene og materialvalgene i støttefyllingen. Designene er illustrert med tverrsnitt A-A, B-B og C-C i figuren, der C-C går gjennom pilotkanalen. Støttefyllingen nedstrøms i tverrsnitt A-A er beskrevet som velgradert med tilsynelatende kohesjon. Korngrederingskurven (se materiale i sone 3 i Figur 29) viser imidlertid at materialet bare tilnærmet er velgradert, siden enkelte kornstørrelser er dårlig representert. Motsatt er støttefyllingen nedstrøms i tverrsnitt B-B ensgradert (se materiale i sone 7 i Figur 29). Figur 37 viser lateral erosjon av sikringsdammen under feltforsøkene. Sirkelene markerer områder der erosjonen fortsetter lateralt med ulik form på erosjonsfronten, avhengig av materialet i støttefyllingen. Figur 37a viser erosjon i tverrsnitt B-B (Figur 37), og Figur 37b viser erosjon i tverrsnitt A-A (Figur 37). Erosjonsfronten er slak der støttefyllingen er ensgradert uten finstoff (tverrsnitt B-B), men nær vertikal der støttefyllingen er tilnærmet velgradert samt med tilsynelatende kohesjon eller god samtlåsing av partiklene.

Resultater fra laboratorieforsøk på NTNU, knyttet til forskningscenteret HydroCen, på homogene steinfyllingsdammer (1 m høye modeller i en 1 m bred vannrenne) indikerer at velgradert og komprimert steinfylling (uten kohesjon) også kan stå relativt vertikalt i bruddåpningen (se Kiplesund et al., 2023). Wahl (2021) rapporterer lignende for støttefylling av grus. Under storskalaforsøk i Korgen, Norge i 2002/2003 (EBL Kompetanse, 2006) var brudd på ulike fyllingsdammer undersøkt. Bruddutviklingen i senter av dammene var målt og viser bruddåpning med vertikale sider i morene samt i grusfylling (med liten kohesjon) (Dezert & Sigtryggsdóttir, 2024a).



Figur 36 Erosjon av sikringsdam modeller i skala 1:20 for Oxbow prosjektet. Sirkelene henviser til området der erosjonen fortsetter lateralt med ulik form av enden (som eroderes) etter material i støttefyllingen. a) Material i støttefyllingen er ensgradert uten finstoff. b) Material i støttefyllingen med tilsynelatende kohesjon eller sammenlåsing av partiklene. (Figurer fra Tinney and Hsu (1961)).



Figur 37 Feltforsøk i storskala (1:2) for Oxbow prosjektet. Sirklene henviser til området der erosjonen fortsetter lateralt med ulik form av enden (som eroderes) etter material i støttefyllingen. a) Material i støttefyllingen er ensgradert uten finstoff (tverrsnitt B-B i Figur 28). b) Material i støttefyllingen med tilsynelatende kohesjon eller sammenlåsning av partiklene (tverrsnitt A-A i Figur 28) (Figurer fra Tinney and Hsu (1961)).

4.3.4 Skråningsvern

Skråningsvern i oppstrøms og nedstrøms skråningen består av stein og grov grus i designene presentert av Tinney & Hsu (1961) samt Pugh (1985). Oppstrøms skråningsvern oppstrøms beskytter sikringsdammen mot påvirkning fra vindgenererte bølger (og is), mens nedstrøms skråningsvern beskytter mot lekkasje, nedbør og smeltevann fra snø.

4.3.5 Fundament

Fundamentet for et reserveflomløp med en eller flere sikringsdammer og tilhørende avløpskanal må ha tilstrekkelig erosjonsmotstand. Dette for å forhindre nedadgående erosjon i fundamentet og mulig senkning av magasinet, slik som ved Silver Lake sikringsdammen i USA (WGI, 2003). Berg eller hard morene kan være tilstrekkelig erosjonsbestandige, men materialegenskapene må vurderes for hvert enkelt tilfelle. Dersom fundamentet ikke har tilstrekkelig erosjonsbestandighet bør det vurderes å inkludere betongterskel og/eller betongdekking (CDA, 2007b).

4.3.6 Topp sikringsdam

Sikringsdammer med soneinndeling basert på Tinney & Hsu (1961) samt Pugh (1985) (se Figur 30), har ofte et relativt tynt lag av grus over topp kjerne. Tekniske løsninger vist med tverrsnitt i sikringsdammer i kapittel 3, avsnitt 3.2.2 følger denne utformingen av topp sikringsdam.

Et tynt lag av frostfritt materiale over topp kjerne til morene- eller leirkjernen gir ikke tilstrekkelig beskyttelse i kaldt klima. I Sverige er derfor sikringsdammen ved Lanforsen utformet med isolasjonsplater over topp kjerne og langs øverste delen av oppstrøms kjerne skråning (Lagerlund, 2018). Modellforsøk med denne konstruksjonen viste redusert erosjonshastighet frem til isolasjonsplatene var vasket bort av vannstrømmen.

4.4 Sikringsdammer - Pilotkanalen

Tverrsnittet av pilotkanalen i Figur 30 viser den delen av sikringsdammen som skal overtoppes først og initiere brudd av dammen. Pilotkanalen er lokalisert på kronen til sikringsdammen og har bunnivå som er litt lavere enn kronen, og dermed sikrer sikringsdammen først overtoppes via pilotkanalen.

Pilotkanalen anlegges kun over en begrenset del av sikringsdamkronen. Pugh (1985) undersøkte effekten av pilotkanalens bredde (i lengderetning sikringsdammen). Han konkluderte med at pilotkanalens bredde bør være omtrent halvparten av sikringsdammens høyde for å sikre tilstrekkelig vannstrøm

gjennom pilotkanalen. Han konkluderte videre med at pilotkanalens plassering ikke har en betydelig effekt på den laterale erosjonshastigheten. Materialet i pilotkanalen bør være svært erosjonsutsatt for å sikre effektiv utvasking av sikringsdammen (se Tinney and Hsu (1961)).

For noen tilfeller kan det være nødvendig å bedre avledning av drivgods ved å etablere en bredere pilotkanal (se Wahl (1993)).

4.5 Sikringsdammer - Bruddmekanisme

Sonene i en sikringsdam er beskrevet i forrige avsnitt (4.3). Disse sonene og materialegenskapene er avgjørende for erosjonsprosessen ved overtopping. Bruddmekanismen til en sikringsdam er beskrevet i avsnittet nedenfor, men med bakgrunn i bruddmekanismens sterke avhengighet med materialegenskapene, bør avsnittet leses i sammenheng med relevante underavsnitt i avsnitt 4.3.

Bruddmekanismen og erosjon av sikringsdammer kan deles opp i følgende faser:

Fase 1: Bruddinitieringen i pilotkanalen

Fase 2: Vertikal erosjon og gjennombrudd av pilotkanalen

Fase 3: Lateral erosjon og gjennombrudd av sikringsdammen.

Avsnitt 4.5.1 omhandler Fase 1 samt komponenter og/eller material i pilot kanalen for hurtigere bruddinitiering. Vanndybde i pilotkanalen ved bruddinitiering er sammenlignet for relevante modellforsøk i Tabell 3 i sammenheng med kornstørrelse av materialet i bruddinitieringssonen.

Fase 2 er beskrevet i avsnitt 4.5.2 og Fase 3 i avsnitt 4.5.3. I delavsnitt 4.5.3.1 beskrives effekten av de ulike egenskapene til materialet i støttefyllingen.

4.5.1 Fase 1 - Aktivisering av brudd i pilotkanalen

Vanndybde i pilotkanalen og kornstørrelse av materialet i bruddinitieringssonen er viktige parametere for bruddinitieringen.

Vanndybde i pilotkanalen varier i modellforsøkene og feltforsøkene i Tabell 3, alt fra 1 cm (muligens 0,3 cm i forsøkene til Fletcher og Gilbert (1992), dette er uklart i deres rapport) til 20 cm i modellskala. Omregnet til prototype tilsvarer dette vanndybde fra 7 cm til 60 cm. Ulike materialer er benyttet i de forskjellige testene. Materialet i sonen der brudd initieres påvirker både selve initieringen og den nødvendige vanndybden. Steinstørrelsen brukt i forsøkene varier fra $D_{50}=1,25$ mm til 30 mm i modellskala, eller fra 15 mm til 240 mm omregnet til prototype. Forholdet mellom vanndybde og kornstørrelse/vekt i de ulike forsøkene fra litteraturen er presentert i Figur 38.

Pilotkanalen og aktivisering av brudd ble først undersøkt av Tinney & Hsu (1961). Under modellforsøk, med modeller i skala 1:20 til 1:40, ble vannstand holdt konstant gjennom hele forsøket. Vanndybden i pilotkanalen for 1:20 modellene var omtrent 1 cm som omregnes til 20 cm for prototype.

I storskala forsøket til Tinney & Hsu (1961), i skala 1:2, ble sandsekker lagt i pilotkanalen for å kunne få vannstand til å stige før overtoppingen. Sandsekkene ble fjernet momentant og samtidig (med kran) slik at når vann først strømmet igjennom pilotkanalen, var dybden oppstrøms 30 cm (1 ft). Konklusjonen var at vanndybde på 30 cm var tilstrekkelig for å initiere brudd og Pugh (1985) benyttet derfor samme dybde i sine forsøk i skala 1:25 og 1:10.

Fletcher & Gilbert (1992) gjennomførte 2D-modellforsøk i skala 1:40 med både vertikal og skråstilt kjerne. Dessverre er rapporten noe uklar mht. å skille mellom prototype og modellskala. Basert på tekst og figurerer i rapporten antas en benyttet vanndybde i pilotkanalen på 12 cm i prototype eller 3 mm i modellene, noe som ikke viste seg effektivt for å initiere erosjon i modellene. Alle modeller, bortsett fra én, hadde nedstrøms skråningsvern av stein med $D_{50} = 51$ mm (2") i prototypen eller 1.25 mm i modellen.

Tinney & Hsu (1961), Pugh (1985) og Fletcher & Gilbert (1992) brukte en forhåndsbestemt vanndybde i pilotkanalen til å initiere brudd. Motsatt registrerte Schmocker *et al.* (2013) og Lagerlund (2018) ved hvilke vannstand (og dermed vanndybde i pilotkanalen) erosjon startet. Schmocker *et al.* (2013) rapporterte vanndybde på 5 cm i modellskala for 1:2,5 og 1:5 modeller, og kun 6 cm for prototypen. Lagerlund (2018) noterte en vanndybde på 2,6 cm i pilotkanalen for modell i skala 1:6, 7,6 cm for en modell i skala 1:3, og kun 7 cm for prototypen.

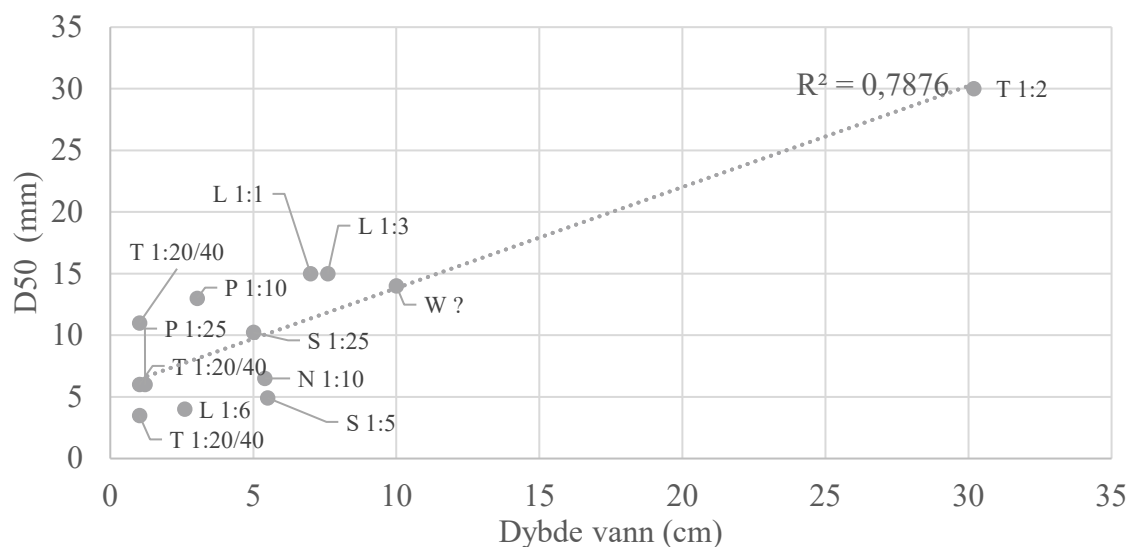
Wahl (2021) rapporterer resultater fra modellforsøk med overtopping av fyllingsdammer i en ubestemt skala. Selv om formålet ikke var å undersøke sikringsdammer, kan resultatene sammenlignes. Videre sammenligning kan gjøres med resultater fra forskning ved NTNU, tilknyttet forskningssentret HydroCen. Ved NTNU ble modeller av steinfyllingsdammer i skala 1:10 overtoppet inntil det oppstod brudd (Kiplesund *et al.*, 2023). Wahl (2021) rapporterte 10 cm vanndybde ved bruddinitiering, mens ved NTNU var gjennomsnittet 5,4 cm for modeller uten skråningsvern (informasjon som ikke er publisert tidligere).

I Figur 38 sammenlignes de ovennevnte modellforsøkene. Resultater fra Fletcher *et al.* er imidlertid ikke medtatt grunnet uklar informasjon i deres rapport. Feltforsøk med skråningsvern nedstrøms gjennomført av Schmocker *et al.* er heller ikke inkludert. I Figur 38a plottes vanndybden mot D_{50} i materialet ytterst på nedstrøms skråning (materialet som eroderes først), mens Figur 38b viser vanndybden plottet mot estimert vekt av kornstørrelsen D_{50} . Determinasjonskoeffisienten R^2 er nær 0,8 for en lineær regresjon av datapunktene i Figur 38a mens den er 0,9 for datapunktene i Figur 38b der vekten av steinene er lagt til grunn.

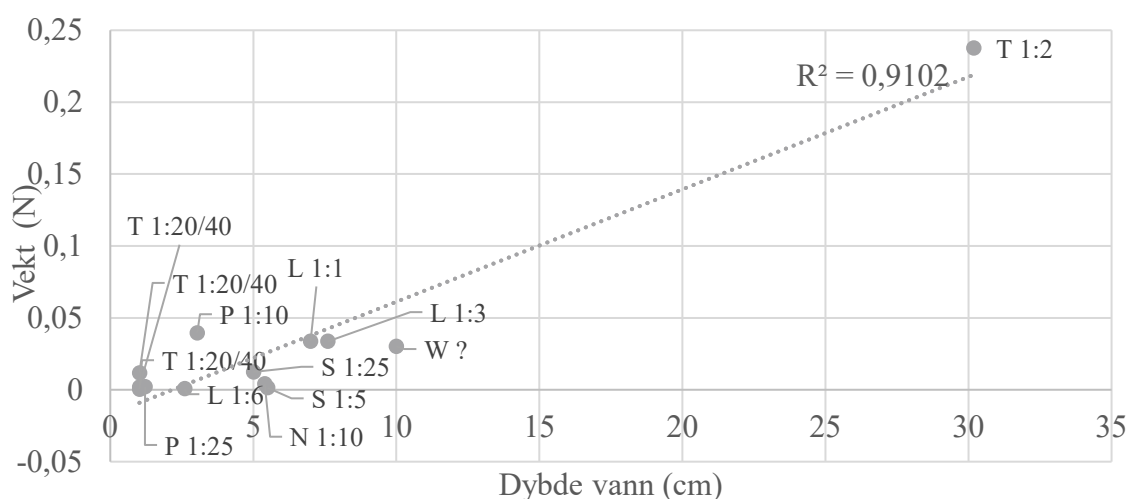
Andre metoder for bruddinitiering testet i laboratoriet

Fletcher & Gilbert (1992) eksperimentet med flere metoder for bruddinitiering. De gjennomførte modellforsøk i skala 1:40 med både vertikal og skråstilt kjerne. Dam modellene var 0,6 m (2 ft) høy. Første modellene var bygget i en 0,3 m (1 ft) bred vannrenna og anses som et todimensjonalt forsøk (2D modell). Deretter ble modeller i 3D testet i en 3,6 m (12 ft) bred renna.

Modeller i 2D ble brukt til å undersøke ulike metoder for bruddinitieringen. I en av modellene ble geomembran lagt fra kjerne til topp av sikringsdammen, og i et annet ble et rør med diameteren 1,2 m (4 fot) lagt over toppen av en vertikal kjerne i pilotkanalen (se Figur 34). Røret og geomembranen fungerte frem til overtopping som en forhøyelse av kjernen. Når de ble vasket bort og brudd dermed initiert, økte vanndybden automatisk i pilotkanalen, noe som bidro til videre bruddutvikling. Bruddinitiering var vellykket i begge tilfeller, mens vannstand på 12 cm (0,4 ft) (antageligvis i prototypeskala) over bunnen av pilotkanalen var ikke like effektiv for å initiere brudd i 2D modellene. Fletcher & Gilbert (1992) konkluderte videre ut fra resultatene for 2D modellene at en vertikal kjerne erodert raskere enn en skrå kjerne, men når forsøk i 3D ble gjennomført ble skråstilt kjerne valgt til slutt.



(a)



(b)

Figur 38 Sammenligning dybde vann i pilotkanalen og kornstørrelse fra modellforsøk i ulike skala av T for Tinney & Hsu (1961), P for Pugh (1985), S for Schmocker et al (2013), L for Lagerlund (2018), W for Wahl (2021) og N for NTNU (forskning 2019 til 2024). Skala til hvert forsøk er indikert i dataetiketten. Spørsmålsteget henviser til ubestemt skala. a) Dybde vann versus D50; b) Dybde vann versus estimert vekt av stein.

4.5.2 Fase 2 – Vertikal erosjon - gjennombrudd av pilotkanalen

Fase 2 med vertikal erosjon og gjennombrudd av pilotkanalen starter etter bruddinitieringen i pilotkanalen

Fase 2 er delvis beskrevet i avsnitt 4.3.1 om kjernen i en sikringsdam samt i figurer: Figur 32 til Figur 34. Nedenfor beskrives bruddmekanismen videre.

Tinney & Hsu (1961) og Pugh (1985) beskriver erosjonsprosessen for sikringsdam med skråstilt kjerne som følger:

- Fase 2 begynner med vertikal erosjon i pilotkanalen. Erosjon og mindre utglidninger oppstår først ved nedstrøms enden av pilotkanalen. Denne erosjonsprosessen økes raskt til kjernen blir eksponert. Deretter faller vannstrømmen over kjernen og begynner å erodere materialet nedstrøms kjernen.
- Når vannstrømmen har fjernet støttefyllingen nedstrøms kjernen, står kjernen igjen som et utkraget element. Kjernen svikter når den ikke tåler vannbelastningen. Prosessen fortsetter til gjennombruddet via pilotkanalen når inn til magasinet. Bruddet markerer starten på fase 3.

4.5.3 Fase 3 - Lateral erosjonshastighet - gjennombrudd av sikringsdammen

Fase 3 begynner når vannstrømmen gjennom bruddåpningen angriper sikringsdamfoten på begge sider og tar med seg material som fraktes bort etter hvert som det raser inn i vannstrømmen (se Figur 39). Dette fører til en lateral utvidelse av den eroderende fronten langs hele lengden av sikringsdammen. Når en tilstrekkelig stor del av kjernen blir eksponert, brytes den av på tilsvarende måte som beskrevet i fase 2. Prosessen fortsetter jevnt og systematisk, hvor bruddåpningen øker gradvis og til slutt vaskes hele sikringsdammen bort.

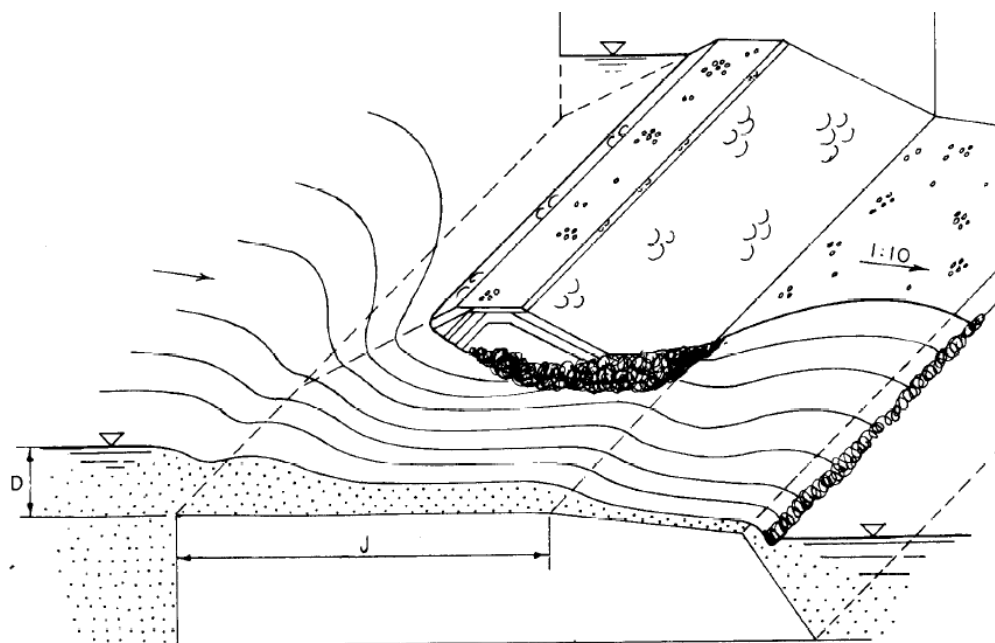
Lateral erosjonsprosessen i støttefyllingen er beskrevet i avsnitt 4.3.3. Fokuset her er på laterale erosjonshastigheten.

Lateral erosjonshastighet er undersøkt for de fleste 3D-modellene i Tabell 3. Figur 40 presenterer lateral erosjonshastighet mot D_{50} i 3D-modellforsøkene av Schmocker et al. (2013) (S), Tinney & Hsu (1961) (T), Pugh (1985) og NTNU (N) som rapportert i Kiplesund et al. (2023). Når det ikke er tydelig beskrevet i kilden, er det antatt at erosjonshastigheten er rapportert for en retning. Schmocker et al. (2013) beskriver at erosjonshastigheten er for to retninger og i figuren er den rapporterte hastigheten for prototype delt på to og vist med datapunkt S. Alle andre datapunkt i figuren representerer modellen, og ikke prototype.

Resultater fra modellforsøkene av Tinney & Hsu (1961) i skala 1:20 er representert i Figur 40 med datapunkter T1:20. De tre datapunktene henviser til tre forskjellige materialer brukt i nedstrøms støttefyllingssonen. Utvaskingshastigheten avhenger av kornstørrelsen på materialet, jo større kornstørrelse, desto langsommere utvasking.

Omvendt viser resultatene fra feltforsøkene av Tinney & Hsu (1961) i skala 1:2, høyere hastighet for større D_{50} for ensgradert material (datapunkt Tu 1:2) enn mindre D_{50} for velgradert material (datapunkt Tw 1:2). Tinney & Hsu (1961) bygde storskala modellen i Figur 28. Materialet i nedstrøms støttefyllingssonen er velgradert med tilsynelatende kohesjon i tverrsnitt A-A i Figur 28, men ensgradert i tverrsnitt B-B. Den laterale erosjonsprosessen for de to ulike materialtypene ble tydelig demonstrert sammen med effekten av mer innlåsing av kornene i komprimert velgradert material og tilsynelatende kohesjon. Avsnitt 4.3.3 forklarer videre hvordan mekanismen for lateral erosjon påvirkes av egenskapene til materialet i støttefyllingen.

Data punktet fra NTNU, N 1:10, baseres på Kiplesund et al. (2023) som rapporterer lateral erosjonshastigheter innen 5 sek. intervaller. Erosjonshastigheten for dam modell med sentral kjerne varierer gjennom bruddprosessen fra under 5 mm/s til over 15 mm/s innen de 5 sek. intervallene. Høyeste hastighetene ligger mellom 10 og 15 mm/s, eller 0,6 til 0,9 m/min, og for disse forsøkene ble gjennomsnitt av dette brukt i Figur 40 omregnet til m/min. Data punktet N 1:10 påvirker lite R^2 til regresjons linjen som er vist på figuren med $R^2=0,6711$, uten data punktet var $R^2=0,6707$. D_{50} for NTNU materialet er sammenlignbar til dette for Tw 1:2. Begge materialer var komprimert og definert som velgradert, men NTNU materialet er kohesjonsfritt mens materialet for datapunkt Tw1:2 har tilsynelatende kohesjon samt at det er ikke fullstendig velgradert, men nær dårlig gradert. Erosjonshastigheten til NTNU materialet uten kohesjon er høyere enn dette for Tw 1:2 med tilsynelatende kohesjon.



Figur 39 Skjematisk fremstilling av lateral erosjonsprosess. Vannet strømmer over oppstrøms siden, rundt kjernen, og eroderer det ikke-kohesive materialet nedstrøms kjernen. (Figur fra Pugh (1985))

Resultater fra Pugh (1985) er vist med et datapunkt per modellskala. Datapunkt P 1:25 representerer gjennomsnitt fra fem forsøk i skala 1:25, mens datapunkt P 1:10 representerer et forsøk i skala 1:10.

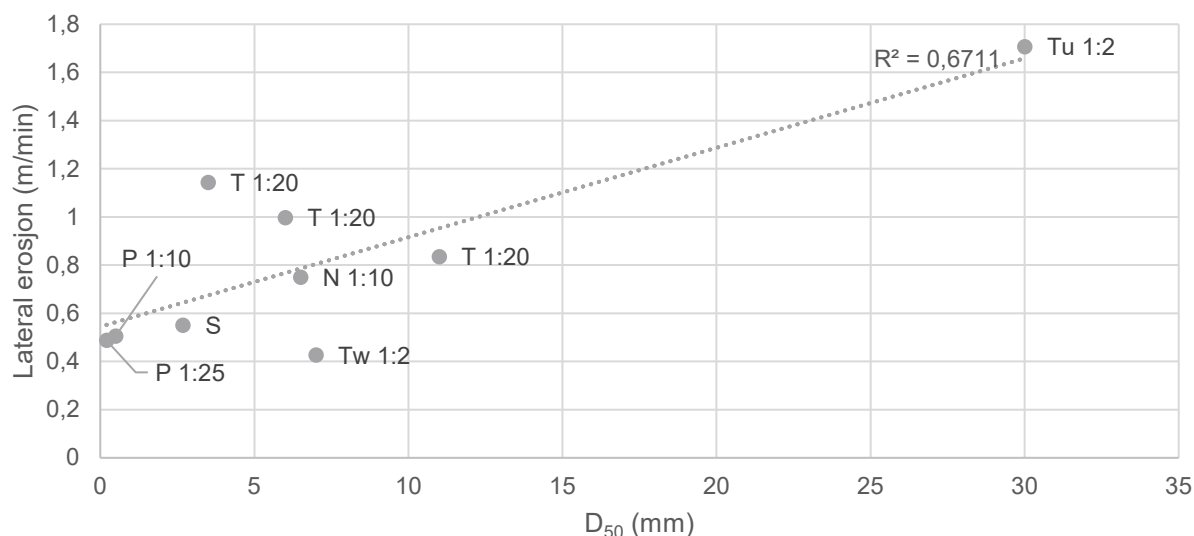
Pugh (1985) konkluderte med at den laterale erosjonshastigheten (fase 3) primært er en funksjon av erosjonshastigheten til fyllingsmaterialet, og ikke av styrken til den skrånende kjernen. Videre påpekte han at sandfilteret, fyllingsmateriale, samt korngraderingen, har en betydelig innvirkning på erosjonshastigheter. Han fremhevet også betydningen av forholdet mellom vanddybde og sikringsdammens høyde, samt mellom vanddybde og bredde på overløpsterskelen (som er igjen etter at sikringsdammen har vasket bort), for den laterale erosjonshastigheten. Et høyere forhold mellom vanddybde og bredde på overløpsterskelen fører til virvelstrøm langs sidene i bruddåpningen (se Figur 39), noe som øker erosjonshastighet.

Pugh (1985) presenterte den laterale erosjonshastigheten med en empirisk formell som kan benyttes for 3 til 9 m høy sikringsdammer med skrånende kjerne og utforming tilsvarende den som var brukt i modellforsøkene. Schmocker et al. (2013) brukte formelen og resultatene samsvarte godt med deres modellforsøk.

Formelen fra Pugh (1985) er som følger og gir hastigheten i fot per time (ft/h):

$$v_{le} = 13,2 H_f + 150 \quad (1)$$

hvor v_{le} er laterale erosjonshastigheten i ft/h og H_f er høyden av sikringsdammen i ft. (1 ft = 0,3048 m).



Figur 40 Sammenligning lateral erosjonshastighet og kornstørrelse fra modellforsøk i ulik skala av T for Tinney & Hsu (1961), P for Pugh(1985), S for Schmocker et al (2013), og N for NTNU (Skala til hvert forsøk er indikert i dataetiketten). Tw refererer til velgradert material i støttefylling brukt av Tinney & Hsu (1961), mens Tu refererer til ensgradert material.

4.5.3.1 Materialet i støttefyllingen påvirker bruddmekanismen

Material i støttefyllingen beskrives i avsnitt 4.3.3. Her beskrives videre effekten av tilsynelatende kohesjon eller effekten av kapillære krefter i finkornet material på bruddmekanismen.

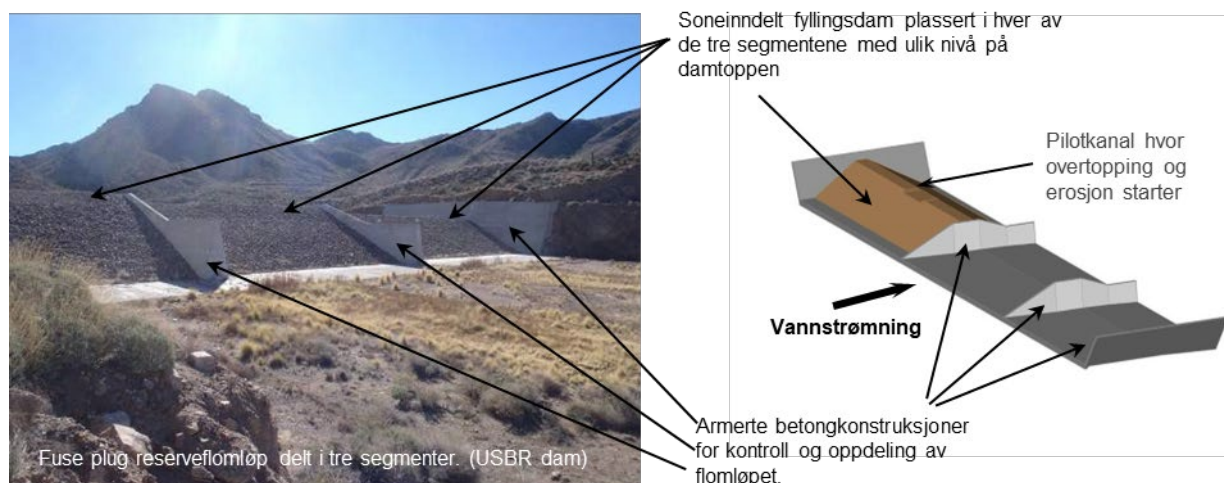
Vertikal kjerne ble testet i studien av Fletcher & Gilbert (1992), bruddmekanismen vises i Figur 34b. I forsøkene der løsningen med rør og vertikal kjerne, diskutert i avsnitt 4.3.1, ble testet videre i 3D, oppsto problem med erosjonshastigheten i både fase 2 og 3. Dersom materialet under pilotkanalen, og i filter samt støttefylling nedstrøms, var finkornet, oppsto kapillære krefter som førte til at filterlaget nedstrøms kjernen sto nær vertikalt og beskyttet kjernen delvis for videre erosjon. Dette forstyrret lateral erosjon av sikringsdammen som eroderte saktere enn forventet.

Løsningen, testet i 3D i skala 1:40 og 1:20, var å bruke grovere material, som grus og sand, nedstrøms kjernen istedenfor kun sand, gå tilbake til skråstilt tynn kjerne (45°), samt lavere nivå på damkrona i pilotkanalen for å tillate mer vanddybde for raskere bruddinitiering. Med lavere pilotkanal var ikke rør nødvendig.

4.6 Seksjonering av eroderbare flomløpet

Seksjonering av eroderbare flomløpet, f.eks. med skillevegger av betong, kan være ønskelig i tilfelle lange flomløp (lange sikringsdammer) (Pugh, 1985) samt for trinnvis aktivering. Seksjoneringen med suksessivt høyere nivå til damkrona og pilotkanal tillater en trinnvis eroderingsprosess og utvasking av sikringsdammene (se Figur 41). Dette betyr at kun de seksjonene som er nødvendige for å håndtere flommen vil eroderes og vaskes bort, mens resten av sikringsdammene bevares for fremtidige hendelser. Samtidig muliggjør seksjoneringen en mer presis kontroll av vannstanden i magasinet. Wahl (1993) testet slik trinnvis eroderingsprosess med modellforsøk i forbindelse med Horseshoe dammen i USA. Tilløpskanal (e. „Approach canal“) oppstrøms og ledevegg (eller lede dam (e. training dike)) for Horseshoe dammen var også testet under modellforsøkene.

Skilleveggene beskrives i følgende delavsnitt.



Figur 41: Eksempel på seksjonering av reserveflomløp med forskjellig nivå på sikringsdammene. (Figur fra USBR(2022))

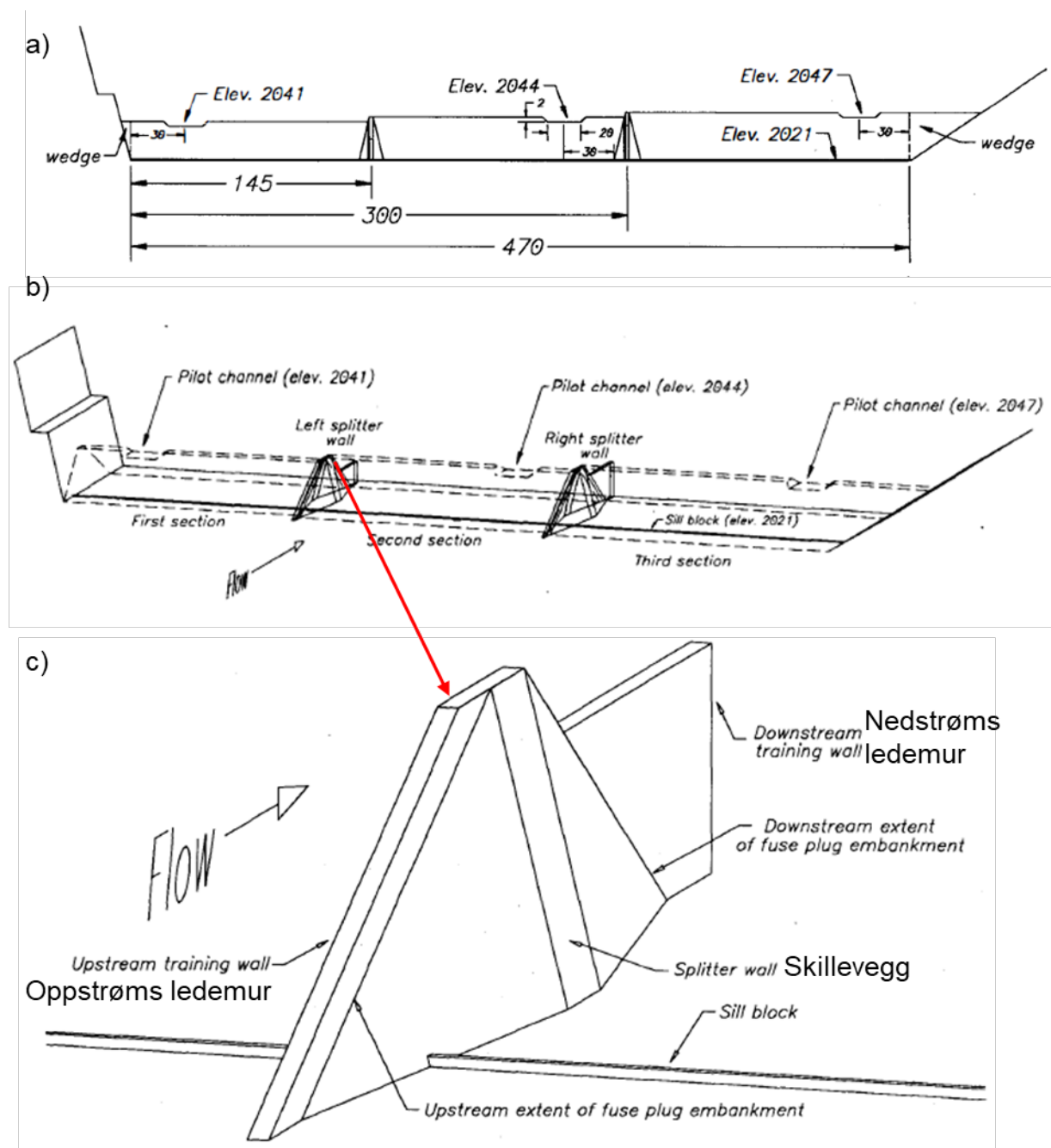
4.6.1 Skillevegger

Wahl (1993) undersøkte gjennom modellforsøk effekten av seksjonering av eroderbart flomløp med sikringsdammer i forbindelse med Horseshoe dammen i USA. To skillevegger var inkludert i modellen for å danne tre separate sikringsdamseksjoner, som vist i Figur 42a og b. Skilleveggene omfatter en senterdel samt ledemurer (e. training walls) både oppstrøms og nedstrøms (se Figur 42c), for å beskytte de gjenværende sikringsdammene under drift av en eller flere flomløpsseksjoner, det vil si når sikringsdammen i minst en seksjonen har erodert bort. Et lignende design er brukt for å seksjonere eroderbare flomløpet med den ca. 13 m høye sikringsdammen (Figur 43) tilknyttet Wivenhoe dammen i Australia (se Maher et al. (2006)).

