

EnergiNorge

Eksisterende betong- og murdammer

Evaluering av sikkerhet – UTKAST FOR
DISKUSJON

Spørsmål eller høringsinnspill sendes til
Thomas Konow: thk@olavolsen.no

-

Alle kommentarer tas imot med STOR
TAKK!

RAPPORT

Prosjektnavn:
Eksisterende betong- og murdammer

Dokumentnavn:
Evaluering av sikkerhet – UTKAST FOR DISKUSJON

Prosjektnr.: 12372
Dokumentnr.: 12372-OO-R-01

Dato: 12.06.2016
Revisjon: 1. utgave
Antall sider: 116

Utarbeidet av: Thomas Konow
Kontrollert av: Magnus Engseth
Godkjent av: Thomas Konow

Rettigheter til prosjektmaterialet

Oppdragsgiver har rett til å bruke materialet utarbeidet av prosjekterende Dr.techn.Olav Olsen AS til gjennomføring av prosjektet, senere drift, vedlikehold, ombygging og påbygging. Hvis ikke annet er avtalt, har Dr.techn.Olav Olsen AS alle øvrige rettigheter til sine ideer og det utarbeidete materialet. Dr.techn.Olav Olsen AS kan likevel ikke bruke dette på en måte som er urimelig i forhold til oppdragsgiver. Oppdragsgiver kan ikke overdra materialet til en tredjepart uten samtykke fra Dr.techn.Olav Olsen AS.

Revisjon	Dato	Grunn for utsendelse	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av



INNHold

1	INNLEDNING	7
1.1	Generelt	7
1.2	Bakgrunn.....	7
1.3	Beredskapsmessige sikring	8
2	BETONG- OG MURDAMMER I NORGE	9
2.2	NVEs register over dammer - SIV	10
2.3	Byggemåte - historisk utvikling	12
2.4	Dimensjonering – Historisk utvikling	13
3	ELDRE KONSTRUKSJONER	17
3.1	Sikkerhet ved eldre konstruksjoner	17
3.2	Statens Vegvesens og eksisterende konstruksjoner.....	19
3.3	Dambrudd og statistikk	20
4	TILSYN OG TILSTANDSVURDERING	28
4.1	Tilsyn og overvåking	28
4.2	Revurdering	29
4.3	Tilstandsvurdering	31
4.4	Vurdering av fundament	32
5	REGELVERKET	34
5.1	Generelt	34
5.2	Laster	37
5.3	Sikkerhet.....	38
6	LASTER OG LASTKOMBINASJONER.....	42
6.1	Lastkombinasjoner.....	42
6.2	Istrykk	43
6.3	Poretrykk.....	43
6.4	Fjellbolter og stag.....	44
6.5	Flomavledning.....	47
7	KONTROLL AV SIKKERHET	50
7.1	Faktorer som påvirker krav til sikkerhet	50
7.2	Sikkerhet mot jordskjelv.....	52
7.3	Glidning.....	59
7.4	Kriterier for stabilitet ved eksisterende dammer	60

8	EKSEMPLER - EKSISTERENDE DAMMER	64
8.1	Skader på murdammer.....	64
8.2	Alternative vurderinger for sikkerhet	70
8.3	Bergbolter	76
8.4	Flomavledning	79
8.5	Poretrykk.....	82
8.6	Alternative løsninger ved utbedring.....	83
8.7	Løsninger for forsterking av platedammer.....	87
9	FORSLAG TIL VIDERE ARBEIDE OG FOU PROSJEKTER	95
9.1	Oversikt over kjente dambrudd i Norge	95
9.2	Jordskjelv på dammer	95
9.3	Vurdering av fortanning, skjærkapasitet og kohesjon mot fundament.....	95
9.4	Evaluering av fjellfundament	96
9.5	Murdammer – oppførsel og sikkerhet	96
9.6	Gjennomføring av revurdering.....	96
9.7	Poretrykk på lette terskler	96
9.8	Levetidsvurdering av fjellbolter.....	96
9.9	Utforming av flomløp på eksisterende dammer.....	97
9.10	Tilstopping av flomløp	97
10	REFERANSER.....	98
VEDLEGG A - FORSLAG TIL ANBEFALINGER FOR EVALUERING AV		
EKSISTRENDE MUR OG BETONGDAMMER..... 100		
A.1	Laster og lastkombinasjoner	100
A.1.1	Laster og grensetilstand	100
A.1.2	Poretrykk under platedam.....	100
A.1.3	Seismiske laster	101
A.1.4	Påvisning av seismiske laster	101
A.1.5	Fjellbolter, eksisterende dammer	103
A.1.6	Tilstopping av flomløp	104
A.2	Kriterier for stabilitet ved eksisterende dammer	105
A.2.1	Kriterie for sikkerhet mot glidning.....	105
A.2.2	Massive betongdammer – Stabilitetskriterier	105
A.2.3	Lamelldammer – Stabilitetskriterier	105
A.2.4	Murdammer– Stabilitetskriterier	107
A.2.5	Last og materialfaktorer	107
A.3	Klassifisering av berggrunnen.....	108
A.3.1	Vurdering av berg i forbindelse med revurdering	111

VEDLEGG B- OPPSUMERING FRA IDEDUGNAD, APRIL 2016..... 112

B.1	Generelt	112
B.2	Deltagere	112
B.3	Prosjekt 1 - Evaluering av eksisterende dammer – anbefalinger	113
B.4	Prosjekt 2 - Bruk av dammers historikk i damssikkerhet, instrumentering	114
B.5	Prioritering av oppgaver (- gruppearbeid dag 2)	115

Ingress

Formålet med denne rapporten er først og fremst å gi anbefalinger som viser hvordan krav i damssikkerhetsforskriften kan ivaretas for eksisterende betongdammer. Videre, kan innhold også benyttes av NVE som et innspill i forbindelse med pågående revisjon av NVEs veileder for betongdammer.

Rapporten bygger i prinsippet opp om vedlegg A - Forslag til anbefalinger for evaluering av eksisterende betong- og murdammer.

Innledende kapitler gir en overordnet beskrivelse mur- og betongdammer, herunder oppbygning av dammene, historikk, statistikk og erfaringer med denne typen dammer. Erfaringer med mur- og betongdammer, viser at dammer bygget etter forskrift for dammer kom i 1981 har en meget god sikkerhet og at tilsyn av dammene er viktig for å ivareta sikkerheten.

Etterfølgende kapitler omhandler regelverket for mur og betongdammer og omfatter blant annet krav om tilsyn, lastforutsetninger samt bestemmelser for vurdering av sikkerhet. Her er det også forslått egne kriterier for evaluering av eksisterende mur- og betongdammer som kan benyttes når tilsyn og overvåking av dammen ikke påviser større mangler eller skader.

I nest siste kapittel er det gitt en del eksempler fra eksisterende mur- og betongdammer. Eksemplene er systematisert etter tema, blant annet med eksempler på tiltak der NVE har godkjent løsninger som ikke nødvendigvis fult ut samsvarer med forskrifter og veiledere/retningslinjer. Her er det rom for mange flere eksempler. Denne delen av rapporten kan med fordel hentes ut som et eget levende dokument som oppdateres og utvides fortløpende.

Gjennom arbeidet med rapporten er det også avdekket behov for å innhente mer kunnskap, for eksempel i form av litteraturstudie, bistand fra annen ekspertise eller ved å iverksette nye FoU prosjekter. Dette er beskrevet i det siste kapittelet i rapporten.

1 INNLEDNING

1.1 Generelt

Denne rapporten er utarbeidet av Dr.techn. Olav Olsen på oppdrag fra EnergiNorge, som en del av prosjektet «Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv».

Prosjektet "Damsikkerhet i et helhetligperspektiv" er finansiert av 30 produksjonsselskaper i bransjen og har et budsjett på kr. 8 millioner i perioden 2015 til 2018. Prosjektet har som mål å etablere og ta i bruk kunnskap som utvikler damsikkerhet i et samfunnsoptimalt perspektiv.

Det har vært viktig å involvere og forankre prosjektet i bransjen. For å sikre dette har det har det vært lagt opp til en åpen prosess som omfatter følgende milepeler:

- **April 2016; Opptart med idedugnad for å samle innspill til rapporten**
- **Mai-juli 2016; Utarbeidelse av rapport**
- **August 2016: Rapport til styringsgruppen for innspill**
- **September 2016: Høringsutkast sendes ut på åpen høring og presenteres på VTF regionsmøter**
- **Oktober 2016: Frist for innspill til høringsutkast**
- **November/desember 2016: Bearbeiding av høringsinnspill.**
- **Januar 2017: Workshop med gjennomgang av rapport og høringsinnspill i fm. VTF vintermøte.**
- **Februar 2017: Endelig rapport klar.**

1.1.1 Idedugnad, april 2016

Idedugnad i april 2016 ble gjennomført over 2 dager på Gardermoen. Det var 20 deltagere med representanter fra EnergiNorge, NTNU, NVE, Multiconsult, Norcosult, SWECO, Dr.techn. Olav Olsen og dameiere. Referat fra workshopen følger som vedlegg.

1.1.2 Høring av rapporten

(Beskriv prosessen før endelig rapport gjøres klar...)

1.2 Bakgrunn

I 2014 gjennomførte Olje- og energidirektoratet en evaluering av NVEs damtilsyn (OED, 2014)¹. Evalueringsrapporten fremhevet særlig følgende to områder med forbedringspotensial:

- **Bedre fleksibilitet i forvaltningen av krav til eksisterende/eldre dammer**
- **Økt involvering av bransje og dameiere i utvikling av regelverk, retningslinjer og veiledere.**

Dagens regelverk for betongdammer er i hovedsak utarbeidet med tanke på bygging av nye dammer og det foreligger ingen klar beskrivelse av hvordan sikkerheten ved eksisterende anlegg kan evalueres. Dette er en stor utfordring for bransjen. Mer utdypende anbefalinger for tilstandsanalyse i forbindelse med revurdering av dammer vil kunne være et nyttig hjelpemiddel for å bidra til en mer fleksibel forvaltning av krav til eksisterende dammer. Selve prosessen med å utarbeide slike anbefalinger, kan for øvrig også bidra til å sette søkelys på generelle problemstillinger som kan bidra til en bedre forståelse av sikkerhet ved både eksisterende og nye dammer.

¹ OED (2014), Rapport: «NVEs virksomhet for tilsyn med dammer, Evaluering av tilsynet – Vurderinger og anbefalinger». Utført av Norconsult. Se her: <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/evaluering-av-nves-damsikkerhetstilsyn/id2403432/>

NVEs retningslinje for betongdammer er under revisjon. Bransjen ønsker parallelt å starte et arbeid som kan komplimentere NVEs arbeid og som kan brukes som faglig underlag i forbindelse med utarbeidelse av en ny veileder for betongdammer.

Med dette utgangspunktet, kan rapporten være med å støtte opp om de viktigste anbefalingene gitt i rapport med evaluering av NVEs damtilsyn (OED, 2014).

Den senere tiden er det for øvrig igangsatt flere omfattende FoU-prosjekter innen damsikkerhet. Noen av disse prosjektene vil kunne bidra med kunnskap kan være viktig i forbindelse med tilstandsevaluering av eksisterende dammer.

1.3 Beredskapsmessige sikring

Anlegg i konsekvensklasse 3 og 4 skal dimensjoneres og kontrolleres for laster fra tilsiktede aksjoner i fred, under beredskap og i krig, jf. Damsikkerhetsforskriften § 5-3. Dette omtales ofte som beredskapsmessig sikring mot eksplosjonslast og platedammer i klasse 3 og 4 er berørt av disse kravene. Andre betong- og murdammer er ikke berørt av kravene.

Beredskapsmessig sikring av platedammer er omhandlet i denne rapporten, og det henvises til egen publikasjon fra EnergiNorge (EnergiNorge, 2014)².

En kort omtale av problemstillingen er gitt nedenfor.

Kort oppsummert har NVE signalisert at tradisjonelle platedammer i klasse 3 skal forsterkes, mens platedammer i klasse 4 skal bygges om eller erstattes av en ny dam. NVE har også signalisert følgende prioritering i forhold til tiltak på platedammer:

- Prioritet 1: Platedam klasse 4 der det er påvist konstruksjonsmessige svakheter.
- Prioritet 2: Platedam klasse 3 der det er påvist konstruksjonsmessige svakheter.
- Prioritet 3: Platedam klasse 4 der det ikke er påvist konstruksjonsmessige svakheter.
- Prioritet 4: Platedam klasse 3 der det ikke er påvist konstruksjonsmessige svakheter.

Ombygging av en eksisterende platedammer i klasse 3 og 4 vil i første omgang bli initiert av eventuelle svakheter påvist ved revurdering. Dersom dammen i første omgang ikke tilfredsstillende de vanlige kravene til stabilitet og/eller styrke i plate og pilarer ved normale laster, skal anlegget forsterkes for å kunne motstå eksplosjonslast. Manglende sideveis støtte av pilarene er også definert som en svakhet av NVE.

I 2008 anslo NVE at det var ca. 50 platedammer i klasse 3 og 4, og kostnadene for oppgradering ble estimert av NVE til å være ca. kr. 3 milliarder. Dette innebærer at gjennomsnittlig kostnad for hver dam var estimert til kr. 60 millioner i 2008 (EnergiNorge, 2014). Våren 2016 var 60 platedammer klassifisert i 3 og 4.

² EnergiNorge (2014): «Forsterking av platedammer, Utfordringer og løsninger, Fase 1 – Foreløpige resultater»

2 BETONG- OG MURDAMMER I NORGE

Betong- og murdammer omfatter i hovedsak følgende damtyper³:

- Hvelvdammer
- Gravitasjonsdammer bygget som massive betongdammer, murdammer lagt i mørtel eller tørrmurte dammer⁴.
- Lamelldammer, herunder
 - Platedammer
 - Flerbuedammer
 - Tunge lamelldammer⁵

I det etterfølgende er det gitt en kort beskrivelse av de ulike damtypene.

2.1.1 Hvelvdammer

Hvelvdammer bygges i en bue i trange dalsøkk slik at vanntrykket overføres til fjellsidene. Hvelvdammer er ikke avhengige av vekten for å oppnå stabilitet, og de kan bygges med langt slankere tverrsnitt enn en gravitasjonsdammene. Internasjonalt, finnes det også gravitasjonsdammer som er bygget med hvelvvirkning som en ekstra sikkerhet, som for eksempel Hoover Dam i USA.

2.1.2 Gravitasjonsdammer

Gravitasjonsdammer omfatter massive betongdammer og murdammer der konstruksjonen er avhengig av egenvekt for å være stabil.

Massive betongdammer er normalt «trekantformet» der vannsiden er tilnærmet vertikal og bunnbredden er 0,7 til 0,9 ganger høyden. Internasjonalt er det blitt stadig mer vanlig å benytte valsebetong eller RCC (Roller Compacted Concrete) ved bygging av gravitasjonsdammer, men foreløpig er det ingen RCC-dammer i Norge.

Ved massive betongdammer vil normalt poretrykket utgjøre en vesentlig belastning ved kontroll av stabilitet. Noen dammer er imidlertid utformet med drenasje og eventuelt et drengalleri mot fjell, slik at det mulig å anta et redusert poretrykk under dammen.

Murdammer er en type gravitasjonsdam der hele tverrsnittet er bygd opp av stein eller steinblokker. Konstruksjonsmessig skilles det mellom murdammer lagt i mørtel i hele tverrsnittet og tørrmurte dammer. Førstnevnte har mørtel i alle fuger i hele tverrsnittet og damkroppen er derfor antatt å ikke være drenert. Tørrmurte dammer har derimot en god drenasje, der tetning på vannsiden normalt er enten spekkede fuger, betongplate, torv eller løsmasser. Ved tørrmurte dammer er det tillatt å regne med redusert drenasje ved kontroll av stabilitet.

2.1.3 Lamelldammer

Ifølge International Commission On Large Dams «Technical dictionary of dams» (ICOLD, 1994), finnes det tre typer lamelldammer:

- Platedammer (Flat slab buttress dam)
- Tung lamelldam (Solid head buttress dam)
- Flerbuedammer (Multiple-arch dam)

Lamelldammer er karakterisert ved en vanttett oppstrøms side som er støttet av en serie av lameller (pilarer) på nedstrømsiden. Lamellene overfører vanntrykket som virker på oppstrøms side, ned til fundamentet. Avstanden mellom lamellene er som regel konstant i hele dammens lengde, og er typisk plassert med intervaller på 5 til 30 meter, avhengig av størrelsen og utformingen av dammen.

³ Store Norske leksikon: Dam – demning. Internett: <https://snl.no/dam%2Fdemning>

⁴ NVE (2005): Retningslinje for betongdammer – kapittel 1, utgave 2 oktober 2005

⁵ ICOLD (1994); Technical Dictionary on Dams, Annex section 4-4 "Buttress dams"

Utformingen av lamelldammene bidrar til et redusert poretrykk under dammen, ettersom området mellom pilarene kan regnes som drenert. Til sammenligning må det forutsettes poretrykk i hele fundamentet under en gravitasjonsdam. Et redusert poretrykk bidrar til at egenvekten av dammen kan reduseres og bidrar til besparelser i betongvolum sammenlignet med gravitasjonsdammer i betong.

Vannsiden av en lamelldam er ofte skråstilt. Det medfører at den vertikale vekten av vannet over platen gir et vesentlig bidrag til stabiliteten av konstruksjonen. Ved massive lamelldammer kan imidlertid vannsiden være tilnærmet vertikal, slik at stabilitet ved konstruksjonen utelukkende er avhengig av vekten til hver enkelt lamell.

Platedammer er lette betongkonstruksjoner der vanntrykket gir et vesentlig stabiliserende bidrag ved at oppstrøms plate er skråstilt og hviler på 2 eller 3 pilarer. På norske platedammer er pilarene normalt slanke vegger med en typisk senteravstand på 5 m. Flerbuedammer er en variant av platedammen der plata er utformet som et hvelv slik at pilarene kan plasseres med en større senteravstand.

En tung lamelldam består av flere frittstående lameller, der hver enkelt lamell er stabil uten bidrag fra tilstøtende lameller. Hver lamell har et lamellhode mot vannsiden som er støpt mot tilstøtende lamellhode og danner således en kontinuerlig plate mot vannsiden.