Senterdelen (kjernedelen) av en skillevegg bør være strømlinjeformet (se Figur 42c) for å gi minimal motstand for vannstrømmen. I modellen til Wahl (1993) ble senterdelen konstruert i flukt med skråningene oppstrøms- og nedstrøms til den høyeste tilstøtende sikringsdammen. Skilleveggen ved Wivenhoe følger også utformingen til sikringsdammen, men er gjennomgående noe høyere, minst omtrent 1 m over sikringsdamkrona (Figur 43) (estimert av tegning i Maher et al. (2006)).

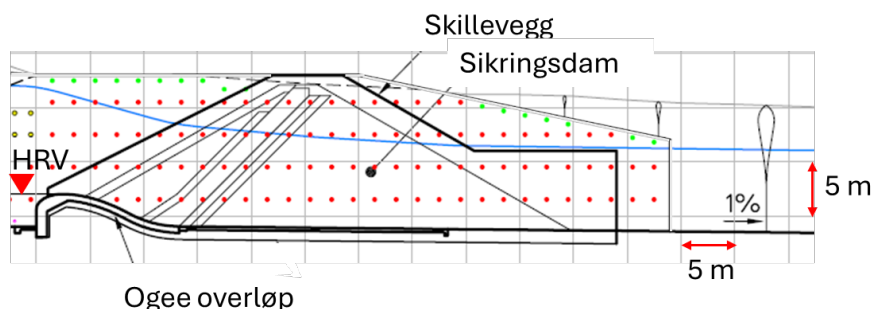
Ledemuren (e. training wall) oppstrøms i Wahl (1993) sin modell, lå omtrent 1 m vertikalt over oppstrøms skråning på sikringsdammen (se Figur 42c). Under drift av en av flomløpsseksjonene som er adskilt av skillevegger, reduserer oppstrøms ledemuren hastigheten på vannstrømmen langs den tilstøtende sikringsdammen som ennå ikke var aktivert, og mot den åpne flomløpsseksjonen. Høye vannhastigheter i dette området kunne ha medført skader på den inaktive sikringsdamseksjonen og for tidlig aktivering av denne.

Nedstrøms ledemur (e. training wall) (se Figur 42b og c) forhindrer at vannstrømmen fra én flomløpsseksjon eroderer nedstrøms skråningen på den tilstøtende sikringsdammen. Dette bidrar til å unngå skader som kan føre til for tidlig brudd på den tilstøtende sikringsdam. (Wahl, 1993)



Figur 42 Horseshoe Dam. Reserveflomløp med sikringsdammer i tre seksjoner. a) Sett fra oppstrømsside. (Dimensjoner i fot) b) Generell utforming av reserveflomløpet. Sikringsdammen vist med stiplede linjer. c) Utforming av betongvegg for seksjonering av sikringsdammer. Ledemurer (e. training wall) både oppstrøms og nedstrøms for å beskytte de andre sikringsdammene under drift av de foregående flomløpsseksjonen. Figurer fra Wahl (1993).

Som tidligere nevnt følger skilleveggen ved Wivenhoe utformingen til sikringsdammen (Figur 43), men er gjennomgående noe høyere, minimum 1 m over sikringsdamkrona (estimert fra tegning i Maher et al. (2006)). På oppstrøms side er skilleveggen bygget høyere enn skråningen, høyest omtrent 2,5 m ved oppstrøms tå av sikringsdammen, og lavest omtrent 1 m nær sikringsdamkrona (estimert fra tegning i Maher et al. (2006)). På nedstrøms side er skilleveggen bygget omtrent 2 til 2,5 m høyere enn skråningen på sikringsdammen, frem til omtrent 10 m fra nedstrøms damtå, hvor den strekker ca. 15 m horisontalt i nedstrøms retning.



Figur 43 Wivenhoe sikringsdam og skillevegg – tverrsnitt fra Maher et al. (2006).

4.7 Avledningskapasitet av reserveflomløpet

Strømningen gjennom bruddåpningen i en sikringsdam ligner for de fleste sikringsdammene på strømning over et bredkronet overløp. Imidlertid er det ved enkelte sikringsdammer etablert en terskel med overløpsform som sikringsdammen er fundamentert på, eksempelvis ved Wivenhoe dammen (se Figur 43). Strømningsforholdene avhenger av dybden av vannet over overløpskronen/terskelen, bredden til kronen/terskelen i strømretningen, nedstrøms forhold samt i hvilken fase bruddet er i.

Den generelle overløpsformelen presenterer avledningskapasiteten (vannføringen) Q over et overløp med lengde L (dvs. lengden til overløpet på tvers av strømingsretningen) som funksjon av energihøyden H . Kapasiteten til reserveflomløpet etter bruddåpning i sikringsdammen uttrykkes som følger:

$$Q = CLH^{3/2} \quad (2)$$

hvor C er overløpskoeffisienten som blant annet avhenger geometrien til overløpet. Ved en sikringsdam avhenger C også på status til erosjonsprosessen (se Tabell 4).

Formelen kan benyttes for bredkronet overløp når forholdet D/J ligger mellom 0,08 og 0,5 (Bos, 1975), der D er vannhøyden oppstrøms over overløpskronen, og J er lengden på overløpskronen i vannstrømmens retning (se Figur 39).

Pugh (1985) beregnet overløpskoeffisienten for bredkronet overløp ut fra målinger av vannføring og vanddybde under modellforsøk som vist i Tabell 4. Han presenterte verdier for situasjoner med lateral erosjon i én og to retninger, samt etter at hele sikringsdammen har skyllet bort. Den høyere overløpskoeffisienten under lateral erosjon forklarer Pugh (1985) med en lengre effektiv overløpslengde, forårsaket av at vannet strømmer rundt fronten av fyllingen, som vist i Figur 39.

Tabell 4 Overløpskoeffisienter for sikringsdammer anbefalt av Pugh (1985) for bruk med ligning (2) for bredkronet overløp med $0,08 < D/J < 0,5$

Erosjonsprosess -fase	C ($m^{1/2}/s$)
Under lateral erosjon i én retning	1.51
Under lateral erosjon i begge retninger	1.71
Etter fullført brudd av hele sikringsdammen	1.44

I en rapport om Wivenhoe dammen (WivenhoeAlliance, 2005) ble flere metoder brukt for å bestemme overløpskoeffisienten C i tilfelle standard overløp (e. ogee), inkludert numerisk strømningsmekanikk (e.

Computational Fluid Dynamics), 1D-hydraulisk modellering av flomløpet i HEC-RAS, samt publisert data (nomagraffer) i USBR (1987a) og USACE (1990).

Formelen som er presentert ovenfor er gyldig som anslag ved ideell strømning inn mot overløpet og forutsatt at det ikke er oppstuvning fra nedstrøms side. Dersom det er eksempelvis er skjev innstrømning, mye turbulens eller høyt undervann, anbefales formelen ovenfor kun å benyttes som innledende overslagsberegninger for å indikere kapasiteten til reserveflomløpet. For å bestemme nøyaktig kapasitet anbefales det uansett å gjennomføre grundigere beregninger, fysiske modellforsøk eller numeriske beregninger. Ofte vil en kombinasjon av disse metodene benyttes på samme måte som ved fastsettelse av kapasiteten til hovedflomløpet.

4.8 Vannføring ut av magasinet - ruting

For å kunne vurdere hvordan brudd av sikringsdammen påvirker vannstanden i tilhørende magasin må flomforløpet rutes gjennom magasinet. En slik ruting krever kunnskap om de hydrologiske og hydrauliske forholdene ved det aktuelle magasinet og tilhørende overløpssystem. Dette inkluderer kunnskap om når og hvordan sikringsdammen går til brudd. I det følgende presenteres ulike metoder som kan benyttes for å fremskaffe nødvendig informasjon knyttet til ruting gjennom magasin med sikringsdammer.

4.8.1 Anbefalinger basert på forsøk på sikringsdammer

Numerisk modellering kan benyttes for ruting av vannføring ut av magasinet, inkludert dambruddsbølgeberegninger hvor det forutsettes at sikringsdammen aktiveres og går til brudd. Hydrauliske koeffisienter for de ulike situasjonene i erosjonsprosessen og erosjonshastigheter i forskjellige materialer, er viktig input som må legges inn i denne typen modeller for å oppnå mest mulig korrekt svar. Spesielt vil et godt estimat av den laterale erosjonshastigheten være avgjørende for å estimere hvor lang tid det tar før hele sikringsdammen er erodert bort og full kapasitet i reserveflomløpet oppnås.

Pugh (1985) konkluderte med at en kombinasjon av laterale erosjonshastighetene (se avsnitt 4.5.3 for oversikt over Pughs funn omkring dette), sammen med de hydrauliske koeffisientene gitt i Tabell 4, kan benyttes i hydrauliske modeller for å rute vannføringen ut av magasinet. Han nevner også at disse egenskapene kan være nyttige ved dimensjonering av sikringsdammen.

4.8.2 Bruk av empiriske bruddformler

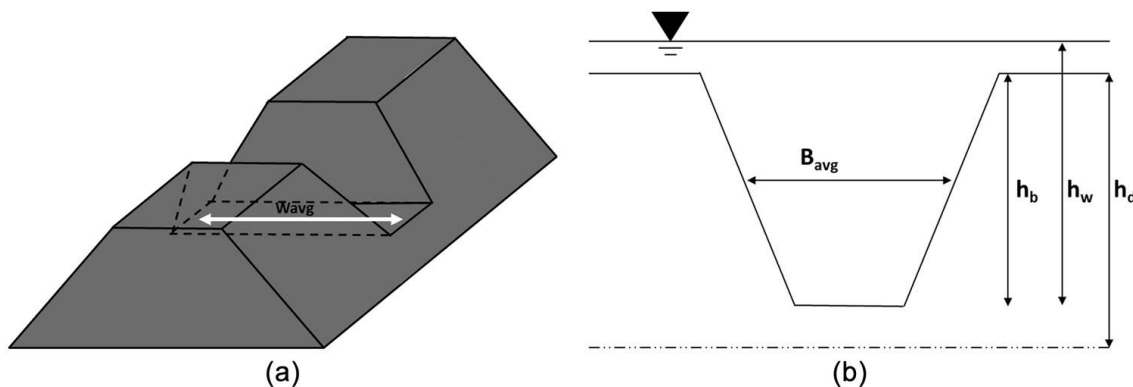
En annen tilnærming, benyttet f.eks. på Island (Almarsson & Pálmason, 2020; Sigtryggsdóttir et al., 2019), er å bruke empiriske formler for å estimere sentrale dambruddsparametere som endelig midlere bruddbredde, bruddtid og bruddvannføring. Den beregnede bruddvannføringen fra slike formler angir kun maksimal vannføringen. For å beregne andre vannføringer vil det være hensiktsmessig å benytte formelen for flomavledningskapasiteten for bredkronet overløp som diskutert i avsnitt 4.7.

Empiriske dambruddsformler er basert på data fra historiske dambrudd og tar generelt ikke hensyn til damtype og materialeegenskaper, noe som medfører usikkerheter i resultatene. Formlene er imidlertid enkle å bruke og krever kun et begrenset sett med inngangsparametere (se Figur 44), som; h_d , damhøyden; h_b , endelig høyde på bruddåpningen; h_w , høyden mellom vannstanden ved start av brudd og bunnen av ferdig utviklet brudd; W_{avg} , gjennomsnittlig bredde av dammen over bruddbunnen; V_w , magasinvolum ved begynnende brudd og S , magasinkapasitet. Ikke alle empiriske modeller benytter alle disse inngangsparametere.

En oversikt og kvantifisering av ulike empiriske formler er gitt i Dezert & Sigtryggsdóttir (2024b) og Dezert et al. (2024), samt i en nylig NVE ekstern rapport av Dezert & Sigtryggsdóttir (2025). Det henvises til disse for mer detaljer.

En viktig konklusjon fra dette arbeidet (oppsummert av Dezert & Sigtryggsdóttir (2025)) er at empiriske formlene ikke er spesielt godt tilpasset typiske steinfyllingsdammer, som er dårlig representert i historiske databasen formlene bygger på. En annen svakhet ved empiriske formler, med tanke på sikringsdammer,

er at de ikke tar hensyn til ulik erosjonsprosess fra bruddinitiering, det vil si forskjellen mellom vertikal og lateral erosjonsprosessene. Bruddtiden som beregnes med empiriske formlene tar derfor ikke høyde for de ulike fasene i erosjonsprosessen, men defineres som tiden fra bruddinitiering til bruddutviklingen er ferdig med stabilisert vannføring gjennom bruddåpningen. Vannstanden som initierer bruddet er heller ikke direkte inkludert, men kan til en viss grad hensyntas i formler som bruker h_w , forutsatt at man har grunnlag til å estimere bunnen av ferdig utviklet brudd.



Figur 44 (a) Reprerentasjon av W_{avg} . (b) Dimensjoner på et endelig trapesformet bruddåpning. Figur fra (Dezert & Sigtryggssdóttir, 2024b)

4.8.3 Forenklet fysisk basert bruddmodell

En tredje mulighet er å benytte en forenklet fysisk basert bruddmodell (som DLBreach) for å estimere bruddparametere. Ulempene med slike modeller er at de krever mer inngangsdata (som materialparametere) enn empiriske formlene. Erosjonsprosess som overflateerosjon eller «headcut» må også velges for simuleringen. Dersom man imidlertid har god informasjon om inngangsparameterne, kan en forenklet fysisk basert bruddmodell være nyttig (Dezert & Sigtryggssdóttir, 2024b).

4.8.4 Oppsummering.

Det anbefales å gjennomføre hydrauliske modellforsøk samt geotekniske lab-tester for å undersøke materialet som skal benyttes i en sikringsdam. Dette gir grunnlag for å fastslå vanndybden som initierer brudd, samt den vertikale og laterale erosjonshastigheten.

Metodene nevnt ovenfor i avsnitt 4.8.1-4.8.3 egnes for estimerer, spesielt den forenklete fysisk baserte bruddmodellen. Metoden basert på Pugh (1985) er også anvendelig, forutsatt at usikkerheten knyttet til ulike materialtyper tas i betraktning. På grunn av usikkerhetene forbundet med empiriske bruddformler anbefales ikke den metoden utenom som grovt første estimat. Uansett metode som benyttes, er det viktig å vurdere tilknyttede usikkerheter.

4.9 Eroderbare flomløp - Fordeler/ulempene

Fordelen med eroderbare flomløp er at bruddet skjer automatisk når overtoppingen oppstår forutsatt at design av sikringsdammene er tilstrekkelig og hensiktsmessig. I tillegg er de relativt rimelige å installere og vedlikeholde. Automatisk aktivering av eroderbare flomløp kan for eksempel være en fordel ved fjernliggende eller ubemannet anlegg.

De største ulempene med eroderbare flomløp er knyttet til miljømessige konsekvenser, kostnader ved gjenoppbygging etter bruk, samt usikkerheter ved bruk i kaldt klima, der is og frost kan redusere eroderbarheten (ICOLD, 2012; Ouranos, 2015). Disse ulempene er oppsummert som følger:

1. Miljømessige konsekvenser av materialet i sikringsdammen når det transporteres nedstrøms ved brudd.
2. Sikringsdammen må gjenoppbygges etter bruk med tilhørende kostnader og tidsbruk.

3. Redusert eroderbarheten under is og frost, som kan påvirke funksjonen av reserveflomløpet.

Miljømessige konsekvenser og kostnader ved gjenoppbygging etter brudd kan reduseres ved å seksjonere det eroderbare flomløpet, med ulike nivå på sikringsdammene i hver seksjon.

Flere ulemper er også nevnt i litteraturen (ICOLD, 2012; Ouranos, 2015), men disse knyttes i noen grad til mangelfulle kriterier for design og drift av eroderbare flomløpet og sikringsdammen. Dette er beskrevet nedenfor sammen med den nevnte ulempen i litteraturen:

1. Miljø - Miljømessige konsekvenser av mulig utgraving og erosjon i vannveien nedstrøms ved brudd av sikringsdammer.
 - i. Nedstrøms forhold: Tiltak for å hindre erosjon av vannveien nedstrøms må være en del av designprosessen.
2. Kostnader - Store vedlikeholds-/driftskostnader dersom reserveflomløpet aktiveres og brukes ofte.
 - i. Dette er særlig en ulempe dersom reserveflomløpet er dimensjonert for hendelser med lav returperiode, noe som kan føre til hyppige bruk og brudd på sikringsdammen.
3. Plassering - Et eroderbart flomløp må plasseres slik at aktivering og drift ikke truer hoveddammens sikkerhet.
 - i. Dette bør uansett vurderes nøye i designfasen, men kan være en utfordring dersom egnet sted ikke er tilgjengelig.
4. Krav til vedlikehold - Sikringsdammer må vedlikeholdes slik at påliteligheten ikke svekkes.
 - i. Derfor er det viktig med et godt gjennomtenkt tilsyn samt drifts- og vedlikeholdsprogram for å sikre at sikringsdammen fungerer som designet ut levetiden. Dette inkluderer jevnlig fjerning av vegetasjon.
5. Kontroll på vannutslipp - Vannutslipp under drift av eroderbart flomløp med en sikringsdam er i stor grad ukontrollerbart.
 - i. Dette kan styres med seksjonering og ulikt nivå for når den enkelte seksjonen går til brudd.

Ulempene er i stor grad knyttet til eroderbarheten av sikringsdammen, som samtidig er forutsetning for hovedfunksjonen og fordelene med automatisk aktivering. Enkelte av disse ulempene kan reduseres ved seksjonering av reserveflomløpet med skillevegger, som tidligere nevnt. Andre ulemper bør håndteres og elimineres ved hjelp av inngående studier og undersøkelser i forkant samt under prosjektering av denne typen løsninger.

En særlig utfordring er en mulig svekket eroderbarhet som følge av is og frost, og vegetasjon, noe som må vurderes grundig i designfasen. Erosjonsutsatte soner kan fryse under lave temperaturer, spesielt dersom materialet i sonen ikke drenerer godt (ICOLD, 2012). Dette må tas hensyn til ved valg av materialer. Is og snø kan også samles opp på sikringsdamkronen og i pilotkanalen. I slike tilfeller kan manuell aktivering av reserveflomløpet være nødvendig, eventuelt med termiske metoder eller sprenging av is i pilotkanalen.

4.10 Generelle design vurderinger– oppsummering

Følgende generelle kriterier bør vurderes ved bruk av eroderbart flomløp med sikringsdammer: Kriteriene inkluderer hovedpunkter fra USBR(1987) supplert med litteraturen som er henvist til samt flere punkter.

1. En sikringsdam er en fyllingsdam prosjektert for å vaskes ut (e. wash out) ved overtopping (ICOLD, n.d.; Pugh & Gray, 1984; Tinney & Hsu, 1961; USBR, 1987b) på en forutsigbar og kontrollert måte når vannstand i magasinet bak dammen når et spesifisert nivå. (USBR, 1987b).
2. Materialet i en sikringsdam bør velges og plasseres slik at brudd initieres ved overtopping, og videre lateral erosjon er kontrollert og forutsigbar. Erosjonen bør initieres på et forhåndsbestemt sted, for eksempel i en pilotkanal, og det anbefales ikke at hele sikringsdammen overtoppes samtidig (Pugh, 1985). Det anbefales å bruke lett eroderbart materiale i pilotkanalen for å sikre rask initiering av brudd (se Tinney and Hsu (1961)).
3. Pilotkanalens bredde bør sikre tilstrekkelig vannstrøm passerer gjennom pilotkanalen for å initiere erosjon (Pugh, 1985). I noen tilfeller kan det være nødvendig å forbedre avledningen av drivgods med bredere pilotkanal (se Wahl (1993)).
4. Prosjektering av sikringsdammer skal være i samsvar med gjeldende, etablerte standarder. (ICOLD, 2012; USBR, 1987b).
 - En sikringsdam skal være stabil for alle forhold og lastsituasjoner bortsett fra flommen som er ment å aktivere reserveflomløpet. (Pugh, 1985)(ICOLD, 2012).
5. Stedforholdene bør være gunstige for plassering og drift av et reserveflomløp med sikringsdam. Følgende punkter er viktige i den sammenheng (ICOLD, 2012; USBR, 1987b):
 - En naturlig sadel et sted langs kanten av magasinet kan minimere utsprenging.
 - Tilløps- og utløpsforhold bør vurderes nøye.
 - En naturlig topografisk forsenkning i terrenget eller utgravd kanal er nødvendig for å lede vannet tilbake til vassdraget nedstrøms dammen. Denne vannveien bør være rimelig erosjonsbestandig for å sikre sikkerheten til dammen, magasinet og eksisterende vassdragsanlegg. En utløpskanal knyttet til reserveflomløpet bør være ekstremt erosjonsbestandig.
6. Det anbefales at sikringsdammer fundamenteres på ikke-eroderbare masser, som fjell eller hard morene, for å hindre omfattende erosjon og potensiell nedtapping av magasinet. Der hvor fundamentet ikke har tilstrekkelig erosjonsmotstand, bør det vurderes å inkludere betongterskel og/eller betongdekke for å redusere erosjon og begrense utgravning (CDA, 2007b).
7. Generelt bør sikringsdammer være dimensjonert for å overtoppes ved uvanlig store flommer (CDA, 2007c) med gjentaksintervaller som er lange i forhold til prosjektets økonomiske levetid (ICOLD, 2012; USBR, 1987b). Spesielt bør reserveflomløp med en sikringsdam ikke aktiveres ved flommer med gjentaksintervaller mindre enn 100 år. (ICOLD, 2012; RDMW-AU, 2023; USBR, 1987b). Dette representerer en lav returperiode sammenlignet med regelverket i Norge (OED, 2010), som tar utgangspunkt i en 1000-års dimensjonerende flom for dammer i de høyeste konsekvensklassene. Sikringsdammer i utlandet er som regel også prosjektert for å aktiveres ved betydelig høyere gjentaksintervaller enn 100 år. For eksempel er kriteriet 6000 år for aktivering av første sikringsdamseksjon ved Wivenhoe dam i Australia (WivenhoeAlliance, 2005).
8. Dimensjonering av reserveflomløpet bør sikre at økning i vannføring som avledes ut av magasinet når sikringsdammen eroderes bort er akseptabel med hensyn til nedstrøms konsekvenser. For å oppnå dette kan det være nødvendig å seksjonere flomløpet med vegger (ofte av betong) og bygge sikringsdammer med variable høyder på topp av kontrollseksjoner og/eller pilotkanalen. (ICOLD, 2012; USBR, 1987b)
9. Sikringsdammer brukes ofte som inngangskontroll til reserveflomløp (CDA, 2007b). Høyden på kontrollseksjonen i kanalen som inneholder en sikringsdam bør ikke være lavere enn høyeste regulerte vannstand (HRV), med mindre midlertidig senkning av vannstand er akseptabelt (se ICOLD, 2012; USBR, 1987b). I noen tilfeller er det ikke bygget spesiell kontrollseksjon. I slike

tilfeller er det nivå på fundamentet som angir grense for hvor dypt det eroderes ved et brudd på sikringsdammen. I slike tilfeller er det viktig at fundamentet har tilstrekkelig erosjonsmotstand.

Når et reserveflomløp med en sikringsdam først har blitt aktivert, kan magasinet ikke opprettholdes over toppen av kontrollseksjonen. Dette kan føre til tap av magasinvolum inntil sikringsdammen er gjenoppbygd. (USBR, 2022)

10. Det er viktig at et reserveflomløp med sikringsdammer aktiveres verken for tidlig eller for sent, Forholdene nedstrøms en sikringsdam må vurderes nøye, samt konsekvensene av bruddvannføringen i tilfelle aktivering. Eventuell fremtidig utbygging i områdene nedstrøms må også følges nøye i årene etter ferdigstillelse. (Hinks & Goff, 2018)
11. Seksjonering av det eroderbare flomløpet bør tar hensyn til følgende punkter (se seksjon 4.6):
 - Skilleveggene mellom to sikringsdammer bør helst være strømlinjeformet i planet
 - Vannstrømningsforholdene når en sikringsdamseksjon har erodert, bør vurderes nøye ved utforming av ledemurer både oppstrøms og nedstrøms, for å beskytte gjenstående og tilstøtende sikringsdamseksjoner.
 - Ved brudd av en sikringsdamseksjon må vannhastigheten langs gjenstående og tilstøtende sikringsdammer tas i betraktning ved dimensjonering av oppstrøms skråningsvern.
12. Etter aktivering av den første sikringsdammen i et seksjonert eroderbart flomløp, skal aktivering av påfølgende sikringsdamseksjoner være progressiv, forutsigbar og prosjektert for å minimere påvirkningen på befolkningen i nedstrøms området. (QFCI, 2007)
13. Et godt gjennomtenkt drifts- og vedlikeholdsprogram er nødvendig for å sikre at sikringsdammen fungerer som dimensjonert (ICOLD, 2012; USBR, 1987b).
 - Programmet bør inkludere forebygging av fotgjenger- og motorisert trafikk samt vegetativ vekst på sikringsdammen. (ICOLD, 2012; USBR, 1987b)
 - Vedlikehold er viktig med fjerning av vegetasjon og reparasjon av pilot kanaler på sikringsdammen for å sikre at den vil aktiveres som planlagt og ikke for tidlig. (CDA, 2007d)
14. Typisk utforming til sikringsdammer inkluderer en vanntett sone oppstrøms eller sentralt og en eroderbar nedstrøms sone.
15. En sikringsdam må bygges av holdbare jord- og steinmaterialer som fortsatt må fungere som tiltenkt i en ulykkessituasjon som kanskje inntreffer mange år etter bygning. (ICOLD, 2012; USBR, 1987b).
16. Hydrauliske modellforsøk i tillegg til geotekniske lab-tester anbefales som en del av prosjekteringen.
17. Økonomiske vurderinger inkluderer: kostnad i forbindelse med aktivering av et eroderbart flomløp, som mulig tap av magasinvolum, konsekvensene nedstrøms og gjenoppbygging av sikringsdammene.
18. Risikoanalyser anbefales som en del av både beslutningsprosessen for valg av type reserveflomløp og i prosjekteringen.

Design av en sikringsdam som oppfyller de ovennevnte punktene bør vurderes og sammenlignes med alternative løsninger for å håndtere flommen som reserveflomløpet dimensjoneres for. Sammenligningen bør vurdere alle faktorer som representerer kostnader og fordeler for hvert alternativ.

5 Andre typer reserveflomløp

5.1 Innledning/funksjon

I kapittel 4 ble sikringsdammer (eroderbare flomløp) gjennomgått. Ifølge Tabell 1 og Tabell 2 er det imidlertid en rekke andre typer flomløp som kan benyttes som reserveflomløp. I det følgende kapitelet skal noen av disse gjennomgås.

Mange av typene flomløp som nevnes i tabellene er velkjente flomløpsløsninger som kan benyttes både som hovedflomløp og som reserveflomløp. Disse vil ikke diskuteres inngående her, ettersom de i stor grad er godt kjent. Et eksempel på dette er «Rett eller buet standard overløp». Nedenfor vil reserveflomløp, som ikke faller inn i kategorien «velkjente flomløpsløsninger» diskuteres.

5.2 Sikringsluker

Sikringsluker er en type konstruksjon som er designet for å åpnes eller fjernes automatisk når vannstanden når et forhåndsbestemt nivå. Det finnes en rekke typer utforminger av sikringsluker både med hensyn til hvilket material de er bygget av, hvordan de kontrolleres/utløses, hvordan de utformes og om de kan gjenbrukes.

Materialbruk: Sikringsluker er typisk bygget i metall eller betong, men også oppblåsbare gummiluker eller kompositt og tilsvarende materialer kan benyttes.

Aktiveringsmekanisme: Det er ulike metoder som benyttes for å utløse sikringsluker. Disse kan deles i:

- Utløses av vanntrykk som da direkte løfter opp og fjerner sikringsluken.
- Sikringsluken som ved normalvannstand holdes i posisjon ved motvekter, fjærer eller lignende som utlignes ved vanntrykk fra vannstand over det forhåndsbestemte nivået.
- Utløses av digital sensor basert på forhåndsbestemt vannstand som igangsetter åpning av sikringsluken.

Sikringsluker kan ved enkelte utforminger fungere som overløpskonstruksjoner ved normale flomvannstander, enten som en rett flomløpstærskel, men kan også ha andre overløpsformer, eksempelvis formet som en labyrinttærskel.

Enkelte sikringsluker spyles av gårde som en del av aktiveringen og vil dermed ikke kunne gjenbrukes. Disse må etter aktivering erstattes av nye element. Denne typen løsning vil på mange måter ha mye til felles med sikringsdammer (fuseplugs), som også må bygges opp på nytt etter bruk. Andre løsninger vil kun legges ned ved aktivering og vippes opp igjen etter bruk i påvente av neste flom.

Bruk av sikringsluker har flere fordeler, men også enkelte ulemper, som listet opp nedenfor:

- Kostnad
- Aktivering i kaldt klima kan være usikker, både at konstruksjonene ikke aktiveres når den skal eller at den aktiveres ved en lavere vannstand enn prosjektert som følge av eksempelvis istrykk.
- Hurtig vannføringsendring nedstrøms
- Opprydding og oppbygging i etterkant ved bruk for typer som spyles avgårde
- Tap av magasinkapasitet inntil gjenoppbygging for typer som spyles avgårde
- Økt vedlikehold og tilsynskostnader spesielt mht. aktiveringsmekanismen

På samme måte som for sikringsdammer vil det kunne etableres et system av flere sikringsluker som utløses ved ulik flomvannstand. På denne måten vil avledningskapasiteten øke trinnvis etter hvert som flommen øker. Samt at kun et nødvendig antall luker aktiveres og ikke alle.

Det er så vidt vi er kjent med ikke installert denne typen automatiske sikringsluker ved damanlegg i Norge eller i Norden, mulig med unntak av gummiluker. I resten av Europa og andre deler av verden er denne typen løsninger implementert flere steder.

Det er så vidt vi er kjent med ikke installert denne typen automatiske sikringsluker ved damanlegg i Norge eller i Norden, med unntak av gummiluker. I resten av Europa og andre deler av verden er denne typen løsninger implementert flere steder. Eksempelvis er løsningen til Hydroplus («fusegate») benyttet ved flere anlegg (se mer på Hydroplus sin hjemmeside) og samme gjelder Obermeyer sine gummiluker (se mer på Obermeyerhydro sine hjemmesider). I tillegg til de to nevnte leverandørene finnes det en rekke andre leverandører som baserer sine løsninger på ulike konsept. I forkant av valg av løsning og leverandør til sikringsluker anbefales det å gjøre en grundig vurdering basert på referanseprosjekt, artikler etc. samt å vurdere dette opp mot stedegne problemstillinger til det aktuelle prosjektet hvor sikringsluker vurderes.

5.3 Overtopping av fyllingsdammer

Ved flomavledning av normale flommer tillates ikke overtopping av fyllingsdammer. Fyllingsdammer skal i henhold til regelverk prosjekteres med fribord som gir ekstra sikkerhet for å forhindre denne typen overtopping. Overtopping av fyllingsdammer blir imidlertid benyttet som reserveflomløp i enkelte prosjekt i utlandet. Det må bemerkes at dette i hovedsak da gjelder ved mindre dammer som erosjonssikres for å håndtere denne typen overtopping og hvor eventuelle erosjonsskader er begrenset. Det finnes imidlertid også eksempler på at flomløp er etablert over fyllingsdammer ved enkelte større dammer og da fungerer som en del av hovedflomløpssystemet. Nedenfor vil det presenteres prinsipp og metodikk for hvordan fyllingsdammer sikres for overtopping samt gitt eksempel på et prosjekt hvor dette er benyttet.

Fyllingsdammer erosjonsbeskyttes i Norge tradisjonelt i hovedsak med plastringsstein. Fyllingsdammer som bygges i utlandet for å tillate overtopping beskyttes også gjerne av stein, men bruk av betongblokker er også en anerkjent metode. Ved mindre dammer er det eksempler på at fyllingsdammer erosjonssikres med vegetasjon. Geotekstiler benyttes gjerne i kombinasjon med de ovenfornevnte metodene.

USDA (2014) gir mange anbefalinger om hvordan denne typen flomløp bør utformes. Hovedsakelig anbefales det å gjøre:

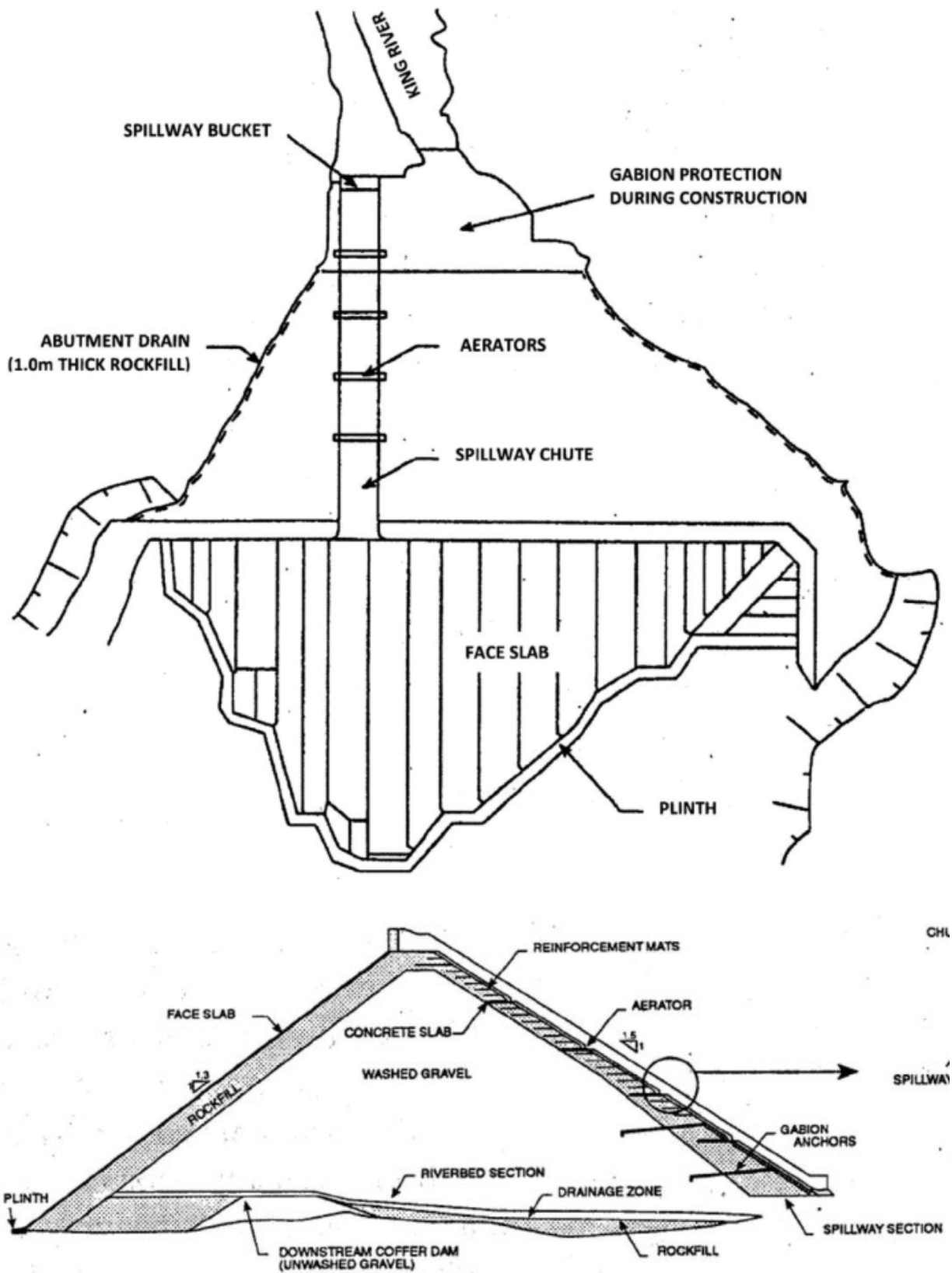
- en stabilitetsmessig vurderinger av overløpet under flom
- evaluering av et potensielt brudd ved konstruksjonen og konsekvenser av et slikt brudd.

USDA understreker at prosjektering og evaluering av en løsning hvor det tillates overtopping av en fyllingsdam krever inngående kunnskap om prosjektet. Eksempelvis må det gjøres inngående vurderinger av materialer som benyttes. Videre må flomstørrelser som benyttes ved dimensjonering vurderes grundig. Strømningsforholdene både inn mot konstruksjonen, i konstruksjonen og ut av den må modelleres nøye. Eksempelvis vil skjevstrømning kunne medføre at enkelte områder blir ekstra sårbare for erosjon. Slike områder vil kunne være triggerpunkt for større skader eller brudd av konstruksjonen. Energihåndtering nedstrøms vil også være avgjørende ettersom erosjon som oppstår nedstrøms vil kunne grave seg bakover og inn i flomløpet eller damkonstruksjonen. Ofte tillates det overtopping ved kun en avgrenset del av dammen. Da vil utforming og dimensjonering av avgrensningen være viktig, ettersom det er denne avgrensningen som forhindrer flomvann fra å renne over mot de delene av konstruksjonen som ikke er dimensjonert for overtopping.

Et eksempel på en stor fyllingsdam med flomløp over damkronen er Crotty Dam som er beskrevet nedenfor.

Crotty Dam - Australia / Tasmania – Flomløp av renne bestående av betongblokker over deler av fyllingsdammen:

Crotty Dam er en 240 meter lang og 83 meter høy grus og steinfyllingsdam med oppstrøms betongtetting. Magasinet har et flomløpssystem hvor en kombinerer overløp over fyllingsdammen samt bunntappeløp ved en sekundærdam. I det følgende vil kun flomløpet over fyllingsdammen beskrives. Flomløp består av en overløpsterskel som er en integrert del av damkrona, hvor avløpet og energidreper er fundamentert på nedstrøms damskråning, se Figur 45 og Figur 46. Avløpet er utformet som en renn ned langs damkronene med betongblokker i bunnen som erosjonsbeskyttelse av damskråningen. Nederst i rennen er det etablert et lite «skihopp» for å håndtere energien. Flomløpsystemet har en total kapasitet (maximal design flood) tilsvarende 435 m³/s, hvorav 245 m³/s er planlagt å gå i overløpet over fyllingsdammen. Dammen ble ferdigstilt i 1991 og flomløpet hadde dermed vært i drift i over 25 år da erfaringer med flomløpet ble oppsummert i artikkelen som ble presentert i Herweynen & Southcott (2019). All informasjon, tegninger og bilder fra denne dammen er hentet fra denne artikkelen. Flomløpet har i perioden fra 1991 – 2019 vært i drift 10 ganger, hvor maksimal overtoppingshøyde over terskelen har vært 0,99 m, noe som tilsvarer en vannføring på 26 m³/s. Dammen er grundig overvåket, blant annet med hensyn til deformasjon ettersom deformasjon vil kunne påvirke overløpskonstruksjonen. Så langt er det kun registrert relativt små deformasjoner i forhold til det som normalt forventes ved dammer av denne høyden. Artikkelen hevder at dette skyldes materialtypen som ble benyttet ved bygging av dammen og påpeker at valg av et slikt byggemateriale var en viktig faktor for å kunne velge denne typen flomløpsløsning. Erfaringen med dammen og flomløpsystemet er så langt gode, men det poengteres i artikkelen at en slik løsning krever svært god kunnskap om forventet oppførsel til dammen, at enhetsvannføringen er relativt lav, at flommer opptrer relativt sjelden og over en kortere periode av gangen og at dammen er bygget i et område med lav seismisk aktivitet.



Figur 45: Plantegning og tverrsnitt av Crotty dam (Herweynen & Southcott, 2019)



Figur 46: Crotty dam, grus og steinfyllingsdam med overløp over damkrone, overløpsterskel, avløpskanal og energidreper er fundamentert på nedstrøms damskråning (Herweynen & Southcott, 2019)

5.4 Overtopping av betongdam

Mange betongdammer er opprinnelig bygget med seksjoner for overtopping som fungerer som hovedflomløp ved dammen, mens andre betongdammer har andre typer flomløp. Det er imidlertid en rekke eksempler på damanlegg hvor det er etablert overtopping av betongdammer i etterkant for å øke avledningskapasiteten ved magasinet. Slike flomløp vil da som regel fungere som et reserveflomløp og ha terskelnivå som ligger høyere enn hovedflomløpet. Den opprinnelige betongdammen bygges da noe om for å etablere en ny overløpsterskel over dammen. Dette gjøres ofte ved å senke den delen av dammen hvor reserveflomløpet ønskes etablert for så å bygges opp til ønsket nivå og overløpsprofil. Normalt vil da flomløpets lengdeprofil følge damkronens opprinnelige utforming, dvs. dersom damkronen opprinnelig var rettlinje vil det nye overløpet også bli et rett overløp. Det er imidlertid eksempler hvor den nye overløpsterskelen gis en annen form. Hovedformålet med dette vil som regel være å øke overløpskapasiteten. Et eksempel på dette vil være å etablere et PKW (Piano Key Weir) som er en variasjon av et labyrintoverløp som har et svært lite fotavtrykk i strømretningen og dermed kan fundamenteres på en gravitasjons- eller buedam. En slik løsning er eksempelvis installert ved La Raviège dam i Frankrike. Ved dette damanlegget ble avledningskapasiteten økt ved at det ble etablert en ny overløpskonstruksjon bestående av en PKW. Denne ble bygget på damkronen rett til venstre for eksisterende hovedflomløp. Se bilde nedenfor.



Figur 47: La Raviege dam, Frankrike. Avledningskapasitet utvidet ved etablering av PKW til venstre (sett i medstrøms retning) for hovedflomløpet. Bildet og informasjon om prosjektet er hentet fra Khanh et al. (2025)



Figur 48: La Raviege dam, Frankrike, bilde fra Google Earth. Hvor hovedflomløpet er lokalisert midt på dammen og nytt flomløp med PKW er lokalisert til venstre for hovedflomløpet, sett i medstrøms retning

Dersom deler av dammen har relativt lav høyde vil det kunne etableres en såkalt duckbill-overløp som også øker kapasiteten i forhold til en rettlinjet overløp. Ettersom denne typen overløpsterskel ikke fundamenteres på damkronen, slik som en PKW, men direkte på fjell, vil den kunne benyttes også ved andre typer dammer enn betongdammer, eksempelvis ved fyllingsdammer, Se eksempel på overløpskonstruksjon med andenebb «duckbill» utforming i bildet nedenfor. Et tradisjonelt labyrintoverløp vil være en annen mulig alternativ løsning som også fundamenteres på fjell.



Figur 49: Bilde av et andenebb formet overløp (Duckbill). Bildet er hentet fra dam Garden Route i Sør Afrika (<https://bwa.co.za/the-borehole-water-journal/2020/6/11/>) og er også nærmere beskrevet i Denys (2023))

Når slike nye overløp over eksisterende dammer etableres, vil det være viktig å vurdere konsekvensen av økt vannføring nedstrøms, dvs. vurdere hvilke områder som påvirkes, vurdere avløp/vannvei, hvordan foregår energiomvandlingen og analysere eventuell erosjonsfare i damfot. Ved behov må det gjennomføres sikringstiltak av sårbare områder dersom dette blir funnet nødvendig. Som ledd i en slik vurdering er det avgjørende å studere hvor ofte det nye flomløpet vil ha overløp, enhetsvannføring ved overløp samt hvor lang tidsperiode et flomforløp forventes å vare.

Et eksempel på en dam hvor det er etablert denne typen flomløp og hvor det har medført sikringstiltak nedstrøms, er Pack Dam i Østerrike som det kan leses mer om i Vedlegg B, kapittel B5.

5.5 Avløpskanaler i løsmasser/terreng

Som nevnt i innledningen til dette kapitlet, blir gjerne overløpskonstruksjoner som normalt benyttes i hovedflomløp også kunne benyttes ved reserveflomløp. Et eksempel på dette er en rett overløpstørskel. Dersom en slik løsning eller tilsvarende, benyttes som overløpskonstruksjon i et reserveflomløp, kan denne konstruksjonen da gjerne kombineres med en avløpskonstruksjon som utformes med tanke på at den kun skal benyttes under spesielle situasjoner og at det mest sannsynlig går lang tid mellom hver gang den er i bruk. Eksempelvis vil det da kunne velges å begrense erosjonssikringen i avløpskonstruksjonen. Typisk vil avløpsdelen i deler eller hele strekningen gå i terrenget eller over løsmasser. Ved enkelte eksempler etableres det i tillegg mindre ledevegger eller erosjonssikringer ved behov.

Slike avløpskanaler i løsmasser eller terreng er eller er planlagt benyttet flere steder i Norge. Eksempler er ved dammene Deg, Nerskogen og Øvre Kalvvatn som alle er grundigere beskrevet i kapittel 3.1. Alle disse eksemplene har avløpskanal som går helt eller delvis i terrenget mens innløpskonstruksjonene varierer noe, fra sikringsdam (ved Nerskogen) til rette overløpsterskler ved flere av de andre eksemplene. Ved noen av dem er det etablert mindre ledevegger i avløpskanalen, men i hovedsak er kanalen avgrenset av terrenget. Ved disse eksemplene er det delvis bart fjell eller eventuelt et tynnere lag løsmasser. Dersom løsmassene eroderes vil fjell raskt komme fram i dagen, slik at vannet ledes i rett retning og videre erosjon i avløpskanalen eller skader på dam eller andre viktige konstruksjoner forhindres.

Vurdering og prosjektering av slike avløpskanaler kan i stor grad gjøres etter anbefalingene som gitt av USDA (USDA (2014)) som diskutert i forrige avsnitt. Det vil være viktig å vurdere stabiliteten til kanalen og konsekvenser ved eventuell erosjon. Erosjon må være begrenset, skadepotensial må kartlegges og det må påses at skader ikke medfører fare for sikkerheten ved damkonstruksjonen eller andre viktige konstruksjoner. Eventuelt kan det etableres enklere sikringstiltak som ledevegger eller erosjonssikring i utsatte områder.

6 Ny kunnskap

Ny kunnskap fra forskning på NTNU er integrert i diskusjonen i kapittel 4 der det har vært relevant. Dette inkluderer eksperimentelle studier på overtopping og brudd av fyllingsdammer (Dezert et al., 2024; Kiplesund et al., 2023). NTNU forskningen er inkludert i Tabell 3, som oppsummerer relevante modellforsøk, i Figur 38, som viser sammenhengen mellom dybde vann i pilotkanalen ved bruddinitiering og kornstørrelse for flere modellforsøk, samt i Figur 40, som sammenligner lateral erosjonshastighet i sammenheng med kornstørrelse. I Figur 38 er nyere forskning fra USA, representert ved Wahl (2021), også tatt med i sammenligningen.

Ny forskning ved NTNU er også omtalt i forbindelse med inngangsparametere og forutsetninger i hydraulisk modellering for ruting av vannføring ut av magasinet, inkludert via reserveflomløpet. Egnetheten av empiriske bruddformler for å forutsi bruddparametere for steinfyllingsdammer er blant temaene som diskuteres, der forskning fra NTNU (Dezert et al., 2024; Dezert & Sigtryggssdóttir, 2025; Dezert & Sigtryggssdóttir, 2024b) bidrar med nyttig informasjon.

Her nevnes i tillegg relevant ny kunnskap tilknyttet hoveddammen i avsnitt 6.1, mer frostbestandige alternativer til morenekjerne i avsnitt 6.2 og nyere forskning relatert erosjonshastigheter i avsnitt 6.3.

6.1 Sikkerhet av hoveddammen

Forskning på sikringsdammer, omtalt i kapittel 3.2.4, har hovedsakelig fokusert på den eroderbare delen av flomløpet og design av sikringsdammen. Hoveddammen er generelt ikke tatt med i betraktning i sammenheng med sikringsdammen. Vurdering av hoveddammen er spesielt viktig dersom sikringsdammen ligger ved hovedmagasinet, eller som en integrert del av hoveddammen.

Etter at vannstand stiger over topp av sikringsdammen vil både bruddinitiering og bruddutviklingen ta tid. I denne perioden kan vannstanden stige videre i magasinet. Dersom hoveddammen er en fyllingsdam, kan det medføre at kjernen i den overtoppes før brudd av sikringsdammen er initiert eller er ferdigutviklet. Derfor er det avgjørende at nedstrøms sonen i hoveddammen har tilstrekkelig dreneringskapasitet, samt at det finnes en sikker vei for gjennomstrømningen ut av dammen. Norske regelverket (OED, 2010) tillater at vann stiger over topp kjerne i ulykkessituasjoner og setter krav om plastring av nedstrøms skråning for å blant annet å beskytte fyllingsdammer ved eksempelvis overtopping. Nedstrøms damtå og erosjonsbeskyttelse i utstrømningssonen er viktige komponenter for å øke sikkerheten til fyllingsdammer.

Det henvises til nyere forskning ved NTNU, gjennom prosjektet *Dammer og damsikkerhet* (Sigtryggssdóttir, 2024) i forskningssenteret HydroCen. Forskningen fokuserte blant annet på nedstrøms erosjonssikring (Dezert et al., 2022; Ravindra & Sigtryggssdóttir, 2021) og effekten av nedstrøms damtå (Kiplesund et al., 2021; Ravindra & Sigtryggssdóttir, 2021).

6.2 Mer frostbestandige alternativer til morenekjerne

Sikringsdammer med soneinndeling som baseres på Tinney & Hsu (1961) samt Pugh (1985) (se Figur 30) har ofte et relativt tynt lag av grus over topp kjerne. Som tidligere nevnt gir et tynt lag av frostbestandig material over topp av morene- eller leirekjerne ikke tilstrekkelig frostbeskyttelse i kaldt klima slik som i Norge. Det bemerkes at sikringsdammen ved Vittjärven i Sverige, er utstyrt med et tynt lag av frostbestandig material over topp kjerne (Figur 22), mens modellstudier knyttet til sikringsdammen for Lanforsen i Sverige beskriver at det benyttes isolasjonsplater over topp kjerne ved dette anlegget (Lagerlund, 2018), antagelig for å beskytte kjernen.

Den norske veilederen for fyllingsdammer (NVE, 2012) krever at dammer med sentral morenetetning skal ha minimum 2,0 m ikke-telefarlige materialer over toppen av tetningen. For dammer med sentral tetning av andre materialer, samt for dammer med frontal tetning, er kravet redusert. For eksempel skal topp av dam være minimum 1 m over dimensjonerende flomvannstand (DFV), tillagt vindoppstuvning, for dammer med sentral tetning av andre materialer enn morene.

I stedet for sentral kjerne av morene eller leire i sikringsdammer, kan det vurderes å benytte frostbestandige materialer, f.eks. asfalt, betong eller geomembran, enten som sentral kjerne eller som oppstrøms tetning. Sikringsdammer uten kjerne kan også vurderes i tilfelle de er lave som for Hagneck kanal sikringsdam i Sveits (Schmocker et al., 2013).

Hydrauliske modellforsøk ved NTNU, gjennom et NORHEDII-prosjekt i samarbeid med Mekelle universitet i Etiopia, viderefører arbeidet fra HydroCen (Sigtryggisdóttir, 2024). Denne pågående forskningen undersøker bruddforløp i fyllingsdammer med tetning av asfalt og geomembran. Asfalttetningen er plassert inne i fyllingsmassen, litt oppstrøms fra senterlinjen (se Figur 50 og Figur 51) (Gebremariam et al., 2025a), mens i modellene med geomembran er denne plassert på oppstrøms skråning av fyllingsdammen (Gebremariam et al., 2025b). Homogen steinfyllingsdammodeller har også vært bygget tidligere i HydroCen (Kiplesund et al., 2023). Fyllingsdammodellene er 1 m høye og bygget i 1 m bred vannrenne. En pilotkanal er etablert i damkrona for å initiere brudd mot en glassvegg.

Resultatene fra forskningen på NTNU er beskrevet videre i følgende avsnitt 6.2.1 til 6.2.3, først for dammer med asfaltkjerne (6.2.1), deretter homogene dammer (6.2.2) og sist dammer med oppstrøms tetning av geomembran (6.2.3).

6.2.1 Asfaltkjerne

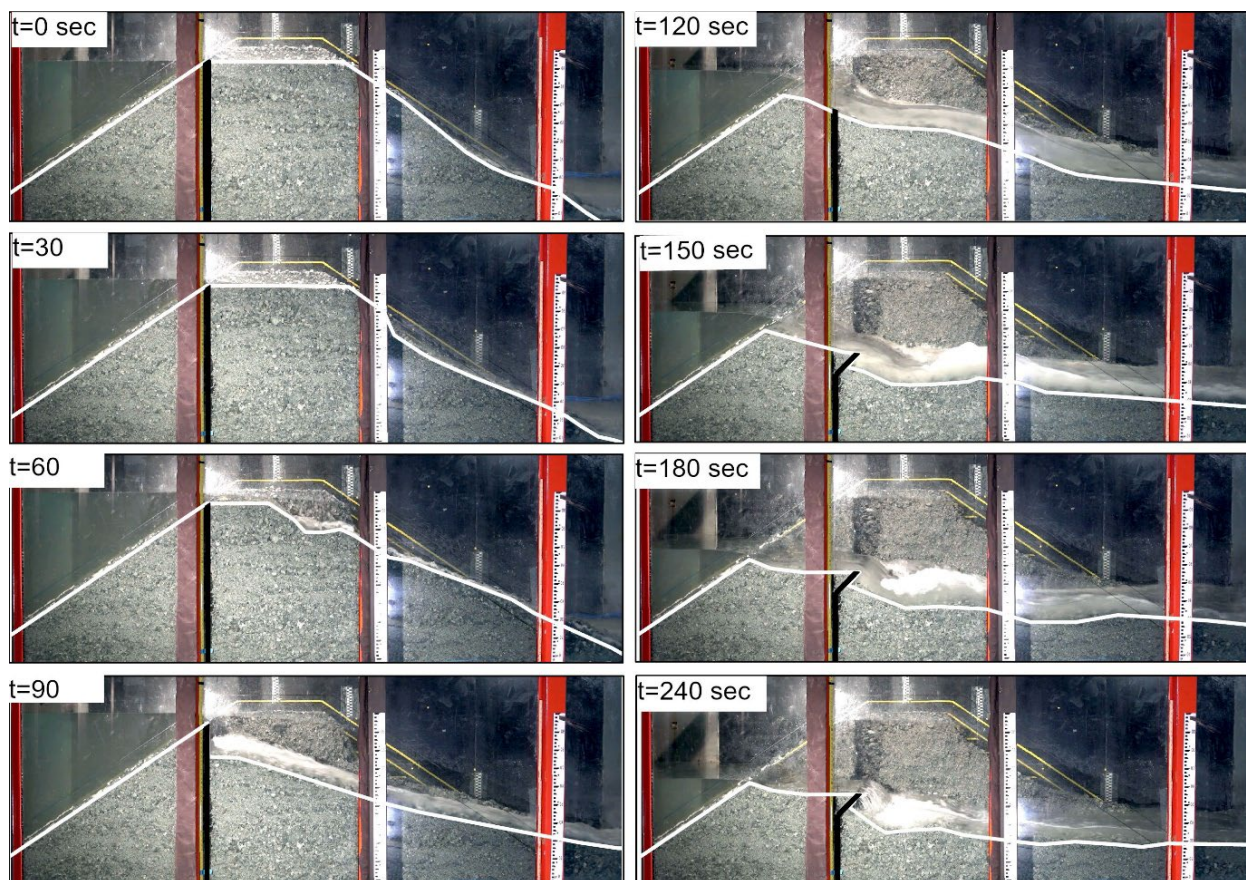
Bruddmekanismen for vertikal erosjon (fase 2) ved overtopping av en 1 m høy fyllingsdammodell med asfaltkjerne er vist i Figur 50 og Figur 51. Asfaltkjernen i dammodellen i Figur 50 er 2 cm tykk asfaltkjerne (i modellskala), mens den er 4 cm tykk i dammodellen i Figur 51 (Gebremariam et al., 2025a). Bruddmekanismene i figurene kan sammenlignes med sikringsdammen i Figur 32 fra Pugh for skråstilt kjerne, og i Figur 34 fra Fletcher & Gilbert (1992) for både skråstilt og vertikal kjerne. Det bemerkes at i modellforsøkene til Pugh samt Fletcher & Gilbert (1992), er vannstand oppstrøms forsøkt holdt på nivå tilsvarende nivået ved bruddinitieringen (se Figur 34 og Figur 35). Dette tilsvarer det som vil være situasjonen i et større magasin. Dette er i motsetning til NTNU forsøkene av Gebremariam et al. (2025a) samt tidligere av Kiplesund et al. (2023), hvor magasinet tappes gradvis ned under dambruddet (se Figur 50 og Figur 51). Sistnevnte tilsvarer en situasjon som vil oppstå ved brudd av sikringsdammer i mindre magasin der bruddåpning er så stor at magasinet senkes relativt hurtig.

Bruddtiden er vist i Figur 50 og Figur 51, der $t=0$ representerer initiering av brudd i pilotkanalen. For modellen med tynnere asfaltkjerne er bruddtiden 240 sekunder, sammenlignet med 360 sekunder for modellen med tykkere asfalt kjernen. Figur 50, for modellen med tynnere kjerne, viser at etter 90 sekunder har støttefyllingen erodert, bort slik at den øverste delen (omtrent 20 cm) av 2 cm kjernen ikke lenger har støtte og svikter etter omtrent ytterligere 30 sekunder (ved $t = 120$ sekunder). Prosessen, med trinnvis vertikal erosjon, når deler av kjernen svikter, fortsetter deretter på tilsvarende måte.

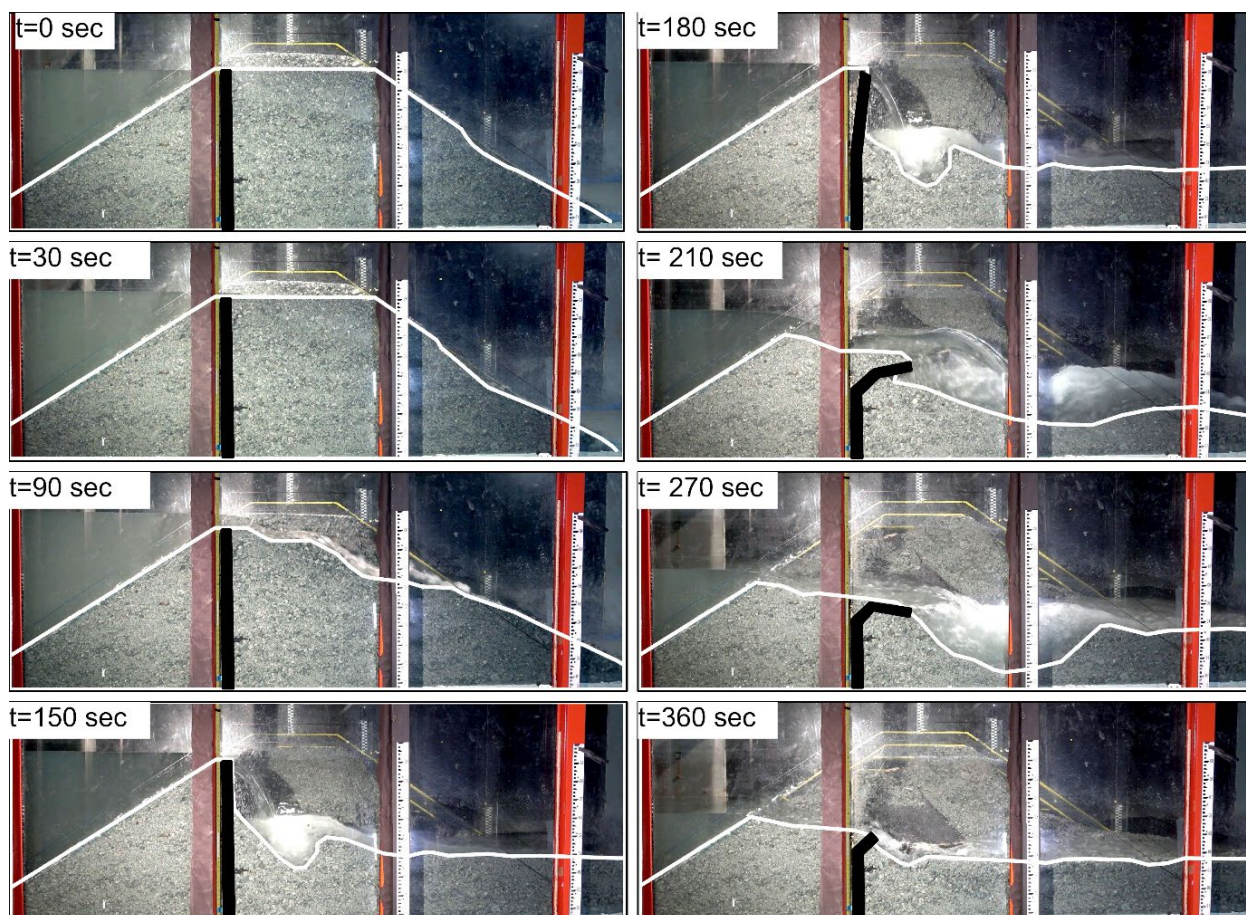
En lignende bruddmekanisme vises i Figur 51 for dammodellen med tykkere kjerne. Den tykkere kjernen tåler imidlertid høyere vanntrykk, slik at første svikt ikke oppstår før omtrent de øverste 30 cm av kjernen er avdekket, og vannet som strømmer over topp kjerne og fosser ned har dannet en grop (tilsvarende en «plunge pool») rett nedstrøms kjernen.

Selv om denne forskningen ved NTNU, gjennom NORHEDII prosjektet, ikke spesifikt fokuserte på sikringsdammer, men generelt på bruddforløp i fyllingsdammer, indikerer resultatene at en asfaltkjerne kan dimensjoneres slik at den svikter på en kontrollert måte ved overtopping slik at det fører til erosjon av støttefyllingen nedstrøms. Dette er i tråd med forutsetningene for funksjonen til en sikringsdam.

Videre forskning er nødvendig før bygging av en slik sikringsdam kan vurderes.



Figur 50 Bruddmekanisme ved overtopping av en steinfyllingsdammodell (skala 1:10) med 2 cm tykk asfalt kjerne (sort linje). (Vann strømmer fra venstre til høyre). (Figur fra Gebremariam et al. (2025a)).



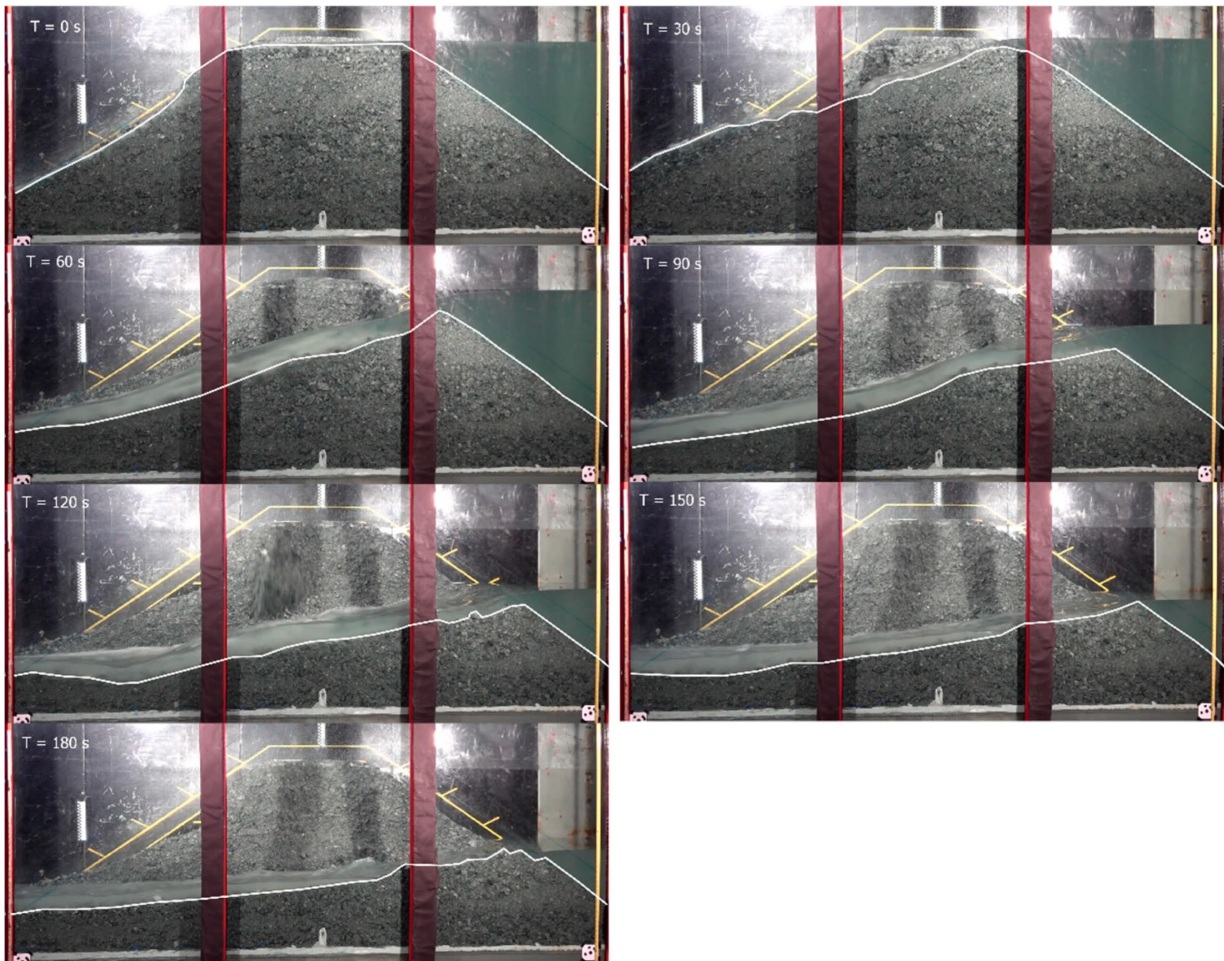
Figur 51 Bruddmekanisme ved overtopping av en steinfylldammodell (skala 1:10) med 4 cm tykk asfalt kjerne. (Vann strømmer fra venstre til høyre.) (Figur fra Gebremariam et al. (2025a)).

6.2.2 Homogen sikringsdam – og sikringsdam uten kjerne

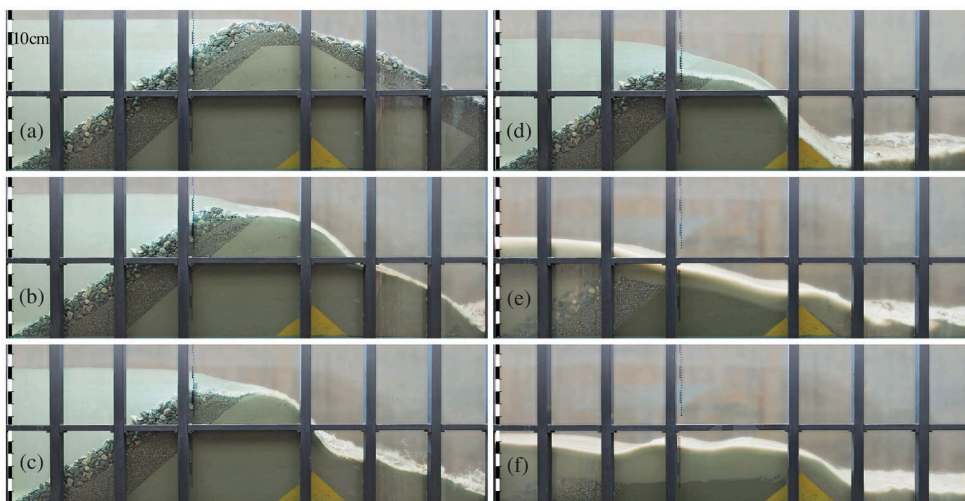
Bruddmekanismen til en homogen dam er illustrert i Figur 52 fra Kiplesund et al. (2023). Bruddet initieres i pilotkanalen som er formet i damkronen. Den vertikale erosjonen (fase 2) fortsetter som overflateerosjon, og magasinet tappes gradvis ned. Erosjonen foregår kontinuerlig, i motsetning til den trinnvise prosessen som observeres i dammer med asfaltkjerne. Prosessen stabiliseres etter omtrent 180 sekunder.

Figur 53 viser bruddmekanismen for en soneinndelt fyllingsdam uten kjerne, basert på Schmocker et al., (2013), som ble valgt for Hagneck kanalen i Sveits. Vannstanden ble forsøkt holdt så konstant som mulig, men etter hvert som sikringsdammen eroderte, ble kapasiteten til pumpesystemet utilstrekkelig for å opprettholde nivået, slik at oppstrøms vannstand sank mot slutten av forsøket. Bruddmekanismen beskrives her også som en kontinuerlig overflateerosjon. Sikringsdammen ble erodert bort etter 200 sekunder.

Fyllingsdammer uten kjerne, men med en viss soneinndeling, kan være egnet for relativt lave sikringsdammer. Likevel bør bruken vurderes nøye for det enkelte tilfellet. En slik vurdering bør også inkludere en grundig risikoanalyse.



Figur 52 Bruddmekanisme ved overtopping av en homogen steinfyllingsdammodell (skala 1:10). (Vann strømmer fra høyre til venstre). (Figur fra (Kiplesund et al., 2023)).



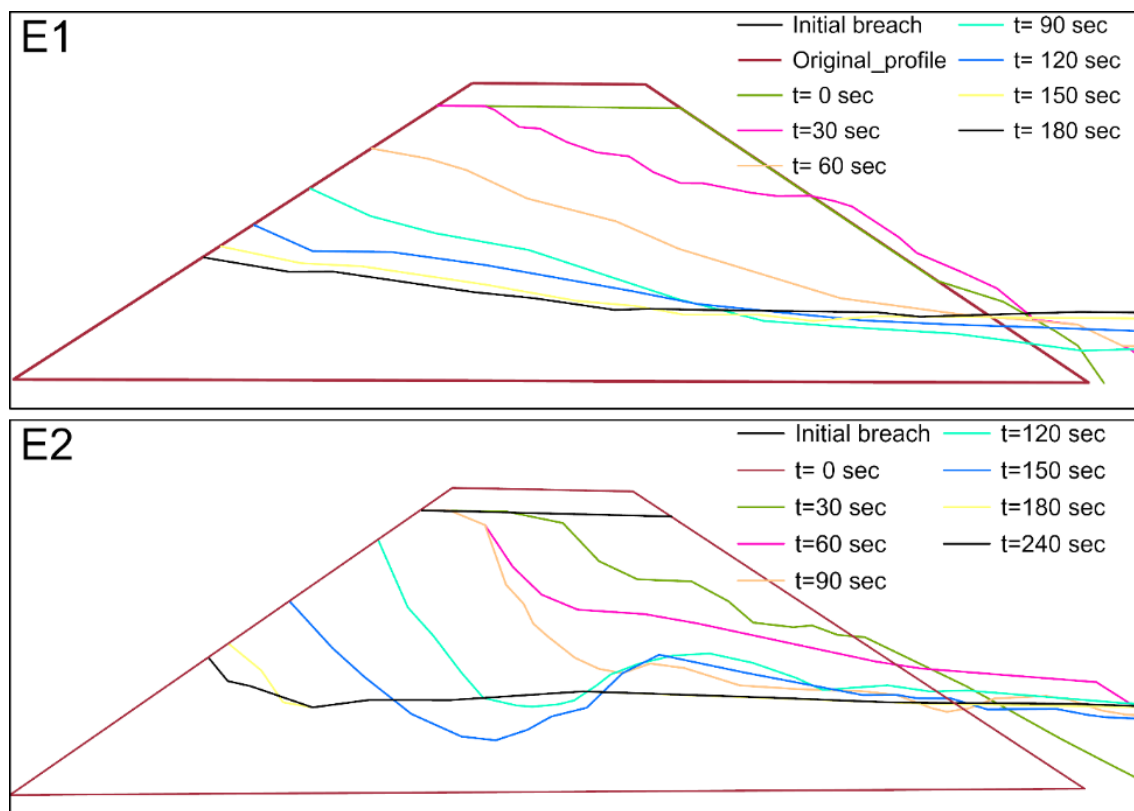
Figur 53 Bruddmekanisme ved overtopping av en 1,2 m høy soneinndelt sikringsdam uten kjerne, prototype dimensjoner. (Figur fra (Schmocker et al., 2013)).

6.2.3 Oppstrøms tetning - geomembran

I Figur 54 fra Gebremariam et al. (2025b) sammenlignes homogen steinfyllingsdam (dam E1) med en steinfyllingsdam med oppstrøms geomembran tetning (dam E2). Fyllingsdammodellene E1 og E2 har en høyde på 1 m.