2.2 NVEs register over dammer - SIV

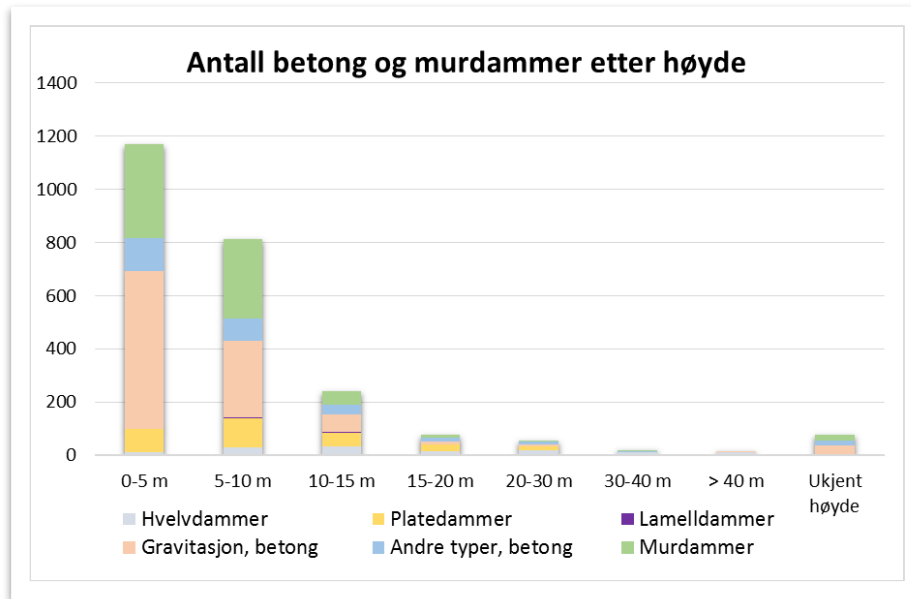
I NVEs damregister er det totalt registrert 3266 dammer, hvorav 1719 (52 %) er betongdammer og 738 (23 %) er murdammer, mens resterende 809 dammer er fyllingsdammer.

Betong- og murdammer er igjen fordelt på følgende undertyper:

- Hvelvdammer, Totalt antall - 125 stk.
- Gravitasjonsdam i betong, Totalt antall - 1007 stk.
- Murdammer, Totalt antall - 738 stk.
- Platedammer, Totalt antall - 292 stk.
- Tunge lamelldammer, Totalt antall - 11 stk.
- Andre typer:
 - Flerbuedammer: 3 stk.
 - Lukedam: 149 stk.
 - Sparestein: 11 stk.
 - Teltdam: 22 stk.
 - Oppspent dam: 9 stk.
 - Udefinert: 90 stk.

2.2.1 Oversikt over norske dammer

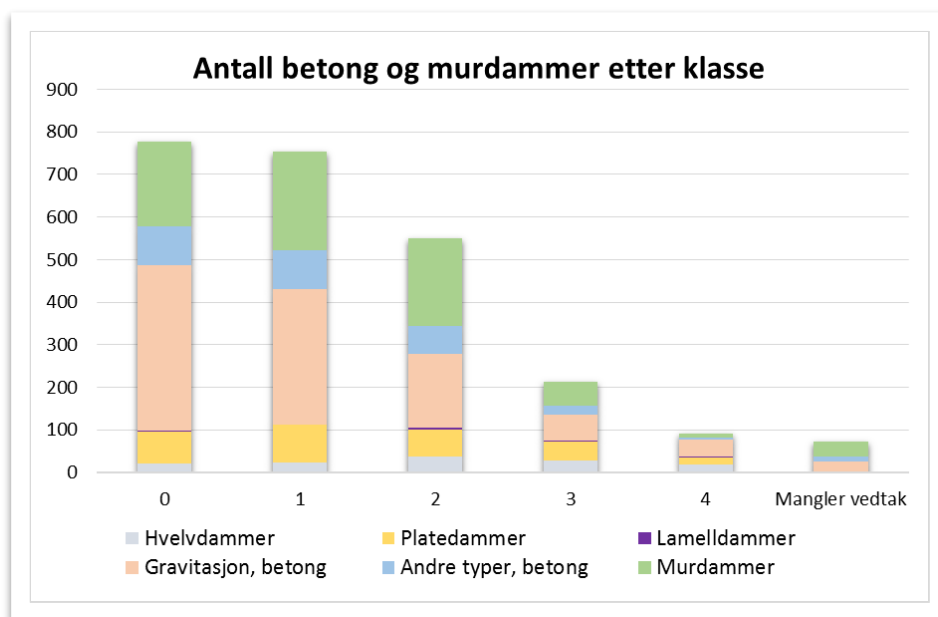
Etterfølgende figurer viser norske betong- og murdammer etter høyde, byggeår og klasse.



> Figur 2-1. Oversikt over norske betong- og murdammer etter høyde.

Figuren viser at 91 % av alle gravitasjons- og murdammer (der høyde er registrert) er lavere enn 10 m. Totalt er det 13 dammer som er høyere enn 40 m der 12 av dammene er hvelvdammer. Den siste dammen er Dam Solbergfoss som er en gravitasjonsdam med høyde på 45 m.

Totalt 77 av dammene har ukjent høyde. Dette er med stor sannsynlighet hovedsakelig lave dammer med en høyde under 10 m.

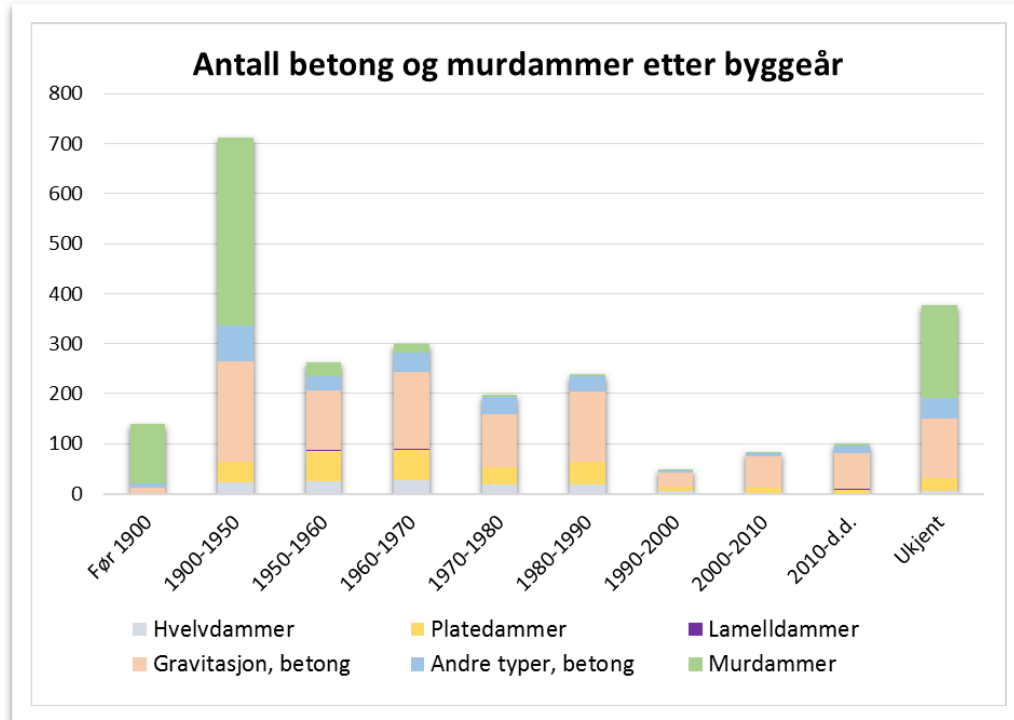


> Figur 2-2. Oversikt over klassifisering av dammer.

Figuren viser at 64 % av dammene er klassifisert i klasse 0 og 1 mens 87 % er i klasse 0, 1 og 2. Det er for øvrig omtrent like mange betongdammer som fyllingsdammer i både klasse 3 og i klasse 4.

2.3 Byggemåte - historisk utvikling

Etterfølgende figur viser at hovedvekten av alle betongdammer er bygget etter 1950, hvorav ca. 30 % er bygget etter damforskriftene kom i 1981. I kontrast til dette er nesten alle murdammer bygget før 1950, med en gjennomsnittlig alder på 100 år. Figuren viser også at hvelvdammer og platedammer har vært bygget i alle perioder siden tidlig 1900-tallet.



> Figur 2-3. Oversikt over betong- og murdammer etter byggeår.

Kravene til betong, armeringen og dimensjonering har variert gjennom tidene. Nedenfor følger en kort oppsummering av utvikling av materialer benyttet ved bygging av betongdammer i Norge (EnergiNorge, 2014).

2.3.1 Betong

Når de tidligste betongdammene ble støpet i tiden før 1930 årene ble det for noen dammer benyttet uvanlig høyt vann/semest forhold (v/c forhold) i kombinasjon med rennestøp. Betongen rant ned i forma. Det viste seg at denne metoden var uheldig for motstand mot miljøpåvirkninger og at lavere v/c forhold måtte fastsettes. Det ble vanlig å forlange v/c forhold på 0,5. Omtrent alle platedammer er bygget etter at man hadde gjort denne erfaringen. Ved standardrevisjoner på 60- og 70-tallet forsvant fokuset på v/c forholdet og noen dammer bygget på 1960-70 tallet kan derfor ha høyere v/c forhold.

Nedenfor er det gitt en kort oppsummering av betong benyttet for platedammer fra slutten av 1930-tallet og fram til i dag.

- Før 1926: Betong ble ofte sammensatt med utgangspunkt i ulik praksis fra andre land.
- 1926-1939: Krav til betong fastsatt i Den Norske Ingeniørforenings forskrifter; «Jernbetong konstruksjoner og betongkonstruksjoner», fra 1926.

- 1939-1963, NS427: Blandingsforhold for betongen angitt i standarden der platen ble utført med A betong $v/c = 0,5$, mens pilarene ble utført med B betong $v/c = 0,6$.
- 1963 – 1973, NS 427 A (Revidert standard): Her ble v/c forholdet nedtonet og det var såkalt fri betongsammensetning, fastheten ble angitt som oftest B 300 for platen og B250 for pilarer (nå ca. B 20 og B 16-18). Det ble i flere sammenhenger i tiden etter at NS 427 A ble gjort gjeldene, gitt en tilleggsbestemmelse i kontrakten med entreprenør om minimum v/c -tall på 0,5. Erfaringsmessig er betongfasthetene betydelig høyere enn det minimum som følger av spesifikasjonen.
- 1950- tallet: Tilsetningsstoffer for å oppnå en mer frostbestandig betong kom utover på 1950-tallet. Virkning av slik tilsetning på frostbestandigheten er best ved lave v/c -tall.
- 1990-tallet: Krav til sement og tilslag for å hindre alkalireaksjoner ble innført. Betongkonstruksjoner bygget etter ca. 1990 er antatt å være fri for alkalireaksjoner.

2.3.2 Armering

Når det gjelder armering, var glattstål St. 37 med flytgrense på ca. 240 N/mm² benyttet frem til tidlig på 1950 tallet. Armering betegnet som handelskvalitet og definert som St 00.12 kan også ha blitt brukt. Denne har omtrent samme strekkstyrke som St. 37. Ved armering med glattstål, ble alle ender utført med krok.

Fra 1950 tallet ble kamstål KS 40 introdusert. Her ble det benyttet flytgrense på 400 N/mm² for diametere opp til Ø20 mm, mens armering med større diameter enn Ø20 mm hadde en flytgrense på 380 N/mm². Ved innføring av kamstål, ble endekroker sløyfet. Det var imidlertid få eller ingen bestemmelser vedrørende endeforankringer av armeringen. Vurdert i forhold til dagens standard kan derfor endeforankringen av armeringen være for dårlig. Bøyer, spesielt der det var behov for skarpe bøyer, ble til ut på 1970-tallet utført i glattstål med kvalitet St 37. Senere ble sveisbart kamstål KS 400s benyttet.

Fra ca. 1990 er det i Norge benyttet kamstål med fasthet på 500 N/mm².

2.4 Dimensjonering – Historisk utvikling

I perioden før innføring av «Forskrifter for dammer» (OED, 1981), eksisterte det ikke publisert skrevne regler for dimensjonering av dammer. NVE kontrollerte/kommenterte tegninger og beregninger for hver enkelt dam som et separat tilfelle.

Det ble antagelig en etablert praksis både hos NVE og hos de rådgivere som var aktive i dette markedet. Publisert skriftlig materiale som var grunnleggende finnes i kompendier fra forelesninger ved NTH i perioden. Spesielt nevnes prof. Vidkunn Hveding's kompendium i vassbygging utviklet på 1950 tallet.

Januar 1981 ble "Forskrifter for dammer" med regler og anbefalinger gjort gjeldene. Ny forskrift trådte i kraft 1. januar 2001 med retningslinjer utgitt i de nærmeste etterfølgende år. Denne forskriften ble erstattet med " Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg" med ikrafttredelse 1. januar 2010.

Kun de viktigste kontroller i forbindelse med dimensjonering er behandlet nedenfor. I tillegg var det spesialbestemmelse for ulykkesgrense, istrykk, drenering etc.

2.4.1 Dimensjonering før 1981

Før innføringen av «Forskrifter for dammer» (OED, 1981), ble normalt følgende kriterier benyttet for beregning av stabilitet:

- Velting: $\frac{\Sigma \text{stabiliserende moment}}{\Sigma \text{veltende moment}} \geq 1,5 - 1,3$ (*varierende*)
- Glidning: $\frac{\Sigma \text{Horisontale krefter}}{\Sigma \text{Vertikale krefter}} \leq 0,9 - 0,7$ (*varierende*)
- Grunntrykk (f) mot nedstrøms tå: $\leq 4,5 \text{ N/mm}^2$

2.4.2 Beregning av spenninger før 1981

Pilarer i platedammer ble kontrollert mot hovedspenninger og ble normalt regnet som uarmert, kun innlagt en beskjedent overflatearming. Ved høye slanke pilarer ble faren for knekking vurdert. Horisontale avstivninger ble ofte tatt med i vurderingen, herunder også bidrag fra gangbaner for inspeksjon inne i dammen samt avstivning fra frostvegg i betong.

I henhold til NS 427 (1939) var tillatt armeringsspenning for glattstål anvendt i vannbygningskonstruksjoner 100 N/mm^2 . Rissidder ble ikke beregnet. Ved innføringen av kamstål (hardt stål) satte NS 427A (1963) tillatt spenning 160 N/mm^2 . Tillatte spenninger refereres til bruksgrensetilstand med $\gamma_l / \gamma_m = 1,0$, der γ_l er lastkoeffisient og γ_m er materialkoeffisient.

Uarmert skjær (skjær i plater uten skjærarming) ble beregnet etter formelen $V = b \cdot h \cdot \tau / 1,2$ ($\tau =$ tillatt heftspenning typisk $0,6-0,7 \text{ N/mm}^2$). Som det fremgår av formelen inngår ikke armering i beregningsgrunnlaget. Dette kom med ved ny betongstandard NS 3473 av 1973. Med denne ble partsialkoeffisienter introdusert.

Ved introduksjon av ny betongstandard NS 3473 i 1973 var konkrete krav til forhold i bruksgrensetilstanden fraværende. Dette gjaldt også krav til betongens bestandighet. NVE distribuerte et brev/notat, datert 14. desember 1975, vedrørende tilleggsbestemmelser til standarden. Tilleggsbestemmelsene er utformet sammen med NIFs permanente betongutvalg.

Dette notatet inneholdt følgende momenter:

- Lastkoeffisienter i henhold til NS 3052 kapittel 8. (utgått)
- Ved kontroll i bruddgrensetilstanden hvor konsekvenser ved sammenbrudd er store skal det regnes med $\gamma_m = 1,4$ i stedet for $1,25$
- Plater med tilnærmet jevnt fordelt last, overveiende statisk last, kan regnes å ha 20% høyere kapasitet for skjærkraft enn angitt i NS 3473 pkt. 5,2 hvis det ikke regnes med kapasitetsbidrag fra skjærarming.
- Beregnet strekkspenning i armering i bruksgrensetilstanden bør ikke være høyere enn 180 N/mm^2 .
- Diverse beskrivelser vedrørende minimums armering.

2.4.3 Dimensjonering perioden 1981 – 2000

Forskrifter for dammer (OED, 1981), introduserte bruddgrensebetraktning ved dimensjonering av betongdammer for vurdering av stabilitet mot velting og glidning.

Krav til dimensjonering i bruddgrensetilstanden omfattet i hovedsak lastkoeffisient $1,2$ for alle laster unntatt jordtrykk. Jordtrykk og stabiliserende laster ble kontrollert med en lastkoeffisient på $1,0$. Stabilitet ble for øvrig kontrollert etter følgende krav:

- **Velting:** Resultanten skulle ligge innenfor tyngdepunktet av den minste trykksone som kan tillates for overføring av resulterende kraft. Denne trykksonen var gitt ved forholdet N_y / f_c hvor N_y er kraftkomponenten normalt mot fundamentplanet og f_c er dimensjonerende betongtrykkfasthet. Ved lastkombinasjoner som inkluderte istrykk kunne kapasiteten av fjellbolter tas med i beregning av resultatens størrelse og beliggenhet.

- **Glidning eller skjær:** Kapasiteten ble regnet å være tilstrekkelig når kraftkomponenten parallelt med fundamentflaten ikke oversteg skjærkapasiteten $0,2 \cdot f_c \cdot A_{cx}$ hvor f_c er betongens dimensjonerende trykkfasthet, og A_{cx} er arealet av betongtrykksonen. Ved lastkombinasjoner som inkluderte istrykk kunne fjellbolter regnes med som armering.

I bruksgrensetilstanden var det angitt at riss ikke burde være større enn 0,2 mm. Kravet ble regnet å være oppfylt når strekkspenningen i armeringen ikke oversteg 180 N/mm^2 og senteravstand for armeringen ikke var mer enn 150 mm ved A_s mindre enn $0,01 \cdot b \cdot d$, eller 100 mm dersom armeringsareal var mindre enn $0,005 \cdot b \cdot d$ (bredde x dybde av betongtverrsnittet).