Bruddmekanismen for vertikal erosjon (fase 2) ved overtopping av dam E2 starter med overflateerosjon, tilsvarende det som observeres i homogene dammer. Etter hvert som erosjonen nærmer seg oppstrøms tetningen, dannes en grop (tilsvarende en såkalt «plunge pool») rett nedstrøms geomembranen, tilsvarende som for fyllingsdammodellen med tykk asfaltkjerne. Samtidig fortsetter erosjonen i oppstrøms retning og den øverste delen av støttefyllingen vaskes gradvis og trinnvis bort. Dette fører til at geomembranen mister sin støtte og kollapser. Prosessen stabiliseres etter omtrent 240 sekunder, sammenlignet med 180 sekunder for homogene dammen.

Oppstrøms tetning av geomembran fremstår som en mulig løsning for sikringsdammer, men det anbefales mer forskning før en slik løsning tas i bruk. Eksempelvis kan det tenkes at geomembranen kan legge seg over den eroderende overflaten nedstrøms og midlertidig beskytte denne, noe som kan forlenge erosjonsprosessen og bruddtiden.



Figur 54 Sammenligning av bruddmekanismen for homogen fyllingsdam (E1) og fyllingsdam med geomembran tetning oppstrøms (E2). (Figur fra (Gebremariam et al., 2025b))

Sammenligning av bruddprosessen for de ulike steinfyllingsdammene i Figur 50, Figur 51, Figur 52 og Figur 54 viser at den korteste bruddtiden oppstår i den homogene dammen etter 180 sekunder. Deretter følger dammen med tynn asfaltkjerne og dammen med oppstrøms geomembrantetning, begge med en bruddtid på omtrent 240 sekunder. Den lengste bruddtiden er observert for steinfyllingsdammen med tykk asfaltkjerne og er på 360 sekunder.

6.3 Nyere forskning i USA på brudd av fyllingsdammer

I nyere forskning i USA, presentert i en USBR rapport av Wahl (2021), ble eroderbarheten til materialer brukt i fyllingsdammodeller testet ved hjelp av en metode som benytter en vannstråle (e. jet tests) (Hanson & Cook, 2004). Vannstrålemetoden gir estimater for en koeffisient for erosjonshastighet, k_d , og kritisk skjærspenning. Disse parameterne inngår i en formel for å beregne erosjonshastigheten (Temple & Hanson, 1994; Wahl, 2021).

Vannstrålemetoden ble brukt både på komprimerte jordprøver og på selve fyllingsdammodellene, inkludert på støttefyllingen av grus materiale (e. gravel). Fyllingsdammene ble deretter utsatt for overtopping til brudd. Erosjonsprosessen ble dokumentert med både kamerabilder og strømningsmålinger (e. flow records), som gjorde det mulig å registrere erosjonshastigheter og hydrauliske spenninger. Dette ble brukt til å estimere erosjonshastighets koeffisienten (k_d) for grussonen og sammenligne dette med verdiene oppnådd fra vannstrålemetoden.

Wahl (2021) påpeker at vannstrålemetoden vanligvis ikke er brukt på grusmaterial. Likevel viste resultatene at metoden kan være nyttig for å estimere eroderbarheten også for slike materialer, selv om datagrunnlaget er begrenset og bør undersøkes nærmere. Det var for eksempel ikke mulig å sammenligne resultatene med eksisterende fyllingsdammer (prototype skala), ettersom k_d verdiene for de fleste dammene, spesielt for spesifikke soner i dammene, er ukjent.

DL Breach-modellen ble brukt i studien til Wahl (2021) for å simulere overtoppingseksperimentene. Et godt samsvar med de eksperimentelle resultatene ble oppnådd ved å velge en soneinndelt modell med overflateerosjon, men dette krevde justering av k_d -verdien for støttefyllingssonen av grus. Wahl (2021) fremhever k_d som en viktig koeffisient inn i DL Breach modeller.

Wahl (2021) anbefaler videre forskning inn på de ovennevnte temaene, samt flere relaterte problemstillinger.

7 anbefalinger og konklusjoner

7.1 Forhold som anbefales vurdert ved evaluering av reserveflomløp

Som beskrevet i avsnitt 2.1 og vist i Figur 1 består et flomløp av flere komponenter: innløp, overløp, avløp og utløp hvor ulike konstruksjonskomponenter settes sammen til et flomløp. I denne rapporten er enkelte komponenter som typisk benyttes i reserveflomløp beskrevet.

Ved valg av hvilke komponenter som settes sammen for å forme et reserveflomløp i Norge må en rekke forhold vurderes. Det gjelder både forhold som er generelt for Norge som helhet, men viktigst er det at løsningen tilpasses de lokale forholdene ved det enkelte damanlegget.

Eksempler på lokale forhold som må hensyntas er:

- **Damtype** vil kunne påvirke hvilken type løsning som benyttes som reserveflomløp. Eksempelvis vil det for betong eller murdammer som regel være mindre krevende å etablere et reserveflomløp over dammen enn ved en fyllingsdam, hvor det kun svært unntaksvis vil kunne være en aktuell løsning med flomløp over dammen. På grunn av erosjonsfare ved fyllingsdam vil være viktig å klart avgrense et eventuelt reserveflomløp fra damkonstruksjonen, det gjelder alle komponentene av flomløpet, fra overløpet til utløpet. Avgrensningen kan gjøres ved at flomløpet skilles fra dammen ved hjelp av naturlig erosjonssikkert terreng, som godt fjell, eller at det etableres ledevegger i betong langs hele eller deler av flomløpet.
- **Damhøyde:** Ved høye dammer må energihåndtering vurderes nøye da høy hastighet kan medføre omfattende erosjonsskader i de nedre delene av avløpet og utløpet til reserveflomløpet. Ved lavere dammer kan enklere løsninger med hensyn til erosjonsbeskyttelse som oftest benyttes.
- **Klimatiske forhold:** I områder hvor det forventes langvarige frostperioder, eller perioder med svært lave temperaturer må det påregnes islast mot konstruksjonene. Slik islast kan utløse sikringsluker ved lavere vannstand enn tiltenkt dersom dette ikke hensyntas ved dimensjonering. Is og frost kan videre påvirke eventuell utløserfunksjon til sikringsdammer eller sikringsluker slik at de ikke utløser før ved høyere vannstand enn forutsatt. Eksempelvis kan pilotkanal eller aktiveringsrør fryse til eller fylles med snø eller så kan eroderbare soner fryse slik at planlagt erosjon forhindres eller begrenses. I en slik situasjon kan bruddåpningen eller bruddtiden øke og dermed kapasiteten til reserveflomløpet begrenses.
- **Fare for tilstopping:** I områder hvor det er stor fare for tilstopping, eksempelvis drivgods, is eller lignende må dette hensyntas ved utforming også av reserveflomløpet. Det er da spesielt innløps- og overløpskomponenten som vil påvirkes, men også deler av avløpet kan påvirkes dersom dette er trangt eller damhøyden er liten. I tilfelle sikringsdammer, kan det være nødvendig å forbedre passasjen av drivgods med bredere pilotkanal.
- **Tilgjengelighet:** Ved dammer som ligger utilgjengelig til, er robusthet til et reserveflomløp særdeles viktig ettersom anlegget vil måtte fungere uten tilsyn store deler av året. Dette vil typisk være dammer som ligger i høyfjellet hvor store snømengder vil vanskeliggjøre adkomst deler av året. Også dammer i lavere deler av landet vil kunne oppleve begrenset adkomst under eksempelvis store flomsituasjoner, men da kun for en begrenset, men muligens kritisk periode.
- **Grunnforhold:** I store deler av Norge er damanlegget fundamentert på fjell som er motstandskraftig mot erosjon. Det er allikevel viktig at dette vurderes i hvert enkelt tilfelle, da

sprekkemønster, enkelte bergarter eller løsmasser vil være sårbare for erosjonsskader. I tilfeller hvor erosjon kan medføre skader mot damfundament eller andre konstruksjoner, infrastruktur etc. vil sikringstiltak være nødvendig. Dette gjelder da i hovedsak ved avløps- og utløpskomponenten til reserveflomløpet.

- **Flomvannføring, varighet til flommen og enhetsvannføring:** Dette er forhold som vil påvirke belastningen et reserveflomløp påføres ved bruk. Langvarige flomepisoder medfører at eventuelle skademekanismer vil pågå over lengre tid før tiltak eller reparasjon kan gjennomføres. Flomvannføring vil direkte påvirke prosjekteringen som lengder på overløp, størrelse på avløpskanaler etc. Enhetsvannføring vil igjen påvirke flomvannets evne til erosjon, høyde på ledevegger etc.
- **Kompleksitet til magasinet:** Dersom magasinet eksempelvis består av flere oppdemte innsjøer med smale parti imellom med fare for tilstopping bør det vurderes om reserveflomløp skal etableres i et annet område av magasinet enn hovedflomløp.
- **Topografi/tilgjengelig plass for etablering av reserveflomløp:** Topografi kan medføre utfordringer med å finne gode løsninger for etablering av reserveflomløp, men kan også benyttes aktivt. Sadelpunkt i terrenget kan benyttes for å etablere en overløpskonstruksjon da dette vil gi en naturlig avgrensning i terrenget dersom skader oppstår ved reserveflomløpet, eksempelvis ved brudd på sikringsdam. Et annet eksempel er løp i terrenget nedstrøms som kan benyttes som naturlig avløpskanal. Grunne områder langs magasinkanten vil kunne benyttes til å etablere overløpsterskler til reserveflomløpet utformet som andenebb (duckbill) eller labyrintoverløp.
- **Sårbarhet til eksisterende flomløp:** Det bør vurderes om det er hovedflomløpet som helhet som innehar stor sårbarhet eller om det kun er komponenter av dette. Dersom det kun er komponenter av flomløpet vil et reserveflomløp kunne utformes slik at det kun erstatter de sårbare komponentene. Eksempelvis dersom overløpsterskelen ansees som velfungerende og robust, men at sårbarhet til anlegget ligger i avløpet (eksempelvis lukket avløp) vil et reserveflomløp kunne benytte eksisterende overløp, men etableres med en alternativ avløpskomponent som trer i funksjon dersom avløpskomponenten til hovedflomløpet ikke har tilstrekkelig kapasitet, tilstoppes eller lignende. Typisk vil det da kunne etableres et reserveavløp i form av at det tillates av flomvann renner i en naturlig avgrenset kanal i terrenget ned til utløpet i vassdraget nedstrøms dammen ved en ulykkessituasjon. Flere damanlegg i Norge har allerede etablert denne løsningen.
- **Magasinareal** vil ha innvirkning på konsekvens dersom sikringsdammer eller sikringsluker trer i kraft, ved at arealet til magasinet vil påvirke hvor mye vann som renner ut av magasinet etter at reserveflomløpet trer i kraft. Dette vil påvirke nedstrøms konsekvenser, da magasinareal direkte vil påvirke varigheten til bruddbølgen som oppstår ved erosjonsbrudd på sikringsdammen. Konsekvensen med hensyn til vanntap i magasinet bør også vurderes både som direkte følge av bruddet, men også at det vil ta noe tid å etablere en ny sikringsdam samt å fylle opp magasinet igjen. Dersom magasinet benyttes til kraftproduksjon vil dette gi tap i produksjonen. Ved den eneste sikringsdammen som pr. dags dato er etablert i Norge (Nerskogen) er sikringsdammen etablert nedstrøms overløpsterskelen til hovedflomløpet. Brudd på sikringsdammen vil dermed ikke kunne tappe magasinet lavere enn overløpsterskelen til hovedflomløpet, og brudd på denne sikringsdammen medføre dermed ikke tap av vannvolum fra magasinet.

Dersom magasinet derimot er lite, vil bruk av sikringsdam eller sikringsluke kunne medføre en hurtig reduksjon av vannstanden i oppstrøms magasin. Eventuelle konsekvenser en slik hurtig nedtapping medfører på stabiliteten til oppstrøms side av damkonstruksjonen (da spesielt ved fyllingsdammer) samt langs sidebreddene til magasinet må vurderes.

- **Fribord:** høydedifferansen fra vann strømmer over sikringsdammen til hoved- og evt. sekundærdam overtoppes, er den høyden som normalt ansees å være tilgjengelig for å utløse brudd på en sikringsdam, med mindre overtopping av hoved- og sekundærdam også er inkludert som en del av reserveflomløpet. Med nivå på hoved- og sekundærdam menes da det nivået som medføre overtopping av vannrett sone, dette vil da tilsvare nivået på tetningskjernen til en fyllingsdam eller damkronen til en betongdam. Dersom sikringsdammen overtoppes ved et nivå tilsvarende dimensjonerende flom er det viktig å merke seg at sikringsdammen neppe går umiddelbart til brudd ved denne vannstanden. En sikringsluke som derimot har en vel definert bruddvannstand kan eksempelvis settes til å gå til brudd ved dimensjonerende flomvannstand, da et slikt brudd inntreffer tilnærmet momentant. Brudd på en sikringsdam vil kreve at vannstanden stiger en god del over det nivå der overtopping starter før vannhastigheten og vannmengde over sikringsdammen blir tilstrekkelig til at erosjon oppstår på en slik måte at brudd ved sikringsdammen starter og akselerer slik at det oppnås full bruddutvikling. Det vil derfor være viktig å fastslå ved hvilken vannstand sikringsdammen faktisk går til brudd slik at det påsees at hoved- og sekundærdam ikke utilsiktet overtoppes i bruddfasen til sikringsdammen. Fribordet til dammene vil være en nøkkelfaktor ved en slik vurdering da et lite fribord vil gi lite «spillerom» for å få sikringsdammen til å gå til brudd før hoved- eller sekundærdammen overtoppes.
- **Ulykkeshendelser i magasinet:** Behov for reserveflomløp bør sees opp mot spesielle forhold knyttet til det aktuelle magasinet som vil kunne medføre spesielle ulykkesituasjoner. Eksempler på slike forhold vil være mulighet for ras i magasinet eller jøkullaup.

7.2 Forslag til relevante typer reserveflomløp for norske forhold

Basert på rekken av ulike faktorer (nevnt i forrige avsnitt) som anbefales vurdert i forbindelse med etablering av et reserveflomløp er det vanskelig å gi en entydig anbefaling til type reserveflomløp til bruk ved norske damanlegg. Som beskrevet må løsningen tilpasses det enkelte anlegget. Det er imidlertid mulig å gi noen overordnede anbefalinger.

Det anbefales å basere utforming av reserveflomløp på en vurdering av hvor sårbarheten ved det eksisterende flomløpet ligger. Risikoanalyse vil kunne være et godt verktøy for å identifisere denne typen sårbarhet.

Eksempelvis er lukkede flomløp i mange sammenhenger trukket fram som en flomløpsløsning med større risiko enn åpne flomløpsløsninger. Ved disse lukkede flomløp er det da i hovedsak avløpskomponenten (som ofte består av sjakt / tunnel) som er den komponenten som antas å være mest sårbar, enten som følge av tilstopping eller at det inntreffer en flom som er større enn kapasiteten til sjakt/tunnel. Begge situasjonene vil medføre at en liten ytterligere økning i vannføring vil resultere i en stor vannstandsøkning i magasinet. En anbefalt løsning vil da være å etablere et reserveavløp til eksisterende hovedflomløp, hvor hovedoverløpstørskelen forblir uendret (forutsatt at denne har tilstrekkelig kapasitet), men at det etableres en alternativ avledning nedstrøms denne som trer i kraft ved behov. Et slikt reserveavløp vil ofte kunne etableres delvis i terreng, i utsprengt kanal, avgrenset av ledevegger eller som en kombinasjon av disse. Det er imidlertid viktig at eventuelle erosjonsskader på denne vurderes og eventuelt avgrenses slik at ikke disse medfører fare for damkonstruksjonen eller medfører andre alvorlige konsekvenser.

Innløpet til et slikt reserveavløpet kan kontrolleres av en overløpstørskel (hvor formen kan variere ut fra hvilke kapasitet som behøves og hvor stort område som er tilgjengelig) eller av en sikringsdam eller sikringsluker. Ved dimensjonering av et slikt reserveavløp er det viktig at nivå på terskelen vurderes grundig. Dersom terskelnivået prosjekteres for høyt vil det kunne medføre fare for dammens sikkerhet, men ved å sette nivået for lavt vil det resultere i at reserveavløpet aktiveres hyppigere og ved langt lavere flomvannføringer enn ønskelig.

Ved valg av sikringsdammer eller sikringsluker er det så langt tilnærmet ingen erfaringer med dette i Norge og generelt lite erfaringer med aktivering av denne typen løsninger i kaldt klima eller områder som har begrenset mulighet for tilsyn. Valg av slike løsninger i slike områder vil derfor kreve mer vurderinger før etablering enn valg av mer kjente løsninger. Samtidig kan automatisk aktivering av et eroderbare flomløp med sikringsdammer være en fordel ved fjernliggende eller ubemannet anlegg.

Sikringsdammer kan være en foretrukken løsning der hensyn til sikkerhet, økonomi, tilgjengelig plass og beliggenhet gjør andre alternativer mindre hensiktsmessig. Dette gjelder for eksempel i situasjoner hvor det ikke er praktisk eller mulig å dimensjonere hovedflomløpet for ekstreme flommer med svært lav sannsynlighet, og/eller det er behov for å forbedre sikkerheten ved risiko for lukesvikt. Sikringsdammer bygges ofte for å beskytte fyllingsdammer, men det finnes også eksempler der hoveddammen er en annen type, som for eksempel en betongdam. Erfaring viser at en faglig fundert, riktig prosjektert og godt bygget sikringsdam både er en sikker og ofte økonomisk gunstig løsning.

7.3 Forslag til dimensjoneringsverktøy og metoder

Ved dimensjonering av reserveflomløp benyttes i stor grad samme verktøy som ved dimensjonering av hovedflomløp. For å bestemme kapasiteten til flomløpet kan da standard overløpsformler og/eller fysiske eller numeriske hydrauliske modellstudier benyttes. Med bakgrunn i at bruk av reserveflomløp ofte vil medføre et mer komplekst flomløpssystem vil dette ofte føre til at det er behov for mer komplekse vurderinger enn det som fås ved å kun benytte standard overløpsformler. Dette vil typiske være dersom reserveflomløpet bygges i tilknytning eller integrert med hovedflomløpet. Strømningsmønsteret ved innløp og overløp vil da som oftest bli svært komplekst og langt fra det ideelle som forutsettes ved bruk av standard metoder. Ved slike anlegg anbefales det derfor å benytte fysiske eller numeriske modellstudier. En kombinasjon av disse to metodene er veldig ofte å foretrekke. ICOLDs tekniske komite for hydraulikk, arbeider blant annet med å gi anbefalinger omkring dette temaet. En videre diskusjonen omkring hvilke metoder som er best egnet er i stor grad den samme som for et hovedflomløp og vil derfor ikke diskuteres videre her.

I de tilfeller hvor innstrømningen vurderes å være ideell slik at standard overløpsformler kan benyttes, er det i avsnitt 4.7 gitt anbefaling mht. valg av C-faktor for sikringsdammer. For andre overløpskonstruksjoner, eksempelvis labyrintoverløp eller PKW anbefales det å benytte standard formelverk utviklet for de respektive overløpstypene på lik linje som ved dimensjonering av et hovedflomløp. ICOLD tekniske komite innen hydraulikk gir spesifikke anbefalinger om slike studier i sine bulletiner.

Kapasitetsberegningen som beskrevet over, bygger i stor grad på at åpningen til en eventuell sikringsdam eller sikringsluke er kjent til enhver tid i bruddforløpet. Dersom dette er tilfelle vil det da være mulig å lage en kapasitetskurve som kan benyttes ved en ruting av flomforløpet gjennom magasinet.

Usikkerhetsmomentet ved en slik beregning ligger dermed i hvordan fastsette bruddet til sikringsdam eller sikringsluke. For sikringsluker vil bruddet som regel være momentant ved den vannstanden som er forhåndsbestemt til å lede til brudd. Ved sikringsdammer vil bruddet imidlertid skje gradvis ved erosjon og det vil være større usikkerheter med hensyn til hvor lang tid et slikt brudd vil ta og størrelsen til den endelige bruddåpningen. I avsnitt 4.8 er det presentert ulike metoder for å fastsette bruddutviklingen til slike konstruksjoner som kan benyttes. Det foregår samtidig også en del ny forskning innen dette området, hvor enkelte studier er presentert i kapittel 6. Ved prosjektering av slike konstruksjoner vil det derfor være viktig å innhente opplysninger om ny kunnskap innen dette feltet, da dette er under stadig utvikling. Det anbefales å gjøre en grundig studie, inkludert geotekniske forsøk av det aktuelle material som benyttes ved bygging av sikringsdammer, for å best mulig kunne forutsette erosjonshastigheten. Det anbefales videre å gjennomføre følsomhetsanalyser hvor ulike scenarier for bruddutvikling til sikringsdammen analyseres for å vurderes konsekvensene av at denne konstruksjonen ikke oppfører seg som forutsatt. Dette vil være spesielt viktig der sikringsdammer etableres i klimatiske områder der det

forventes å være lengre perioder med svært lave temperaturer som kan medføre at det oppstår frost i sikringsdamkonstruksjonen.

7.4 Innspill til revisjon av damsikkerhetsforskriften og relevante veiledere

I kapittel 2, avsnitt 2.3.1 ble eksisterende damsikkerhetsforskrift og tilhørende retningslinjer gjennomgått for å identifisere ordlyd som påvirker bruk og dimensjonering av reserveflomløp. Generelt er dette temaet lite omtalt i dagens forskrift og veiledere. Forskriften gir imidlertid rom for bruk av denne typen konstruksjoner. Ved behov for ekstra sikkerhetstiltak dersom konsekvens av funksjonssvikt er store eller manøvrerbare løp er eneste mulige løsning, er i tillegg reserveflomløp spesifikt nevnt som eksempel til tiltak.

Eksisterende damsikkerhetsforskrift og veiledere er således ikke til hinder for å benytte reserveflomløp som tiltak for å forbedre sikkerheten ved norske dammer, tvert imot er dette nevnt som eksempel til løsning. Med bakgrunn i dette ser vi ikke behov for endringer i tekst i damsikkerhetsforskriften på dette punktet.

Det kan vurderes om Retningslinje for flomløp skal gi mer konkrete retningslinjer for hvordan reserveflomløp bør dimensjoneres. Det kan imidlertid være mer formålstjenlig å kun beskrive at prosjektering, tilsyn og drift av denne typen konstruksjoner må gjøres etter grundige vurderinger med bakgrunn i gjeldene kunnskap innen dette feltet. Eventuell referanser til litteratur kan gis, men det vil være viktig å påpeke at det fortsatt pågår forskning innen dette feltet og at prosjektering bør bygge på ny og oppdatert kunnskap.

7.5 Dimensjoneringskriterier

Det henvises til oppsummering av generelle design kriterier for eroderbare flomløp og sikringsdammer i kapittel 4, avsnitt 4.10.

7.6 Behov for videre arbeid

Eroderbare flomløp og da sikringsdammer kan være et viktig sikkerhetstiltak som tidligere beskrevet. Design av sikringsdammer i dag baseres fortsatt i hovedsak på designkonsept og forskning med modellforsøk fra 1961 og 1985 (Pugh, 1985; Tinney & Hsu, 1961) samt generell veiledning fra 1987(USBR, 1987b).

Modellforsøk anbefales for å tilpasse design av sikringsdammer til norske forhold og materialer, samt for å gi innspill til en eventuell veileder. Korngradering og eroderbarheten til nedstrømskråning av sikringsdammer bygget med norske materialer bør undersøkes. Både vertikal og lateral erosjonshastighet bør kartlegges, i tillegg til nødvendig vanddybde i pilotkanalen for å initiere brudd. Eventuell rapportering av erosjonshastighet fra Korgen forsøkene (EBL Kompetanse, 2006) kan muligens gi et nyttig grunnlag. Bedre kunnskap om eroderbarhet og erosjonshastigheter vil gi viktig innspill også for å simulere brudd av sikringsdammer og andre fyllingsdammer.

Tidligere forskning har fokusert på funksjon av sikringsdammen uten å ta hensyn til hva som samtidig skjer med hoveddammen. Ved vurdering av bruk av sikringsdammer som ligger ved selve hovedmagasinet bør hensyn også tas til lastsituasjonen som hoveddammen utsettes for i perioden fra vannstand begynner å stige over sikringsdammen til vannet strømmer gjennom bruddåpning i sikringsdammen. Videre arbeid for å undersøke denne sammenhengen anbefales, se også kapittel 6, avsnitt 6.1.

Sikringsdammer som ligger ved hovedmagasinet må ha tilstrekkelig fribord for å hindre at vann skylles over den ved bølgeoppskylling. Dette kan påvirke mulig høydeforskjell mellom toppen av hoveddammen og sikringsdammen, slik at den blir mindre enn det som ellers ville vært ønskelig for aktivering. Sikringsdammer bør oppfylle krav til sikkerhet i alle lastsituasjoner utenom den som skal aktivere reserveflomløpet ved overtopping. Kravene i norske regelverket skal sikre at fyllingsdammer tåler enn

viss grad av overtopping, motsatt til det som er formålet med sikringsdammer. Derfor er det nødvendig å utvikle spesielle dimensjoneringskrav for sikringsdammer.

Sikringsdammer bygget etter designkonseptet av Tinney & Hsu (1961a) har relativt tynt lag av grus over topp kjerne. Tynt lag av frostbestandig material over topp kjerne av morene eller leire gir ikke tilstrekkelig frostbeskyttelse i kaldt klima som i Norge. Isolasjonsplater har vært brukt i Sverige, men ulempen er at erosjonstiden økes fordi erosjonshastigheten reduseres frem til isolasjonsplatene vaskes bort med vannstrømmen. Det anbefales, for sikringsdammer som skal gå til brudd ved overtopping, å undersøke mer frostbestandige alternativer til morenekjerne. En diskusjon av dette er også gitt i kapittel 6, avsnitt 6.2. Nødvendig fribord er en faktor som må tas med i vurderingen.

En forutsetning for at sikringsdammer skal bidra til å bedre damsikkerheten er at de utløses kontrollert og som forutsatt. Ulike måter for å initiere erosjon av sikringsdammer anbefales undersøkt videre. Grundig litteraturstudie på dette tema anbefales samt modellforsøk.

Simulering av erosjonsprosessen ved dambrudd, med numeriske eller forenklet fysisk baserte bruddmodeller som DL Breach-modellen, krever informasjon om eroderbarheten til de ulike materialene i fyllingsdammen. Det vil være praktisk å kunne teste eroderbarheten av steinfylling med vannstrålemetoden, men bekreftelse av slik metodikk krever videre sammenligning med modellforsøk likt og beskrevet av Wahl (2021) (se kapittel 6, avsnitt 6.3).

En nylig dambruddhendelse i Norge i 2023 (se Vedlegg A) kan bidra til kunnskap om hvordan dammer med morenekjerne går til brudd. Slik kunnskap vil kunne bidra til videre utvikling av dimensjoneringskriterier ved sikringsdammer i Norge. Det anbefales derfor at hendelsen blir undersøkt videre.

Takk til bidragsyttere

Følgene takkes for informasjon om nasjonale eksempelstudier: Rolv Guddal, Sira-Kvina kraftselskap AS; Åne Sæter, TrønderEnergi AS; Eirik Kjøren, TrønderEnergi AS; Ole Grønberg Myrvold, Hafslund Kraft AS; Truls Bardal Helgeland Kraft AS; Stine Kvalø Nordseth, NTE Energi AS og Morten Skoglund, NVE.

Følgende takkes for informasjon om reserveflomløp, sikringsdammer og/eller regelverk i sine respektive land: Maria Bartch, Svenska kraftnät (SVK), Sverige; Helena Björkman, Fortum og Johanna Sipolaaeijae, Vattenfall Vattenkraft AB, Sverige; Eija Isomäki, Kainuun ELY Centre, Finland; Dr. Alexandre Pachoud, Bundesministerium für Energie, Sveits; Dr. Burkhard Rüdiger, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Klima- und Umweltschutz, Regionen und Wasserwirtschaft, Østerrike; Paulo Castro, Agência Portuguesa do Ambiente (APA), Portugal; Claudia Russo, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Italia; Jean-Robert Courivaud, EDF, Frankrike; og Helgi Jóhannesson, Landsvirkjun, Island.

Wolf-Dietrich Marchand, NVE og Grethe Holm Midttømme, NVE takkes for grundig gjennomlesning som har bidratt til å øke kvaliteten på rapporten.

Referanser

- Almarsson, U. N., & Pálmason, P. R. (2020). *Fuse Plug Design in Iceland, overview. Rapport LV-2020-025*.
- Bartsch, M. (SVK). (2025). *Epost*.
- Bos, M. G. (1975). *Discharge measurement structures*.
- Burkhard, R. (BMLUK). (2025). *Epost*.
- Castro, P. B. (APA). (2025). *Epost*.
- CDA. (2007a). *CDA Dam Safety-Technical Bulletins. Set of Bulletins*. Canadian Dam Association.
- CDA. (2007b). *CDA Dam Safety Guidelines Technical Bulletin: Geotechnical Considerations for Dam Safety*. Canadian Dam Association.
- CDA. (2007c). *CDA Dam Safety Guidelines Technical Bulletin: Hydrotechnical Considerations for Dam Safety* (C. D. Association (ed.)).
- CDA. (2007d). *Dam safety guidelines* (2013th ed.). Canadian Dam Association.
- Chee, S. P., & Zaghloul, N. A. (1971). Erosion of Fuse Plug Embankments. *Transactions of the Engineering Institute of Canada. The Engineering Journal*, 14.
- Courivaud, J.-R. (EDF). (2025). *Epost*.
- Degoutte, G., & Tourment, R. (2021). Spillways on River Levees. In *Spillways on River Levees*. <https://doi.org/10.35690/978-2-7592-3285-7>
- Denys, F. J. M. (2023). Innovative duckbill spillway to boost water supply. *The International Journal on Hydropower and Dams*, 4.
- Dezert, T., Kiplesund, G. H., & Sigtryggisdóttir, F. G. (2022). Riprap Protection Exposed to Overtopping Phenomena: A Review of Laboratory Experimental Models. *Water*, 14(17), 2722. <https://doi.org/10.3390/w14172722>
- Dezert, T., Kiplesund, G. H., & Sigtryggisdóttir, F. G. (2024). Parametric Breach Model Evaluation from Laboratory Rockfill Dam Models under Overtopping Conditions. *Journal of Hydraulic Engineering*, 150(6). <https://doi.org/10.1061/JHEND8.HYENG-14011>
- Dezert, T., & Sigtryggisdóttir, F. G. (2025). *Breaching of rockfill dams exposed to overtopping*. NVE. https://publikasjoner.nve.no/eksternrapport/2025/eksternrapport2025_04.pdf
- Dezert, T., & Sigtryggisdóttir, F. G. (2024a). *Breaching of rockfill dams exposed to overtopping*.
- Dezert, T., & Sigtryggisdóttir, F. G. (2024b). Evaluation of Parametric Breach Models from Prototype and Historical Embankment Dams under Overtopping Conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 150(4). <https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-12128>
- Donnelly, C. R. (2015). *ICOLD 2015 - QUESTION 97 , SPILLWAYS*. June. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.4513.9041>
- EBL Kompetanse. (2006). *Stability and breaching of embankment dams. Norway*.
- ED. (2010). *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften)*. https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2009-12-18-1600/*#*
- Engels, E.T.; Sheerman-Chase, A. (1985). *Design and operation of a fuse plug in Swaziland*. Water Power & Dam Construction
- FCERM. (2022). *Spillway design guide* (FRS20238/R). https://assets.publishing.service.gov.uk/media/62b32702d3bf7f0afc388104/Spillway_Design_Guide_1.pdf

- FEMA. (2014). *Technical Manual P-1015, Overtopping protection for dams*. https://damfailures.org/wp-content/uploads/2015/06/Technical-Manual_Overtopping-Protection-for-Dams.pdf
- Fletcher, B. P., & Gilbert, P. A. (1992). *Center Hill Fuseplug Spillway Caney Fork River, Tennessee*. USACE
- Gardarson, S. M., Tomasson, G. G., Sigtryggsdóttir, F. G., Palmason, P. R., & Stefansson, B. (2010). Kárahnjúkar dam spillway - Design and operational experience. In *33rd IAHR Congress 2009* (pp. 269–276). The International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR).
- Gebremariam, F. T., Sigtryggsdóttir, F. G., Tesfay, A. H., Goitom, H., & Lia, L. (2025a). Asphalt-core rockfill dam breaching under overtopping: experimental observations. *Africa 2025*.
- Gebremariam, F. T., Sigtryggsdóttir, F. G., Tesfay, A. H., Goitom, H., & Lia, L. (2025b). Overtopping induced breaching characteristics of geomembrane faced rockfill dam models. *EWG-OOE 2025*.
- Hanson, G. J., & Cook, K. R. (2004). APPARATUS, TEST PROCEDURES, AND ANALYTICAL METHODS TO MEASURE SOIL ERODIBILITY IN SITU. *Applied Engineering in Agriculture*, 20(4). <https://doi.org/10.13031/2013.16492>
- Hardt, M., & Klippenberger, G. (2006). *Analys av eroderbar dammdel vid Vittjärvs dammanläggning*. Luleå tekniska universitet.
- Hendrix, D. (2018). *Center Hill Dam Safety -Presentation*.
- Herweynen, R., & Southcott, P. (2019). Feedback on the innovative spillway for Crotty Dam – 25 years of performance data. *Sustainable and Safe Dams Around the World*, 806–817. <https://doi.org/10.1201/9780429319778-69>
- Hinks, J. L., & Goff, C. A. (2018). Fuse-plug Spillways. *Smart Dams and Reservoirs*, 249–260. <https://doi.org/10.1680/sdar.64119.249>
- ICOLD. (n.d.). *ICOLD Dictionary*. <https://www.icold-cigb.org/GB/dictionary/dictionary.asp>
- ICOLD. (2012). *Bulletin on safe passage of extreme floods (Bulletin 142)*. ICOLD.
- ICOLD. (2016). *Technical Advancements in Spillway Design - Progress and Innovations from 1985 to 2015. Prepared by ICOLD Technical Committee on Hydraulics for Dams*.
- Isomäki, E. (2025). *Epost*.
- Khanh, M. . H. R., Laugier, F., & Vermeulen, J. (2025). PKW SPILLWAYS: AN INNOVATIVE, SAFE AND ECONOMIC SOLUTION FROM RUN-OF-RIVER DAMS IN PLAINS TO LARGE DAMS IN MOUNTAINS SUITABLE FOR CLIMATE CHANGE CHALLENGES. *ICOLD Congress, Chengdu*.
- Khatsuria, R. M. (2004). *Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9780203996980>
- Kiplesund, G. H., Ravindra, G. H. R., Rokstad, M. M., & Sigtryggsdóttir, F. G. (2021). Effects of toe configuration on throughflow properties of rockfill dams. *Journal of Applied Water Engineering and Research*, 9(4), 277–292. <https://doi.org/10.1080/23249676.2021.1884615>
- Kiplesund, G. H., Sigtryggsdóttir, F. G., & Lia, L. (2023). Breach Progression Observation in Rockfill Dam Models Using Photogrammetry. *Remote Sensing*, 15(6), 1715. <https://doi.org/10.3390/rs15061715>
- Kjellesvig, H. M. (2002). *The Passage of Floods that Exceed the Design Flood*. Dr.ing.-avhandling NTNU
- Klumpp, C. C. (1988). *Hydraulic model study of Twin Buttes Dam Fuse plug spillway*. USBR <https://babel.hathitrust.org/cgi/pt?id=uc1.31210018640548&seq=1>
- Lagerlund, J. (2018). *Fuse Plug Breach Tests*. Energiforsk. <https://energiforskmedia.blob.core.windows.net/media/23911/fuse-plug-breach-tests-energiforskrapport-2018-465.pdf>

- Maier, B., Mail, R., Cooper, B., & Carter, P. (2006). *SEQWater Dams- Wivenhoe Dam Comprehensive Inspection 2006-Surveillance Report*.
- MNR(Ontario). (2011). *Technical Bulletin for Spillways and Flood Control Structures* (Issue August). Ontario Ministry of Natural Resources.
- Muralha, A., Couto, L., Alvarez, T., Sardinha, R., Oliveira, M., & Dias da Silva, J. (2015). Canicada dam complementary spillway. Design, hydraulic model and ongoing works. *2nd Int. Workshop on Hydraulic Structures: Data Validation*.
- Muralha, A., Couto, L., Oliveira, M., da Silva, J. D., Alvarez, T., & Sardinha, R. (2015). Salomonde dam complementary spillway. Design, hydraulic model and ongoing works. *2nd International Dam Word Conference*, 1–10.
- NVE. (2005). *Retningslinjer for flomløp*.
- NVE. (2012). *Veileder for fyllingsdammer*.
- NVE. (2022). *Flomberegninger for dammer. Veileder nr. 2/2022*. NVE.
- OED. (2010). *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften)*. <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2009-12-18-1600>
- Ouranos. (2015). *Probable Maximum Floods and Dam Safety in the 21st Century*. Report submitted to Climate Change Impacts and Adaptation Division, Natural Resources Canada
- Pachoud, A. (BFE). (2025). *Epost*.
- Palmason, P. R., & Sigtryggisdóttir, F. G. (2008). Design of Desjararstifla Dam. *NGM*.
- Pugh, C. A. (1985). *Hydraulic model studies of fuse plug embankments. USBR rapport*
- Pugh, C. A., & Gray, E. W. (1984). Fuse plug embankment in auxiliary spillways - developing guidelines and parameters. *USCOLD Lecture*.
- QFCI. (2007). Guidelines on Acceptable Flood Capacity for Dams. In *Report* (Issue February).
- Ravindra, G. H. R., & Sigtryggisdóttir, F. G. (2021). *Rockfill dams – downstream riprap and dam toe*. NVE ekstern rapport.
- RDMW-AU. (2023). *Guidelines on Safety Assessments for Referable Dams* (Issue November). https://www.rdmw.qld.gov.au/__data/assets/pdf_file/0011/1589186/guidelines-safety-assessments-referable-dams.pdf
- Ribi, JM; Pury, J; Boillat, J. (2008). Breach formation in a fuse plug lateral weir. *River Flow 2008*.
- Russo, C. (MIT). (2025). *Epost*.
- Sajjadi, S. M., Barihi, S., Ahadiyan, J., Azizi Nadian, H., Valipour, M., Bahmanpouri, F., & Khedri, P. (2024). Redesigning the Fuse Plug, Emergency Spillway, and Flood Warning System: An Application of Flood Management. *Water*, 16(24), 3694. <https://doi.org/10.3390/w16243694>
- Schleiss, A. (2005). *Communication 21 Nouveaux développements dans la gestion des crues Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes* (A. Schleiss (ed.)). Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Schmocker, L., Höck, E., Mayor, P. A., & Weitbrecht, V. (2013). Hydraulic Model Study of the Fuse Plug Spillway at Hagneck Canal, Switzerland. *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(8), 894–904. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000733](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000733)
- Seqwater. (2024). *Emergency Action Plan-Wivenhoe Dam Expires : 1 May 2027* (Issue September). https://www.rdmw.qld.gov.au/__data/assets/pdf_file/0011/1619786/wivenhoe-eap.pdf
- Sigtryggisdóttir, F. G. (2024). *Dams and dam safety. Final report from WP1.2*. HydroCen.

- Sigtryggsdóttir, F. G., Pálmason, P. R., Hákonardóttir, K. M., Atladóttir, A., Hrafnisdóttir, H., & Káradóttir, R. (2019). Design of fuse plugs in earth-rockfill dams in Iceland. *17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE 2019 - Proceedings*.
<https://doi.org/10.32075/17ECSMGE-2019-0923>
- Sweco. (2016). *Dam Nerskogen - Revurdering 2016*.
- Sæter, Å.(Trønder Energi) (2025). Epost.
- Temple, D. M., & Hanson, G. J. (1994). Headcut development in vegetated earth spillways. *Applied Engineering in Agriculture*, 10(5), 677–682.
- Tinney, E. R., & Hsu, H. Y. (1961). Mechanics of Washout of an Erodible Fuse Plug. *Journal of the Hydraulics Division*, 87(3), 1–29. <https://doi.org/10.1061/JYCEAJ.0000598>
- USACE. (1990). *Hydraulic Design of Spillways EM 1110 2 1603*.
- USACE. (2024). *CENTER HILL DAM AND RESERVOIR* (Issue April).Water Control Manual.
- USBR. (1987a). *Design of small dams*.
- USBR. (1987b). *Guidelines for using fuse plug embankments in auxiliary spillways (TM-10)*. 10, 3.
- USBR. (2022). *Appurtenant Structures for Dams (Spillways and Outlet Works) Design standard*.
<https://damtoolbox.org/images/9/9a/DS14-3wMIR.pdf>
- USDA. (1990). *Earth Dams and Reservoirs. Technical Release No. 60*.
- USDA. (2014). Chapter 50 Earth Spillway Design. In *Part 628 Dams National Engineering Handbook*.
<https://damfailures.org/wp-content/uploads/2018/10/NEH-628.50.pdf>
- Verma, D. K., Setia, B., & Arora, V. K. (2017). Experimental Study of Breaching of an Earthen Dam using a Fuse Plug Model. *International Journal of Engineering*, 30(4).
<https://doi.org/10.5829/idosi.ije.2017.30.04a.04>
- Vermeyen, T; Mares, D. (1992). *Alternatives for enhancing spillway capacity currently being pursued by the U.S. Bureau of Reclamation*. USBR.
https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/hydraulics_lab/pubs/PAP/PAP-0598.pdf
- Wahl, T. L. (1993). *Hydraulic model study of Horseshoe Dam fuse plug auxiliary spillway* (No.R-93-10). USBR.
- Wahl, T. L. (2021). *Erosion Testing of Zoned Rockfill Embankments*. USBR rapport.
- WGI. (2003). *Silver Lake Dam: Root Cause Report on the May 14th 2003 Operation of the Fuse Plug Spillway and Subsequent Channel Erosion Resulting in the Uncontrolled Release of Silver Lake*,.
- WivenhoeAlliance. (2005). *Design discharges and downstream impacts of the Wivenhoe Dam upgrade Q1091*. Rapport.

Reserveflomløp

FoU prosjekt

VEDLEGG A – Andre norske eksempelstudier av interesse

VEDLEGG A – Andre norske eksempelstudier av interesse

Innhold Vedlegg A

VEDLEGG A – Andre norske eksempler av interesse	3
A1 Nesjen	3
A1.1 Beskrivelse anlegg.....	3
A1.2 Beskrivelse flomløpssystem	6
A1.3 Kriterier ved valg og dimensjonering av flomløpssystem	8
A1.4 Erfaringer ved bruk av flomløpssystemet	8
A2 Braskereidfoss.....	9
A2.1 Beskrivelse anlegg.....	9
A2.2 Beskrivelse flomløpssystem	10
A2.3 Hendelse med dambrudd 9. august 2023	11
A2.4 Tanker omkring Braskereidfoss relatert til reserveflomløp	14
Referanser	14

Figurer i Vedlegg A

Figur A 1: Magasin Nesjen (NVE Atlas)	4
Figur A 2: Nesjen Hoveddam i forgrunnen og sekundærdam 2, 3 og 4 bortover mot bakkant av bildet (foto Sira-Kvina kraftselskap).....	5
Figur A 3: Flyfoto i 3D av Nesjen dammene, sekundærdam 4 nærmest i bildet (www.norgebilder.no).....	5
Figur A 4: Flomløp ved Dam Nesjen, hoveddammen til høyre i bildet (før forsterkning av dammen)	6
Figur A 5: Flomløpet over Sekundærdam 1	7
Figur A 6: Overløp i de to flomløpene ved Nesjen (https://3d.kommunekart.com/).	7
Figur A 7: Braskereidfoss dam og magasin (NVE Atlas).....	9
Figur A 8: Foto av dam Braskereidfoss sett fra nedstrøms side, fyllingsdam til venstre i bildet og flomluker til høyre i bildet (<i>Jens Nicolai Thom, NVE, 13.05.2004</i>).....	10
Figur A 9: Foto av oppstrømsside segmentlukedel av dam Braskereidfoss (<i>Jens Nicolai Thom, NVE, 13.05.2004</i>).....	11
Figur A 10: Flyfoto av området ved dam Braskereidfoss før dambrudd (https://norgeskart.no)	12
Figur A 11: Flyfoto av området ved dam Braskereidfoss etter dambrudd (historisk flyfoto https://kart.finn.no)	12
Figur A 12: Flyfoto av området ved dam Braskereidfoss fra 2008, dvs. før dambrudd (Hafslund Kraft AS)	13
Figur A 13: 3D Flyfoto av området ved dam Braskereidfoss etter dambrudd (https://3d.kommunekart.com/)	13

VEDLEGG A – Andre norske eksempelstudier av interesse

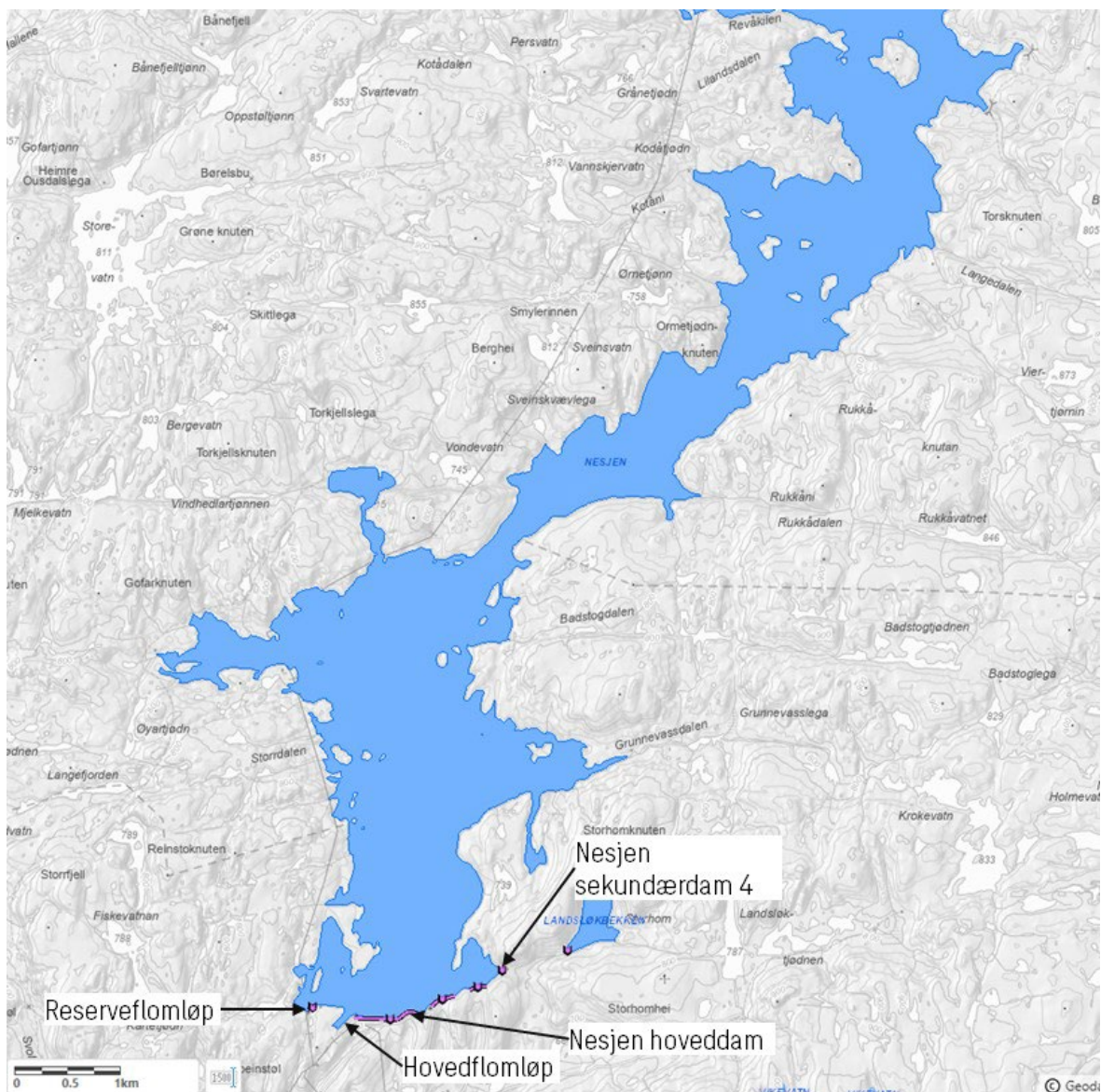
Nedenfor er to norske eksempler kort presentert. Ingen av disse anleggene har reserveflomløp, men synes allikevel å være interessante og kan gi nyttig input i videre diskusjon omkring tankegang og prinsipp ved reserveflomløp. Disse anleggene er derfor kort beskrevet nedenfor.

A1 Nesjen

Anlegget ved Nesjen er en del av anleggene til Sira-Kvina kraftselskap og er lokalisert i Kvinesdal kommune i Agder.

A1.1 Beskrivelse anlegg

Nesjen magasinet er demmet opp av hoveddammen samt 4 sekundærdammer (Figur A 1). Sekundærdammene 2, 3 og 4 og hoveddammen er alle steinfyllingsdammer. Se bilde av hoveddammen i Figur A 2. Flomløpet består av en lang lav overløpsterskel i betong hvor vannet renner fritt tilbake til vassdraget. I tillegg er det etablert overløp over Sekundærdam 1 som er en betongplatedam. Dammene regulerer hovedelva Kvina. Av de 5 dammene er hoveddammen og sekundærdam 2 og 3 klassifisert i høyere konsekvensklasser, mens sekundærdam 4 og 1 ligger i noe lavere konsekvensklasser. En oversikt over magasinet er vist i Figur A 1 nedenfor og Nesjen dammene er vist i Figur A 3.



Figur A 1: Magasin Nesjen (NVE Atlas)

Magasinet er inntaksmagasin til Solhom kraftstasjon.



Figur A 2: Nesjen Hoveddam i forgrunnen og sekundærdam 2, 3 og 4 bortover mot bakkant av bildet (foto Sira-Kvina kraftselskap).



Figur A 3: Flyfoto i 3D av Nesjen dammene, sekundærdam 4 nærmest i bildet (www.norgeibilder.no)

A1.2 Beskrivelse flomløpssystem

Magasinet Nesjen har et flomløp rett vest for Hoveddammen (Se Figur A 4). Dette flomløpet er et fritt overløp over en ca. 140 meter lang lav betongterskel. I tillegg er det overløp over Sekundærdam 1 (betongplatedam) (se Figur A 5). Overløpslengden ved denne dammen er ca. 75 meter. Selv om det lengste overløpet ofte er navngitt som hovedflomløp, mens flomløpet over platedammen i enkelte sammenhenger kalles hjelpeflomløp, vil ikke dette være en betegnelse som tilsvarer definisjonene gitt tidligere i denne rapporten ettersom begge flomløpene har samme nivå på overløpstorskelen og dermed vil tre i kraft samtidig. De vil uavhengig av dette forme et flomløpssystem som vil kunne supplere hverandre dersom det eksempelvis skulle inntreffe tilstopping. Figur A 6 viser overløp i de to flomløpene ved Nesjen.

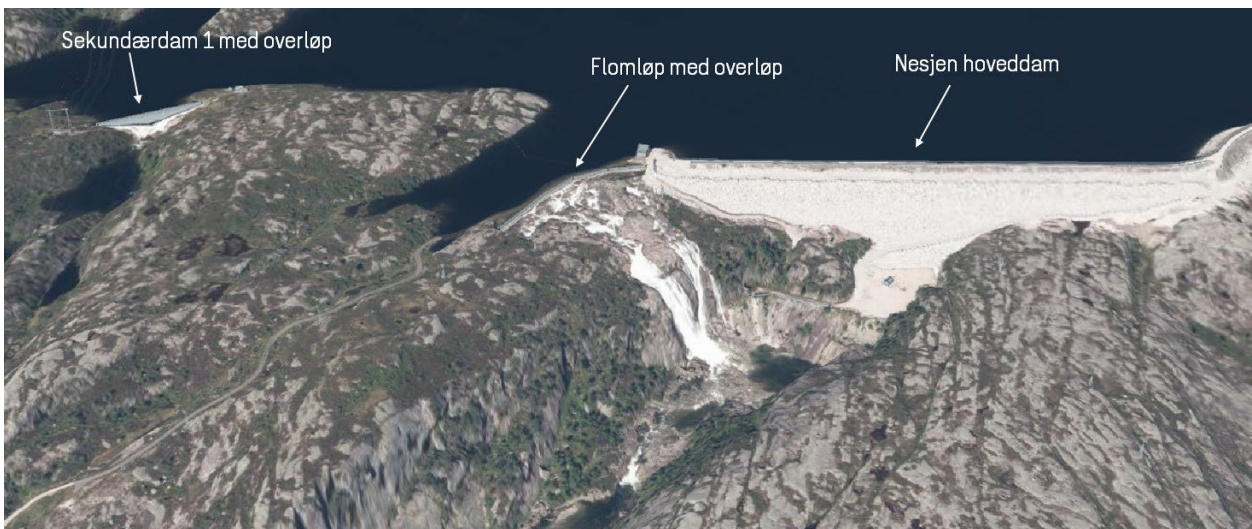
Foruten disse flomløpene ansees Sekundærdam 4 som en ekstra barriere mot brudd ved hoveddam og de andre sekundærdammene. Bakgrunnen for dette er at dammen har en såkalt kritisk vannstand som ligger noe lavere enn ved de andre dammene. Beregninger gjort ved damanlegget tilsier at Sekundærdam 4 vil gå til brudd før de andre dammene går til brudd. Selv om Sekundærdam 4 tilfredsstiller alle krav i damsikkerhetsforskriften til en fyllingsdam i sin konsekvensklasse, har dammen en krone, filter og kjerne som ligger noe lavere enn ved de andre fyllingsdammene ved magasinet. Dette tilsier at denne dammen vil få overtopping før de andre dammene, noe som øker avledningskapasiteten til magasinet. Ved fortsatt økende vannføring er et brudd ved Sekundærdam 4 ansett som mer sannsynlig enn brudd ved de andre dammene. Et slikt brudd vil i så fall tappe magasinet og sannsynlighet for brudd ved de andre fyllingsdammene reduseres. Selv om brudd ved Sekundærdam 4 vil medføre alvorlige nedstrøms konsekvenser, er disse beregnet å være mindre enn om eksempelvis hoveddammen går til brudd. Sekundærdam 4 inngår på ingen måte som en del av flomløpssystemet ved magasinet, men vil uavhengig av dette gi en ekstra sikkerhet og barriere for brudd som følge av flomrelaterte hendelser ved fyllingsdammene i magasinet som er i høyere konsekvensklasse. Dette uavhengig av om hendelsen skyldes en flom som er større enn det dammene er dimensjonert for, inkludert ulykkesflom, eller at avledningskapasiteten av annen ukjent grunn ikke er tilstrekkelig.



Figur A 4: Flomløp ved Dam Nesjen, hoveddammen til høyre i bildet (før forsterkning av dammen)



Figur A 5: Flomløpet over Sekundærdam 1



Figur A 6: Overløp i de to flomløpene ved Nesjen (<https://3d.kommunekart.com/>).

A1.3 Kriterier ved valg og dimensjonering av flomløpssystem

Ved Nesjen har flomløpssystemet, dvs. flomløpet samt overløpet over Sekundærdam 1 til sammen tilstrekkelig kapasitet til å dimensjonere flommer i henhold til damsikkerhetsforskriften, dvs. dimensjonerende flom, Q_{1000} samt en ulykkesflom, Q_{PMF} . Overtopping og et eventuelt brudd ved sekundærdam 4 vil ikke inntreffe før det oppstår hendelser som overstiger dette.

A1.4 Erfaringer ved bruk av flomløpssystemet

De to flomløpene ved Nesjen er begge i bruk ved normale flommer og fungerer som planlagt.

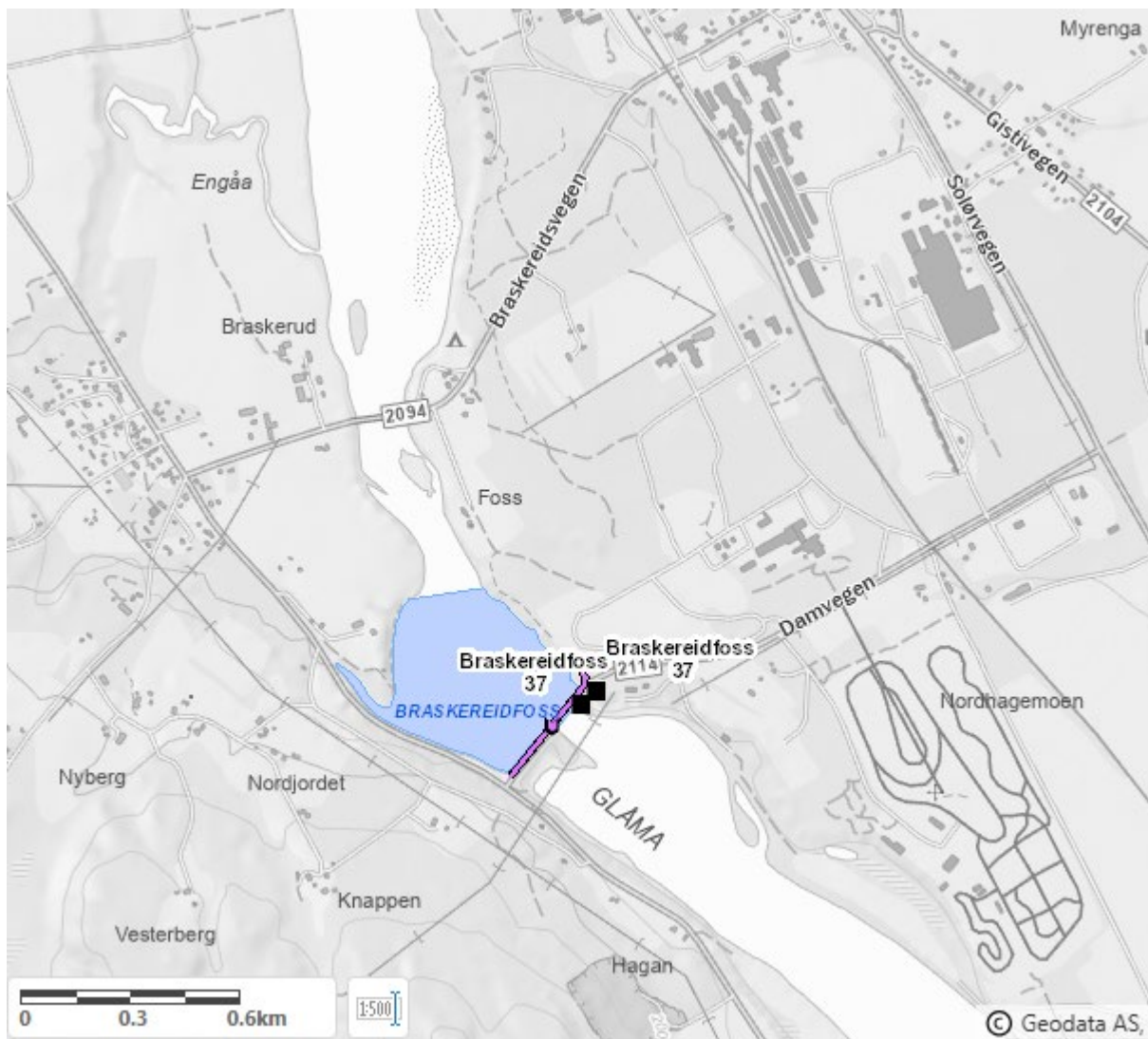
A2 Braskereidfoss

Dam Braskereidfoss er en del av anlegget Braskereidfoss kraftverk til Hafslund Kraft AS og er lokalisert i Glomma i Våler kommune i Innlandet. Beskrivelse nedenfor er hentet fra <https://NVE.no> og utdrag av (DNV, 2023).

A2.1 Beskrivelse anlegg

Dammen ved Braskereidfoss består av en lukedamdel, en lamelldamdel av betong og en fyllingsdamdel. Fyllingsdamdelen ved dam Braskereidfoss er ca. 220 meter lang, 20 meter høy og har tetningskjerne av morene. Fyllingsdamdelen er fundamentert på løsmasser med en mektighet på inntil 20-30 meter. Resterende deler av dammen er fundamentert på fjell.

Dammen har et lite inntaksmagasin. Se oversiktskart over magasin og dam i Figur A 7 og bilde av dammen i Figur A 8.



Figur A 7: Braskereidfoss dam og magasin (NVE Atlas)



Figur A 8: Foto av dam Braskereidfoss sett fra nedstrøms side, fyllingsdam til venstre i bildet og flomluker til høyre i bildet (*Jens Nicolai Thom, NVE, 13.05.2004*).

A2.2 Beskrivelse flomløpssystem

Flom avledes gjennom flomluker. Totalt er det 3 flomluke (segmentluker med $B \times H = 20 \times 8$ meter). I tillegg er det 2 mindre luker bestående av en sektorluke ($B \times H = 8 \times 4$ meter) for tømmerfløting samt en bunn/reguleringsluke. (Se Figur A 9).

Dimensjonerende flom er Q_{1000} og ulykkesflom $1,5 \times Q_{1000}$.



Figur A 9: Foto av oppstrømsside segmentlukedel av dam Braskereidfoss (*Jens Nicolai Thom, NVE, 13.05.2004*).

A2.3 Hendelse med dambrudd 9. august 2023

Under flommen «Hans» i 2023 økte vannføringen ved dam Braskereidfoss hurtig. Av ulike årsaker ble ikke dette registrert slik at flomlukene forble stengt. Som følge av dette steg vannstanden oppstrøms dammen inntil lamelldamdelen og flomlukene ble overtoppet. Dette medførte at vann rant inn i kraftstasjon og lukehus, noe som gjorde det umulig å regulere lukene. Flommen resulterte i ytterligere stigning av vannstanden inntil også fyllingsdamdelen ble overtoppet. Denne overtoppingen resulterte i utvasking av støttefyllingen bak morenekjernen slik at kjernen gradvis knakk etter hvert som støttefyllingen ble vasket bort. Bruddåpningen utvidet seg, samtidig som vannstanden i magasinet sank raskt som følge av at volumet i magasinet var lite. Dambruddet medførte noen økonomiske tap, men ingen personer omkom eller ble fysisk skadet.

Flyfoto nedenfor viser bilder av området ved dammen før og etter dambrudd, henholdsvis Figur A 10 og Figur A 12 (før brudd) og Figur A 11 og Figur A 13 (etter brudd).



Figur A 10: Flyfoto av området ved dam Braskereidfoss før dambrudd (<https://norgeskart.no>)



Figur A 11: Flyfoto av området ved dam Braskereidfoss etter dambrudd (historisk flyfoto <https://kart.finn.no>)



Figur A 12: Flyfoto av området ved dam Braskereidfoss fra 2008, dvs. før dambrudd (Hafslund Kraft AS)



Figur A 13: 3D Flyfoto av området ved dam Braskereidfoss etter dambrudd (<https://3d.kommunekart.com/>)

A2.4 Tanker omkring Braskereidfoss relatert til reserveflomløp

Hendelsen under flomhendelsen «Hans» har enkelte del trekk som kan sammenlignes med det som kan tenkes å inntreffe ved et anlegg hvor det er etablert et reserveflomløp. Ved dam Braskereidfoss oppstod det en situasjon hvor lukene ikke ble åpnet som forutsatt i flomberegningene noe som medførte at deler av fyllingsdammen gikk til erosjonsbrudd. Brudd på denne damdelen har mange likhetstrekk med brudd på en sikringsdam. Ved at fyllingsdamdelen gikk til brudd ble magasin vannstanden oppstrøms hurtig senket så raskt bruddet inntraff. Følgene av dette er mest sannsynlig at skader ved andre deler av damanlegget ble mindre enn om ikke fyllingsdamdelen hadde gått til brudd.

Fyllingsdamdelen ved Braskereidfoss var ikke prosjektert som en sikringsdam og hadde følgelig ingen pilotkanal for å bestemme hvor det var ønsket at bruddet skulle inntreffe. Dammen var heller ikke seksjonert slik at utbredelsen til bruddet i bredden var forhåndsdefinert.

Det må antas at det kan innhentes nyttig data om bruddtid og bruddutvikling ved denne hendelsen som kan bidra til kunnskap om hvordan dammer med morenekjerne går til brudd. Slik kunnskap vil kunne bidra til videre utvikling av dimensjoneringskriterier ved sikringsdammer i Norge, og anbefales derfor undersøkt videre.

Referanser

- DNV. (2023). *Utdrag fra "Granskningsrapport Braskereidfoss Hendelse 9. august 2023"*.
H. M. Kjellesvig, R. G. (2015). Secondary and Emergency Spillway at Deg Dam, Q97 R18. *Twenty-fifth congress on large dams* (ss. 45-46). Stavanger: ICOLD.

Reserveflomløp

FoU prosjekt

VEDLEGG B – Internasjonale eksempelstudier

VEDLEGG B – Internasjonale eksempelstudier

Innhold Vedlegg B

Innhold Vedlegg B	2
Figurer i Vedlegg B	3
Tabeller i Vedlegg B	4
VEDLEGG B – Internasjonale eksempelstudier	5
B1 Myndighetsnettverk - Spørsmål og svar	5
B2 Sverige	7
B2.1 Vittjärn Sverige	7
B2.2 Lanforsen, fullskala forsøk	9
B3 Finland	10
B4 Sveits	10
B4.1 Hagneck kanal sikringsdam	10
B5 Østerrike	12
B5.1 Pack gravitasjonsdam	12
B6 Portugal	14
B6.1 Caniçada dammen	14
B6.2 Salomonde dammen	16
B7 Italia	17
B8 Frankrike	17
B9 Island	18
B9.1 Háslón	20
B9.2 Hreysilón	21
B10 Storbritannia	22
B11 Australia	23
B11.1 Sikringsdam eksempler fra Australia - figurer	24
B11.2 Wivenhoe, Australia – sikringsdam bygget 2005	25
B12 Canada	25
B13 USA	26
B13.1 Center Hill, USA –sikringsdam bygget ca. 1993	26
B13.2 Silver Lake	28
B14 Eswatini (tidligere Swaziland)	29
B15 Kina	31
B16 Andre land	31
Referanser i vedlegg B	31

Figurer i Vedlegg B

Figur B 1 Vittjärn. a) Oversikt. (fig. fra Google earth) b) Lengdesnitt av eroderbare flomløpet, sikringsdammen (sett forfra). c) Tverrsnitt av sikringsdammen (3 m høy). Skraverte seksjonen er sikringsdammen mens linjene under og over er selve dammen. Figurer fra (Hardt & Klippenberger, 2006) (opprinnelig fra Hansson (2005)).	8
Figur B 2 Lanforsen Sverige- oversikt (figurer fra Google Earth).	9
Figur B 3 Tverrsnitt i sikringsdam – Lanforsen feltforsøk. (Figur fra Lagerlund (2018)).	9
Figur B 4 Hagneck kanal, Sveits. a) Oversikt. Sikringsdammens lokasjon på kanalen er gitt med rød linje (Google Earth). b) Sikringsdammen. (Google Earth).	11
Figur B 5 a) Tverrsnitt av en flomvoll ved siden av eroderbare flomløpet som viser eksisterende flomvoll (existing dike), sikringsdammen og forhøyet flomvoll (figur fra Schmocker et al., 2013). b) Sikringsdam med sandkropp og med leire (e. fat clay) (CH), dårlig sortert sand (SP), velgradert grus (e. gravel) (GW) og dårlig sortert grus (GP) (figur fra Schmocker et al. (2013)).	11
Figur B 6 Bruddmekanisme ved overtopping av en 1,2 m høy soneinndelt sikringsdam uten kjerne, prototype dimensjoner (figur fra Schmocker et al. (2013)).	12
Figur B 7 Pack dammen i Styria a) Oversikt. b) Flomlukene (3 luker). (Bilder fra Burkhard, 2025 (epost)).	13
Figur B 8 Pack dammen i Styria. Bygging av betongkonstruksjonen for å ta imot vann som overtopper dammen. (Bilder fra Burkhard, 2025 (epost)).	13
Figur B 9 Caniçada dammen - Modellforsøk. (venstre) nedstrøms side, (høyre) oppstrøms side. Fig. fra Muralha et al. (2015).	15
Figur B 10 Caniçada dammen, hjelpeflomløp: a) Lengdesnitt. b) Plantegning. Figur fra Muralha et al. (2015).	15
Figur B 11 Salomonde dammen, hjelpeflomløp: a) Lengdesnitt. b) Plantegning. Figur fra Muralha, Couto, Oliveira, et al. (2015)	16
Figur B 12 Salomonde dammen. Modell av dammen og hjelpeflomløpet, fra oppstrøms side i bildet til venstre og nedstrøms side. I bildet til høyre. Figur fra Muralha, Couto, Oliveira, et al. (2015)	16
Figur B 13 Sikringsdammer på Island – oversikt. (Figur fra Sigtryggisdóttir et al (2019) med ny pil for Sporðöldulón sikringsdammen).	18
Figur B 14 Háslón magasinet på Island, dammer, overløp og fuse plug.(Figur fra Sigtryggisdóttir & Snæbjörnsson, 2019)	20
Figur B 15 Oversikt K og D dam. (Google Earth).	21
Figur B 16 Sikringsdam for Háslón, Island a) Plantegning av sikringsdammen og tilhørende kanal. b) Sikringsdam, lengdesnitt. c) Sikringsdam, tverrsnitt. Sonene er som følger: 1-kjerne, 1a-kjerne av løss (plassert i dammen over nivå 620 m.o.h.) , 2-filter, 3- støttefylling, 4-ordenet stein diameter 0,1 til 0,3 m. 5-ordnet stein i skråningsvern 0,6 til 1,1 m ($D_{50}=0,9$ m). (Figur fra: Palmason & Sigtryggisdóttir, 2008) ...	21
Figur B 17 Sikringsdam for Hreysilón a) Hreysilón-oversikt (Google Earth) b) Skisse av sikringsdammen. Lengdesnitt i kanalen og sikringsdammen og tverrsnitt A-A i sikringsdammen. Skråningshelning oppstrøms og nedstrøms på sikringsdammen er 2 horisontal mot 1 vertikal. Materialet i sikringsdammen er fin grus med øverste 0,15 m grovere material (fjellveg ligger over kanalen via sikringsdammen).	22
Figur B 18 Tre magasiner i UK med sikringsluker. a) Oversikt (Google Earth). b) Sikringsluker på Dovestone magasinet. (Figur fra https://www.doveheritage.com/1967-completion-of-dove-stone-reservoir/zweb-fuse-gates/).	23
Figur B 19 Wivenhoe Dam og et 165 m langt eroderbart flomløp med tre sikringsdammer, bygget 2005. (Figurer fra Google Earth).	24
Figur B 20 Warragamba dammen og eroderbart flomløp med sikringsdammer. (Figurer fra Google Earth).	24
Figur B 21 Copeton Dam og et 250 m langt eroderbart flomløp med sikringsdammer, fullført 2013. (Figurer fra Google Earth).	24
Figur B 22 Eroderbart flomløp etablert ved Keepit dam, New South Wales, Australia. (Figur fra: https://www.power-technology.com/projects/keepit-dam-safety-upgrades-new-south-wales/?cf-view).	24
Figur B 23 Tverrsnitt av Wivenhoe sikringsdammen bygget 2005, tegning fra Maher et al.(2006).	25

Figur B 24 Center Hill, hoveddam, sekundær dam med sikringsdam og RCC bermen. (Google Earth).	27
Figur B 25 Tverrsnitt av eroderbare flomløpet med sikringsdammen for Center Hill, USA (Figur fra (Hendrix, 2018). «Existing» Fuse Plug (sikringsdam) og «Existing» Saddle Dam (sekundær dam) viser til at disse konstruksjonene var bygget før RCC bermen (vasebetongbermen).	27
Figur B 26 Silver Lake – oversikt. (Tegning fra Federal Energy Regulatory Commission (FERC) (FERC, 2003))	28
Figur B 27 Silver Lake sikringsdammen bygget i 2002. (Tegning fra WGI (2003))	28
Figur B 28 Mnjoli dammen, hovedflomløpet og eroderbart flomløp med sikringsdammer. (Fig. fra Engels, E.T.; Sheerman-Chase, (1985))	30
Figur B 29 Eroderbare flomløpet med to sikringsdammer ved Mnjoli dam a) Før aktivering i 1985 (bilde fra Sheerman-Chase i (Hinks & Goff, 2018)) b) etter flomhendelsen og bruk av eroderbare flomløpet. Betong veggen mellom de to seksjonene står fortsatt.(Bilder fra (Engels, E.T.; Sheerman-Chase, 1985))	30
Figur B 30 Tverrsnitt av sikringsdammen, Mnjoli. (Bilde fra Engels, E.T.; Sheerman-Chase (1985).	30

Tabeller i Vedlegg B

Tabell B 1 Estimert antall hjelpe- eller reserveflomløp i relevante europeiske land	5
Tabell B 2 Kort beskrivelse av noen av hjelpe- eller reserveflomløpene, inkludert materialet som brukes.	6
Tabell B 3 Informasjon om hjelpe- eller reserveflomløpene er relatert til spesielle typer dammer, lokasjoner, damkonsekvensklasser eller andre spesielle forhold.	6
Tabell B 4 Har et eller flere av hjelpe- eller reserveflomløpene vært i drift, og i så fall, hva var erfaringen?	6
Tabell B 5 Finnes det retningslinjer som spesifiserer flomstørrelser eller hendelser der reserveflomløp er ment å komme i drift.	6
Tabell B 6 Informasjon om dimensjoneringskriteriene som har blitt brukt ved prosjektering av reserveflomløp	7
Tabell B 7 Har du prosjektbeskrivelse, referanser eller kopier av artikler som beskriver de nevnte tilfellene i mer detalj?	7
Tabell B 8 Minimum returperiode for flom for store dammer i Portugal (APA, 2018a)	14
Tabell B 9 Sikringsdammer på Island (Informasjon hentet fra tabeller og tegninger i Almarsson & Pálmason (2020))	19

VEDLEGG B – Internasjonale eksempelstudier

Kontakter fra relevante europeiske land i et myndighetsnettverk ble forespurt om bruk av reserveflomløp i sine respektive land. Spørsmålene og svarene er oppsummert i kapittel B1, men mer detaljer for hvert land er i følgende kapittel B2 til B8. Litteraturen ble også undersøkt med mål om å finne informasjon fra flere land med sikringsdammer, se kapittel B9 til B16.