2.4.4 Dimensjonering etter år 2001

I forbindelse med ny damsikkerhetsforskrift (OED, 2001), ble det utarbeidet nye retningslinjer for betongdammer som ble utgitt for første gang i 2002. Fram til nye retningslinjer forelå var det en overgangsperiode der de gamle kravene til dels ble praktisert eller der de nye kravene ble praktisert ut fra kjennskap til det nye regelverket. I perioden var det så godt som ingen bygging av nye dammer, beregninger gjennomført i denne perioden omfattet i hovedsak revurderinger.

Etterfølgende tabell viser en sammenstilling av nye og tidligere krav.

> Tabell 2-1. Endring i krav til stabilitet for betongdammer.

	Før 2001	Etter nye retningslinjer i 2002	
	Alle betongdammer	Platedammer	Gravitasjonsdammer
Bruddgrense			
Velting	Sikkerhet > 1,0 eller $R > 0$	Sikkerhet > 1,4	$R > 1/3 B$
Glidning	$\Sigma H > \text{Skjærkapasitet} (= 0,2 f_c A_{cx})$	Sikkerhet > 1,4	Sikkerhet > 1,5
Lastfaktor	$\gamma_l = 1,2-1,0$	$\gamma_l = 1,0$	$\gamma_l = 1,0$
Materialfaktor	$\gamma_m = 1,4$	$\gamma_m = 1,0$	$\gamma_m = 1,0$
Ulykkesgrense			
Velting	Resultanten i damtverrsnittet dvs. Sikkerhet > 1,0 eller $R > 0$	Sikkerhet > 1,3	$R > 1/6 B$
Glidning	$\Sigma H > \text{Skjærkapasitet} (= 0,2 f_c A_{cx})$	Sikkerhet > 1,1	Sikkerhet > 1,1
Lastfaktor	$\gamma_l = 1,0$	$\gamma_l = 1,0$	$\gamma_l = 1,0$
Materialfaktor	$\gamma_m = 1,0$	$\gamma_m = 1,0$	$\gamma_m = 1,0$
Forklaring:	f_c = betongens dimensjonerende trykkfasthet A_{cx} = Betongtrykksonen R = Resultantens plassering fra nedstrøms tå B = Bredden av tverrsnittet mot fundament		

Den reviderte damsikkerhetsforskriften trådte i kraft i 2001 og var utformet med overordnede funksjons- og målkrav. Detaljkrav som tidligere var en del av forskriftene ble overført til nye retningslinjer, der ny retningslinje for betongdammer var klar i mai 2002.

Før 2001 ble sikkerhet ivaretatt med material- og sikkerhetsfaktorer. Med ny retningslinje fra 2002 ble det innført en overordnet sikkerhetsfaktor som skulle ivareta alle usikkerheter ved prosjekteringen. For gravitasjonsdammer ble det i tillegg innført en kontroll av at det var trykk i hele fundamentet.

Med de nye damsikkerhetsforskriften fra 2010, ble krav i ovennevnte tabell hentet inn i forskriftene. Kravene ble dermed endret fra å være veiledende til å være absolutte. Nye krav til sikkerhet mot velting for gravitasjonsdammer medførte at stabiliteten i større grad var avhengig av dammens profil eller tverrsnitt. Dette var blant annet bakgrunnen for at det ble innført egne krav til sikkerhet mot velting for platedammer (sikkerhet $> 1,4$), ettersom denne typen dammer ikke ville oppnå tilfredsstillende stabilitet med de nye kravene til gravitasjonsdammer.

Når det gjaldt sikkerhet mot glidning, ble krav til beregningsmessig sikkerhet betraktelig skjerpet (OED, 2014, vedlegg 3.5). Følgelig var det mange eksisterende dammer som ikke lenger var beregningsmessig stabile etter krav i forskriftene.

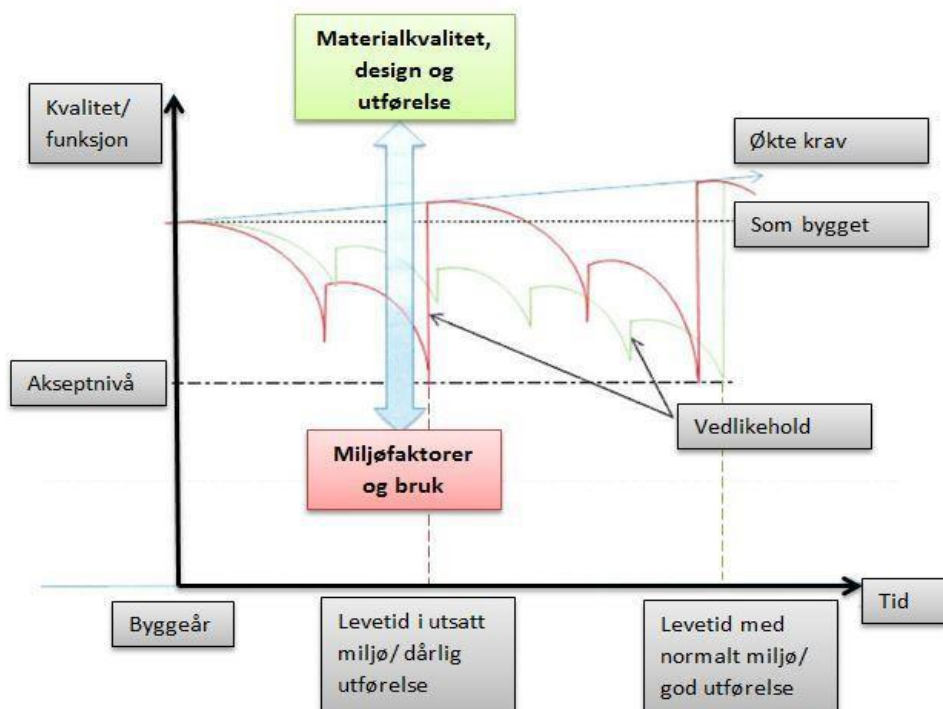
3 ELDRE KONSTRUKSJONER

3.1 Sikkerhet ved eldre konstruksjoner

3.1.1 Levetidsvurderinger

Den tekniske levetiden til en konstruksjon påvirkes av flere elementer. Valg av materialer, design og utførelse er elementer som er avgjørende for å sikre en lang levetid. På den annen side bidrar miljøfaktorer, som klima og brukspåkjenninger, til nedbrytning av konstruksjonen slik at det må gjennomføres vedlikehold eller utbedringer.

Dette er illustrert i etterfølgende figur, der den grønne linjen illustrerer tilstanden til en konstruksjon i normalt miljø med god utførelse, mens den røde linjen kan være eksempel på en konstruksjon utsatt for store miljøpåkjenninger eller med dårlig utførelse.



> *Figur 3-1. Sammenheng mellom vedlikehold og levetid. (DIBK. 2010)⁶*

Levetiden til en konstruksjon vil være definert som tiden det tar før kvaliteten ved konstruksjonen når nedre akseptnivå.

Som vist i figuren vil levetiden kunne påvirkes av vedlikehold og utbedringer av konstruksjonen, samt utførelse og miljøpåvirkninger.

Figuren illustrerer at sikkerhetsnivået ved et anlegg vil reduseres med tiden. I Norge bygges vassdragsanlegg etter sikkerhet gitt i damsikkerhetsforskriften med tilhørende regelverk. Det er imidlertid ikke gitt noe entydig beskrivelse av akseptnivå som utløser ombygging og rehabilitering, som vist i figuren.

⁶ DIBK (2010); Veileder; «Levetider i praksis - prinsipper og bruksområde», Forfattere; Anette Kampesæter, Svein Bjørberg og Christian A. Listerud. Utgiver: Multiconsult. Internett: https://www.dibk.no/globalassets/eksisterende-bygg/publikasjoner/levetider_i_praksis.pdf

3.1.2 Riktig akseptnivå

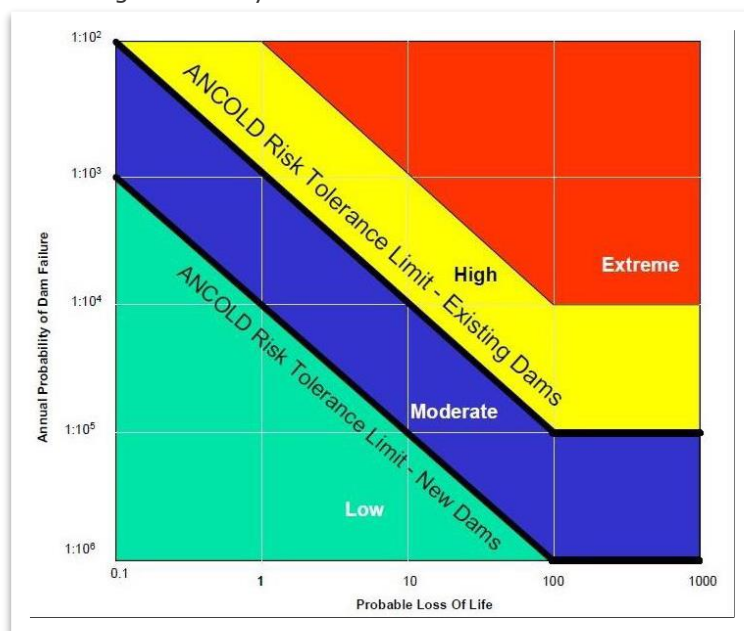
Driftserfaringer gjennom tilsyn og overvåking av dammer vil bidra til å redusere usikkerhet knyttet til utførelse og materialer ved anlegget. Statistisk viser også at de aller fleste dambrudd skjer etter de første årene etter dammen ble bygget (ICOLD, 1995). Dette tyder på at eventuelle svakheter ved damanlegget vil kunne avdekkes i forbindelse med førstegangs oppfylling eller de første driftsårene. Statistisk er det derfor god grunn for å hevde at en 10 år gammel dam har langt høyere sikkerhet enn en ny dam.

Samtidig er kostnader forbundet med å heve sikkerheten ved eksisterende anlegg relativt mye høyere sammenlignet med å bygge den samme sikkerheten inn ved nybygging. Samfunnsmessig kan det derfor være grunn for å akseptere at eldre anlegg har en lavere sikkerhet enn nye anlegg.

Samlet gjenanskaffelsesverdi (GAV) av dammer tilknyttet kraftforsyningen og VA-sektoren er antatt å være på mellom ca. 200 og 250 milliarder kroner i 2013, (OED, 2014). Selv små endringer i regelverket kan dermed ha relativt store økonomiske konsekvenser hvis endringen medfører tiltak på eksisterende anlegg. Samfunnsmessig er det derfor viktig at eventuelle endringer er godt begrunnet og fundert ut fra en vurdering av hvilke sikkerhet som oppnås i forhold til kostnadene med tiltakene på eksisterende anlegg.

I Australia er dette prinsippet lagt til grunn for dammer, der det er forskjellig akseptnivå for nye dammer og eksisterende dammer. Som vist i figuren nedenfor, er akseptnivået her er koblet mot risikoen for brudd (Risiko = Sannsynlighet x Konsekvens). Figuren viser eksempelvis at akseptkriteriet for tap av ett statistisk liv ved en eksisterende dam er 1000 år mens ved en ny dam er akseptkriteriet 10 000 år. Ved fare for tap av ett statistisk liv, kan det med andre ord aksepteres dambrudd ved en flom med 10 000 års gjentakintervall for en ny dam mens tilsvarende akseptnivå for en eksisterende dam vil være en 1000-års flom.

Hvis tilsvarende prinsippet overføres til dimensjoneringskriterier for dammer i Norge, medfører det at man kan akseptere en lavere beregnet sikkerhet ved eksisterende dammer sammenlignet med nye dammer.



> Figur 3-2. Akseptabel risiko for nye og eldre dammer i Australia (USSD, 2011).⁷

⁷ USSD (2011): M. Baker; "Australian Risk Approach for assessment of dams", Proceedings from 31st Annual USSD Conference, San Diego, California, April 11-15, 2011

Hvis tilsvarende prinsippet overføres til dimensjoneringskriterier for dammer i Norge, medfører det at man kan akseptere en lavere beregnet sikkerhet ved eksisterende dammer sammenlignet med nye dammer.

3.2 Statens Vegvesens og eksisterende konstruksjoner

I likhet med dambransjen har Statens Vegvesen (SVV) ansvar for et stort antall konstruksjoner bygget over et lengre tidsrom. Den sannsynligvis eldste bru i Norge, som fortsatt er i bruk, er steinhvelvsbrua «Smedbroen» ved Kongsberg som er bygget tidlig på 1600-tallet. Totalt forvalter SVV om lag 18 000 bruer. Det ligger store verdier i denne bygningsmassen og det er et kontinuerlig behov for å dokumentere bruens kapasitet i forhold til stadig økende trafikklaster.



> *Figur 3-3. Smedbrua på Gamle Kongsbergvei utenfor Kongsberg*

3.2.1 Tilstandsvurdering

For å dokumentere tilstand til landets bruer har SVV definert et inspeksjonsprogram som skal følges gjennom bruas levetid. Hvert år skal det utføres en *enkel inspeksjon* som er en visuell kontroll av bruas overbygning og underbygning over vann. Resultatene fra disse inspeksjonene rapporteres og alle observerte skader registreres i SVV sitt bruforvaltningssystem. Hvert 5. år gjennomføres en såkalt *hovedinspeksjon*. Visuell kontroll skal da gjennomføres så nøye at inspektøren skal kunne ta på konstruksjonsdelen som inspiseres. I tillegg utføres oppmålinger og kontroll av materialkvaliteter der det anses som nødvendig. Om det oppdages noen skader under disse inspeksjonene skal det gjennomføres en *spesialinspeksjon* av den aktuelle skaden. Inspeksjonsprogrammet er beskrevet i SVV sin håndbok R411.

Om det oppdages noen spesielle forhold under inspeksjon, eller om SVV ønsker å reklassifisere brua for økt trafikklast utføres en *bruklassifisering* iht. SVV sin håndbok R412. Med det forstås å bestemme maksimalt tillatt trafikklast ut fra eksisterende tegninger, tidligere beregninger, dokumenterte materialegenskaper og tilstand.

3.2.2 Vurdering av eksisterende broer

Ved klassifisering av bruer tillater SVV en reduksjon av lastfaktor for egenlast i bruddgrense fra 1,2 til 1,15 da man har mulighet til å benytte de virkelige egenlastene. I tillegg er det rom for å måle slitelag og dermed benytte den reelle tykkelsen av slitelaget i beregning av bruas kapasitet. Nyttelastene er i tillegg basert på kjøretøy som går på vegnettet i dag, og tar ikke hensyn til en fremtidig økning i last slik man gjør ved beregning av nye bruer. I bruksgrense og ulykkesgrense benyttes karakteristiske laster. Naturlaster og nyttelaster utelates i ulykkesgrensetilstanden.

Lastvirkningen kontrolleres mot dimensjonerende materialfastheter i samsvar med tidligere standarder. For bruer bygget før 1920 er derimot materialfaktorene økt noe for å ta hensyn til korrosjon og eventuelle andre svekkelser i materialene. Der brudekker fra før 1920 ikke viser tegn til armeringskorrosjon kan denne økningen i materialfaktor sløyfes. Figur 3-4 og Figur 3-5 viser eksempel på hvordan R412 gir materialfaktorer og betongkvaliteter tilpasset dagens system for påvisning av kapasitet.

I tillegg til R412 har SVV utarbeidet håndbok 239. Denne håndboken lager en oversikt over de laster og lastklasser som bruer er blitt dimensjonert etter fra ca. 1900 og frem til i dag. I tillegg er såkalte brunormaler gjengitt som eksempelvis inneholder standardtegninger og bjelketabeller. Disse brunormalene ble utarbeidet for å gjøre det enklere å prosjektere bruer. Denne håndboken kan være veldig nyttig ved kontroll av gamle bruer da originale tegninger og beregningsdokumenter ofte er mangelfulle eller fraværende. Kombinasjon av disse brunormalene, lastforskriftene og observasjoner fra inspeksjon gjør det mulig å foreta gode antagelser om bruens oppbygging og danner et godt grunnlag for å påvise bruens kapasitet.

Materiale	Materialfaktor, γ_m		
	Bruddgrense-tilstand	Bruksgrense-tilstand	Ulykkes- og utmattingsgrensetilstand
Armert betong	1,40	1,0	1,20
Armering før 1920	⁽¹⁾ 1,50	1,0	1,32
Armering etter 1920	1,25	1,0	1,10

⁽¹⁾ For brudekker som ikke viser tegn til armeringskorrosjon, kan benyttes $\gamma_m = 1,25$.

- > *Figur 3-4: Materialfaktorer for betong som skal benyttes ved klassifisering av bruer. Der armering fra før 1920 ikke viser tegn til korrosjon kan også faktor i ulykkestilstand reduseres til 1,10*

Byggeår	NS 427 (av 1939)	NS 427A (av 1962)		NS 3473 (av 1973 og senere)	
	Betong-kvalitet	Betong-kvalitet	σ_c (kg/cm ²)	Fasthets-klasse	f_{cn} (N/mm ²)
Før 1920	C-betong	B 200	40	C 15	11,2
1920-1945	B-betong	B 250	45	C 20	14,0
Etter 1945	A-betong	B 300	55	C 25	16,8
		B 350	60	C 30	19,6
		B 400	70	C 35	22,4
		B 450	80	C 40	25,2
				C 45	28,0

- > *Figur 3-5: Trykkfasthet av historiske betongkvaliteter.*

3.3 Dambrudd og statistikk

Statistikk over dambrudd kan bidra til å forstå de underliggende årsakene for dambrudd og kan derfor gi grunnlag for å fastsette laster, lastsituasjoner samt riktig sikkerhetsnivå.

Det er gjort flere forsøk på å opprette database for dambrudd og unormale hendelser, men informasjon om historiske dambrudd og unormale hendelser er ofte inhomogene, ufullstendige eller mangler, - og noen ganger kan informasjonen også være misvisende eller feil.