B1 Myndighetsnettverk - Spørsmål og svar

NVE er i et myndighetsnettverk der de fleste medlemmene er ledere for damtilsyn i sine respektive land, med faglig bakgrunn innen fagfeltet dammer og/eller damsikkerhet. Kontakter fra relevante europeiske land i dette nettverket ble forespurt om bruk av reserveflomløp i sine land. Følgende land ble kontaktet: Sverige, Finland, Sveits, Portugal, Italia, Østerrike og Frankrike. Alle svarte, med unntak av myndighetskontakten i Frankrike. Det fins imidlertid en nyere veileder fra Frankrike som omhandler flomløp for flomvoller, inkludert med sikringsdammer. I tillegg ble det statlige kraftselskapet Landsvirkjun på Island kontaktet med forespørsel om tilgang til en nylig utarbeidet rapport om sikringsdammer på Island.

Følgende informasjon ble etterspurt:

1. Estimert antall reserveflomløp i vedkommende land.
2. En beskrivelse av noen av reserveflomløpene, inkludert materialet som brukes.
3. Informasjon om reserveflomløpene er relatert til spesielle typer dammer, lokasjoner, dam konsekvensklasser eller andre spesielle forhold.
4. Har et eller flere av reserveflomløpene vært i drift, og i så fall, hva var erfaringen?
5. Finnes det retningslinjer som spesifiserer flomstørrelser eller hendelser der reserveflomløp er ment å komme i drift. Og/eller fins informasjon om dimensjoneringskriteriene som har blitt brukt ved prosjektering av et reserveflomløp?
6. Ønske om prosjektbeskrivelse, referanser eller kopier av artikler som beskriver de nevnte tilfellene i mer detalj?

Oppsummering av svarene er i følgende tabeller mens detaljer er gitt i følgende kapiteler for hvert enkelt land. I tillegg er informasjon fra Island i tabellene.

Tabell B 1 Estimert antall hjelpe- eller reserveflomløp i relevante europeiske land.

Land	Kilde	Hjelpe-/Reserveflomløp		Kommentar
		F: Sikringsdam Installert	A: Andre typer Planlagt	
Sverige	Epost*	1 (F)	3 (F)	
Finland	Epost*	0		Tiltak for ulykkessituasjon inkluderer luker flomvoller som kan åpnes ved store flommer og slipper vann ut til jordbruksområder for å beskytte beboelsesområder
Sveits	Epost*	1 (F)		I tillegg til en sikringsdam ved et elvekraftverk, finnes eksempler av sikringsdammer som oftere er knyttet til flomvoller i forbindelse med flombeskyttelse.
Østerrike	Epost*	0	1 (A)	Reserveflomløp: løsning med ekstra betong overløp.
Portugal	Epost*		2 (A)	Hjelpeflomløp: lukekontrollert standard overløp leder flommen inn i 120 til 200 m lang tunnel.
Italia	Epost*	0		
Frankrike	Veileder			Flere sikringsdammer knyttet til flomvoller i forbindelse med flombeskyttelse
Island	Artikkel Rapport**	9-10 (F)	3 (F)	Tilknyttet store dammer i forbindelse med mulig jøkullaup

*Kontakt er gitt i kapittel for vedkommende land. **Kilder gitt i kapittel om Island.

Tabell B 2 Kort beskrivelse av noen av hjelpe- eller reserveflomløpene, inkludert materialet som brukes.

Land	Kilde	Kommentar
Sverige	epost	Beskrivelse i rapporter og masteroppgave – se kapittel dedikert Sverige
Finland	epost	Ingen beskrivelse
Sveits	epost	Beskrivelse i journal artikkel. – se kapittel dedikert Sveits
Østerrike	epost	Beskrivelse i epost– se kapittel dedikert Østerrike
Portugal	epost	Beskrivelse i journal artikler -se kapittel dedikert Portugal
Italia	epost	Ingen beskrivelse
Frankrike		Se veileder for beskyttelse av flomvoller
Island	Rapport Artikler	Beskrivelse i artikler og rapport. Se kapittel dedikert Island

Tabell B 3 Informasjon om hjelpe- eller reserveflomløpene er relatert til spesielle typer dammer, lokasjoner, damkonsekvensklasser eller andre spesielle forhold.

Land	Kilde	Kommentar
Sverige	epost	Fyllingsdam, elvekraftverk
Finland	epost	Ingen beskrivelse
Sveits	epost	Elvekraftverk
Østerrike	epost	Beskrivelse i epost. Se kapittel dedikert Østerrike
Portugal	epost	Beskrivelse i journal artikler. Se kapittel dedikert Portugal
Italia	epost	Ingen beskrivelse
Island	Rapport	Beskrivelse i artikler og rapport. Se kapittel dedikert Island

Tabell B 4 Har et eller flere av hjelpe- eller reserveflomløpene vært i drift, og i så fall, hva var erfaringen?

Land	Kilde	Kommentar
Sverige	epost	Reserveflomløpene (eller hjelpeflomløpene) (med tilknytting til vannkraft) har ikke vært i drift
Sveits	epost	
Østerrike	epost	
Portugal	epost	
Island	Rapport	
Finland		Ingen informasjon om reserveflomløp fra disse landene
Italia		

Tabell B 5 Finnes det retningslinjer som spesifiserer flomstørrelser eller hendelser der reserveflomløp er ment å komme i drift.

Land	Kilde	Kommentar/svar
Sverige	epost	Nei (ingen retningslinjer)
Finland	epost	Nei, ingen retningslinjer om reserveflomløp. Har hydrologiske krav knyttet returperiode av flommer avhengig konsekvensklassifisering av dammen.
Sveits	epost	-
Østerrike	epost	Har veiledere fra 2024 for flomberegninger (PMF).
Portugal	epost	Har forskrift for dammer og retningslinjer med krav knyttet returperiode av flommer avhengig konsekvensklassifisering (og høyde) av dammen.
Italia	epost	-
Island	Rapport	Nei, ingen veiledning, men praksis oppsummert i artikler og rapport

Tabell B 6 Informasjon om dimensjoneringskriteriene som har blitt brukt ved prosjektering av reserveflomløp

Land	Kilde	Kommentar/svar
Sverige	epost	Det henvises til prosjekterende rådgivere
Finland	epost	-
Sveits	epost	Det henvises til artikler.
Østerrike	epost	-
Portugal	epost	Det henvises til artikler om hjelpeflomløp.
Italia	epost	-
Frankrike		Det henvises til veileder for flomvoller
Island	Rapport	Det henvises til artikler og rapport

Tabell B 7 Har du prosjektbeskrivelse, referanser eller kopier av artikler som beskriver de nevnte tilfellene i mer detalj?

Se forrige tabell

B2 Sverige

Informasjonen under er fra Vattenfall Vattenkraft AB og Fortum, via Maria Bartch, Svenska kraftnät (SVK) (Bartsch, 2025).

Et eroderbart flomløp med en sikringsdam har vært bygget i Sverige. Flere slike flomløp planlegges som tiltak for å oppfylle kravene om å kunne håndtere svært ekstreme flommer og dermed øke damsikkerheten. Sverige har ikke nasjonale veiledere eller regelverk som omfatter reserveflomløp eller sikringsdammer.

Vattenfall Vattenkraft AB har installert et eroderbart flomløp med en sikringsdam i Vittjärv i Lule älv i Sverige. Eroderbare flomløpet har aldri vært aktivert siden bygging i 2007 til 2010. (Informasjon om byggetid fra en masteroppgave (Parray, 2015)). I tillegg har Fortum gjennomført fullskala forsøk i Lanforsen, Sverige, av en sikringsdam i forbindelse med planlagt bygging av eroderbart flomløp. Fortum planlegger også å bygge tre eroderbare flomløp i Lanforsen, Untra og Dalälven.

Hovedflomløpet for dammen i Vittjärv skal håndtere dimensjonerende 100-årsflom og eroderbare flomløpet med sikringsdammen skal aktiveres ved høyere flom for å oppfylle kravene til klasse I flom som definert i Sverige (informasjon fra Vattenfall Vattenkraft AB via Bartsch (2025)).

I tillegg til informasjonen fra SVK (Bartsch, 2025) fins det en Energiforsk rapport fra 2017 (Portin, 2017) som sammenstiller kunnskap om flomløp og metoder for å øke flomavledningskapasiteten ved et eksisterende anlegg. I rapporten nevnes at eroderbare damdeler finnes i Vittjärv, Äldådammen og Volgsjöfors. Det finnes også en rapport fra (Dan, 1996) om sikringsdammer (e. fuse plug embankments) som reserveflomløp ved eksisterende dammer i Sverige. Rapporten inneholder anbefalinger om hvordan en eroderbar dam bør utformes når den bygges ved en eksisterende dam, samt hvordan prosessen for valg av sikringsdammer som flomløp bør gjennomføres.

B2.1 Vittjärv Sverige

Informasjonen under er fra Vattenfall Vattenkraft AB, via Maria Bartch, SVK (Bartsch, 2025) samt fra en masteroppgave av Hardt & Klippenberger (2006) som henviser til Hansson (2005).

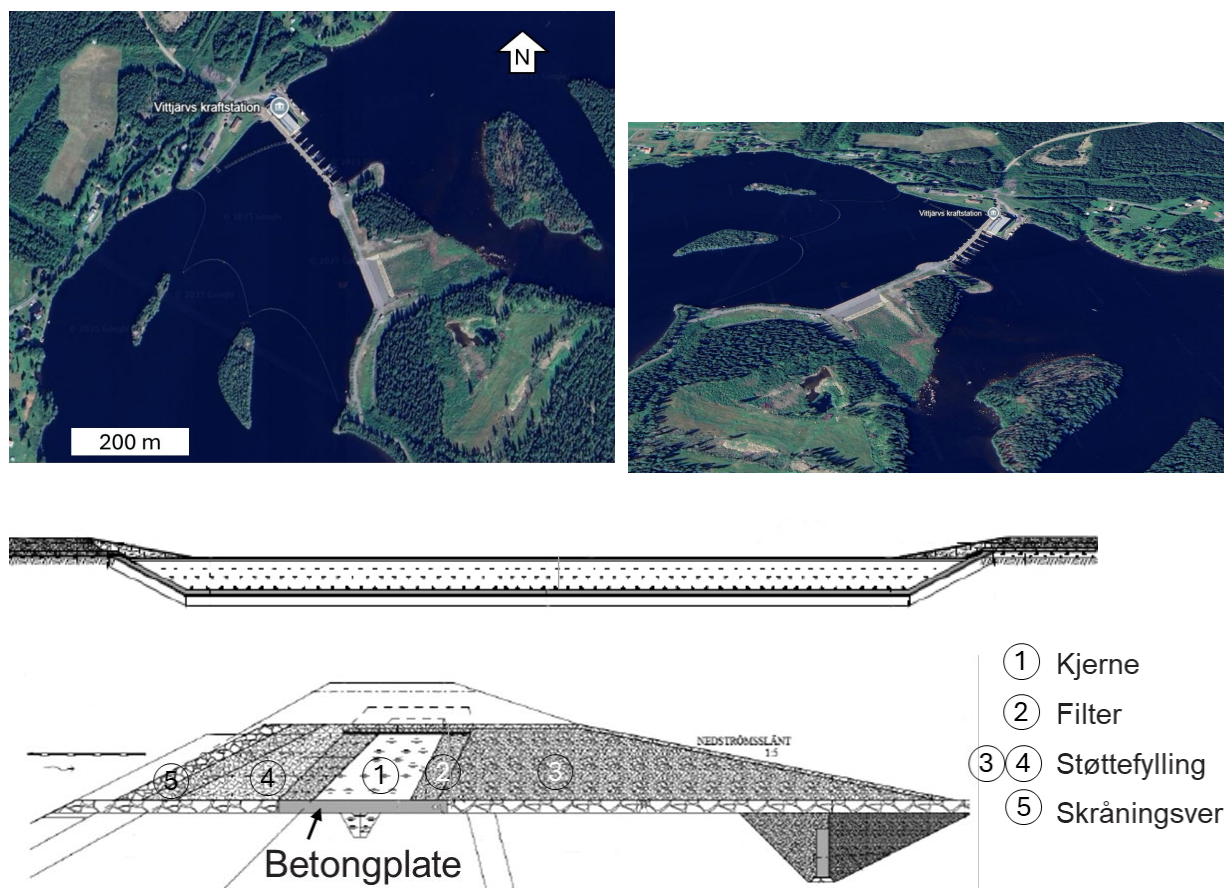
Kraftstasjonen i Vittjärv består av to fyllingsdammer (her nevnt Høyre og Venstre dam) på hver sin side av betongkonstruksjoner bestående av inntak og flomløp (se Figur 22a). Eroderbare flomløpet i Vittjärv er beskrevet i en rapport av Hansson (2005) og i en masteroppgave (Hardt & Klippenberger, 2006). En kort beskrivelse fra Vattenfall Vattenkraft AB med tilleggsinformasjon fra Hardt & Klippenberger (2006) er som

følger: Det eroderbare flomløpet er en omtrent 3 m høy sikringsdam, bygget i en 70-80 m bred kanal (Figur 22b). Kanalen ligger gjennom den Høyre dammen, som er en 210 m lang og opptil 11 m høy fyllingsdam. Sikringsdammen har lavere krone enn de øvrige dammene. Sentralt i sikringsdammen er en skråstilt tett kjerne av morene omgitt av filter. Støttefylling mot filter har grovere materiale på oppstrømsiden. Kjernen er fundamentert på en betongplate, mens resten av sikringsdammen er fundamentert på steinblokker omgitt av betong (svensk: glacis) under den øvrige dammen (Figur 22c).

Nedstrøms sikringsdammen er det etablert en kanal, gravd gjennom jordfylling. Kanalens sider er erosjonsbeskyttet og en spuntvegg er forankret i overgangen mellom betong og naturlig jordmateriale for å unngå tilbakegående erosjon. Spunten er dimensjonert mot beregnet erosjonsdybde ved aktivisering av sikringsdammen i reserveflomløpet.

Løsningen med en sikringsdam ble valgt ut fra geometrien til anlegget, hvor en relativt lav fallhøyde og god plass til en bred åpning muliggjør høy avledningskapasitet. Løsningen ble i tillegg ansett som en økonomisk gunstig løsning i forhold til et konvensjonelt flomløp (informasjon fra Vattenfall Vattenkraft AB via epost fra Bartsch (2025)).

Det eroderbare flomløpet har aldri blitt aktivert. Hovedflomløpet for anlegget skal håndtere dimensjonerende 100-årsflom og det eroderbare flomløpet med sikringsdammen er prosjektert for å aktiveres ved høyere flom for å oppfylle kravene til klasse I flom som definert i Sverige (informasjon fra Vattenfall Vattenkraft AB via epost fra Bartsch (2025)).



Figur B 1 Vittjärv. a) Oversikt. (fig. fra Google earth) b) Lengdesnitt av eroderbare flomløpet, sikringsdammen (sett forfra). c) Tverrsnitt av sikringsdammen (3 m høy). Skraverte seksjonen er sikringsdammen mens linjene under og over er selve dammen. Figurer fra (Hardt & Klippenberger, 2006) (opprinnelig fra Hansson (2005)).

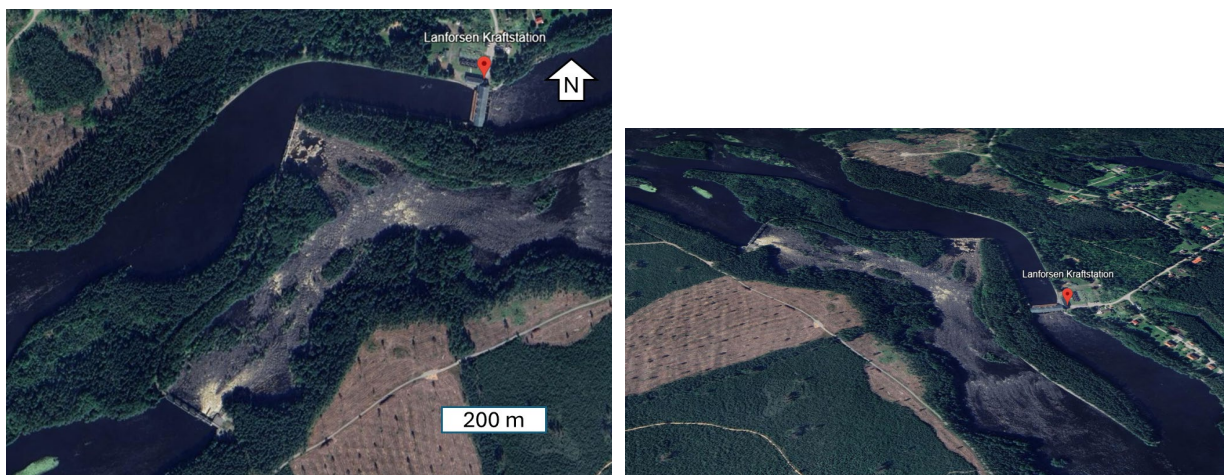
B2.2 Lanforsen, fullskala forsøk

I en rapport fra Energiforsk av Lagerlund (2018) beskrives fullskala feltforsøk gjennomført ved Lanforsen vannkraftverk i Sverige (Figur B 2). Før byggingen ble fjellgrunnen nedstrøms flomløpet rensset, og jevnet med betong. En betongplate ble støpt i fundamentet til kjernen.

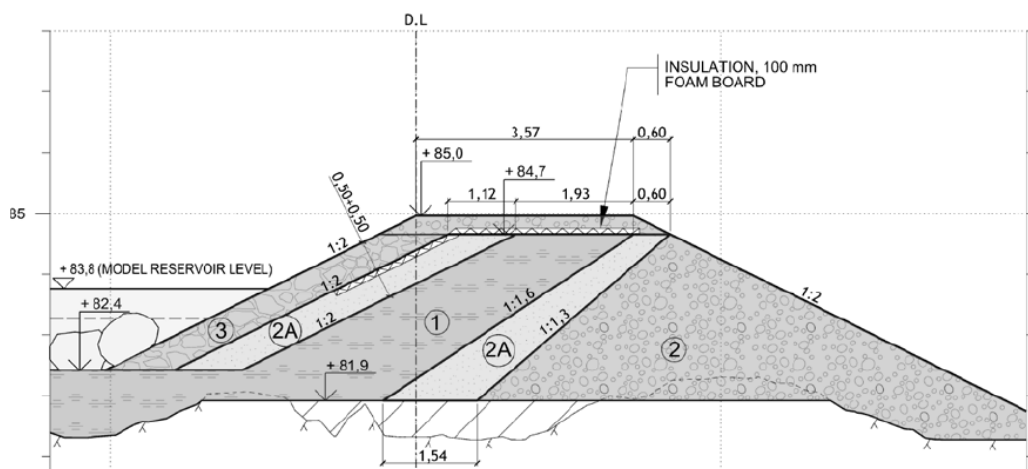
Tverrsnitt i forsøks sikringsdammen fra Lagerlund (2018) er vist i Figur B 3. Sikringsdammen er soneinndelt fyllingsdam med skråstilt kjerne av morenejord (e. till). Kjernen er beskyttet av filtersoner av sand både oppstrøms og nedstrøms. Topp kjerne frostbeskyttes av isolasjonsplater. Det var også plassert isolasjonsplater på oppstrøms siden av den skråstilte kjernen. Støttefyllingen nedstrøms og oppstrøms består av grus.

Ifølge resultater fra forsøkene til Lagerlund (2018) forlenger isolasjonsplatene erosjonsprosessen tidsmessig, ettersom platene beskytter kjernen mot det strømmende vannet. Dette gjelder spesielt platene som var plassert på oppstrøms side av filtersonen mot den skråkråstiltte kjernen. Så snart isolasjonsplatene ble vasket bort, økte erosjonshastigheten.

I tillegg til feltforsøk ble modeller i skala 1:3 og 1:6 bygget i laboratoriet. Resultater fra modellforsøkene ble sammenlignet med feltforsøkene i full skala. Lagerlund (2018) konkluderer at modellforsøk i skala 1:3 eller 1:6 kan erstatte et fullskalaforsøk for å evaluere funksjonaliteten til en sikringsdam. Allikevel anbefales det at modellforsøk gjennomføres både i skala 1:3 og 1:6 for en helhetlig vurdering.



Figur B 2 Lanforsen Sverige- oversikt (figurer fra Google Earth).



Figur B 3 Tverrsnitt i sikringsdam – Lanforsen feltforsøk. (Figur fra Lagerlund (2018)).

B3 Finland

Informasjonen under er fra Eija Isomäki, fra damsikkerhetsseksjonen ved Kainuun ELY Centre, Finland (Isomäki, 2025).

Streng hydrologiske krav for dimensjonering av dammer er beskrevet i et regjeringsdekret om damsikkerhet i Finland. I kapittel 2 om hydrologisk dimensjonering av et vassdragsanlegg kommer følgende frem: (1) En dam i et vassdrag er dimensjonert for vannføring som forårsaker maksimalt behov for avledning. Dimensjoneringen presenteres som den årlige sannsynligheten eller frekvensen av flom som tilsvarer en slik vannføring (dimensjonerende flom). (2) Dimensjonerende flom for dam i ulike klasser er som følger:

1. for en klasse 1 dam i Finland skal gjentakintervall for dimensjonerende flom settes til 5000 til 10000 år, det vil si flom med en sannsynlighet på 0,02 – 0,01 prosent.
2. for en klasse 2 dam i Finland skal gjentakintervall for dimensjonerende flom settes til 500 til 1000 år, det vil si flom med en sannsynlighet på 0,2 – 0,1 prosent.
3. for en klasse 3 dam i Finland skal gjentakintervall for dimensjonerende flom settes til 100 til 500 år, det vil si flom med en sannsynlighet på 1 – 0,2 prosent.

De ulike klassene i Finland henviser til konsekvens av dambrudd der brudd på klasse 1 dam vil ha høyest konsekvens. Definisjonene er som følger etter Isomäki et al. (2012): Klasse 1 dam i Finland er en dam som ved en ulykke resulterer i fare for menneskeliv og helse eller betydelig fare for miljøet eller eiendom. Klasse 2 dam, er en dam som ved en ulykke kan forårsake fare for helse eller større enn mindre fare for miljøet eller eiendom. Klasse 3 dam i Finland, er en dam som ved en ulykke kan forårsake kun mindre fare.

Alle klassifiserte dammer i Finland må oppfylle kravene gitt ovenfor for avledning av dimensjonerende flom med et eller flere flomløp. Når det gjelder dammer tilknytte kraftproduksjon, medregnes vann gjennom turbinen i flomavledning.

I Finland brukes ikke direkte begrepet reserveflomløp. Finland har imidlertid andre planer eller tiltak for denne typen hendelser. Som et eksempel finnes noen luker i diker/flomvoller som kan åpnes ved store flommer. Lukene slipper da vann ut til jordbruksområder for å beskytte og lette vannstigningen ved beboelsesområder.

B4 Sveits

Informasjonen under er fra det føderale departementet for miljø, transport, energi og kommunikasjon, Sveitsiske Forbundskontoret for Energi ((Bundesministerium für Energie), via Dr. Alexandre Pachoud spesialist vedavdeling for tilsyn med dammer (Pachoud, 2025). Avdelingen følger opp sikkerheten til mer enn 200 store dammer i Sveits.

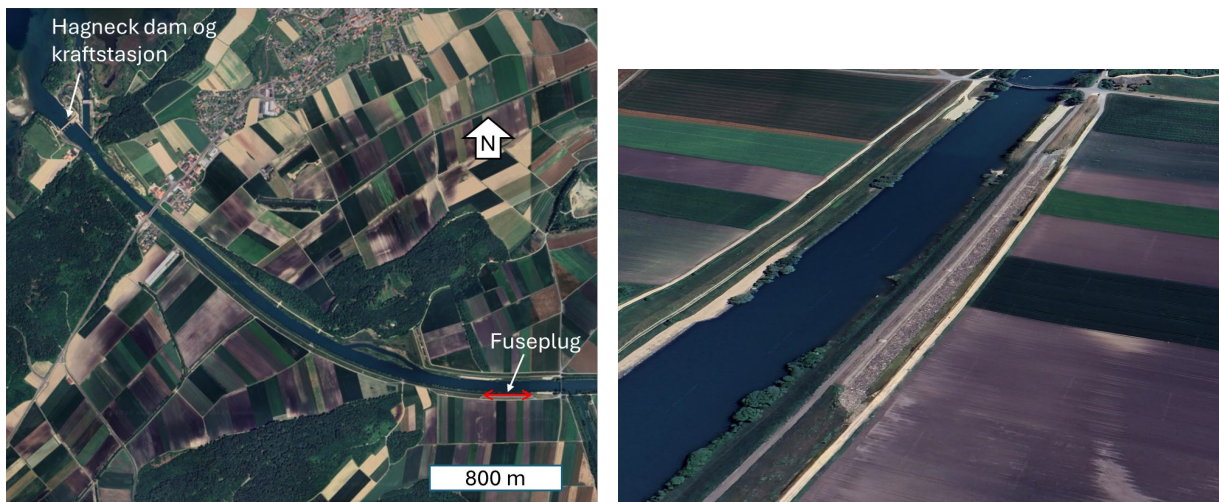
Reserveflomløp, etter ICOLD definisjon, og da spesielt eroderbart flomløp med sikringsdammer, er ikke vanlig brukt i Sveits for store dammer (Pachoud, 2025). I Sveits fins en sikringsdam i forbindelse med et elvekraftverk Hagneck og tilhørende 15 m høy dam. I tillegg finnes enkelte eksempler av sikringsdammer som oftere er knyttet til flomvoller i forbindelse med flombeskyttelse. Det henvises til forskningsprosjektet DIFUSE (Digues fusibles et submersibles pour la gestion des crues) for sikringsdammer tilknyttet flomvoller og rapportering fra dette i en konferanserapport (Schleiss, 2005).

B4.1 Hagneck kanal sikringsdam

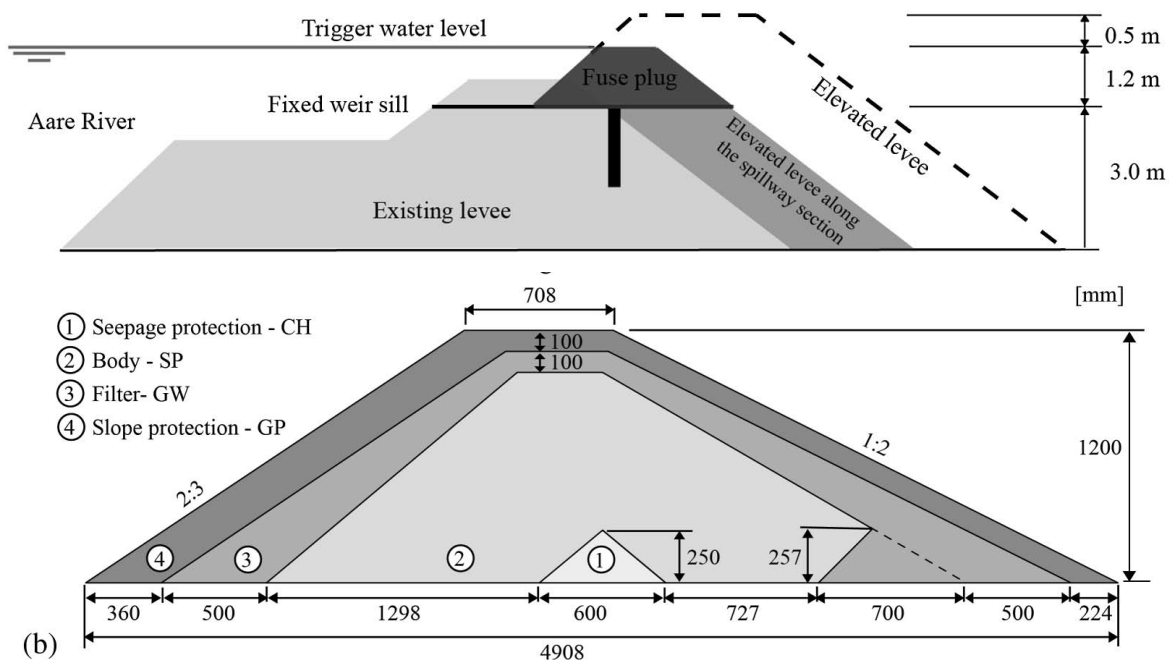
I Sveits er det etablert en 1,2 m høy sikringsdam ved Hagneck kanalen i Sveits. Sikringsdammen er tilknyttet en 15 meter høy elvekraftverksdam, ved Aare-elven, ved munningen av Hagneck-kanalen som

går inn i Bielersee, se Figur B 4. Sikringsdammen var bygget for å beskytte utvalgte områder mot ekstreme flommer, ved å lede vannet til områder med lavere konsekvens. Sikringsdammen gjør at Hagneck-dammen, som ligger nedstrøms, kan dimensjoneres for en lavere flomavledningskapasitet ettersom flomvannføringen reduseres ved aktivering av sikringsdammen.

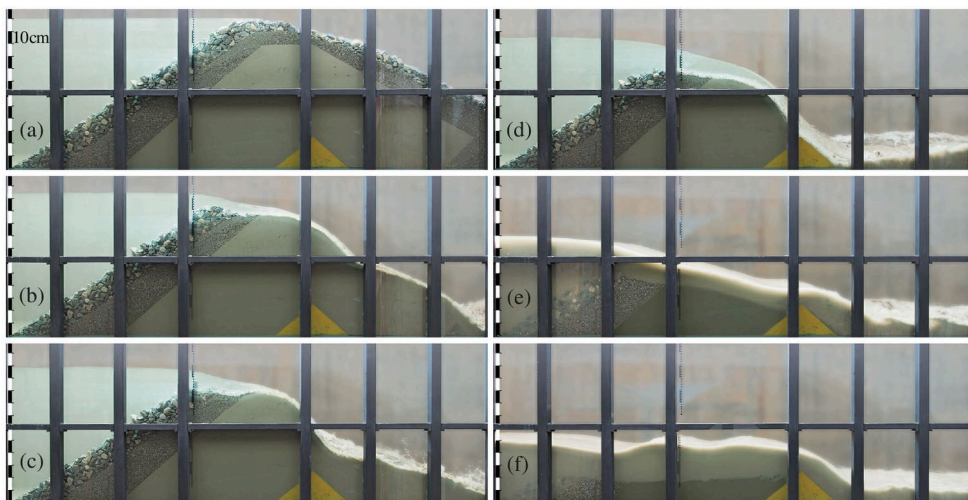
Modellforsøk gjennomført av Schmocker et al., (2013) undersøkte to mulige tverrsnitt av sikringsdammen. Sikringsdammen i Figur B 5 ble valgt på grunn av enklere geometri og lettere konstruksjonsarbeid sammenlignet med en sikringsdam med skråstilt kjerne, som også ble vurdert. Et enklere tverrsnitt ble valgt også med bakgrunn i sikringsdammens lave høyde, kun 1,2 m. Bruddmekanisme ved overtopping er vist i Figur B 6.



Figur B 4 Hagneck kanal, Sveits. a) Oversikt. Sikringsdammens lokasjon på kanalen er gitt med rød linje (Google Earth). b) Sikringsdammen. (Google Earth).



Figur B 5 a) Tverrsnitt av en flomvoll ved siden av eroderbare flomløpet som viser eksisterende flomvoll (existing dike), sikringsdammen og forhøyet flomvoll (figur fra Schmocker et al., 2013). b) Sikringsdam med sandkropp og med leire (e. fat clay) (CH), dårlig sortert sand (SP), velgradert grus (e. gravel) (GW) og dårlig sortert grus (GP) (figur fra Schmocker et al. (2013)).



Figur B 6 Bruddmekanisme ved overtopping av en 1,2 m høy soneinndelt sikringsdam uten kjerne, prototype dimensjoner (figur fra Schmocker et al. (2013)).

B5 Østerrike

Informasjonen under er fra østerrikske føderale departementet (Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft) via Dr. Burkhard Rüdissler (Burkhard, 2025 (epost)).

Et reserveflomløp er ikke vanlige i Østerrike og blir normalt ikke vurdert ved prosjektering av nye konstruksjoner. Likevel kan Pack gravitasjonsdammen i Styria, Østerrike, vurderes å bli utstyrt med et reserveflomløp. Reserveflomløpet er planlagt å kompensere for større påregnelig maksimal flom (PMF) som følge av klimaendringer og nyere datagrunnlag.

Veiledning for PMF beregninger i Østerrike er presentert i en veileder utgitt i 2024 (Czerny et al., 2024)

B5.1 Pack gravitasjonsdam

Pack gravitasjonsdam er i Styria, Østerrike. Dammen har maks høyde på 33 m og kronelengde på 80 m. Hovedflomløpet er utstyrt med tre luker, men har ikke kapasitet til å avlede PMF som er vurdert til ~ 185 m³/s. Se Figur B 8a og b.

Siden hovedflomløpet med flomlukene ikke er tilstrekkelige til å kompensere for en PMF-hendelse, ble det installert en overtoppingsbeskyttelse ved en betongoverløpskonstruksjon (Figur B 8) for å spre energien fra vannet som overtopper damkronen. Betongkonstruksjonen ble fylt med jord og beplantet med gress av estetiske årsaker. Dette tiltak faller under overtopping erosjons beskyttelse som f.eks. er nevnt i (USBR, 2022) for reserveflomløp og nærmere beskrevet i (FEMA, 2014).

Ifølge Burkhard (2025 (epost)) har det hittil (januar 2025) ikke vært noen overtopping av damkronen.



Figur B 7 Pack dammen i Styria a) Oversikt. b) Flomlukene (3 luker). (Bilder fra Burkhard, 2025 (epost)).



Figur B 8 Pack dammen i Styria. Bygging av betongkonstruksjonen for å ta imot vann som overtopper dammen. (Bilder fra Burkhard, 2025 (epost)).

B6 Portugal

Informasjonen under er fra det portugisiske miljøbyrået (Agência Portuguesa do Ambiente (APA)) via Paulo Castro (Castro, 2025) avdelingsjef i damsikkerhetsseksjonen (Chefe de Divisão, Gabinete de Segurança de Barragens).

I begynnelsen av 2018 ble nye forskrifter for store (APA, 2018a) og små dammer (APA, 2018b) utstedt: Dekretlov nr. 21/2018, 28. mars (PI (Planeamento e das Infraestruturas), 2018). Sammen med denne nye lovgivningen ble et sett nye retningslinjer publisert av APA (Portugisisk Miljøbyrå). Disse retningslinjene etablerer en ny ramme for flommer og returperioder som skal ta hensyn til ved hydrologiske/hydrauliske vurderinger av vassdragsanlegg. For store dammer er minimum returperiode gitt i vedlegg I i forskriften APA (2018a) og er avhengig dam type, samt konsekvens klasse og dam høyde, som vist i Tabell B 8. I Portugal er dammer klassifisert i tre klasser i synkende rekkefølge etter skaden de kan forårsake og med hensyn til egenskapene til hver dam. Klasse I-dammer er de som kan forårsake mest skade og må prosjekteres for flommer med lengste returperioden, eller opptil 5000 år for dammer som er 100 m eller høyere (se Tabell B 8).

Tabell B 8 Minimum returperiode for flom for store dammer i Portugal (APA, 2018a)

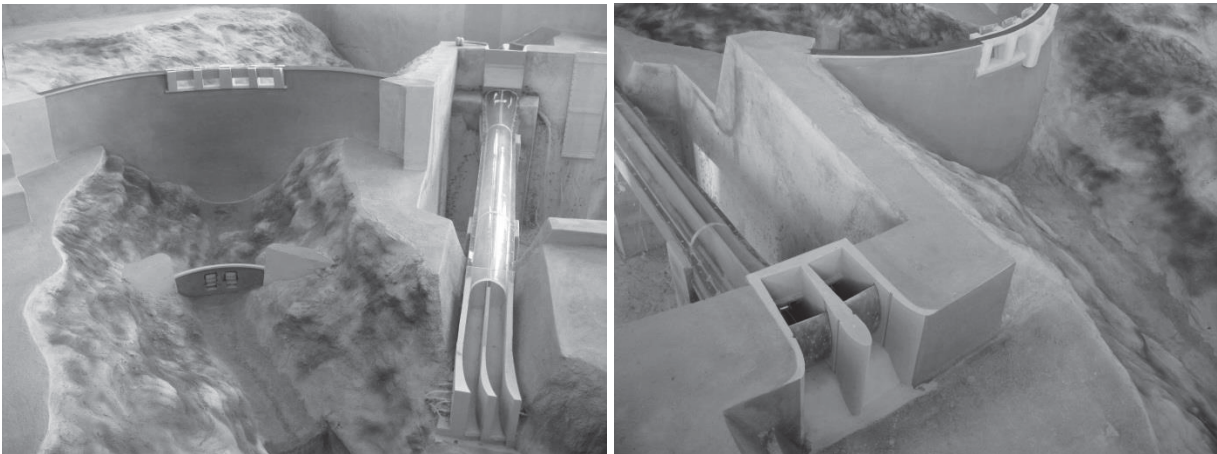
Type dam og høyde h (m)		Returperiode for prosjektflo (år)	
Betongdam og steinfyllingdam med tetning oppstrøms (Betão e enrocamento com laje a montante)	Fyllingsdam (Aterro)	klasse I og II (Portugal)	klasse III (Portugal)
$h \geq 100$	$h \geq 50$	5 000	2 000
$100 > h \geq 50$	$50 > h \geq 15$	2 000	1 000
$50 > h \geq 15$	$15 > h$	1 000	500
$15 > h$	–	500	100

Reserveflomløp, slik de er definert i 'ASDSO dam safety toolbox' (no date), vurderes generelt ikke ved prosjektering av flomløp i Portugal, ifølge Castro (epost, 2025). Det finnes imidlertid tilfeller der hjelpeflomløp har blitt etablert etter revurdering av flo. Slike hjelpeflomløp er for eksempel installert ved Salomonde dammen og Caniçada dammen er begge i Cavado-elven, som renner gjennom det nordvestlige Portugal.

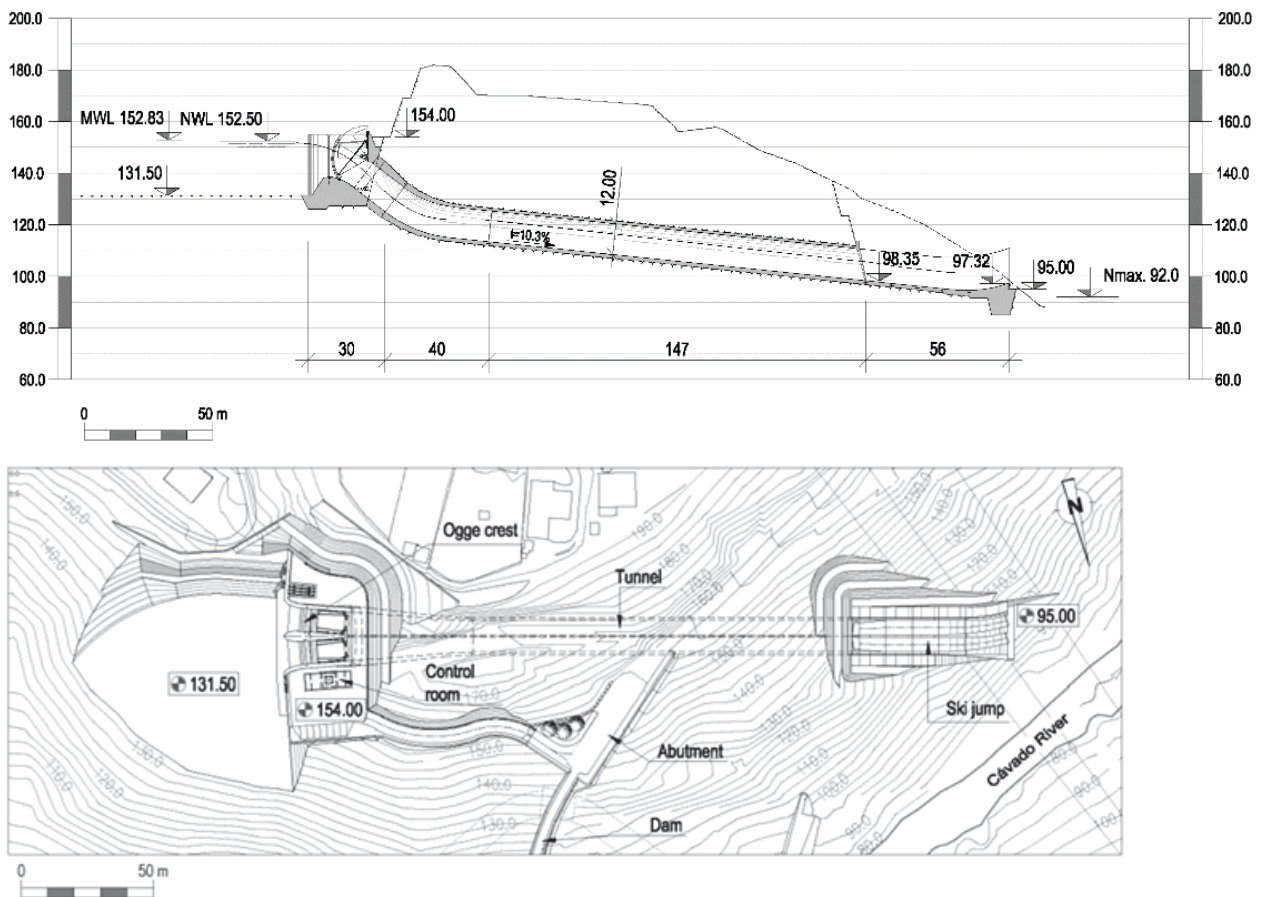
B6.1 Caniçada dammen

Følgende informasjon om Caniçada dammen er fra Muralha et al. (2015).

Caniçada dammen i Portugal er en dobbelkrum hvelvdam, bygget i 1955, med maksimal høyde på 76 m og en kronelengde på 196 m. Dammen var opprinnelig utstyrt med et flomløp (hovedflomløpet) og et bunttappeløp. Hovedflomløpet ligger sentralt i dammen utstyrt med fire luker (rektangulære åpninger). Kapasiteten til det opprinnelige flomløpet var 1700 m³/s. Nye flomberegninger, etter innføring av nytt regelverk i Portugal i 2007, medførte behov for økt kapasitet. Løsningen var å installere et hjelpeflomløp i venstre vederlag, et lukekontrollert flomløp med 200 m lang avløpstunnel og et skihoppformet utløp (se Figur B 9 og Figur B 10). Hjelpeflomløpet har kapasitet på 2062 m³/s. Bygning av hjelpeflomløpet startet i 2014.



Figur B 9 Caniçada dammen - Modellforsøk. (venstre) nedstrøms side, (høyre) oppstrøms side. Fig. fra Muralha et al. (2015).

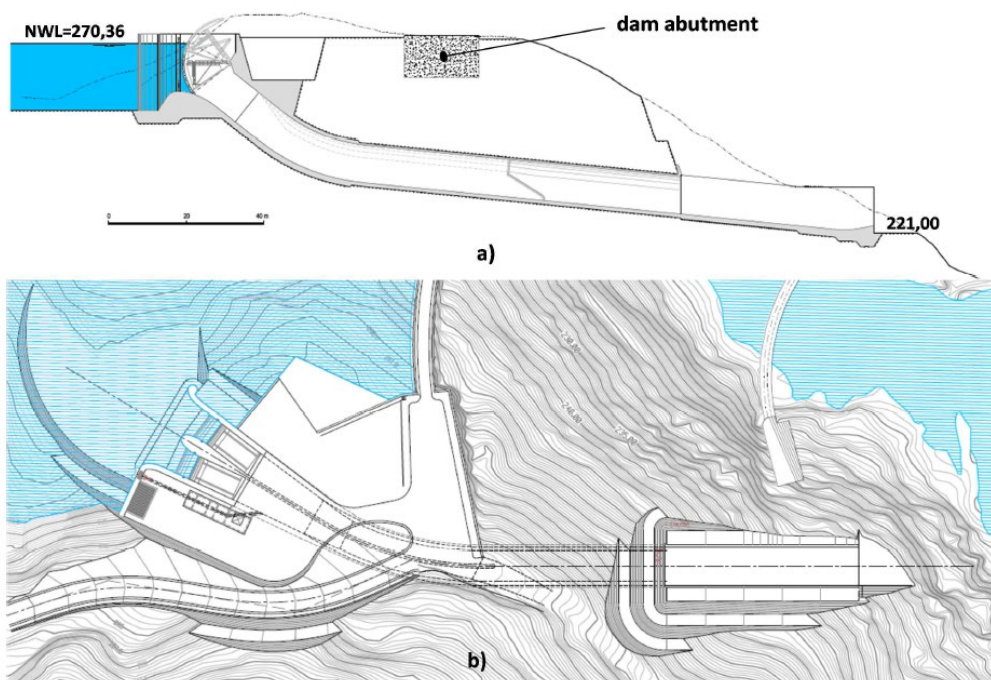


Figur B 10 Caniçada dammen, hjelpeflomløp: a) Lengdesnitt. b) Plantegning. Figur fra Muralha et al. (2015).

B6.2 Salamonde dammen

Følgende informasjon om Salamonde dammen er fra Muralha, Couto, Oliveira, et al. (2015) og Silva et al. (2014)

Salamonde dammen i Portugal er en dobbelkrum hvelvdam, bygget i 1955, med maksimal høyde på 75 m. Dammen var opprinnelig utstyrt med et flomløp (hovedflomløpet) og et bunttappeløp. Hovedflomløpet ligger sentralt i dammen utstyrt med fire luker (rektangulære åpninger). Kapasiteten til det opprinnelige flomløpet var $1700 \text{ m}^3/\text{s}$. Nye flomberegninger ved innføring av nytt regelverk i Portugal i 2007 medførte behov for økt kapasitet. Løsningen var å installere et hjelpeflomløp med lukekontrollert flomløp i høyre vederlag med en 120 m lang avløpstunnel og et skihoppformet utløp (se Figur B 11 og Figur B 12). Hjelpeflomløpet har kapasitet på $1233 \text{ m}^3/\text{s}$. Bygning av hjelpeflomløpet startet i 2011.



Figur B 11 Salamonde dammen, hjelpeflomløp: a) Lengdesnitt. b) Plantegning. Figur fra Muralha, Couto, Oliveira, et al. (2015)



Figur B 12 Salamonde dammen. Modell av dammen og hjelpeflomløpet, fra oppstrøms side i bildet til venstre og nedstrøms side. I bildet til høyre. Figur fra Muralha, Couto, Oliveira, et al. (2015)

B7 Italia

Informasjonen under er fra Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti via Claudia Russo (Russo, 2025), leder for dammer og vanninfrastruktur (Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture idriche)

Regelverket i Italia beskriver ikke noe eksplisitt angående reserveflomløp. Det finnes ikke flomløp i Italia, som er dimensjonert for engangs bruk og kun aktiveres under en ekstrem flom eller andre ulykkeshendelser.

B8 Frankrike

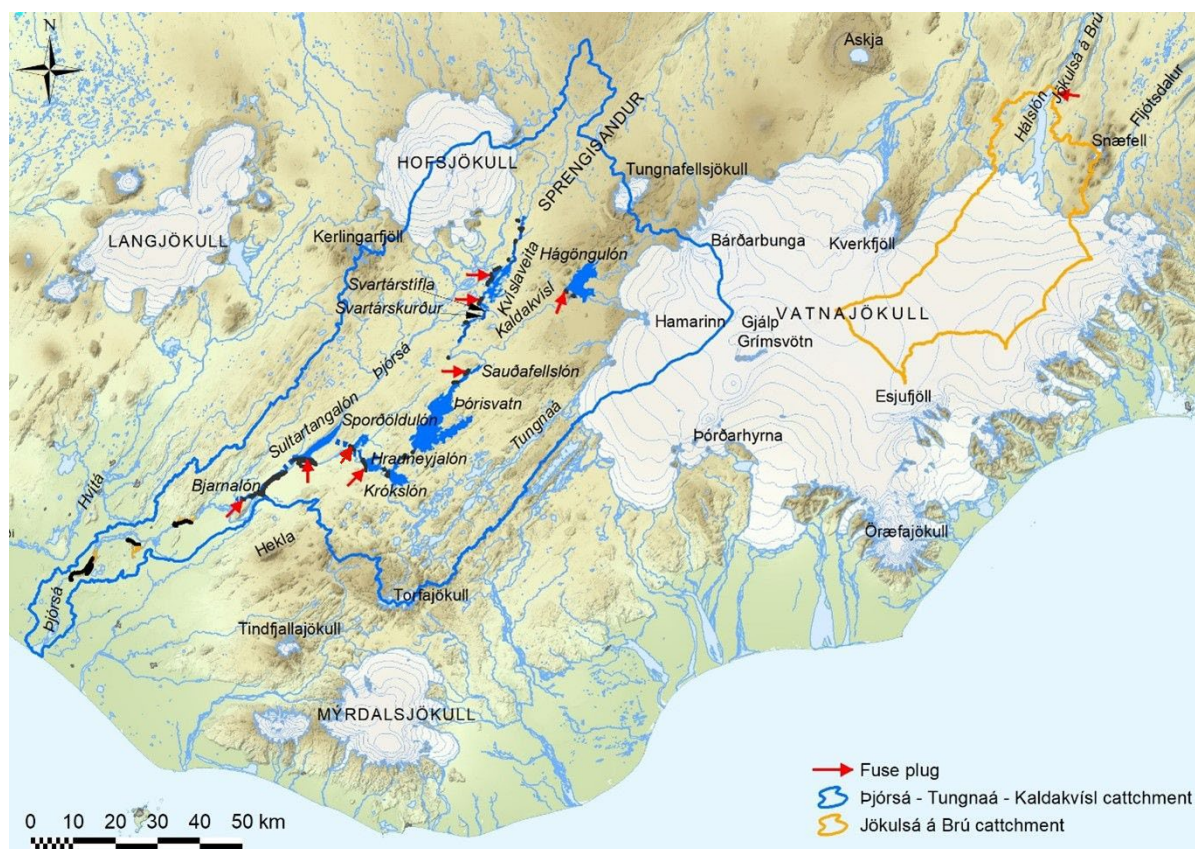
I Frankrike fins det ikke konstruksjoner ved store dammer og magasiner som er prosjektert som en sikringsdam (Courivaud, 2025 (epost)). Imidlertid er sikringsdammer brukt i Frankrike for å beskytte flomvoller. Allerede på 1800-tallet var slike installasjoner tatt i bruk, for eksempel for å beskytte flomvollene langs Loire-elven («Loire levees») men da uten spesiell dimensjoneringsvurderinger (Degoutte & Tourment, 2021). Nylig ble det publisert en veileder i Frankrike som omhandler flomløp for flomvoller, inkludert bruk av sikringsdammer som en del av tiltakene.

—Degoutte, G. and Tourment, R. (2021) Spillways on River Levees. doi:10.35690/978-2-7592-3285-7.

B9 Island

Informasjonen under er fra Sigtryggsdottir et al. (2019) samt en rapport utarbeidet av Verkís, Island for Landsvirkjun (LV) (Almarsson & Pálmason, 2020). Sigtryggsdottir et al. (2019) gir historisk oversikt med hovedtrekk for dimensjonering av sikringsdammer på Island, mens Almarsson & Pálmason (2020) presenterer i rapporten for Landsvirkjun detaljer for hver enkel sikringsdam.

På Island er det 9-10 sikringsdammer, etablert ved vannkraftmagasiner som lagrer vann fra breelver på Island. Sikringsdammene er bygget i perioden fra omtrent 1970 til 2013. Noen har blitt revurdert og utbedret. Oversikt over sikringsdammene på Island er gitt i Figur B 13 og Tabell B 9.



Figur B 13 Sikringsdammer på Island – oversikt. (Figur fra Sigtryggsdottir et al (2019) med ny pil for Sporðöldulón sikringsdammen).

Åtte sikringsdammer ligger i nedbørfeltet til breelvene Þjórsá-Tungnaá-Kaldakvísl og en i nedbørfeltet til elven Jökulsá á Brú (se Figur B 13). Ingen av disse sikringsdammene har vært aktivert.

Sikringsdammene er installert ved følgende magasin i nedbørfeltet til elvene Þjórsá-Tungnaá-Kaldakvísl (fra øverst liggende til lavest liggende magasin): Hágöngulón, Kvíslaveita (Hreysilón, Kvíslavatn og Svartárlón), Þórisvatn (Saudafellslón), Hrauneyjafoss, Sporðöldulón, Sultartangulón og Bjarnalón. I Øst-Island er en sikringsdam installert ved magasinet Háslón som lagrer vann fra breelven Jökulsá á Brú. Figur B 13 gir oversikt over etablerte sikringsdammer. I tillegg er sikringsdammer planlagt i forbindelse med tre foreslåtte vannkraftverk i nedre del av Þjórsá-elven.

Tabell B 9 Sikringsdammer på Island (Informasjon hentet fra tabeller og tegninger i Almarsson & Pálmason (2020))

Magasin	Hoveddam	Sikringsdam og hoveddam		Sikringsdam (FPd)								
	Høyde hoveddam /dammer ved magasinet (m)	$\Delta(\text{topp})$ (m)*	Soner/ material i FPd er lik hoveddam	År ferdigstilt /renovert	FPd type	FPd høyde (maks /gjennomsnitt) (m)**	Lengde (m)***	Kapasitet ****	FPd adskilt fra hoveddam	Hvordan adskilt	Pilot kanal innstallert	Avledning nedstrøms
Hágöngulón	22	1	ja	1997/2015	ER/i.e.	10/8	130	Stor	nei		nei	med dike
Kvíslaveita												
Hreysilón	16	1,5	nei	1985	G	1/1	50	Liten	ja	i kanal	nei	er i kanal
Kvíslavatn	7 til 20	2	nei	1984/1996	G	1/1	50	Liten	ja	i kanal	nei	er i kanal
Svartárlón	16	1	ja	1983/2015	TE/ie	7/5,5	150	Middels	nei		ja	
Bórisvatn												
Sauðafellslón	24	1,5	nei	1970/2002	R/i.b.	8/5	360	Stor	ja	terreng	nei	
Hrauneyjalón	15	1,5	ja-	1979	ER/i.e.	3,5/3,5	100	Middels	ja	betongvegg	nei	
Sporðöldulón	22	1,1	ja	2013	ER/i.e.	5/1	100	Middels	ja	terreng	nei	
Súttatungalón	22	1	nei	1984/1999/2010	R	9/9	500	Stor	nei		nei	med dike
Bjarnalón			nei	1969	ER/ie							
Hálslón	29 til 198	1	nei	2006	ER/i.e.	14,5/13,5	152	Stor	ja	med betongvegg	nei	Kanal og betongvegg
* $\Delta(\text{topp})$ er forskjellen mellom nivå damtopp og nivå sikringsdamtopp												
** FPd høyde (maks/gjennomsnitt) henviser til maksimum versus gjennomsnitt høyde av sikringsdammen (FPd)												
*** Lengde sikringsdam, men bruddåpningen som brukes for å beregne kapasitet kan være mindre												
**** Rapporten (Almarsson & Pálmason, 2020) estimerer kapasitet utfra vannføring via beregnet bruddåpning, her er estimert kapasitet fra rapporten, Qb, delt på følgende tre grupper: Liten $Qb \leq 500 \text{ m}^3/\text{s}$; Middels $500 < Qb \leq 500 \text{ m}^3/\text{s}$; Stor $Qb > 5000 \text{ m}^3/\text{s}$;												
ER/i.e.	Jord-steinfylling/ internal kjerne av jordmaterial					ER	Jord-steinfylling					
TE/ie	Jordfylling/ internal kjerne av jordmaterial					G	Grus					
R/i.b.	Steinfylling/internal kjerne av betong					R	Steinfylling					

Dammer på Island er generelt dimensjonert for tilløpsflommer fra nedbørfeltet med en 1000-års returperiode, men skal tåle påregnelig maksimal flom (PMF) med begrenset skade. For dammene i Þjórsá-Tungnaá-Kaldakvísl varierer PMF fra 2500 til 7500 m³/s, fra det magasinet som ligger høyest til det laveste.

Sikringsdammene er i hovedsak etablert for å avlede ekstreme flommer eller jøkullaup. Jøkullaup kan oppstå som følge av vulkansk utbrudd under isbreen Vatnajökull. De mindre jøkullaupene med en vannføring på mindre enn 1000 m³/s er mest sannsynlige, mens ekstreme flommer med vannføring som overstiger 100 000 m³/s er mulig, men veldig usannsynlig. Slike hendelser kan mulig oppstå som følge av et utbrudd i Bárðarbunga-kalderaen. Jøkullaupene sørvest fra Vatnajökull, med en vannføring på 6 000 til 15 000 m³/s, og kan ha returperioder på noen hundre år til noen tusen år. (Sigtryggisdóttir et al., 2019)

Tilgjengelige empiriske dambruddsformler, for eksempel Froehlich (2008) har vært brukt på Island for å estimere gjennomsnittlig bruddåpning og tilsvarende bruddtid av sikringsdammer. Bruddåpningen benyttes i overløpsformel for estimat av avledningskapasiteten til eroderbare flomløpet. Der hvor sikringsdammen grenser inn mot hoveddammen, bør den laterale utstrekningen av bruddet begrenses med tiltak, helst en armert betongvegg. For noen av sikringsdammene er flomavledning nedstrøms kontrollert med etablering av en kanal og/eller ledevoller/vegger.

Sikringsdammene ved Hálslón og Hreysilón er beskrevet nedenfor i noe mer detalj. Sikringsdammen for Hálslón er valgt fordi den markerer en milepæl for slike konstruksjoner på Island med valg av materialer som fremmer erosjon, samt at det er etablert en kanal nedstrøms for flomavledning. Sikringsdammen for Hreysilón er et eksempel på en enkel sikringsdam som ligger i en egen kanal uten å grense mot andre dammer ved magasinet.

B9.1 Hálslón

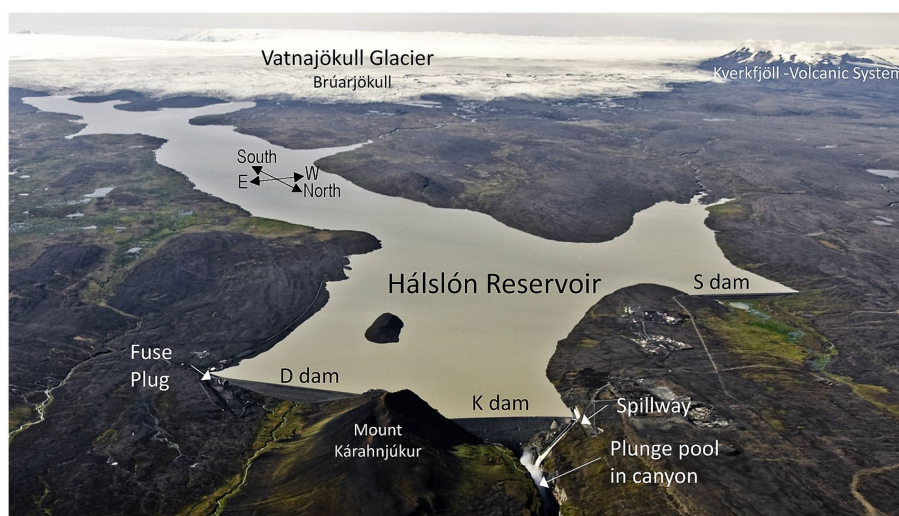
Hálslón er hovedmagasinet for Fljótstalsstöð kraftstasjon på 690 MW. Hálslón er regulert av tre fyllingsdammer bygget mellom 2005 til 2007 (se Figur B 14). Hoveddammen, Kárahnjúkar-dam (K-dam), er en 198 m høy, 700 m lang steinfyllingsdam med betongtetning. De øvrige dammene er med sentral morenekjerne. Øst for K-dammen ligger Desjarár-dam (D-dam), 70 m høy og 1100 m lang, og vest for K-dammen er Sauðárdalur-dam (S-dam), 25 m høy og 1100 m lang. K- og D-dammene er fundamentert på fjell av ulik art, mens S-dammen er fundamentert på løsmasser. Hovedflomløpet er ved den vestlige enden av K-dammen, mens et reserveflomløp med en 100-150 m lang sikringsdam er ved den østlige enden av D-dammen. En støttemur av betong skiller D-dammen og sikringsdammen, mens det er en naturlig avslutning av sikringsdammen mot vederlag i østlige enden. En 600 m lang kanal er etablert i fjellet nedstrøms sikringsdammen som avleder flommen forbi D-dammen. (se Figur B 15 og Figur B 16) (Palmason & Sigtryggsdóttir, 2008)

Dimensjonerende flom for hovedflomløpet var opprinnelig regnet til 1350 m³/s og PMF til 2250 m³/s. Reserveflomløpet, med sikringsdammen, er ment å avlede en ekstrem flom på opptil 6000 m³/s (Gardarson et al., 2010) i tilfelle jøkullaup som følge av vulkansk utbrudd under isbreen Vatnajökull.

Sikringsdammens krone ligger 1 m under damkrona på D-dammen. Ved overtopping av sikringsdammen er vannstand 4.5 m over HRV, noe som tilsvarer en vannføring på omtrent 2600 m³/s i hovedflomløpet. Noen skader i området nedstrøms hovedflomløpet forventes ved denne vannføringen. Når sikringsdammen har erodert regnes det med at reserveflomløpet avleder omtrent 6000 m³/s (Palmason & Sigtryggsdóttir, 2008).

Material i øvre delen av sikringsdammen er hovedsakelig friksjonsmasser (se Figur B 16) for å legge til rette for brudd ved overtopping. Øverste 7,5 m av kjernen er bygget av løss mens kjernen i D-dammen er morene helt til topp av kjerne. Oppstrøms delen av sikringsdammen er i hovedsak lik dette på D-dammen, mens nedstrøms delen hovedsakelig består av grus. Skråningsvern nedstrøms går ikke helt opp til krona av sikringsdammen slik den gjør på D-dammen. (Palmason & Sigtryggsdóttir, 2008)

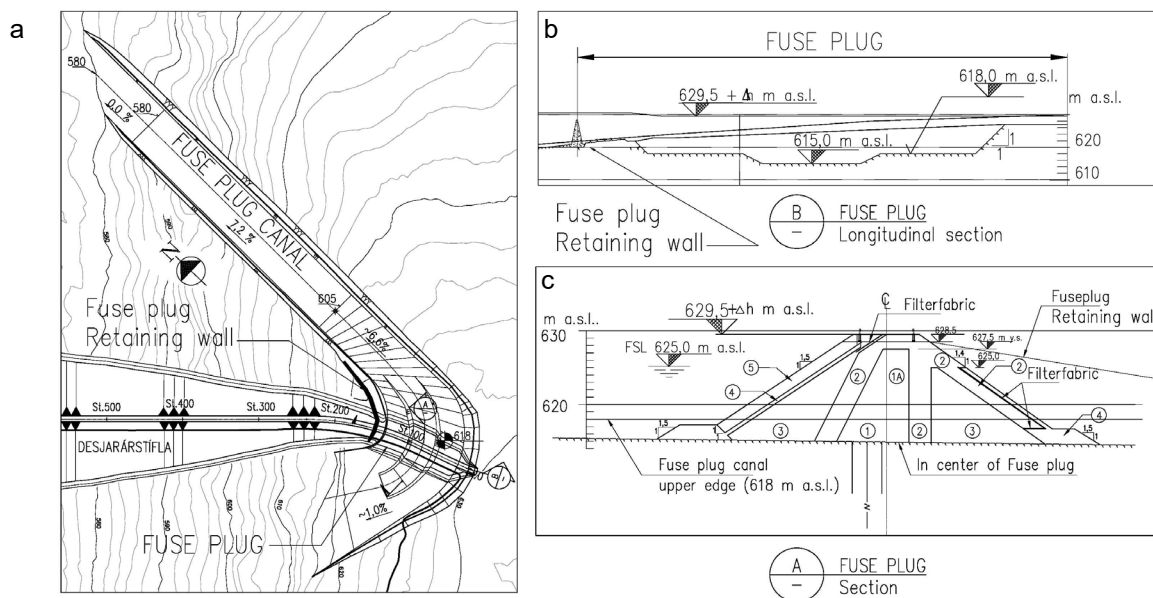
Sikringsdammen for Hálslón er spesiell ved at det var den første av slike konstruksjoner på Island hvor det ble valgt materialer som fremmer erosjon, samt at det ble etablert en nedstrøms kanal for å avlede flommen. Imidlertid er eroderbarheten noe redusert ved at en vei med asfaltdekke ligger over sikringsdammen. Asfaltdekket kan forsinke starten på erosjonen og dermed tiden det tar å nå en fullstendig bruddåpning (Palmason & Sigtryggsdóttir, 2008). I 2019 ble anlegget rehabilitert (Almarsson & Palmason, 2020) ved at det ble etablert pilotkanaler gjennom asfaltdekket i midtre del av sikringsdammen samtidig som betongveggen mellom D-dammen og sikringsdammen ble forhøyet.



Figur B 14 Hálslón magasinet på Island, dammer, overløp og fuse plug. (Figur fra Sigtryggsdóttir & Snæbjörnsson, 2019)



Figur B 15 Oversikt K og D dam. (Google Earth).

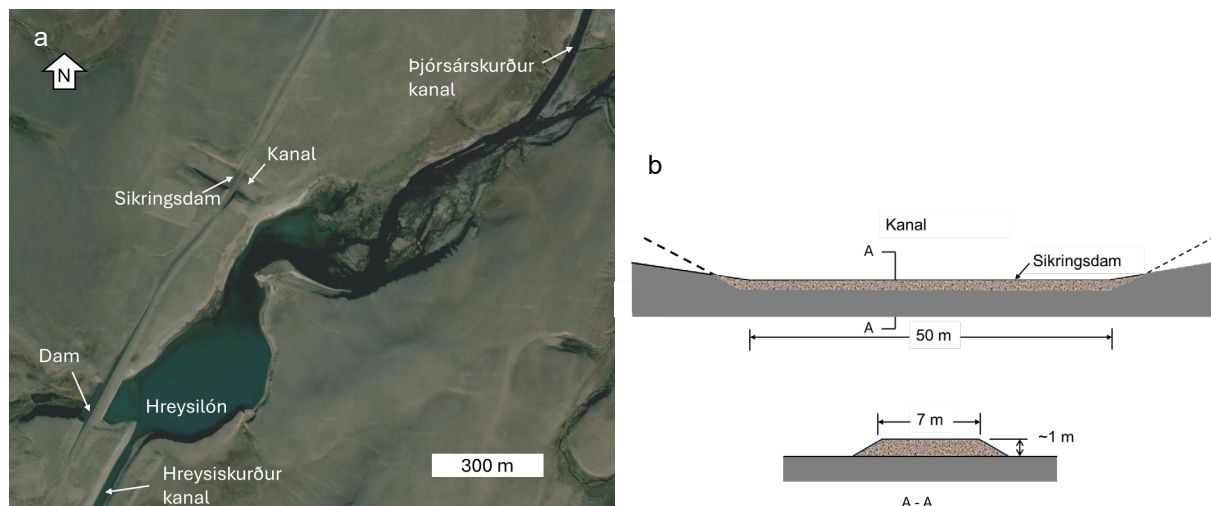


Figur B 16 Sikringsdam for Háslón, Island a) Plantegning av sikringsdammen og tilhørende kanal. b) Sikringsdam, lengdesnitt. c) Sikringsdam, tversnitt. Sonene er som følger: 1-kjerne, 1a-kjerne av løss (plassert i dammen over nivå 620 m.o.h.), 2-filter, 3-støttefylling, 4-ordenet stein diameter 0,1 til 0,3 m. 5-ordenet stein i skråningsvern 0,6 til 1,1 m ($D_{50}=0,9$ m). (Figur fra: Palmason & Sigtryggsson, 2008)

B9.2 Hreysilón

Hreysilón er en del av Kvíslaveita, med en liten lagringkapasitet på 0,5 Gl. Hreysilón er lokalisert mellom magasinene, Þjórsárlón oppstrøms (i nord) og Kvíslavatn nedstrøms (i sør), se Figur B 17. Kanalen, Þjórsárskurður leder vann fra Þjórsárlón til Hreysilón, og kanalen Hreysiskurður leder vann fra Hreysilón til Kvíslavatn. Kanalen Hreysiskurður med kapasitet på 300 m³/s, fungerer som hovedflomløp for Hreysilón. I tillegg er det etablert eroderbart flomløp med omtrent 1 m høy og 50 m lang sikringsdam i en kanal, se Figur B 17. Materialet i sikringsdammen er i hovedsak fin grus. Dimensjonerende tilløpsflom er 420 m³/s og maksimal flom er 580 m³/s. Hreysiskurður kanalen er vurdert til å avlede 300 m³/s og flomavledningskapasiteten til eroderbare flomløpet med sikringsdammen er vurdert til 100 til 150 m³/s. (Almarsson & Pálmason, 2020)

Mulige utfordringer med flomløpsløsningen for Hreysilón er at snø og is kan samles i begge kanalene, Hreysiskurður kanal og kanalen med sikringsdammen (eroderbare flomløpet), og redusere avledningskapasitet. Materialet i sikringsdammen er vurdert utsatt for frost som kan påvirke bruddtiden under visse omstendigheter. (Almarsson & Pálmason, 2020)



Figur B 17 Sikringsdam for Hreysilón a) Hreysilón-oversikt (Google Earth) b) Skisse av sikringsdammen. Lengdesnitt i kanalen og sikringsdammen og tversnitt A-A i sikringsdammen. Skråningshelning oppstrøms og nedstrøms på sikringsdammen er 2 horisontal mot 1 vertikal. Materialet i sikringsdammen er fin grus med øverste 0,15 m grovere material (fjellveg ligger over kanalen via sikringsdammen).

B10 Storbritannia

Veileder om flomløp «*Spillway design guide*» fra 2022 (FCERM, 2022) ble utgitt i Storbritannia av Environmet Agencys «Programme of flood and coastal erosion risk management (FCERM)». Veilederen fremhever forskjellene mellom hovedflomløp, hjelpeflomløp og reserveflomløp.

Veilederen nevner alternative flomløpstyper for hjelpe- eller reserveflomløp for å avlede relativt lav vannføring. Eksempler på dette er overløp dekket med gressarmering, gabioner, valsebetong (RCC) og flere. Veilederen åpner også for bruk av eroderbare flomløp med sikringsdammer for å kontrollere vannstand og avløp fra magasinet, men spesifiserer ingen krav eller dimensjoneringskriterier for slike konstruksjoner.

Hinks & Goff (2018) beskriver en lav (mindre enn 1 m) og 6,7 m lang sikringsdam ved et lite reservoar i Storbritannia. Avslutningsvis konkluderer det med at eroderbare flomløp med sikringsdammer har blitt brukt i svært beskjeden grad i Storbritannia.

Hinks & Goff (2018) opplyser videre at det fins minst tre flomløp med sikringsluker i Storbritannia for å øke flomavledning kapasitet. Sikringslukene er ved tre magasiner, Greenfield, Yeoman Hey and Dovestone (se Figur B 18). Magasinene ligger i kaskade omtrent 9 km øst for byen Oldham, med Dovestone som det nederste magasinet i kaskaden. Sikringslukene på Greenfield og Yeoman Hey magasinene er av betong, bygget 1980 til 1982, mens sikringsluken på Dovestone er av stål og bygget i 1995. Dovestone sikringsluken er fra Hydroplus og omfatter tre 2,15 m høye luker med en sammenlagt lengde på 9,8 m. Første luken aktiveres ved flom med returperiode på 150 år og den tredje ved returperiode på 10.000 år.



Figur B 18 Tre magasiner i UK med sikringsluker. a) Oversikt (Google Earth). b) Sikringsluker på Dovestone magasinet. (Figur fra <https://www.doveheritage.com/1967-completion-of-dove-stone-reservoir/web-fuse-gates/>).

B11 Australia

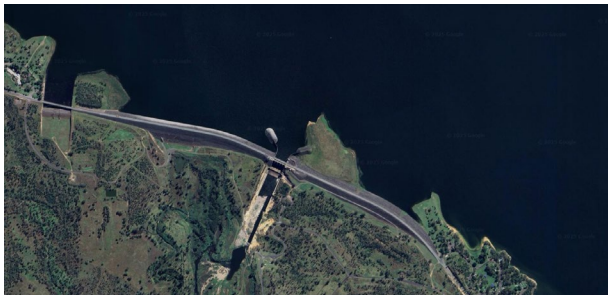
ANCOLD (Australia National Committee on Large Dams) utarbeider og utgir retningslinjer som representerer gjeldende praksis i Australia. Selv om det ikke finnes føderal lovgivning som dekker sikkerheten til dammer i Australia, kontrolleres dammer med lovgivning og forskrifter i Queensland, NSW, Victoria og Tasmania. Lovgivningen varierer, men dekker sikkerhet, miljø, kulturarv og andre samfunnsverdier. Forskriftene krever vanligvis samsvar med ANCOLD-retningslinjene. (ANCOLD, n.d.). Veiledere fra Queensland inkluderer «Guidelines on Safety Assessment for Referable Dams» fra 2023, RDMW-AU (2023), og «Guidelines on Acceptable Flood Capacity for Dams» fra 2007 QFCI (2007). (RDMW-AU står for "Department of Regional Development, Manufacturing and Water", mens QFCI står for nettsiden for "Queensland Floods Commission of Inquiry" der veilederen var tilgjengelig).