Lokale forhold kan også påvirke statistikken, som for eksempel nasjonale standarder, dimensjoneringsgrunnlag, tilgang og kvalitet på byggematerialer, fundamentforhold og overvåking. I tillegg kan menneskelige faktorer som kultur for sikkerhetsarbeid, opplæring og utdanning påvirke sannsynligheten.

Statistikken for dammer er derfor egnet for å gi indikasjoner på trender, men kan ikke benyttes for å trekke klare konklusjoner. Noen forhold utmerker seg likevel:

- Sannsynligheten for brudd er størst ved første gangs fylling og de første 5 årene etter dammen er ferdig.
- Sikkerheten ved dammer er blitt bedre med årene, slik at nye dammer generelt har en bedre sikkerhet sammenlignet med dammer bygget før 1950.

Når det gjelder bruddmekanismer er det imidlertid vanskelig å trekke bastante konklusjoner, men kan generelt deles inn i 3 hovedkategorier: (i) Svikt i fundament, (ii) Flom/Overtopping og (iii) Svikt i konstruksjonen.

I etterfølgende kapitler er statistikk fra noen tilgjengelige kilder gjengitt.

3.3.1 ICOLD – Bulletin 99 (1995) ⁸

I ICOLDs bulletin 99 (1995) "Dam failures, statistical analysis" er basert på et spørreskjema med opplysninger innhentet fra medlemslandene. Bulletinen rapportert ca. 33 brudd på betong- og murdammer med høyde over 15 m.

Statistikken viser at 26 av 33 (79%) av betong- og murdammene var bygget før 1930. En fjerdedel av dammene gikk til brudd i forbindelse med første gangs oppfylling, mens totalt ca. 50 % av dammene gikk til brudd innen 5 år.

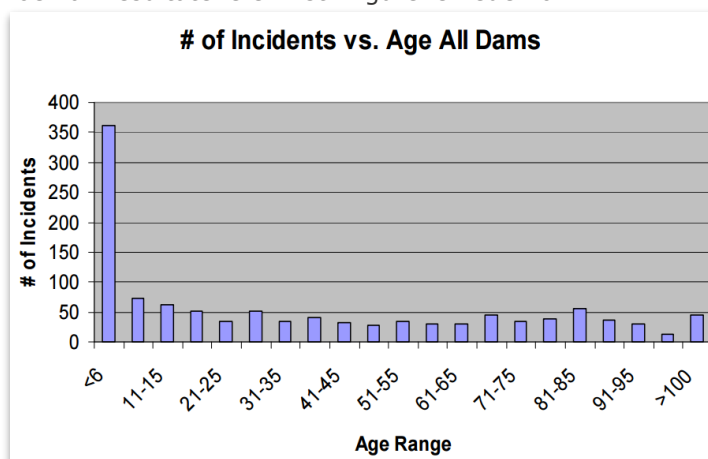
For betongdammer var 42 % av bruddene knyttet til problemer med fundamentet, enten i form av indre erosjon eller som et skjærbrudd (glidning) i fundamentet. For murdammer var overtopping (43 %) etterfulgt av erosjon i fundamentet (29 %) den vanligste årsaken bruddet.

For alle dammer (inkludert fyllingsdammer) er brudds sannsynligheten lavere for dammer som er bygget etter 1950, og er redusert fra 2,2 % før 1950 til 0,5 % etter 1950.

3.3.2 The Incidents Database

I en artikkel fra USSD Annual Conference i 2009, har artikkelforfatteren, Patric J. Reagan⁹, identifisert ca. 4000 dambrudd og unormale hendelser fra 88 land, som er registrert i «The Incidents Database». Hoveddelen av registreringene er mangelfulle og damtype er kjent ved 2769 av registreringene, mens byggeår er kjent ved 1158 av de registrerte dammene.

Noen av resultatene er vist i figurene nedenfor.

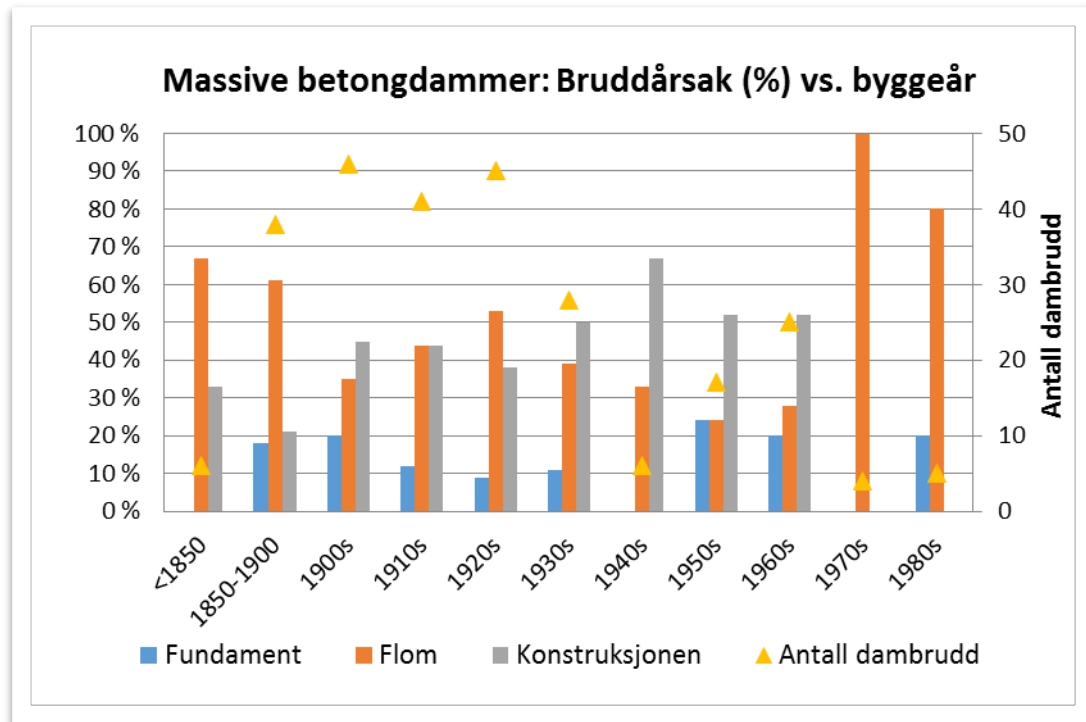


⁸ ICOLD (1995): ICOLD Bulletin 99, Dam Failures, Statistical analysis.

⁹ USSD (2009) Partric J. Reagan: An examination of dam Failures vs. age of dams. Proceedings fra USSD Annual Conference 20-24 april 2009, Nashville, Tennessee

> *Figur 3-6. Fordeling av dambrudd etter alder på dam.*

Figuren viser at sannsynligheten for en unormal hendelse er størst de første 5 årene. Deretter er sannsynligheten for en unormal hendelse pr. år relativt konstant.



> *Figur 3-7. Bruddårsak for massive betongdammer i forhold til årstall dammen ble bygget.*

Ovennevnte figur indikerer at antall dambrudd er kraftig redusert for dammer som er bygget etter 1940 og bekrefter slik sett konklusjonene i ICOLD bulletin nr. 99. Antall brudd registrert på 1940-tallet synes å være kunstig lavt og det er grunn til å stille spørsmål om dette er korrekt. Grunnlagsdataene viser imidlertid ikke hvor mange dammer som er bygget i de ulike periodene. Hovedvekten av dammene er imidlertid fra USA der relativt mange nye dammer ble bygget fram til 1960-tallet. En annen usikkerhet ved figuren, er at de eldre dammene har en lengre levetid og dermed større sannsynlighet for at dambrudd har forekommet.

Figuren indikerer også at brudd som følge av flomskade er den dominerende årsaken til dambrudd for nye dammer.

I motsetning til ICOLDs bulletin 99, indikerer også figuren at brudd i fundamentet er den minst dominerende bruddårsaken. Dette kan skyldes at datagrunnlaget omfatter mange lavere dammer, der poretrykk og statisk vanntrykk er en mindre dominerende last.

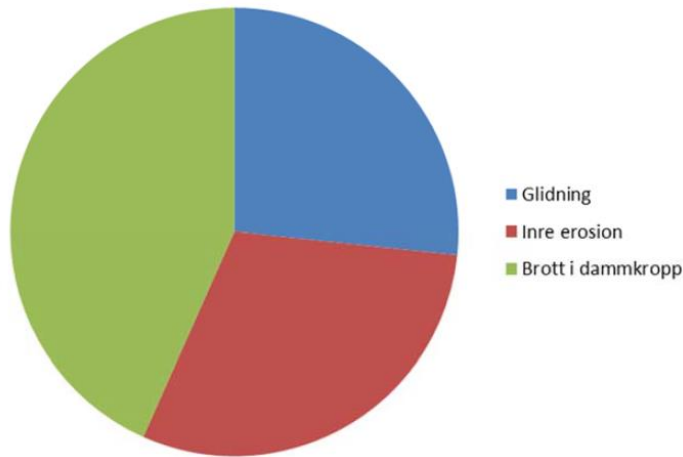
Brudd som følge av svakhet i konstruksjonen, var sammen med flomskade den dominerende årsaken til dambrudd fram til 1960 tallet. Kan skyldes bedre kunnskap og utvikling av standarder for dimensjonering, samtidig som kvalitet på materialer og utførelse er forbedret.

3.3.3 The shear strength of rock masses (Kurt John Douglas, 2002) ¹⁰

Dette er en doktoravhandling med en omfattende vurdering av dambrudd og unormale hendelser for dammer.

¹⁰ Douglas, Kurt John (2002); The Shear Strength of Rock Masses, doktoravhandling ved The University of New South Wales, Australia

Etterfølgende figur viser en oversikt over bruddårsak for 30 av dammene der bruddårsak er definert. Oversikten viser at mer enn halvparten av bruddene er forårsaket av brudd i fundamentet eller i overgangen mellom fundament og betong.



> Figur 3-8. Bruddårsak for 30 dammer (Energiforsk, 2007)

Noen konklusjoner fra studien er oppsummert nedenfor:

- Nye betongdammer (< 5 år) synes å ha en større sannsynlighet for brudd en eldre betongdammer. Ved murdammer er bruddsannsynligheten noe jevnere fordelt med alder.
- Problemer med fundament (glidning, lekkasje og indre erosjon) synes å være den dominerende årsaken til brudd ved betongdammer, mens overtopping synes å være den mest vanlige bruddårsaken ved murdammer.
- Brudd som følge av indre erosjon og glidning synes å være dominerende de første årene etter bygging (< 5 år).
- Generelt synes det som de fleste dambrudd på betong- og murdammer skyldes feil eller mangler i forbindelse med prosjektering og bygging. Flere av dammene er bygget med en bratt nedstrøms side på 0,6:1 eller brattere.
- Fundament av løsmasser og sandstein synes å være mest utsatt for indre erosjon. Det kan videre synes som brudd i sandstein bare forekommer i kombinasjon med skifrige bergarter.
- Ved glidning i fundamentet synes skifrige bergarter med svakhetssoner å være dominerende. Skifer med kalkstein synes også å ha en større sannsynlighet for brudd.
- Det har ikke forekommet brudd på dammer med fundament av basalt (magmatisk bergart).

3.3.4 Andre referanser

Dambrudd og unormale hendelser i USA

I USA er National Dam Safety Program (NDSP) opprettet for å forbygge dambrudd. NDSP er underlagt FEMA (U.S. Department of Homeland Security) og er et samarbeid mellom staten, føderale myndigheter og andre aktører i bransjen.

NDSP registerer dambrudd og unormale hendelser og i perioden fra 2005 til 2013 registret tilsammen 173 dambrudd og 587 hendelser i perioden. Registrerte dambrudd omfatter også diker eller flomvern (ref. www.damsafety.org)¹¹.

¹¹ <http://www.damsafety.org> -> About Dam Safety -> Dam Failures and Incidents

Betongdammars Brottförlopp (Energiforsk, 2015)¹²

Rapport fra Energiforsk i 2015 er utarbeidet for å gi anbefalinger for å utarbeide dambruddsbølgeberegninger. I denne forbindelse er det sett på bruddforløp av betongdammer og det er også gjort en litteraturstudie med gjennomgang av rapporter og dokumentasjon som omhandler kjente dambrudd.

3.3.5 Dambrudd i Norge

Dambrudd i Norge forekommer sjelden, men skjer likevel med jevne mellomrom. Det er imidlertid ingen tilgjengelig oversikt over dambrudd i Norge.

Det er totalt registret dambrudd på 93¹³ dammer i Norge i perioden 1700-2010, hvorav 7 av bruddene er registret før 1900. Det har ikke vært registret dambrudd på noen dammer høyere enn 15 m. I bok fra NVE med tittelen «Norsk vassdragstilsyn 1909-2009»¹⁴, er det på side 49 en oversikt over 61 dambrudd i perioden 1907 til 1935. Anslagsvis har det dermed vært ca. 25 kjente dambrudd i perioden 1935 til 2010, eller omtrent ett dambrudd hvert 3. år.

Det er viktig å bemerke at ingen av de registret dambruddene har forekommet på anlegg som tilfredsstiller dagens krav i forskrifter og lover.

Nedenfor er det satt opp en liste over noen kjente dambrudd de senere årene men oversikten er på ingen måte komplett.

> *Tabell 3-1. Oversikt over noen dambrudd i Norge de senere årene.*

Navn (Fylke)	Damtype	Høyde (m)	Magasin (mill.m ³)	Bygget (år)	Brudd (år)	Fundament	Primær-årsak	Sekundær-årsak
Roppa (Oppland)	Fyllingsdam	9,5	3	1975	1976	Løsmasser	Indre erosjon	
Tårnet (Finnmark)	Massiv betong med sparestein	10	3,8	1920	1979	Fjell	Ukjent Overtopping?	
Tippskaret, Myklebysjøen (Hedemark)	Trebukke-dam	3	4	Ukjent	1995	Løsmasser	Flom/ Overtopping	Erosjon
Bleikvassli (Nordland)	Massiv betong	~10	Ukjent	~1950	1997	Fjell	Setninger i fundament	Kollaps i gruve under dammen
Blokken (Nordland)	Massiv betong med sparestein	4	2	1917	2002	Fjell med løsmasser mot vederlag	Erosjon og brudd på konstruksjonen	Flom/ Overtopping
Holtdammen (Akershus)	Massiv betong med sparestein	4	~0,1	~1900	2006	Fjell	Brudd i Konstruksjon – forvitret betong	Flom
Kvitelva (Hordaland)	Ukjent	~3	Ukjent	Ukjent	2014	Fjell	Flom	Mangelfull utførelse

Oversikten er begrenset og det er ikke mulig å trekke noen bastante konklusjoner. Ut fra tabellen kan det imidlertid synes som eldre betongdammer med sparestein og dårlig betong

¹² Energiforsk (2015): Betongdammars Brottförlopp – Literaturstudie och utvecklingspotential, Rapport 2015:122.

¹³ NVE (2013): Dammer som kulturminner. NVE rapport 64 – 2013.

¹⁴ NVE (2009): Autoritet, tillit, ansvar: Norsk vassdragstilsyn 1909-2009.

er utsatt for brudd, og at flom eller høy vannstand er utløsende årsak for bruddet. Hendelsen ved dam Bleikvassli er relativt spesiell og bør ikke inkluderes når generelle trender vurderes.

En tydelig tendens er imidlertid at det ikke er registrert dambrudd på dammer som er bygget eller rehabilitert i samsvar med regelverket som ble innført i 1981.

Oversikten viser også at det er relativt lave dammer med mangler i forhold til damsikkerhetsforskriften som er utsatt for brudd. Det kan derfor være grunn for å konkludere med at lavere dammer som ikke tilfredsstiller damsikkerhetsforskriften, representerer den største risikoen for dambrudd i Norge.

Det er også verdt å merke seg at det ikke er registrert brudd på murdammer i nyere tid. Hovedvekten av murdammer i Norge er mer enn 70 år gamle og med en gjennomsnittsalder på ca. 100 år i Følge NVEs damregister. Det er derfor grunn til å anta at mange murdammer har vært utsatt for relativt store belastninger fra istrykk og flom.

Oversikten viser også at det ikke er registrert brudd som følge av utglidning eller indre erosjon i fundament med godt og homogent fjell. Ved brudd i fundament, vil poretykket være en viktig faktor. Denne bruddårsaken vil derfor være mindre dominerende for lave dammer ettersom poretykket er lite.



> *Figur 3-9. Dam Tippskaret, 1995.*



> *Figur 3-10. Dam Blokken, 2002 (Foto: NVE)*



> *Figur 3-11. Holtadammen, 2006 (Foto: NVE)*



> *Figur 3-12. Dam Tårnet, 2 timer etter bruddet i 1979 (Foto: NVE).*



> *Figur 3-13. Dam Tårnet, 4 timer etter bruddet i 1979 (foto: NVE).*



> *Figur 3-14. Dam Tårnet i dag. (Foto: NVE)*

4 TILSYN OG TILSTANDSVURDERING

4.1 Tilsyn og overvåking

Tilstandsvurdering av dammer skal gjennomføres fortløpende gjennom tilsyn og overvåking/instrumentering.

I følge damsikkerhetsforskriften § 7-2 skal det foreligge en plan for overvåking. Planen skal beskrive interntilsyn, instrumentering og målinger, grenseverdier for aktuelle måleparametere i forbindelse med beredskap, samt annen overvåking som den ansvarlige anser nødvendig.

4.1.1 Tilsyn

I følge forskriftene omfatter interntilsynet følgende 3 tilsyns nivå:

Tilsyn	Hypighet	Kommentar
Periodisk tilsyn	Årlig	Dokumenters skriftlig med sjekklister. Kontroll av måleresultater fra instrumentering.
Hovedtilsyn	Klasse 1: 7. år Klasse 2-4: 5. år	Gjennomgang av periodiske tilsyn og måleresultater fra instrumentering. Omfattende inspeksjon og vurdering av tilstand og funksjonsdyktighet. Behovet for framskyndet revurdering vurderes. Skriftlig rapport med konklusjoner og prioriteringer av tiltak.
Spesielt tilsyn	Ved unormale situasjoner	Ved ekstra store påkjenninger på anleggene, for eksempel ved flom, storm, jordskjelv, ras, unormal lekkasje.