Veilederen fra 2023 (RDMW-AU, 2023) nevner at det kan være flere enn ett flomløp assosiert med en dam. Eroderbare flomløp med sikringsdammer nevnes brukt som en del av hjelpe- eller reserveflomløp. Det henvises til USBR (1987) for mer informasjon om sikringsdammer. Veilederen (RDMW-AU, 2023) tar utgangspunkt i aktivisering av eroderbare flomløp ved en hendelse som skjer sjeldnere enn 1 gang på 100 år for eksisterende dammer, men gir også eksempel på dammer hvor eroderbare flomløpet aktiveres ved hendelse med sannsynlighet på fra 1 gang på 750 år og opptil 1 gang på 2000 år. For eksempel skal eroderbare flomløpet etablert ved Warragamba dammen aktiveres ved en hendelse som skjer sjeldnere enn 1 gang på 750 år, men for Copeton dammen er kriteriet for aktivisering en hendelse som skjer sjeldnere en 1 gang på 2,000 år (QFCI, 2007). Videre er 6000 års hendelse en kriterium for aktivisering av første sikringsdammen i en serie av tre for Wivenhoe Dam i Australia (WivenhoeAlliance, 2005)

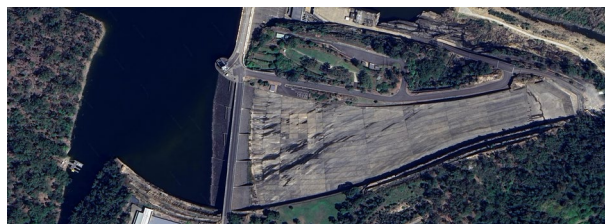
Veilederen fra 2007 (QFCI, 2007) presiserer at sikringsdammer og sikringsluker bør være dimensjonert og vedlikeholdt for å oppfylle sin nødvendige funksjon og da i henhold til følgende: (1) Aktivisering av sikringsdammen eller første sikringsselement i en serie av slike elementer skal ikke skje for flommer med større sannsynlighet en 0,2% årlig sannsynlighet for overskridelse. Kraven i veileder fra 2023 (RDMW-AU, 2023) er strengere eller 0,1%. (2) Aktivisering av påfølgende sikringsdammer eller sikringsluker skal være progressiv, forutsigbar og utformet for å minimere påvirkningen i nedstrøms området. (3) De potensielle konsekvensene av aktivisering av flomløp med sikringsdam eller sikringsluke skal identifiseres og dokumenteres som en del av pålagt rapport om akseptabel flomkapasitet. Dimensjonering av sikringsdammer skal ellers være i samsvar med USBR (1987).

B11.1 Sikringsdam eksempler fra Australia - figurer

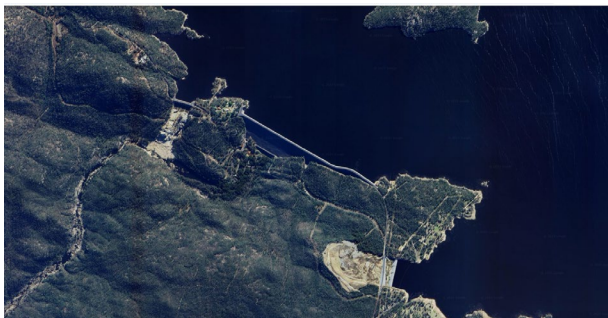
Følgende figurer fra Google Earth viser dammene Wivenhoe (Figur B 19), Warragamba (Figur B 20), og Copeton (Figur B 21), og tilknyttede eroderbare flomløp med sikringsdam. Keepit eroderbare flomløpet med sikringsdammen er i Figur B 22.



Figur B 19 Wivenhoe Dam og et 165 m langt eroderbart flomløp med tre sikringsdammer, bygget 2005. (Figurer fra Google Earth).



Figur B 20 Warragamba dammen og eroderbart flomløp med sikringsdammer. (Figurer fra Google Earth).



Figur B 21 Copeton Dam og et 250 m langt eroderbart flomløp med sikringsdammer, fullført 2013. (Figurer fra Google Earth).



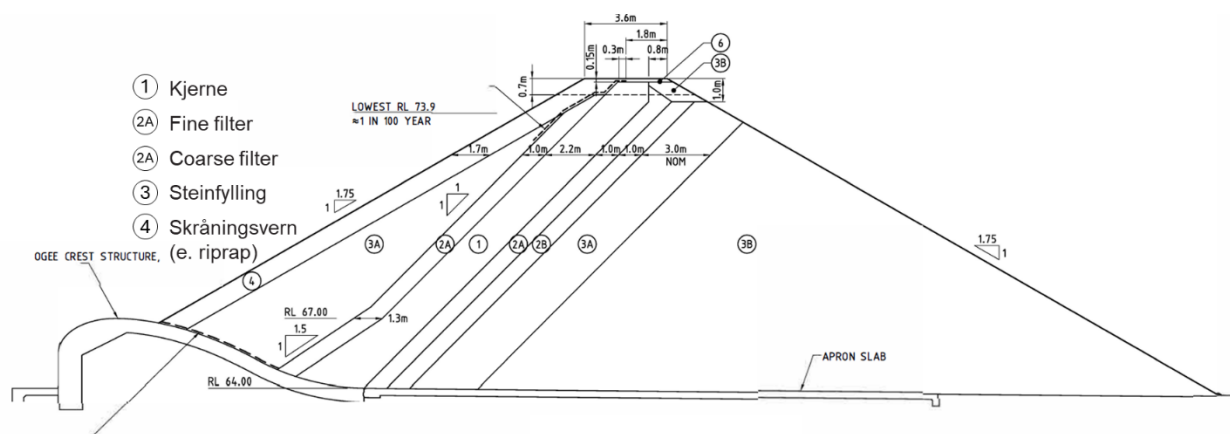
Figur B 22 Eroderbart flomløp etablert ved Keepit dam, New South Wales, Australia. (Figur fra: <https://www.power-technology.com/projects/keepit-dam-safety-upgrades-new-south-wales/?cf-view>).

B11.2 Wivenhoe, Australia – sikringsdam bygget 2005

Wivenhoe-dammen i Queensland, Australia, (Figur B 19) ble etablert for å sikre vannforsyning i Brisbane og omkringliggende områder, samt å bidra til flomdemping. Hovedflomløpet er utstyrt med fem segmentluker.

Et reserveflomløp ble ferdigstilt i 2005 for å håndtere ekstreme flomhendelse med et gjentakintervall på 1:100.000 år. Reserveflomløpet består av tre 13 m høye sikringsdammer adskilt med betongvegger (Figur B 19). Et typisk tverrsnitt til sikringsdammene er vist i Figur B 23 (Maher et al., 2006).

Sikringsdammene er utført som soneinndelte fyllingsdammer med skråstilt kjerne (Figur B 23). Kjernen er beskyttet av filtersoner både oppstrøms og nedstrøms. På nedstrøms side er filtersonen ytterligere beskyttet av en overgangssone. Når sikringsdammene overtoppes og eroderes bort, vil en betongterskel bli stående igjen.



Figur B 23 Tverrsnitt av Wivenhoe sikringsdammen bygget 2005, tegning fra Maher et al.(2006).

B12 Canada

Canadian Dam Association (CDA) har publisert flere veiledere, inkludert generell veileder på damsikkerhet (CDA, 2007c), samt sett av tekniske bulletiner (CDA, 2007a). I bulletinen *Hydrotechnical Considerations for Dam Safety*, (CDA, 2007b) brukes begrepene hovedflomløp og nødflomløp, der nødflomløp omfatter hjelpe- og reserveflomløp. Bulletinen spesifiserer at nødflomløpet kan brukes under uvanlig store flom samt at den kan føre til noen konstruksjonsmessige skader eller erosjon i utløpskanalen. Eksempler på nødflomløp som nevnes i bulletinen inkluderer sikringsdammer. Ingen veiledning er gitt for dimensjonering av slike innstillinger.

CDA (2007b) hevder at sikringsdammer er ganske vanlige i bruk og fungerer normalt som tiltenkt under flom. Det kommer ikke frem om det menes Canada eller internasjonalt med vanlig bruk av sikringsdammer. Bulletinen (CDA, 2007b) nevner at typiske tverrsnitt av en sikringsdam inkluderer en vanntett sone og eroderbar nedstrøms sone, ofte konstruert av fin sand. Videre at vedlikehold er viktig med fjerning av vegetasjon og reparasjon av pilot kanaler for å sikre at de vil utløses som planlagt og ikke for tidlig. (CDA, 2007c)

Bulletinene gir ikke eksempler på etablerte eroderbare flomløp med sikringsdammer i Canada, men en sikringsdam, ferdig i 2016, er etablert ved Morrison dammen i Saskatchewan, Canada.

B13 USA

Designkonseptet for sikringsdammer ble først beskrevet i USA av Tinney and Hsu (1961). En nylig veileder fra US Bureau of Reclamation (USBR), USBR (2022), har avsnitt om både sikringsdammer og sikringsluker. Detaljer om overtopping beskyttelse finnes i retningslinjer fra Federal Emergency Management Agency (FEMA)) (FEMA, 2014). Videre finnes det fra USA en veileder fra 1987 (USBR, 1987) om bruk av sikringsdammer som hjelpe eller reserveflomløp, men også denne er manglende på selve dimensjoneringsprosessen. Veiledere i andre land, f.eks. den australske, henviser til USBR (1987) for dimensjonering av sikringsdammer.

USBR hadde i 2003 konstruert fire flomløp med sikringsdammer ifølge FEMA (2003). U.S. Army Corps of Engineers (USACE) har også bygget sikringsdammer, blant annet for Center Hill Dam, Tennessee og Cane Creek Dam i North Carolina. Bruk av sikringsdammer utenfor USBR og USACE antas å være relativt utbredt på små dammer, men det har ikke vært noen omfattende undersøkelse i hvert fall ikke frem til 2003 (FEMA, 2003) og nyere studie ble ikke funnet i forbindelse med dette arbeid.

Ifølge FEMA (2003) antas mange små dammer i USA å være utstyrt med en slags sikringsdammer som ikke inkluderer de dimensjoneringskriteriene beskrevet av Tinney and Hsu (1961).

Dokumentert erfaring av sikringsdammer i USA var i 2003 vurdert ekstremt begrenset og det ble ikke funnet nyere oppsummering i forbindelse med dette arbeid. Allikevel fins det minst en hendelse med aktivering av eroderbare flomløpet knyttet Salt Lake Basin i Michigan (se avsnitt B13.2).

Eroderbare flomløpene etablert ved Center Hill og Salt lake i USA omtales videre nedenfor.

B13.1 Center Hill, USA –sikringsdam bygget ca. 1993

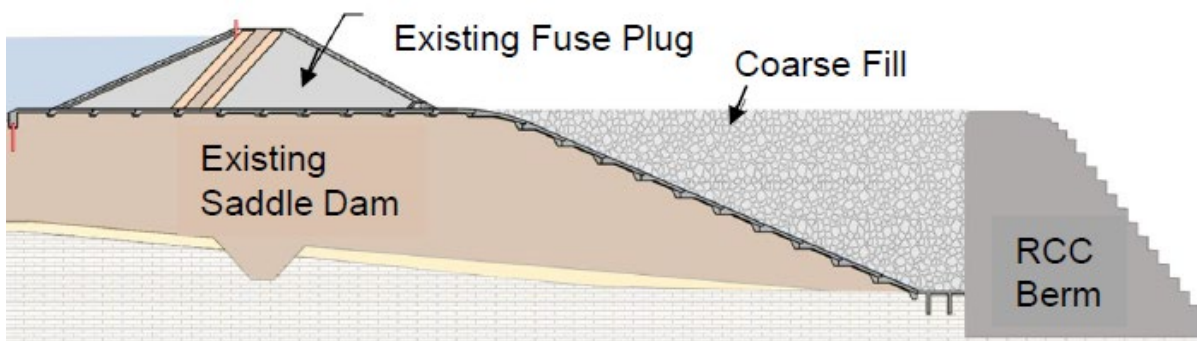
Center Hill ligger i Tennessee, USA. Hoveddammen er en kombinasjon av en betong gravitasjonsdam og en fyllingsdam av komprimert jord. I tillegg finnes det en sekundær fyllingsdam (e. saddle dam) omtrent 0,8 km øst for hoveddammen. Sekundære fyllingsdammen er 235 m lang og med 10,7 m bred damkrone. Den er utstyrt med en sikringsdam på damkrona og en nedstrøms berme av valsebetong (RCC) (Figur B 24 og Figur B 25) for å både forsterke sekundær dammen og fungere som overløpsterskel ved overtopping av sikringsdammen. Sikringsdammen er 183 m lang og 10,5 m høy. Valsebetongbermen nedstrøms er et overløp med lengde på 259 meter og høyde på omtrent 40 m. Reserveflomløpet definert av sikringsdammen har dimensjonerende kapasitet på 11 325 m³/s. (USACE, 2024)

Sikringsdammen ble bygget rundt 1993. Den er soneinndelt med tynn skråstilt kjerne med filter på hver side. Sikringsdammen er bygget på en betongplate som er lokalisert på sekundærdammen (se «existing fuse plug» og «existing saddle dam» i Figur B 25). Bekymring for sikkerhet til sekundærdammen ved overtopping førte til at valsebetongbermen ble etablert nedstrøms (USACE, 2024) som vist i Figur B 25 (se RCC berm). Valsebetongbermen var ferdig i 2020. Det er uklart om fyllingen av grovt materiale, som indikert i figuren mellom sekundærdam og valsebetongberm, ble etablert.

US Army Corps of Engineers (USACE) ved Fletcher & Gilbert (1992) kjørte modellforsøk for å teste utforming av sikringsdammen for Center Hill i USA.



Figur B 24 Center Hill, hoveddam, sekundær dam med sikringsdam og RCC bermen. (Google Earth).



Figur B 25 Tverrsnitt av eroderbare flomløpet med sikringsdammen for Center Hill, USA (Figur fra (Hendrix, 2018)). «Existing» Fuse Plug (sikringsdam) og «Existing» Saddle Dam (sekundær dam) viser til at disse konstruksjonene var bygget før RCC bermen (valsebetongbermen).

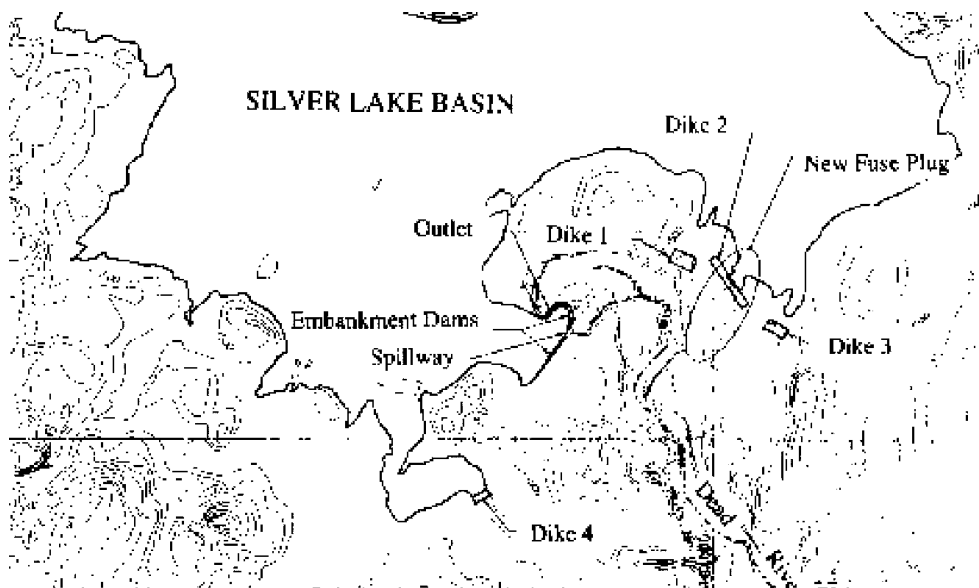
B13.2 Silver Lake

Dammen ved Silver Lake Basin i Wisconsin, USA, er den øverste dammen i Dead River-prosjektet. Silver Lake Basin er et reguleringsmagasin som brukes til lagring av snøsmelting og vårflokk for å øke nedstrøms vannføringen senere på året. Innsjøen tappes vanligvis ned på senhøsten og vinteren, og fyllingen starter normalt i mars. Det er ingen kraftproduksjonsanlegg fra dette magasinet. Omtrent 9 kilometer nedstrøms ligger Dead River Storage Basin, som er oppdemmet av Hoist-dammen. Dette magasinet er knyttet til vannkraftproduksjon. (WGI, 2003) (WGI: Washington Group International).

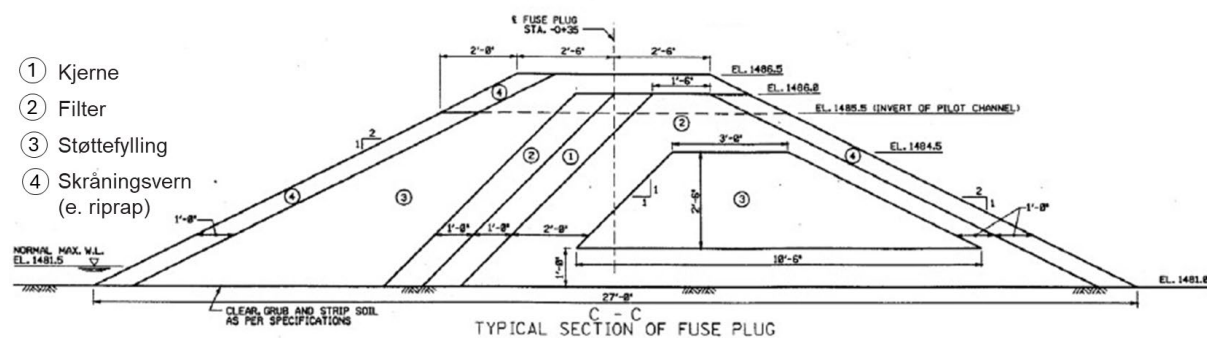
Før 2002 besto vassdragsanleggene ved Silver Lake av hoveddammen (en jordfyllingsdam), et betongflomløp, og fire separate mindre sekundærdammer bygget i lavpunkt (sadler) langs innsjøen (se Figur B 26). Høsten 2002 ble en av sekundærdammene erstattet med en sikringsdam. Sikringsdammen ble bygget fordi prosjektets flomløp ikke hadde kapasitet til å håndtere mer enn 20 prosent av dimensjonerende flom. Ved Silver Lake tilsvarer dimensjonerende flom påregnelig maksimal flom (PMF).

Sikringsdammen var en soneinndelt fyllingsdam med tynn, skråstilt kjerne. Den var 2,4 meter høy og 76 meter lang. To pilotkanaler var etablert i kronen til sikringsdammen. Tverrsnitt til sikringsdammen er vist i Figur B 27

Eroderbare flomløpet med sikringsdammen ble aktivert i 2003 (se hovedrapporten).



Figur B 26 Silver Lake – oversikt. (Tegning fra Federal Energy Regulatory Commission (FERC) (FERC, 2003)).



Figur B 27 Silver Lake sikringsdammen bygget i 2002. (Tegning fra WGI (2003)).

B14 Eswatini (tidligere Swaziland)

Eroderbart flomløp med sikringsdammer, installert på Mnjoli dammen, i tidligere Swaziland, nå Eswatini, ble aktivert i 1984 under ekstrem flom.

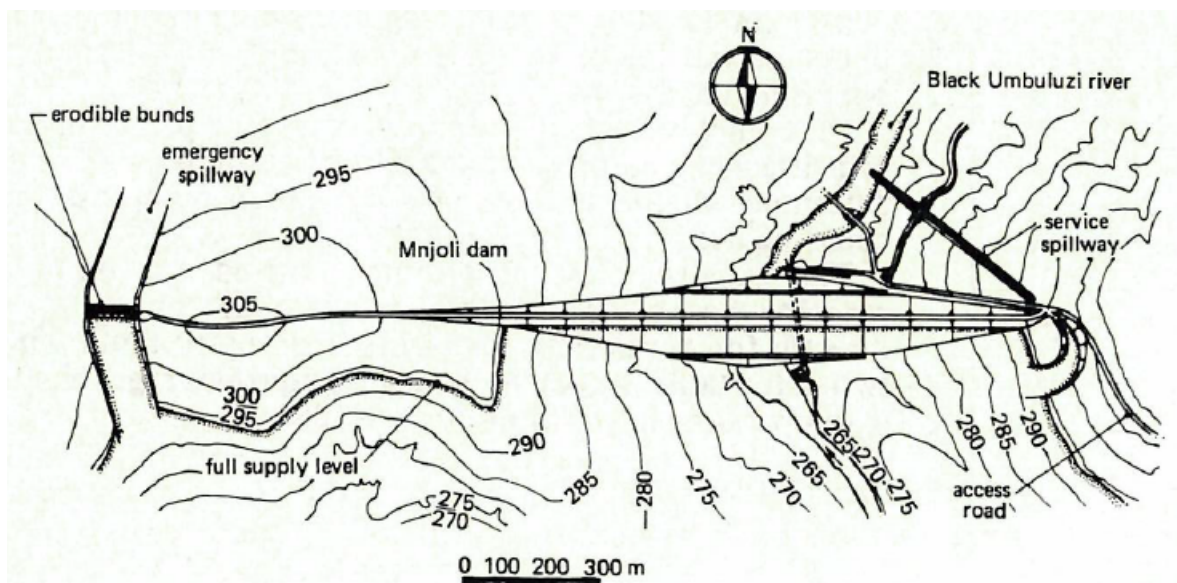
Mnjoli-dammen er en 42 meter høy fyllingsdam. Dammen ble bygget mellom 1978 og 1979 samtidig med et hovedflomløp ved høyre vederlag (øst siden av dammen) og eroderbart flomløp med sikringsdammer i en skjæring omtrent 500 m fra dammens vestligste ende. Hovedflomløpet var dimensjonert for å avlede flom med returperiode på 100 år, mens eroderbare flomløpet skulle kunne avlede påregnelige maksimal flom (PMF). (Engels, E.T.; Sheerman-Chase, 1985).

Det eroderbare flomløpet var omtrent 100 m langt, med to sikringsdammer på to nivåer, adskilt med en betongvegg. (Lengden av eroderbare flomløpet er målt av satellittbilde på Google Earth fra 2009). Høydeforskjellen var 0,6 m. Nivå til den lavere sikringsdammen var dimensjonert til å overtoppe under 100-års flommen og dermed aktivere det eroderbare flomløpet, mens den høyere sikringsdammen var dimensjonert til å overtoppe og erodere under ekstrem flom slik at flomløpssystemet totalt skulle kunne avlede opptil PMF.

I slutten av januar 1984 førte flom som følge av den tropiske syklonen Domoina til overtopping av sikringsdammene ved Mnjoli dammen. 29. januar 1984 falt det kraftig regn i nedbørsfeltet, noe som førte til rask stigning i vannstanden utover kvelden og natten. Vannstanden i magasinet var opprinnelig 4,6 meter under overløpsnivået, men nådde terskelen til hovedflomløpet tidlig på morgenen (omtrent kl. 06) den 30. januar. Vannstand fortsatte å stige og rundt kl. 13 begynte overtopping av den lavere sikringsdammen, som var fullstendig erodert bort en halvtime senere. (Engels, E.T.; Sheerman-Chase, 1985).

Vannstand stabiliserte seg noe etter at den første seksjonen av det eroderbare flomløpet ble aktivert, men ytterligere kraftig regn forårsaket en ny flomtopp, høyere enn den første, som resulterte i overtopping av også den høyeste sikringsdammen og dermed full aktivering av hele det eroderbare flomløpet. (Engels, E.T.; Sheerman-Chase, 1985).

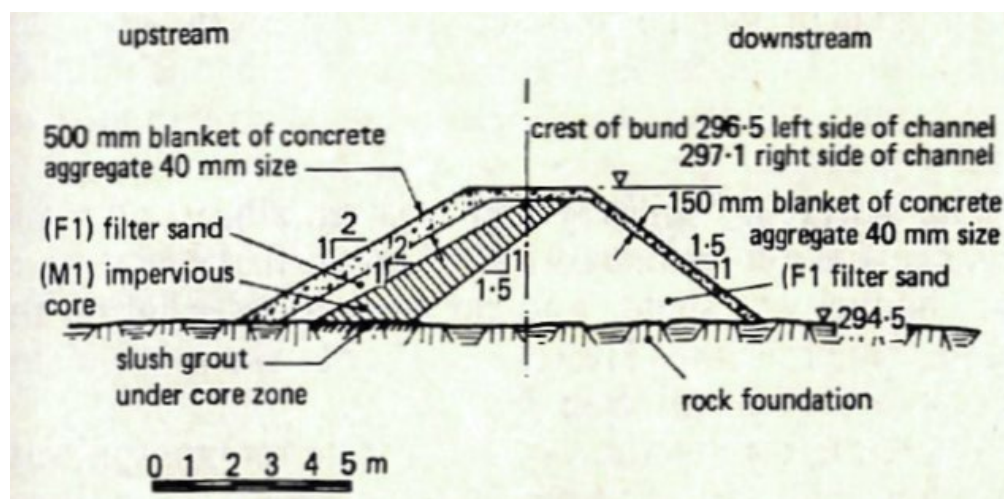
Drift av eroderbare flomløpet var vellykket. Sikringsdammene fungerte som tiltenkt og uten skade på hoveddammen. Sikringsdammene ble fullstendig vasket bort, mens betongveggen mellom de to sikringsdammene sto uten skade. Det oppsto imidlertid betydelig erosjon i nedstrøms området. (Engels, E.T.; Sheerman-Chase, 1985).



Figur B 28 Mnjoli dammen, hovedflomløpet og eroderbart flomløp med sikringsdammer. (Fig. fra Engels, E.T.; Sheerman-Chase, (1985))



Figur B 29 Eroderbare flomløpet med to sikringsdammer ved Mnjoli dam a) Før aktivering i 1985 (bilde fra Sheerman-Chase i (Hinks & Goff, 2018)) b) etter flomhendelsen og bruk av eroderbare flomløpet. Betong veggen mellom de to seksjonene står fortsatt. (Bilder fra (Engels, E.T.; Sheerman-Chase, 1985))



Figur B 30 Tverrsnitt av sikringsdammen, Mnjoli. (Bilde fra Engels, E.T.; Sheerman-Chase (1985)).

B15 Kina

I Kina er eroderbare flomløp med sikringsdammer bygget for å håndtere ekstreme flommer og sikre hoveddammens sikkerhet. En oversikt over sikringsdammer i Kina er gitt i (ICOLD, 2012).

Reserveflomløp var i 2012 etablert ved omtrent 121 store magasiner i Kina (med lagringsvolum over 100 millioner m³) som resultat av en stor flomhendelse i 1975. Reserveflomløp var installert for å ha mulighet til å håndtere PMF (Probable Maximum Flood). Blant ulike typer reserveflomløp er eroderbare flomløp med sikringsdammer etablert ved mer enn 30 magasiner i Kina, bygget i perioden 1961 til 1989. Oversikt om disse er gitt i ICOLD (2012) men uten noen detaljer på utforming eller dimensjonering. Høyden på sikringsdammene er fra 23 m til 75 m, med gjennomsnitt på omtrent 41 m; lengden er fra 218 til 1843 m (gjennomsnitt omtrent 766 m), kapasiteten er fra 292 m³/s til 11400 m³/s og nivå under damkrona er fra 4,2 m til 20,7 m.

B16 Andre land

Oversikt over land med eroderbare flomløp med sikringsdammer i denne rapporten er ikke utfyllende. Eksempelvis finnes sikringsdammer i India, Malaysia, Iran og flere land uten at disse er presentert her.

Referanser i vedlegg B

Almarsson, U. N., & Pálmason, P. R. (Verkís) (2020). *Fuse Plug Design in Iceland, overview. Rapport LV-2020-025*.

ANCOLD. (n.d.). *Australia National Committee on Large Dams*. <https://ancold.org.au/about-us/>

APA. (2018a). Documentos técnicos de apoio ao regulamento de segurança de barragens (RSB)

(Forskrift for dammer/Portugal). *1ª Edição*.

https://apambiente.pt/sites/default/files/_SNIAMB_Prevencao_gestao_riscos/Seguranca_barragens/Legislacao_e_Guias/Documentos_Tecnicos_RSB_vf_alter_out2019_quadrol.pdf

APA. (2018b). *MANUAL DE APOIO AO RPB - ClassificacaoPeqBarr (Forskrift for små dammer, Portugal)*. 2018(Anexo li), 1–8.

https://apambiente.pt/sites/default/files/_SNIAMB_Prevencao_gestao_riscos/Seguranca_barragens/Legislacao_e_Guias/MANUAL_DE_APOIO_AO_RPB_-_ClassificacaoPeqBarr.pdf

ASDSO *dam safety toolbox*. (n.d.).

[https://damtoolbox.org/wiki/Design_Standards_No._14:_Appurtenant_Structures_for_Dams_\(Ch._3:_General_Spillway_Design_Considerations\)](https://damtoolbox.org/wiki/Design_Standards_No._14:_Appurtenant_Structures_for_Dams_(Ch._3:_General_Spillway_Design_Considerations))

Bartsch, M. (SVK). (2025). *Epost*.

Burkhard, R. (BMLUK). (2025). *Epost*.

Castro, P. B. (APA). (2025). *Epost*.

CDA. (2007a). *CDA Dam Safety-Technical Bulletins. Set of Bulletins*. Canadian Dam Association.

CDA. (2007b). *CDA Dam Safety Guidelines Technical Bulletin: Hydrotechnical Considerations for Dam Safety* (C. D. Association (Ed.)).

CDA. (2007c). *Dam safety guidelines* (2013th ed.). Canadian Dam Association.

Courivaud, J.-R. (EDF). (2025). *Epost*.

- Czerny, H., Rüdiger, B., Weichlinger, B., Blöschl, G., Komma, J., & Szeles, B. (2024). *Leitfaden der Staubeckenkommission zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren*. Bundesministerium, Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft. https://info.bml.gv.at/dam/jcr:c5b28c68-c86a-40c4-a5e5-e0b9d1df5b8d/20241120-HQ_LF_2024.pdf
- Degoutte, G., & Tourment, R. (2021). Spillways on River Levees. In *Spillways on River Levees*. <https://doi.org/10.35690/978-2-7592-3285-7>
- Engels, E.T.; Sheerman-Chase, A. (1985). *Design and operation of a fuse plug in Swaziland*. Water Power & Dam Construction.
- FEMA. (2003). *The National Dam Safety Program. Workshop: Dam Spillways*. https://damsafety-prod.s3.amazonaws.com/s3fs-public/files/NDSP_Spillways_ResearchWorkshop03.pdf
- FEMA. (2014). *Technical Manual P-1015, Overtopping protection for dams*. https://damfailures.org/wp-content/uploads/2015/06/Technical-Manual_Overtopping-Protection-for-Dams.pdf
- FERC. (2003). Silver Lake Dam, Dead River Project No. 10855. Project and Incident Description.
- Fletcher, B. P., & Gilbert, P. A. (1992). *Center Hill Fuseplug Spillway Caney Fork River, Tennessee*.
- Froehlich, D. C. (2008). Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(12), 1708–1721. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134:12\(1708\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:12(1708))
- Gardarson, S. M., Tomasson, G. G., Sigtryggsdóttir, F. G., Palmason, P. R., & Stefansson, B. (2010). Kárahnjúkar dam spillway - Design and operational experience. In *33rd IAHR Congress 2009* (pp. 269–276). The International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR).
- Hansson, F. (2005). *Vittjärn kraftverk-dammsäkerhetshöjande åtgärder*. Rapport.
- Hardt, M., & Klippenberger, G. (2006). *Analys av eroderbar dammdel vid Vittjärns dammanläggning*. Luleå tekniska universitet.
- Hendrix, D. (2018). *Center Hill Dam Safety -Presentation*.
- Hinks, J. L., & Goff, C. A. (2018). Fuse-plug Spillways. *Smart Dams and Reservoirs*, 249–260. <https://doi.org/10.1680/sdar.64119.249>
- Isomäki, E. (2025). *Epost*.
- Isomäki, E., Maijala, T., Sulkakoski, M., & Torkkel, M. (2012). Dam safety guide. In *Ely*. <http://www.doria.fi/handle/10024/98859>
- Lagerlund, J. (2018). *Fuse Plug Breach Tests*. Energiforsk. <https://energiforskmedia.blob.core.windows.net/media/23911/fuse-plug-breach-tests-energiforskrapport-2018-465.pdf>
- Maher, B., Mail, R., Cooper, B., & Carter, P. (2006). *SEQWater Dams- Wivenhoe Dam Comprehensive Inspection 2006-Surveillance Report*.
- Muralha, A., Couto, L., Alvarez, T., Sardinha, R., Oliveira, M., & Dias da Silva, J. (2015). Canicada dam complementary spillway. Design, hydraulic model and ongoing works. *2nd Int. Workshop on Hydraulic Structures: Data Validation*.
- Muralha, A., Couto, L., Oliveira, M., Dias da Silva, J., Alvarez, T., & Sardinha, R. (2015). Salomonde dam complementary spillway. Design, hydraulic model and ongoing works. *2nd International Dam Word Conference*, 1–10.
- Pachoud, A. (BFE). (2025). *Epost*.
- Palmason, P. R., & Sigtryggsdóttir, F. G. (2008). Design of Desjararstifla Dam. *NGM*.
- Decreto-Lei n.º 21/2018, de 28 de março, (2018). <https://diariodarepublica.pt/dr/detalhe/decreto-lei/21->

2018-114937037

- QFCI. (2007). Guidelines on Acceptable Flood Capacity for Dams. In *Report* (Issue February).
- RDMW-AU. (2023). *Guidelines on Safety Assessments for Referable Dams* (Issue November).
https://www.rdmw.qld.gov.au/__data/assets/pdf_file/0011/1589186/guidelines-safety-assessments-referable-dams.pdf
- Russo, C. (MIT). (2025). *Epost*.
- Schleiss, A. (2005). *Communication 21 Nouveaux développements dans la gestion des crues Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes* (A. Schleiss (Ed.)). Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Schmocker, L., Höck, E., Mayor, P. A., & Weitbrecht, V. (2013). Hydraulic Model Study of the Fuse Plug Spillway at Hagneck Canal, Switzerland. *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(8), 894–904.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000733](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000733)
- Sigtryggsdottir, F. G., Palmason, P. R., Hakonardottir, K. M., Atladottir, A., Hrafnisdottir, H., & Karadottir, O. R. (2019). Design of fuse plugs in earth-rockfill dams in Iceland. In *Proceedings of the XVII ECSMGE-2019. Geotechnical Engineering foundation of the future*.
<https://doi.org/10.32075/17ECSMGE-2019-0923>
- Sigtryggsdóttir, F. G., & Snæbjörnsson, J. T. (2019). Geological challenges and geohazard monitoring of a mega engineering hydropower project in Iceland. *Engineering Geology*, 259.
<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105152>
- Silva, M. R., Couto, L. T., & Pinheiro, A. N. (2014). *Complementary Spillway of Salomonde Dam . Physical and 3D Numerical Modelling*. 1, 1–14.
- Tinney, E. R., & Hsu, H. Y. (1961). Mechanics of Washout of an Erodible Fuse Plug. *Journal of the Hydraulics Division*, 87(3), 1–29. <https://doi.org/10.1061/JYCEAJ.0000598>
- USACE. (2024). *CENTER HILL DAM AND RESERVOIR* (Issue April).
- USBR. (1987). *Guidelines for using fuse plug embankments in auxiliary spillways (TM-10)*. 10, 3.
- USBR. (2022). *Appurtenant Structures for Dams (Spillways and Outlet Works) Design standard*.
<https://damtoolbox.org/images/9/9a/DS14-3wMIR.pdf>
- WGI. (2003). *Silver Lake Dam: Root Cause Report on the May 14th 2003 Operation of the Fuse Plug Spillway and Subsequent Channel Erosion Resulting in the Uncontrolled Release of Silver Lake*,.
- WivenhoeAlliance. (2005). *Design discharges and downstream impacts of the Wivenhoe Dam upgrade Q1091*. Rapport.



NVE

Norges vassdrags- og energidirektorat

Middelthuns gate 29
Postboks 5091 Majorstuen
0301 Oslo
Telefon: (+47) 22 95 95 95