I NVEs Retningslinje for tilsyn og revurdering (NVE, 2002) er også driftstilsyn beskrevet, men dette tilsynet er ikke et forskriftskrav. I følge retningslinjen er dette et forløpende tilsyn som protokollføres og der eventuelle avvik rapporteres skriftlig til VTA.

4.1.2 Instrumentering

I tillegg til interntilsynet, skal plan for overvåking også omfatte instrumentering, måling samt grenseverdier for aktuelle måleparametere i forbindelse med beredskap.

I damsikkerhetsforskriften, § 7-2, er det gitt en tabell som viser målinger som skal utføres. Hypighet for måling og avlesning, samt omfang av instrumentering er ikke beskrevet i forskriftene, men utdypet i NVEs retningslinje for overvåking og instrumentering (NVE, 2005).

4.1.3 Grenseverdier ved instrumentering

I NVEs retningslinje for overvåking og instrumentering (NVE, 2005), kapittel 3.1, er følgende beskrevet:

- **Kontinuerlig overvåking (KO) er betinget ut fra beredskapsmessige hensyn for å kunne identifisere og håndtere en unormal situasjon så tidlig som mulig.**

Ved anlegg med kontinuerlig overvåking må det også etableres grenseverdier som definerer ulike beredskapsnivåer og tiltak som skal iverksettes ved disse nivåene. I følge nevnte retningslinje, må grenseverdier ved tilhørende målinger, som vist i etterfølgende tabell.

- > *Tabell 4-1. Dammer der kontinuerlig overvåking er nødvendig. Disse målingene krever også grenseverdier for beredskap.*

Damtype	Klasse	Lekkasje	Vannstand
Plate-, lamell-, flerbue- og tørrmurte dammer	Klasse 3 og 4		X
Hvelvdammer	Klasse 3 og 4		X
Gravitasjonsdammer	Alle klasser	Ingen krav til overvåking	
Dammer med luker i flomløpet	Klasse 3 og 4		X
Dammer fundamentert på løsmasser eller berg med utpregede svakhetssoner	Klasse 3 og 4	X	X
Fyllingsdammer med tetning av morene eller asfaltbetong	Klasse 3 og 4	X	X
Fyllingsdammer med tetning av betong, tre eller lignende	Klasse 3 og 4		X

Retningslinjen påpeker også at supplerende instrumentering og hyppigere tidsintervall for måling og avlesning må vurderes ved hvert enkelt anlegg. Dette gjelder selvfølgelig også eventuell supplerende instrumentering for kontinuerlig måling og tilhørende grenseverdier for beredskap.

4.2 Revurdering

Revurdering er beskrevet i damsikkerhetsforskriften § 7-5 og er en grundig undersøkelse og tilstandsanalyse av et etablert vassdragsanlegg som skal klarlegge om anlegget har et tilfredsstillende sikkerhetsnivå. Revurdering gjennomføres minimum hvert 15. år for dammer i klasse 2, 3 og 4. I klasse 1 gjennomføres revurdering minimum hvert 20 år.

Revurdering er ikke definert som en del av interntilsynet, jf. damsikkerhetsforskriften § 7-2, men gjennomføres av konsulent med fagansvarlige som er godkjent av NVE innen relevante fagområder.

4.2.1 Prosess for revurdering

I følge retningslinje for tilsyn og revurdering (NVE, 2002), skal en revurdering jevnlig dokumentere at anlegget er i forsvarlig stand og oppfyller kravene i sikkerhetsforskriften. I følge retningslinjen er det også viktig at tilsyn og revurdering tilpasses hvert enkelt anlegg, både i omfang og innhold.

Sikkerhetsforskriften § 7-5 skal en revurdering skal vurderingen og inspeksjoner ikke være eldre enn 2 år. For å holde en slik framdrift er det viktig at revurderingen er godt planlagt, og at underlaget for revurderingen er komplett og oppdatert. Blant annet bør det foreligge gyldige flomberegninger, samt kontroll av at dammen er riktig klassifisert med vedtak fra NVE.

En god prosess i forbindelse med revurderingen er viktig for at nødvendige og riktige tiltak blir iverksatt. En tidsbegrensning på 2 år kan imidlertid være vanskelig å overholde hvis revurderingen avdekker forhold som krever ekstra vurderinger, arbeid eller mer omfattende undersøkelser, og som kan være viktig for konklusjonene i revurderingen. Dette kan for eksempel omfatte følgende forhold:

- Feil i flomberegningene slik at det må utarbeides nye flomberegninger
- Behov for oppmåling av dammen
- Behov for avdekking av fundamentet
- Sjakting for å påvise oppbygning av fyllingsdam eller løsmassefundament
- Endret klassifisering

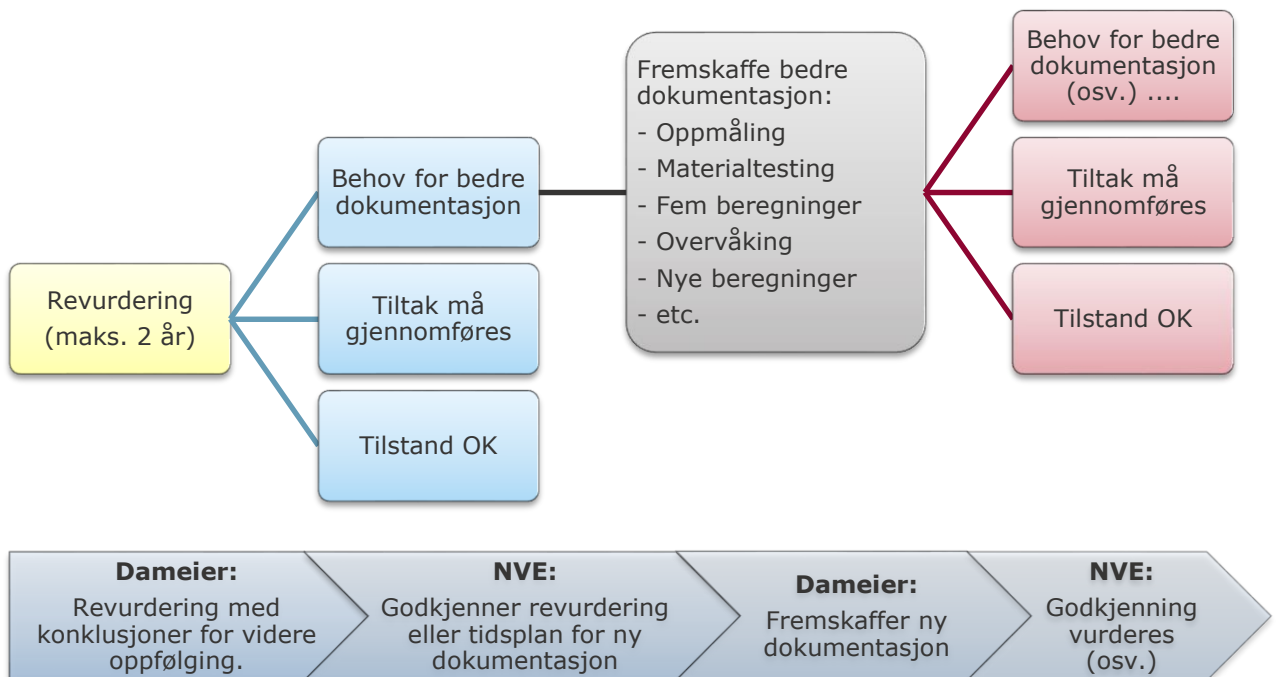
- Behov for bedre instrumentering
- Testing av materialegenskaper
- Vurdering/påvisning av forutsetningen for beregninger
- Mer nøyaktige beregninger
- Grundigere undersøkelser av fundament
- Osv..

I situasjoner der det ikke er mulig å gjennomføre revurderingen i løpet av 2 år, er det i prinsippet tre mulige fremgangsmåter som kan være aktuelle:

- Søke NVE om en tidsbegrenset forlengelse av frist for å slutføre revurderingen. Ettersom tidsramme for å gjennomføre revurderingen er gitt i forskriftene, skal NVE fatte vedtak om fristforlengelse.
- Revurdering oversendes NVE med tidsplan for tiltak. Tidsplanen kan også omfatte ekstra vurderinger eller grundigere undersøkelser som grunnlag for å bestemme omfang av tiltak.
- Revurdering oversendes NVE med tidsplan om å gjennomføre ekstra vurderinger/beregninger eller grundigere undersøkelser for å påvise sikkerheten ved anlegget.

Ovennevnte fremgangsmåter vil i hovedsak være nødvendige dersom det påvises at anlegget ikke har tilfredsstillende sikkerhet når generelle forutsetninger i regelverket benyttes, eventuelt hvis det påvises store mangler i underlaget for revurderingen.

Nedenfor er det vist en prinsippsskisse for prosess i forbindelse med revurdering. Behov for bedre dokumentasjon enten kan skyldes at rapporten er mangelfull eller det kan være en konklusjon i revurderingen – som beskrevet over.



> *Figur 4-1. Prosess for revurdering. Behov for bedre dokumentasjon kan enten være en konklusjon i revurderingen eller skyldes at rapporten er mangelfull.*

4.2.2 Godkjenning av revurdering med avvik

I noen situasjoner der det er små avvik fra sikkerhetsforskriften (OED, 2010), kan et alternativ være å søke om godkjenning av rapporten med avvik. Dette kan for eksempel omfatte situasjoner der sikkerheten ved anlegget ikke fullt ut tilfredsstillende stabilitetskrav eller krav til flomavledning.

I en slik situasjon bør eventuelt anlegget følges opp med en utvidet overvåking med instrumentering eller hyppigere tilsyn med fokus på avvikene. En slik utvidet overvåking kan i igjen danne grunnlag for en bedre vurdering av sikkerheten ved neste revurdering.

Ved en godkjenning av revurdering med avvik kan det også være aktuelt å vurdere å fremskynde neste revurdering.

4.3 Tilstandsvurdering

Interntilsynet er i hovedsak basert på en visuell tilstandsvurdering kombinert med eventuell avlesning fra instrumentering og evaluering av måldata.

Ved en revurdering vil også konklusjonen være basert på en tilstandsvurdering i kombinasjon med stabilitetsberegninger av anlegget.

Tilstandsvurdering er derfor et vesentlig element for å evaluere sikkerheten ved et anlegg.

Enfo (nå EnergiNorge) utarbeidet i mai 2000 en Håndbok for tilstandsbeskrivelse av betong og fyllingsdammer¹⁵ som omfatter følgende deler:

- **Del I:** Forberedelse til tilsyn.
- **Del II-1:** Skadekatalog for betongdammer.
- **Del II-2:** Skadekatalog for fyllingsdammer.
- **Del III-1:** Skaders betydning for forskjellige typer betongdammer.
- **Del III-2:** Supplerende stoff: Ord og uttrykk

Del 1 av håndboken gir en grundig innføring i forberedelser for tilsyn, type skader og alvorligheten av skadene. I forbindelse med tilsyn er det anbefalt at tilstanden kategoriseres etter NS 3424¹⁶ med 4 tilstandsgrader. Definisjon av tilstandsgrader etter dagens utgave av NS 3424 er gitt i etterfølgende tabeller. Tabellen fra veileder til NS 3424 angir også tiltaksbehov som kan være til hjelp for å definere tilstandsgraden.

Tilstandsgraden beskriver bare selve skaden og sier ikke noe om hvilke konsekvenser skaden kan få. Ved å kombinere tilstandsgrad og konsekvens vil det imidlertid være mulig å vurdere alvorlighet av skade som grunnlag for prioritering av utbedringer.

Del II av håndboken inneholder en skadekatalog som gir inngående oversikt over symptomer på og årsaker til forskjellige skader. Ulike typer skader er illustrert med et rikt fotoarkiv som gir grunnlag for vurdere type skade og omfang av skaden.

Del III-1 gir en beskrivelse skaders betydning for ulike betongdammer, noe som er grunnleggende for å vurdere alvorligheten av en skade. Del III-2 inneholder ellers en liste med terminologi for de forskjellige elementer i en dam, med tilhørende beskrivende illustrasjoner.

> *Tabell 4-2. Tilstandsgrader, jf. tabell 2 i NS 3424.*

Tilstand	Tilstandsgrad
Ingen avvik	TG 0
Mindre eller moderate avvik	TG 1
Vesentlige avvik	TG 2
Stort eller alvorlig avvik	TG 3
Ikke undersøkt	TGIU

¹⁵ Enfo (2000); Håndbok – Tilstandsbeskrivelse for betong- og fyllingsdammer, datert mai 2000

¹⁶ Standard Norge, NS3424:2012. Tilstandsanalyse av byggverk – Innhold og gjennomføring

> Tabell 4-3. Tilstandsgrader kombinert med tiltaksbehov, jf. Veileder til NS 3424.

Tilstandsgrad TG	Beskrivelse i henhold til NS 3424	Tiltaksbehov
TG 0	- tilstanden tilsvarer valgt referansenivå eller bedre. Ingen symptomer på avvik.	Ingen tiltak nødvendig. Det anbefales å lage en vedlikeholdsplan for framtidige behov.
TG 1	- byggverket eller bygningsdelen har normal slitasje og er vedlikeholdt; eller - avvik eller mangel på dokumentasjon er ikke vesentlig i forhold til referansenivået.	Som TG 0 med mindre man har et akseptnivå som tilsier tiltak.
TG 2	- byggverket eller delen er sterkt nedslitt eller har en vesentlig skade eller vesentlig redusert funksjon i forhold til referansenivået. Punktvis sterk slitasje og behov for lokale tiltak; eller - mangel på vesentlig dokumentasjon; eller - det er kort gjenværende brukstid; eller - det er mangelfullt eller feil utført; eller - det er mangelfullt eller feil vedlikeholdt.	Vedlikeholdstiltak legges inn i kommende vedlikeholdsperiode. Vurder nærmere undersøkelser.
TG 3	- byggverket eller delen har totalt eller nært forestående funksjonssvikt; eller - behov for strakstiltak. Fare for liv og helse.	Strakstiltak er nødvendig.
TGIU (Ikke undersøkt)	- delen er ikke tilgjengelig for inspeksjon, og det mangler dokumentasjon for riktig utførelse samtidig som mulig avvik kan innebære vesentlige konsekvenser og risiko. Det er behov for mer omfattende undersøkelser for å avdekke eventuelle avvik.	Vurder nærmere undersøkelser.

4.4 Vurdering av fundament

Evaluering av fundamentet er nødvendig for å vurdere følgende forhold:

- Lokal og global stabilitet til fundamentet i forhold til potensiell utglidning og oppbygning av poretrykk.
- Bestandighet i forhold til forvitring og nedbrytning samt eventuell erosjon og skader i flomløpet
- Innfesting av fjellbolter i fjell

Evaluering av fundamentet i forbindelse med revurderinger er lite omtalt i både forskrifter og veiledere/retningslinjer. Standardiserte evalueringskriterier vil derfor være nyttig for å kunne evaluere fundamentet ved eksisterende dammer.

Evaluering av fundament er viktig siden dette ofte er årsaken til dambrudd.

I vedlegg A er det innarbeidet et forslag for klassifisering av berg som tar utgangspunkt i teknisk standard utarbeidet for Statnett i samarbeid med NGI (Statnett, 2016)¹⁷. Standarden har et godt detaljeringsnivå og vil også være egent for å klassifisere fundament og vederlag ved dammer.

¹⁷ Statnett (2016); Teknisk standard, Spesifikasjon for fundamentering av mastestabber på berg, Klassifisering av berggrunnen, revisjon 2, datert 16. mars 2016.

4.4.1 Vurdering av berg i forbindelse med revurdering

Fagansvarlig for revurdering av dammen vil også være ansvarlig for å vurdere fundamentforholdene ved anlegget og klassifiseringskriterier kan være nyttig som referanse og for å sikre en god og enhetlig vurdering.

Fagansvarlig vil også være ansvarlig for å vurdere om det er behov for å innhente ekstra ekspertise fra ingeniørgeologier eller lignende. Dette vil normalt være avhengig av følgende forhold:

- Fagansvarlige sin kompetanse
- Berget sin beskaffenhet og tilstand (Klassifisering av berget)
- Observasjoner av unormale forhold fra befaringen (for eksempel lekkasjer, erosjon, deformasjoner)
- Statisk vanntrykk mot dammen/fundamentet

Ved fundament for dammer er det spesielt viktig å vurdere fare for oppbygning av poretrykk og potensielle glidesjikt. Tydelig lagdeling med horisontale glidesjikt der sprekketettet er orientert parallelt med damaksen kan være kritisk, spesielt i kombinasjon med et høyt poretrykk.

Samtidig kan dårlig fjell med mye oppsprekking medføre drenasje av fjellet, slik at det ikke er fare for oppbygning av poretrykk i fundamentet under dammen. Eksempelvis kan en svak bergart som fyllitt være godt egnet som fundament ettersom bergarten er fleksibel slik at horisontale sprekker tettes ved belastning fra dammen, mens vertikale sprekker kan drenere berget.

I forbindelse med vurdering av fundamentforhold for dammer, kan det være verdt å minne om konklusjonen til K. J. Douglas sin doktoravhandling «The Shear Strength of Rock Masses» (Douglas Kurt John, 2002), som beskrevet tidligere i denne rapporten. Utdrag av konklusjonen omfatter følgende:

- Fundament av løsmasser og sandstein synes å være mest utsatt for indre erosjon. Det kan synes som brudd i sandstein bare forekommer i kombinasjon med skifrige bergarter.
- Ved glidning i fundamentet synes skifrige bergarter med svakhetssoner å være dominerende. Skifer med kalkstein synes også å ha en større sannsynlighet for brudd.
- Det har ikke forekommet brudd på dammer fundamentert på basalt.

Det kan være behov for å utarbeide en egen rapport med anbefaling for evaluering av fundament ved eksisterende dammer, ettersom enkelte problemstillinger kan være unike for evaluering av damfundament.

5 REGELVERKET

5.1 Generelt

Dagens regelverk for betongdammer er i hovedsak utarbeidet med tanke på bygging av nye dammer og det foreligger ingen klar beskrivelse av hvordan sikkerheten ved eksisterende anlegg kan evalueres.

75 % av alle registrerte dammer i Norge er betong- eller murdammer. Riktig sikkerhetsnivå for evaluering av disse anleggene er derfor av stor samfunnsmessig betydning.

I det etterfølgende er det gitt anbefalinger for evaluering av eksisterende betong- og murdammer med utgangspunkt i bestemmelser i damsikkerhetsforskriften og tilhørende retningslinjer.

5.1.1 Forskjell på krav og anbefalinger

Det er viktig å skille mellom krav som er gitt i lover, samt anbefalinger som er gitt i retningslinjene, ettersom dette definerer hvordan eventuelle mangler skal behandles.

Krav omfatter brudd på bestemmelser gitt i eller i medhold av lov eller forskrift, herunder krav i Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften). Hvis det vurderes som urimelig at anlegget skal oppfylle kravene, må det søkes om dispensasjon.

Anbefalinger omfatter imidlertid forhold som ikke er et direkte avvik. Dette kan inkludere forhold som ikke samsvarer med NVEs retningslinjer eller veiledere. Anbefalinger kan også omfatte tiltak som bør vurderes gjennomført eller der det er forbedringsmulighet som kan vurderes nærmere av virksomheten, men som ikke er et spesifikt myndighetskrav.

5.1.2 Dispensasjoner

NB!

Hvordan man skal forholde seg til dispensasjoner sjekkes med NVE av EnergiNorge

Hvis det avdekkes brudd på bestemmelser i lover og forskrifter, må det i prinsippet søkes om dispensasjon for å fravike kravene.

Dispensasjoner er normalt evigvarende med mindre det gis en tidsbegrensning i forbindelse med vedtaket. Myndigheten kan imidlertid oppheve en dispensasjonen med et nytt vedtak.

Ved revurdering er det ikke nødvendigvis avgjørende å søke om dispensasjon hvis det avdekkes avvik fra forskriftskrav. Ved et slik tilfelle kan eventuelt NVE godkjenne rapporten med avvik, noe som vil innebære at avviket vurderes på ny, senest ved neste revurdering.

Ved nybygging eller rehabilitering vil det imidlertid være viktig å søke om dispensasjon hvis anlegget ikke tilfredsstillt krav i forskriftene. I motsatt fall kan for eksempel neste revurdering konkludere med at tiltak på anlegget er nødvendig, til tross for at det ikke er skjedd endringer i regelverket.

Det er viktig å bemerke at i tilfeller der retningslinjer, veiledere eller skriv fra NVE avviker fra krav i forskriftene, anbefales det likevel å søke om dispensasjon fra forskriftskravene. Dette vil hindre at det oppstår tvil om det må gjennomføres tiltak på anlegget på et senere tidspunkt, for eksempel ved neste revurderinger.

Nedenfor er det listet opp noen eksempler på forhold der det bør søkes om dispensasjon ved ombygging eller nybygging av dammer.

Damsikkerhetsforskriften	Beskrivelse
§ 5-11	Skriv fra NVE datert 20 november 2012 avviker fra krav i damsikkerhetsforskriften på følgende områder: <ul style="list-style-type: none"> Kontroll av stabilitet uten bolter i bruddgrensetilstand. Dette er et krav etter damsikkerhetsforskriften men er ikke beskrevet i nevnte skriv. Kontroll av stabilitet mot velting uten bolter. Krav til denne kontrollen i nevnte skriv avviker fra damsikkerhetsforskriftens krav til kontroll i ulykkesgrensetilstand.
§ 5-9	Krav her omhandler i først omgang klasse 3 og 4 dammer og er utformet med tanke på høye dammer. Ved lave dammer i klasse 3 og 4 vil det være vanskelig å tilfredsstille kravene til tapping og det bør derfor søkes om dispensasjon fra krav til tapping.
§ 5-10	For fyllingsdammer har NVE utarbeidet et eget skriv med tittelen «Fyllingsdammer – forvaltningspraksis for lave dammer i konsekvensklasse 3 og 4». Dette skrevet avviker på flere områder fra krav i damsikkerhetsforskriften. Ved nybygging og rehabilitering etter kriterier i skrevet, bør det derfor søkes om dispensasjon hvis kravene avviker fra beskrivelsen i damsikkerhetsforskriften.

5.1.3 Definisjoner

Noen uttrykk i regelverket er ikke entydig definert. I denne rapporten legges derfor følgende definisjoner til grunn:

Dam¹⁸

(jf. NVEs Veileder for klassifisering datert juni 2014, kapittel 2.1).

En dam er et byggverk som demmer opp vann i en innsjø eller elv. Dammens eksistens fører til at vann kan lagres i et magasin.

- Kommentar: Dette innebærer at naturlig terreng på siden av dammen som ligger over HRV ikke er å definere som en dam.

Damhøyde¹⁹

Høydeforskjellen mellom laveste punkt på damfundamentet og topp av dam.

Med damfundament forstås kontaktflaten mellom selve damlegemet og de underliggende masser. Med damlegeme menes en noenlunde sammenhengende konstruksjon eller fylling.

Injeksjonsskjermer og spuntvegger regnes ikke som en del av damlegemet. Det gjør heller ikke plombering av sprekker og sleppesoner i fundamentet. En mer monolittisk utstøping av åpne kløfter og større slepper regnes derimot som en del av damlegemet. Det samme gjør selvsagt massive betongfundamenter og bunnhvelv under dammer av forskjellig type.

Med topp av dam menes vanlig damkrone, topp av pilarer, gangbane eller gangbru. Ved en ren overløpsdam er overløpsterskelen å regne som topp av dam.

¹⁸ NVE (2014): Veileder for klassifisering, kapittel 2.1. Veileder nr. 3/2014 datert juni 2014.

¹⁹ Internett: <https://www.nve.no/damsikkerhet-og-energiforsyningsberedskap/damsikkerhet/dammer-og-vassdragsanlegg-definisjoner/>

Brystning, forbygninger ved landfestene eller lignende, regnes ikke som topp av dam.

Maksimal flomvannstand (MFV)

- Forslag til definisjon: Flomvannstand ved ulykkesflom og omfatter også påregnelig maksimal flomvannstand (PMFV), samt flomvannstand ved lukesvikt og dimensjonerende flom.

Lette terskel²⁰

Dette vil først og fremst være luketerskler hvor vekten av terskelen er liten i forhold til poretrykket som gir oppdriften. (...).

- Kommentar: Dette kan også omfatte terskler i flomløp (selv om det først og fremst er luketerskler).

Tung lamelldam

Tung lamelldam er ikke definert i regelverket.

Forslag til definisjon: Lamelldam bestående av flere frittstående lameller (pilarer), der hver enkelt lamell er stabil uten bidrag fra tilstøtende lameller. Hver lamell (pilar) bør utgjøre minst 1/3-del av bredden til platefeltet for at dammen skal kunne defineres som en tung lamelldam.

Ulykkesflom²¹

Flomstørrelse for kontroll av damens sikkerhet mot brudd i ulykkesgrensetilstand.

Kommentar: Dette omfatter i prinsippet høyeste vannstand ved følgende flomsituasjoner:

- Klasse 1 og 2: $1,5 \cdot Q_{DIM}$ (Q_{DIM} = Dimensjonerende flom)
- Klasse 3 og 4: PMF
- Alle klasser: Lukesvikt ved dimensjonerende flom.

²⁰ NVE (2005): Retningslinje for betongdammer, kapittel 2.6.1, to siste avsnitt med overskrift «lette terskler»

²¹ NVE (2011): Retningslinjer for flomberegninger, tabell 1.1. Retningslinjer nr. 4/2011, datert oktober 2011.

5.2 Laster

5.2.1 Damsikkerhetsforskriften, § 5-3, § 5-7

I det etterfølgende er det gitt et overordnet sammendrag av innhold i damsikkerhetsforskriften knyttet til laster.

Tabellen nedenfor gir en oppsummering av laster definert etter grensetilstandene.

> *Tabell 5-1. Laster gitt for ulike grensetilstander i henhold til damsikkerhetsforskriften.*

Referanse i forskriftene	Laster i bruddgrense	Laster i ulykkesgrense
§ 5-3 Laster	Ikke definert	«Ulykkeslaster»*
§ 5-7 Flomberegninger	DFV (m. tilstopping)	Ulykkesflom Lukesvikt
§ 5-11 Betongdammer**	Sikkerhet mot velting og glidning UTEN bolter	Sikkerhet mot velting og glidning UTEN bolter

Forklaring:

* **Ulykkeslaster** i forskriftenes § 5-3 er ikke definert nærmere, men det vil være naturlig å anta at disse lastene skal benyttes for kontroll i ulykkesgrensetilstand. Laster og kombinasjoner i de øvrige grensetilstandene er ellers ikke entydig definert

** **Fjellbolter:** Kontroll uten fjellbolter skal i prinsippet gjennomføres for både velting og glidning i både brudd- og ulykkesgrense. I skriv fra NVE datert 20. november 2012 er det gitt stabilitetskrav, der denne kontrollen har krav som tilsvarer ulykkesgrense.

I følge § 5-3, kan NVE stille krav til laststørrelser, variable laster og ulykkeslaster.

5.2.2 Retningslinjer/veiledere

Retningslinje for laster og dimensjonering (NVE, 2003), utdyper ulike laster som kan være aktuelle for dammer, men laster og lastkombinasjoner i de ulike grensetilstandene er ikke definert.

Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005), gir heller ingen beskrivelse av grensetilstand for ulike laster og lastkombinasjoner.

5.3 Sikkerhet

I det etterfølgende er det gitt et overordnet sammendrag av kriterier for sikkerhet gitt i damsikkerhetsforskriften, retningslinjer, skriv fra NVE, samt sikkerhet etter Eurokoden/Norsk Standard.

5.3.1 Damsikkerhetsforskriften, § 5-11

Krav til sikkerhet i damsikkerhetsforskriften § 5-11 er oppsummert i tabellen nedenfor.

> *Tabell 5-2. Generelle krav til sikkerhet for betong- og murdammer.*

Damtype	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
	Velting	Glidning	Velting	Glidning
Gravitasjonsdam	$R > 1/3 B$	$S > 1,5$	$R > 1/6 B$	$S > 1,1$
Platedam	$S > 1,4$	$S > 1,4$	$S > 1,3$	$S > 1,1$
Forklaring:	<i>R = Resultantens plassering fra nedstrøms tå</i> <i>B = Bredden av tverrsnittet mot fundament</i> <i>S = Sikkerhetsfaktor</i>			

Krav til sikkerhet i Bruksgrense er ikke definert.

5.3.2 Retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005)

I tillegg til kravene i forskriftene, gir retningslinjene følgende anbefalinger for beregning av sikkerhet:

- Lastfaktorer ved beregning av kapasitet etter Norske Standarder:
 - Bruddgrense;
 - Destabiliserende laster; Lastfaktor = 1,2 (gjelder for destabiliserende vanntrykk, istrykk og egenvekt).
 - Øvrige laster: Lastfaktor som angitt i Norsk Standard.
 - Øvrige laster og lasttilfeller: Lastfaktor = 1,0 for alle laster
- Lastfaktorer ved beregning av stabilitet etter NVEs retningslinjer:
 - Lastfaktor = 1,0 for alle laster og lastsituasjoner.
- Lette terskler: Egne krav for velting (gjelder antagelig også glidning).
- Fjellbolter: Krav til kontroll av stabilitet uten medvirkende fjellbolter. Disse kravene er senere endret, jf. skriv fra NVE datert 20. november 2012 (se nedenfor).

5.3.3 Skriv fra NVE

I noen tilfeller har NVE utarbeidet skriv for å presisere forvaltningspraksis. Skrivene vil være å oppfatte som veiledende og har i prinsippet samme status som NVEs retningslinjer og veiledere.

- **Kontroll av skjærkapasitet i eksisterende platedammer (Skriv datert 7. januar 2015):**

Skjærkontroll på plater i eksisterende platedammer kan utføres etter NS 3473.

Det er verdt å bemerke at opprinnelig versjon av skrevet fra 13. november 2014, bare omfattet dammer i klasse 1 og 2.

- **Kontroll av jordskjelv på dammer (skriv datert 27. juni 2014)**

Jordskjelv betraktes som ulykkesgrense ved kontroll av stabilitet.

For kontroll av spenninger og kapasitet henvises til Eurokoden der følgende partsialkoeffisienter er gitt:

- Lastfaktor: Ingen lastfaktor (d.v.s. $\gamma_l = 1,0$)
- Materialfaktor – betong ($\gamma_c = 1,5$)
- Materialfaktor – stål ($\gamma_s = 1,15$)

Materialfaktorene forutsetter at dammen kan defineres som DCM (Ductility Class Medium). Dette innebærer at konstruksjonen har stor fleksibilitet som kan tas hensyn til ved design og prosjektering. De fleste dammer vil antagelig være å definere som DCL (Ductility Class Low) som er stive konstruksjoner med liten fleksibilitet, slik at seismisk last blir tatt opp av konstruksjonen kapasitet. Dette vil antagelig gjelde også platedammer og hvelvdammer. Ved anlegg som er definert som DCL benyttes en materialfaktor på 1,2 for betong og 1,0 for stål.

- **Glidekontroll for betongdammer uten medvirkende fjellbolter (skriv datert 20. november 2012)**

Skrivet gir kriterier for stabilitetskontroll av betongdammer uten bolter, der følgende sikkerhet er gitt for lastsituasjon DFV uten bolter:

- > *Tabell 5-3. Kriterier for kontroll uten fjellbolter ved DFV. (R = Resultantens plassering, B = Bredden av fundament, S = Sikkerhetsfaktor)*

DFV uten bolter	Velting	Glidning
Gravitasjonsdam	$R > B/12$	$S > 1,1$
Platedam	$S > 1,1$	$S > 1,1$

Generelt sammenfaller kriteriene for kontroll uten bolter med kriteriene for kontroll i ulykkesgrense, med unntak av kontroll mot velting for betongdammer, der kriteriet i ulykkesgrense er $R > 1/6 B$ i damsikkerhetsforskriften.

Det er verd å merke at skrevet innfører nye stabilitetskriterier for kontroll UTEN bolter som ikke samsvarer med retningslinje for betongdammer (NVE, 2005). Dette omfatter følgende:

- Kontroll av sikkerhet mot glidning uten bolter for alle dammer.
- Nytt kriterie for velting av dammer i klasse 1 (Ifølge NVEs retningslinje for betongdammer skal resultanten ligge innfor damtverrsnittet når dammen er i klasse 1, dvs. $R > 0$).

Videre defineres lave dammer og terskler som dammer lavere enn 2 meter. For disse dammene er det ikke nødvendig med kontroll av stabilitet uten bolter.

5.3.4 Lastfaktorer etter NS-EN 1990

Etter NS-EN 1990, kapittel 6.4.1, vil følgende bruddgrensetilstander være aktuelle for betongdammer:

- **EQU:** Tap av statisk likevekt for en konstruksjon
- **STR:** Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene
- **UPL:** Tap av likevekt i konstruksjonen eller grunnen forårsaket av oppløft på grunn av vanntrykk, ref. NS-EN 1997.

I følge NS-EN 1997, kapittel NA.A.4, Tabell NA.A.15 skal lastfaktorer for UPL fastsettes i henhold til Tabell NA.A1.2 (A) i NS-EN 1990.

I NS-EN 1990, kapittel 4.1.1 er de ulike lastene beskrevet:

1. **Permanente påvirkninger (G)** f.eks. egenvekt av konstruksjonen, faste installasjoner og vegdekker, samt påvirkning forårsaket av svinn og ujevne setninger.

2. **Variable påvirkninger(Q)**, f.eks. nyttelast på bygningers dekker, bjelker og tak, vindlaster eller snølaster.
3. **Ulykkespåvirkninger** f.eks. eksplosjonslaster eller støt fra kjøretøy.

Lastfaktorer for bruddgrensetilstander er gitt i NS-EN 1990, tabell NA.A1.2(A) og tabell NA.A1.2(B). Lastfaktorene er oppsummert i tabellen nedenfor og er sammenlignet med lastfaktorer i regelverket for dammer.

> Tabell 5-4. Lastfaktorer for bruddgrense.

Bruddgrenselaster:	Permanente laster (G)		Variable laster (Q)		
Lastfaktor:	$\gamma_{Gj,inf} * \xi^I$		$\gamma_Q * \psi_0^{II}$		
	Ugunstig,	Gunstig	Dominerende	Øvrige	Gunstig
EQU	1,2	0,9	1,5	1,05 (1,5*0,7)	0
EQU (Kapasitet) ^{III}	1,35	1,0	1,5	1,05 (1,5*0,7)	0
STR – alt. 1 ^{IV}	1,35	1,0	1,05 (1,5*0,7)	1,05 (1,5*0,7)	0
STR – alt. 2 ^{IV}	1,2 (1,35*0,89)	1,0	1,5	1,05 (1,5*0,7)	0
Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005) ^V	1,2	1,0	-	-	-
Forskrifter for dammer (OED, 1981) ^{VI}	1,2	1,0	-	-	-

Forklaringer:

^I ξ = Reduksjonsfaktor som inkluderes i noen bruddgrensetilstander.

^{II} ψ_0 = Faktor for kombinasjonsverdi som inkluderes i noen bruddgrensetilstander. Det er ikke gitt noen verdi for dammer, men faktoren settes normalt lik 0,7.

^{III} **EQU (Kapasitet):** Tilfeller der påvisning av statisk likevekt også omfatter konstruksjonsdelens kapasitet, som alternativ til to separate påvisninger etter tabell NA.A1.2(A) og NA.A1.2 (B), jf. NS-EN 1990 kapittel NA.A1.3.1.

^{IV} **STR:** Minst gunstige av de to alternativene benyttes.

^V **Retningslinjen, kapittel 2.1:** Omfatter vanntrykk, istrykk og egenlast. Laster definert som stabiliserende eller destabiliserende.

^{VI} **Damforskriftene, kapittel 10.2.2:** Laster inndelt etter gunstig eller ugunstig påvirkning, med unntak av jordtrykk der lastfaktor kunne settes lik 1,0 også hvis den virket ugunstig.

I Retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005) og Forskrifter for dammer (OED, 1981) er generelt lastfaktorer gitt for stabiliserende- og destabiliserende laster. Lastfaktor i retningslinjen, kapittel 2.1 omfatter kun vanntrykk, istrykk og egenvekt. For andre laster henvises til Norsk Standard.

Lastfaktorene i NVEs regelverk samsvarer for øvrig med lastfaktorene for NS-EN 1990 permanente laster for STR kontroll, alternativ 2.

Når det gjelder ulykkes- og bruksgrense etter NS-EN 1990, er disse for øvrig oppsummert i etterfølgende tabell.

> Tabell 5-5. Lastfaktorer for bruks- og ulykkesgrense

	Bruksgrense	Ulykkesgrense
NS-EN 1990	1,0 (jf. kapittel A.1.4.1)	Ingen lastfaktorer * (jf. kapittel A.1.3.2)
Retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005), jf. kapittel 2.1	1,0	1,0
Forskrifter for dammer (OED, 1981), jf. kapittel 10.2.2	1,0	1,0

* **NS-EN 1990 – Ulykkesgrense**; kapittel A.1.3.2, Tabell A1.3. Ingen lastfaktor for permanente laster (dvs. lastfaktor = 1,0). For variable laster benyttes Faktor for kombinasjonsverdi, Ψ_1 eller Ψ_2 i samsvar med tabell A.1.1.

Generelt er lastfaktorene for dammer lavere enn i NS-EN 1990. Det er ikke kjent bakgrunnen for forskjell i krav til sikkerhet, men kan skyldes at lastene er mer forutsigbare uten store variasjoner, som for eksempel både vanntrykk og egenvekt på betong. Poretrykk under gravitasjonsdammer og egenvekt på murdammer er det imidlertid knyttet større usikkerhet ved, noe som eventuelt kan gjenspeiles i last- eller sikkerhetsfaktorer. Det henvises for øvrig til kapittel med eksempler, senere i rapporten der eksempel på hvordan lastfaktorer påvirker sikkerhetsfaktoren.

Stabilitetsvurdering er i prinsippet en lastbetraktning. Sikkerhetsfaktor og «snitt» av lastfaktorer vil dermed kunne være sammenlignbare, ettersom materialegenskaper ikke er en del av vurderingen. Hvis sikkerhetsnivået i NS-EN 1990 skal legges til grunn for dammer vil dette omtrent gi følgende sikkerhet:

- **Bruddgrense: Sikkerhetsfaktor = 1,35**
- **Bruksgrense: Sikkerhetsfaktor = 1,0**
- **Ulykkesgrense: Sikkerhetsfaktor = 1,0**

6 LASTER OG LASTKOMBINASJONER

I dette kapitlet det gitt en beskrivelse av ulike laster for stabilitetskontroll, med forslag til lastkombinasjoner og beskrivelse som supplement til beskrivelse gitt i forskrift eller retningslinjer/veiledere.

6.1 Lastkombinasjoner

6.1.1 Generelt

Damsikkerhetsforskriften, § 5-3 - Laster, gir ingen entydig beskrivelse av lastkombinasjoner som skal benyttes i de ulike grensetilfellene. Flere «ulykkeslaster» er beskrevet og det vil være naturlig å anta at disse lastene skal benyttes for kontroll i ulykkesgrensetilstand.

Damsikkerhetsforskriften, § 5-7 - Flomberegninger, henviser til flomstørrelser og tilhørende grensetilstand for kontroll av stabilitet.

Retningslinje for laster og dimensjonering (NVE, 2003), utdyper ulike laster som kan være aktuelle for dammer, men laster og lastkombinasjoner i de ulike grensetilstandene er ikke definert. Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005), gir heller ingen beskrivelse av laster og lastkombinasjoner i de ulike grensetilstandene.

6.1.2 Laster og lastkombinasjoner

Tabellen nedenfor viser ulike laster og lastkombinasjoner som normalt skal benyttes for kontroll av stabilitet og med angivelse om lasttilfellet er et krav i damsikkerhetsforskriften (OED, 2010).

Last	Vann-stand	Grensetilstand			Forskrifts-krav
		Bruk	Brudd	Ulykke	
1. Istrykk	HRV	X			Nei^I
2. Dimensjonerende flom (inkl. tilstopping)	DFV		X		Ja
3. Ulykkesflom^{II}	MF			X	Ja
4. Jordskjelv – klasse 3 og 4 Gjentaksintervall: 475 års	HRV			X	Ja
5. Kontroll av sikkerhet uten bolter	DFV			X	(Ja)^{III}
6. Fult poretrykk	HRV			X	Nei^{IV}

Kommentarer:

^I Istrykk er drøftet i etterfølgende kapittel. Grensetilstand for istrykk er ikke definert i forskrifter eller retningslinjer/veiledere.

^{II} Ulykkesflom er definert i NVEs retningslinjer for flomberegninger, kapittel 1, tabell 1.1, og omfatter PMF (klasse 3 og 4), $1,5 \cdot Q_{dim}$ (klasse 1 og 2) samt lukesvikt ved Q_{dim} (alle klasser)

^{III} Forskriftene § 5-11 sier at kontroll uten bolter skal gjennomføres både i brudd- og ulykkesgrense. I skriv fra NVE datert 20. november 2012, er det gitt krav som tilsier at dette er en ulykkesituasjon uten at dette er spesifisert.

IV I noen situasjoner kan det være behov for å kontrollere stabilitet med fult poretrykk. Dette kan f.eks. være poretrykk ved massiv betongdam med drenasje, eller som kontroll av stasjonær tilstand etter et jordskjelv. Forholdet er drøftet i etterfølgende kapittel.

Andre last kombinasjoner bør eventuelt også vurderes i samsvar med damsikkerhetsforskriften (OED, 2010) § 5-3 «Laster».

Forslag til ny kontroll i ulykkesgrense for situasjonen «Fult poretrykk ved HRV», bør vurderes grundigere før det eventuelt introduseres som en kontroll.

6.2 Istrykk

Istrykk kommer fra temperaturøkning i isen som medfører ekspansjon. Selve istrykket kan være stort, men deformasjonen vil være liten før trykket avlastes.

Istrykk opptrer årlig og undersøkelser har påvist det ikke er uvanlig at istrykket er i størrelsesorden 100 kN pr. m eller mer. For tiden har Norut et pågående prosjekt som med formål å kartlegge istrykk og bedre forstå mekanismene fra istrykket og hvordan dette kan påvirke dammer (se <http://norut.no/nb/prosjekter/istrykk-mot-dammer>).

Normalt vil skader fra istrykk på murdammer medføre en forskyving av øvre steinskift. På betongdammer må kan det forventes at istrykk kan føre til en forskyvning av dammen eller at dammen løftes slik at det oppstår et riss mot fundament eller høyere oppe i dammen. Det er ikke kjent at istrykk har medført dambrudd.

Belastning fra istrykk er ikke en vedvarende permanent belastning og eventuelle skader fra istrykk vil utvikle seg gradvis og vil derfor oppdages før skaden utvikler seg til å representere et sikkerhetsmessig problem.

I følge Norsk Standard, NS-EN 1990, kapittel 3.4 omfatter bruksgrense konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk. Ettersom istrykk opptrer årlig og skader vil kunne oppdages før det utvikler seg til brudd, kan det være riktig å betrakte istrykk som en bruksgrensebelastning. Dette innebærer at last og materialfaktorer settes lik 1,0 slik at samlet sikkerhet > 1,0.

Grensetilstand for istrykk er ikke definert i forskrifter eller retningslinjer/veiledere, og det er nærliggende at kontroll av stabilitet mot istrykk gjennomføres i bruksgrense. For en massiv betongdam betyr dette at sikkerhet mot glidning må være > 1,0 mens sikkerhet mot velting er ivaretatt når resultanten ligger oppstrøms for nedstrøms tå (Resultantarm > 0,0). Ettersom istrykket kan medføre riss i konstruksjonen eller mot fjell, bør det også gjennomføres en kontroll av stabilitet som følge av fult poretrykk i risset. En slik kontroll vil være som følge av skade på dammen og det anbefales at dette vurderes som ulykkesgrense med vannstanden settes lik HRV. Tilsvarende kontroll bør også gjennomføres for som en kontroll etter jordskjelv.

6.3 Poretrykk

6.3.1 Poretrykk under platedam

Ved stabilitetskontroll av platedammer har det vært tradisjon for å anta at dammen er fritt drenert på luftsiden av oppstrøms plate, og det har vært forutsatt linjert avtagende poretrykk under plata.

Dette er ikke entydig beskrevet i regelverket. Ved eksisterende plate og lamelldammer, anbefales det at denne praksisen videreføres.

6.3.2 Poretrykk - Massiv betongdam med drenasje

Bestemmelser for gravitasjonsdammer med drenasje er gitt i Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005) i kapittel 2.2.1. Her er det beskrevet at dammer med drenasje skal kontrolleres i ulykkesgrense for lasttilfelle med poretrykk som for dam uten drenasje.

Det er imidlertid ikke angitt hvilken vannstand denne kontrollen skal gjennomføres for. Etter henvendelse til NVE, er det i e-post fra Roald Andersen (NVE) datert 30. august 2013 gitt bekreftelse på at denne kontrollen gjennomføres med vannstand ved HRV. Begrunnelsen er at andre ulykkeslaster vanligvis kombineres med HRV-vannstand og egenvekt.

6.3.3 Poretrykk og lette terskler

Definisjon av lette terskler er gitt i Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005) under kapittel 2.6.1, siste avsnitt:

- «Dette vil først og fremst være luketerskler hvor vekten av terskelen er liten i forhold til poretrykket som gir oppdriften. Disse tersklene er så lave i forhold til bredden at velting ikke er et aktuelt kriterium for stabilitet.»

Definisjonen viser til at dette omfatter terskler der egenvekten er liten i forhold til poretrykket. Med andre ord blir oppdriften så stor at hele terskelen står i fare for å flyte opp, og medfører en svært ustabil situasjon. I slike tilfeller kan små variasjoner i vannstanden medføre at terskelen kan gå fra å være beregningsmessig stabil med resultatanten innenfor 1/3-delspunktet til at resultatanten beregningsmessig ligger nedstrøms terskelen.

Retningslinjen påpeker at dette først og fremst vil være luketerskler. Formuleringen utelukker dermed ikke flomløpsterskler, der det også kan oppstå situasjoner der «vekten av terskelen er liten i forhold til poretrykket», som formulert i retningslinjen. Med andre ord kan definisjonen også benyttes for flomløpsterskler der flomvannstand medfører et stort poretrykk sammenlignet med egenvekten av dammen.

Som nevnt kan en slik situasjon medføre en svært ustabil situasjon, der fjellbolter i prinsippet er eneste løsningen for å oppnå tilfredsstillende stabilitet, som beskrevet i retningslinjen for betongdammer (NVE, 2005), kapittel 2.6.1, siste avsnitt:

- Denne type terskler kan ikke sikres gjennom egenvekt alene og normalt vil de være festet til fundamentet med fjellbolter eller alternativt spennstag.
- Sikkerhet antas ivaretatt når egenvekt, stabiliserende vanntrykk og bolter eller stag til sammen har kapasitet til å bære poretrykket som gir oppdrift. For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet skal stabiliserende egenvekt og vanntrykk divideres med en sikkerhetsfaktor på 1.4.

Definisjon av hva som kan omfattes av begrepet «lette terskler» er imidlertid ikke entydig. Det anbefales derfor å utrede hvordan poretrykk påvirker lette terskler, der det blant annet kan utarbeides en sammenheng mellom høyde av terskel og vannstand over terskel som medfører at poretrykk gir usikkerhet om stabiliteten ved terskelen.

I skriv fra NVE datert 20. november 2012, med tittelen «Glidekontroll for betongdammer uten medvirkende fjellbolter», er lave dammer/terskler angitt som dammer lavere enn 2 m, jf. damsikkerhetsforskriften § 5-11. Dette omfatter i prinsippet en annen problemstilling enn «lette terskler» som beskrevet i retningslinjen for betongdammer, kapittel 2.6.1, men kan likevel være relevant for letter terskler lavere enn 2 m.

6.4 Fjellbolter og stag

6.4.1 Forankringslengde

Feltforsøk gjennomført i den senere tiden bl.a. ved NTNU viser at inngysningslengde i fjell er dimensjonerende for innfesting av fjellbolter. Selv i fjell av svært dårlig kvalitet skjer bruddet i overgangen mellom fjell, mørtel og bolt eller ved et «skjærbrudd» rundt boltene. Feltforsøkene har generelt påvist at påhengt fjellvekt ikke er en dimensjonerende faktor for innfesting av slake fjellbolter i godt fjell.

Fjellbolter i fjell klassifisert i kategori 0 – 2 (jf. klassifiseringskriterier beskrevet tidligere i rapporten) vil det være grunn for å utelukkende benytte beregningsmetode for inngysningslengde som er beskrevet i vedlegg til retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005). Nødvendig inngysningslengde for henholdsvis grensesnitt bolt/mørtel og mørtel/fjell er dermed gitt ved følgende sammenheng:

$$L = \frac{d_b}{4} \cdot \frac{f_{sk}}{f_{bb}} \quad L = \frac{d_b}{4} \cdot \frac{f_{sk}}{f_{bf}} \cdot \frac{d_b}{d_h}$$

Ved revurdering av dammer er normalt boltelengden kjent. Ligningen kan dermed løses med hensyn til aktivert spenning i bolten (f_{sk}) som igjen kan benyttes i stabilitetsberegningene. Benyttet spenning i bolten vil da være laveste verdi beregnet etter følgende formler:

$$f_{sk} = \frac{4 L f_{bb}}{d_b} (\leq 180 / \text{mm}^2)$$

Eller

$$f_{sk} = \frac{4 L f_{bf} d_h}{d_b^2} (\leq 180 / \text{mm}^2)$$

Der

- f_{sk} = dimensjonerende boltespenning (settes ikke høyere enn 180 N/mm²)
- d_b = boltediameter
- d_h = borhulldiameter (minimum boltediameter + 10 mm)
- f_{bb} = Dimensjonerende heftstyrke stål/mørtel.
 - Karakteristisk heftstyrke mellom stål/mørtel settes lik trykkstyrken i mørtelen og deles med en materialfaktor på 2,0.
 - f_{bb} settes lik 1 N/mm² når heftstyrke til mørtelen ikke er kjent.
- f_{bf} = Dimensjonerende heftstyrke mørtel/fjell
 - Hentes fra tabell i vedlegg til retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005).
 - Verdiene i tabellen reduseres med en materialfaktor på 2,0.

Hvis fjellet under dammen kategoriseres i klasse 3 eller laver bør det også vurderes å inkludere påhengt fjellvekt ved beregning av kapasitet fra fjellboltene.

Alternativ beregning av forankringslengde:

Det henvises til notat datert 1. oktober 2013 fra NTNU til EnergiNorge med tittelen «Fjellbolter i betongdammer – oppsummering prosjekt B3-A».

Her er det gitt følgende anbefaling for forankringslengde av fjellbolter:

> *Tabell 6-1. Anbefalte forankringslengder for fjellbolter (NTNU, 2013)*

Situasjon	Forankringslengde
Generelt:	$L = \frac{d_b}{4} \times \frac{f_{sk}}{f_{bb}}$
Når dimensjonerende heft til mørtelen ikke er kjent:	$L = 50 d_b$
For eksisterende konstruksjoner:	$L = 40 d_b$

6.4.2 Skrå bolter for eksisterende dammer

Etter retningslinje for betong kom i mai 2002 ble det etablert praksis å regne med vertikalkraften fra fjellbolter med spenning tilsvarende 180 N/mm² uavhengig av om det er

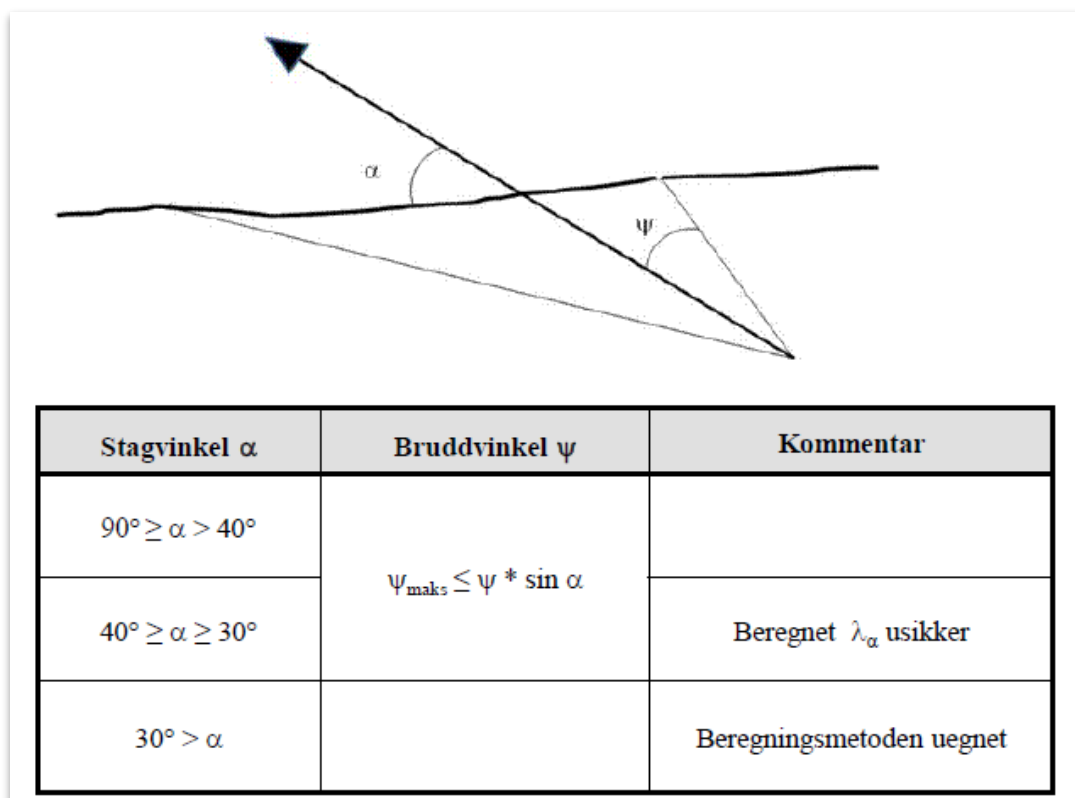
strekkspenninger i fundamentet eller ikke. Fram til nå har normalt NVE akseptert denne praksisen.

I NVEs retningslinje for betongdammer, kapittel 2.6.3 står følgende: "...dammer som ikke kan gjøres stabile bare ved hjelp av egenlast kan forankres enten ved bruk av slake fjellbolter eller ved bruk av oppspente fjellankre...". Manglende stabilitet skyldes manglende egenlast, og retningslinjen sier da tydelig at det kan benyttes slake fjellbolter. Retningslinjen gir ingen begrensning for utnyttelse av bolten ved glidning så lenge spenningen er innenfor 180 N/mm^2 .

I noen tilfeller har NVE ikke akseptert at kapasitet ved skrå bolter medregnes for nye anlegg. Begrunnelsen for dette er uklar og det er ingen begrensninger i regelverket for at horisontal komponent fra en skrå bolt ikke skal kunne medregne.

En skrå bolt vil i prinsippet fungere tilsvarende som skjærarmering i betongkonstruksjoner. Effekten fra skrå bolter kan dermed knyttes til et kjent og mye benyttet prinsipp.

I tilfeller der fjellet er av en slik beskaffenhet at påhengt fjellvekt må medregnes, som drøftet under foregående kapittel, vil det være naturlig at bruddvinkelen reduseres ved beregning av kapasitet fra fjellboltene. Vinkel av fjellboltene mot horisontale bør i så fall ikke være mindre enn 40° . Eksempel på sammenheng mellom stagvinkel og bruddvinkel er vist i figuren nedenfor.



> Figur 6-1. Sammenheng mellom stagvinkel(α), bruddvinkel (ψ) for en skrå fjellbolt. λ er innfestingslengden fra overflaten til bunn av bolt (Statens vegvesen, 2015)²².

6.4.3 Levetid for fjellbolter

Ved beregning av kapasitet til fjellbolter er det lagt inn følgende sikkerhetsfaktorer:

²² Statens vegvesen (2015). «Bolter og ankre (stag), Forankringslengde i berg». Presentasjon fra Arild Neby 16. mars 2015.

- Materialfaktor for stål: Normalt $2,8 = 500 / 180$ (= faktisk kapasitet/utnyttet kapasitet)
- Materialfaktor for heft mellom stål/mørtel/fjell: 2,0
- Inaktive bolter: 1 bolt i hver seksjon skal ikke medregnes. Dette utgjør normalt omtrent 10 % av boltene. Med andre ord en sikkerhetsfaktor på 1,1.

Samlet utgjør dette en total sikkerhetsfaktor på 6,2.

Ved riktig montasje av boltene vil de være beskyttet av betongen og mørtel rundt boltene. Hvis det ved revurdering ikke avdekkes skader eller rustsprengning og det kan påvises at karboniseringsdybden ikke påvirker boltene, bør kapasitet av boltene kunne medregnes som beskrevet ovenfor.

Hvis det derimot påvises at karboniseringsdybden overstiger overdekningen, eller det avdekkes skader på dam eller bolter som tilsier at funksjonen til boltene er svekket, bør det vurderes å se helt bort fra stabiliserende bidrag fra bolter.

Fjellbolter med korrosjonsbeskyttelse:

Fjellbolter som varmforsinkes og pulverlakeres vil normalt ha en levetid på 100 år eller mer (Statensvegvesen, 2015)²³, forutsatt korrosjonsklasse C3 etter NS-EN ISO 12944-2 (dvs. middels Korrosivitetskategori). Boltene bør varmforsinkes i henhold til NS-EN ISO 1461, og pulverlakeres med epoksy i henhold til NS-EN 13438.

6.5 Flomavledning

Beregning av flommer med tilhørende flomvannstand er en viktig forutsetning for stabilitetskontroll, samt for å vurdere at anlegget har flomløp med tilstrekkelig kapasitet. I denne sammenheng henvises til damsikkerhetsforskriften § 5-8, der blant annet følgende er beskrevet:

- **3. avsnitt** 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.
- **5. avsnitt:** 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.
- **6. avsnitt:** 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.

6.5.1 Gyldighet av flomberegninger

Som påpekt over er flomberegninger et viktig grunnlag for revurdering av en dam.

I damsikkerhetsforskriften, § 7-5, 4. avsnitt, står det følgende:

- Ved revurdering skal det gjennomføres nye flomberegninger dersom tidligere godkjente flomberegninger er basert på beregning av tilløpsflom som er eldre enn 15 år for anlegg i konsekvensklasse 2, 3 og 4 eller eldre enn 20 år for anlegg i konsekvensklasse 1. Flomberegninger og andre beregninger skal gjennomføres på nytt dersom det er gjort endringer på anlegg eller er avdekket store feil eller usikkerheter i datagrunnlaget. Godkjente flomberegninger, jf. § 5-7, skal foreligge før revurderingsrapport sendes NVE for godkjenning.

Flomberegninger er i prinsippet av sammensatt av:

²³ Statens vegvesen (2015): Korrosjonsbeskyttelse i tunneller, rapport nr. 410, datert september 2015

- Beregning av tilløpsflommen på bakgrunn av nedbørsdata og egenskaper for avrenning i nedbørsfeltet.
- Routing av tilløpsflommen gjennom magasinet på bakgrunn av forutsetninger for flomavledning ved dammen.

I kommentarer til forskriftene er det presisert at nye beregninger skal utføres dersom beregning av tilløpsflommen er eldre enn 15 år (20 år i klasse 1). Hvis det må gjennomføres nye flomberegninger bør dette gjøres før selve revurderingen igangsettes.

Som beskrevet i forskriftene, er tilløpsflommen og dermed de hydrologiske beregningene i prinsippet godkjent for 15 år (20 år i klasse 1) når NVE har godkjent beregningene. En kontroll av beregningen i forbindelse med revurdering omfatter dermed først og fremst en kontroll av routingen og hydrauliske forutsetninger for flomløpet.

Det er ikke aktuelt med klimapåslag på flomberegningene i forbindelse med revurdering. Klimapåslag er for øvrig ikke et generert karv men en anbefaling fra NVE i forbindelse med nybygging eller rehabilitering av eksisterende dammer.

6.5.2 Vurdering av sikker flomavledning

I følge damsikkerhetsforskriften § 5-8, 3. avsnitt, skal dammer ha flomløp med tilstrekkelig kapasitet til å avlede dimensjonerende avløpsflom ved dimensjonerende flomvannstand.

Revurderingen påviser ofte at flomløpet ikke har tilstrekkelig kapasitet, noe som medfører at det må gjennomføres tiltak på anlegget i ettertid. Ved mange anlegg kan det imidlertid være vanskelig å etablere et separat flomløp med tilstrekkelig kapasitet for å avlede dimensjonerende flom, slik at flomavledningen må skje over selve dammen.

Normalt har betong og murdammer god evne til å tåle overtopping så lenge fundamentet er av godt fjell og dammen har god utførelse uten skader eller tegn til forvitring. Hvis flomløpet ikke har tilstrekkelig kapasitet til å avlede dimensjonerende flom, kan det derfor vurderes om deler av dammen kan omgjøres og defineres som flomløp. Dette må imidlertid bassers på en vurdering ved hvert enkelt anlegg og det henvises til senere kapittel i rapporten med eksempler på ulike typer flomløp.

Det henvises også til eget kapittel med eksempler på rehabilitering, der det også er gitt eksempler på ombygging av flomløp.

6.5.3 Tilstopping av flomløp

I følge damsikkerhetsforskriften § 5-7, nest siste avsnitt, skal det ved fare for tilstopping regnes med minimum 25 % tilstopping i flomløpet ved avledning av Q_{dim} i bruddgrensetilstand.

Tilstopping av flomløpet kan dermed medføre at flomvannstanden øker betydelig og kan dermed ha stor betydning for vurdering av både stabilitet og sikker avledning av flommer ved anlegget. Grad av tilstopping vurderes imidlertid på et skjønnsmessig grunnlag, og det finnes ingen standardiserte vurderingskriterier.

I forbindelse med Prosjekt damsikkerhet, utarbeidet Sintef NHL en rapport med tittelen «tilstopping av flomløp» i 1992 (Sintef NHL, 1992)²⁴. Noen av konklusjonene her vil være nyttige for å vurdere om tilstopping er et reelt problem.

I vedlegg A er det gitt anbefalinger for å vurdere tilstopping av flomløp. Anbefalingene tar utgangspunkt i konklusjonene fra Prosjekt damsikkerhet som beskrevet nedenfor.

Tilstopping av enkelttrær:

For å unngå betydelig tilstopping må følgende hovedforutsetninger være oppfylt:

- **Pilaravstanden** må være mindre enn 80 % av trehøyden

²⁴ Sintef NHL (1992): Tilstopping av flomløp, Prosjekt damsikkerhet, rapport nr. 4 datert februar 1992

- **Lysåpningen** mellom eventuell bru og overløp må være større enn 15 % av trehøyden.
- **Hvis nedstrøms side av overløpet er vertikalt**, må vertikale høyde ikke være større enn 1/3-del av trehøyden når det er bru over overløpet (forutsatt nødvendig åpning mellom bro og overløp).
- **Ved overløp uten bro** kan det oppstå tilstopping når overløpshøyden er mindre enn 1/6-del av trehøyden (dvs. rot diameteren)

Tilstopping av vaser:

- **Overløp uten pilarer:** Nødvendig overløpshøyde er fra 10 til 16 % av trehøyden for at minst 85 % av vasens tær skal passere.
- **Overløp med pilarer:** Nødvendig overløpshøyde er fra 14 til 20 % av trehøyden for at minst 85 % av vasens tær skal passere. Pilaravstanden er forutsatt å være ca. 1.1 ganger trehøyden.

Grad av tilstopping:

Grad av tilstopping er ikke vurdert i rapporten. Dette må selvfølgelig være basert på en vurdering av stedlige forhold herunder utforming av flomløp og fare for at trær blir tatt av flom.

På et generelt grunnlag kan imidlertid følgende antagelse benyttes som et utgangspunkt for vurderingen:

- **Tilstopping av enkeltrær:** kan medføre en tilstopping på opptil 25 %.
- **Tilstopping av vaser:** kan medføre en tilstopping på 50 % eller mer.
- **Tilstopping av vaser** kan forekomme der det er større vassdrag oppstrøms dammen som kan bringe med seg diverse drivgods, gamle trær og rotvelt, samt eventuelt erosjon av større skogsområder.

Trehøyden er gjennomgående antatt å være 10 m i rapporten, men dette må selvfølgelig vurderes ut fra lokale forhold.

Det bør vurderes å etablere mer konkrete anbefalinger for å vurdere grad av tilstopping, og dette kan eventuelt kombineres med å verifisere rapporten «Tilstopping av flomløp» fra Prosjekt damsikkerhet (Sintef NHL, 1992).

7 KONTROLL AV SIKKERHET

Det understrekes at dette kapitlet omhandler anbefalinger for kontroll av eksisterende dammer. Ved ombygging eller nybygging anbefales det å ta utgangspunkt i bestemmelsene i damsikkerhetsforskriften.

7.1 Faktorer som påvirker krav til sikkerhet

7.1.1 Generelt

Som omtalt i tidligere kapitler viser statistikk at det er god grunn for å hevde at en 10 år gammel dam har langt høyere sikkerhet enn en ny dam forutsatt at den følges opp med tilsyn og overvåking. Samtidig er kostnader forbundet med å heve sikkerheten ved eksisterende anlegg relativt mye høyere sammenlignet med å bygge den samme sikkerheten inn ved nybygging. Samfunnmessig kan det derfor være grunn for å akseptere at eldre anlegg har en lavere sikkerhet enn nye anlegg.

Ved revurdering av eksisterende anlegg bør summen av samlede avvik og anmerkninger gi grunnlag for å vurdere om det er nødvendig med tiltak. En slik vurdering kan for eksempel baseres på følgende momenter:

- Grad av avvik: Vurdering av hvor omfattende avviket. Hvis stabilitetsberegningen viser en sikkerhet på 1,3 mens det generelle kravet er 1,4 kan likevel dammen vurderes som sikker basert på andre faktorer som nevnt i det etterfølgende.
- Observasjoner fra tilstandsvurdering.
- Klassifisering: Det kan være større rom for å akseptere avvik og anmerkninger hvis bruddkonsekvensene er små. Dette gjelder i første rekke klasse 1 dammer og eventuelt dammer i klasse 2 med lave bruddkonsekvenser.
- Vurdering av konsekvenser: Ved klassifisering vurderes ikke alvorlighet av skader som følge av vannhastighet, fare for erosjon og grad av oversvømmelse. En vurdering som viser at skadeomfanget er mindre alvorlig, bør kunne være med i en helhetsvurdering i forhold til å akseptere avvik og anmerkninger.
- Sensitivitetsvurdering av stabilitetsberegningene: Dette omfatter en gjennomgang av forutsetninger i beregningene for å vurdere hvordan ulike forutsetninger påvirker resultatet av beregningen. En slik vurdering vil kunne gi indikasjoner på hvilke parametere som har størst betydning for resultatet av beregningen og som dermed kan være nyttig å evaluere nærmere. En sensitivitet betraktning vil også gi et bedre grunnlag for å si noe om faktisk sikkerheten ved dammen.
- Sikkerhet vurdert etter tidligere regelverk: Tidligere stabilitetsberegninger kan være med å belyse sikkerheten ved dammen og kan inngå som et element i en sensitivitetsvurdering.

Ovennevnte vurderinger kan benyttes for å drøfte sikkerhetsmessig betydning av avvik og anmerkninger som grunnlag for å anbefale om det er nødvendig med tiltak.

Hvis anlegget ikke fult ut tilfredsstillende krav kan revurderingen også konkludere med at det er behov for grundigere undersøkelser og vurderinger hvis det er usikkerhet om forutsetningene for revurderingen er korrekte. Dette gjelder særlig for anlegg med store bruddkonsekvenser.

Ved mindre avvik og anmerkninger kan det også vurderes om det kan gjennomføres mindre avbøtende tiltak fram til neste revurdering.

7.1.2 Sikkerhet og poretrykk

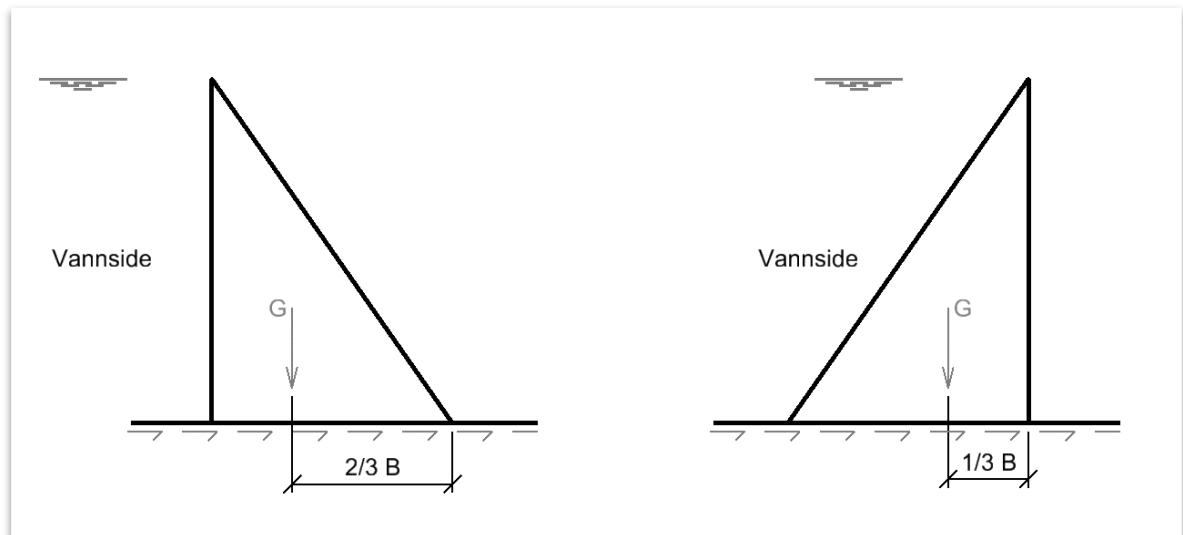
Ved gravitasjonsdammer med høyt statisk vanntrykk, kan usikkerheter knyttet til fordeling av poretrykk under dammen medføre at det bør legges til grunn høyere kriterier for stabilitet enn for lavere dammer. Dette kan eventuelt evalueres med en sensitivitet betraktning i forhold til hvordan poretrykket påvirker stabiliteten sammen med en vurdering av fundamentet, jf. vedlegg A.

Ved lamelldammer og murdammer fundamentert på godt fjell, vil det være langt mindre usikkerhet knyttet til poretrykk i overgang mellom dam og fundament. Dette forholdet bør reflekteres ved at lamell- og murdammer har lavere krav til sikkerhet.

7.1.3 Sikkerhet og velting

Krav om kontroll av resultantens plassering kan være ugunstig hvis damprofilen ikke er utformet som en typisk gravitasjonsdam med vertikal vannside og en skrå nedstrøms side.

Ved damprofil utformet som firkant eller trekant med vertikal nedstrøms side vil resultanten fra konstruksjonens egenvekt ligge nærmere nedstrøms side, sammenlignet med en tradisjonelt utformet gravitasjonsdam. Når vanntrykket påføres konstruksjonen vil det dermed være forholdsmessig mindre belastning som skal til for å flytte resultanten nedstrøms 1/3-delspunktet sammenlignet med en tradisjonelt utformet gravitasjonsdam. Problemstillingen er illustrert i figuren nedenfor.



- > *Figur 7-1. Plassering av resultant fra nedstrøms tå for egenvekt (G) for et trekantet damprofil.*

Figuren til venstre minner mye om en tradisjonell gravitasjonsdam der resultanten fra egenvekten ligger mot oppstrøms side. Profilet til høyre har derimot resultanten fra egenvekten i 1/3-delspunktet og er dermed i grenseland for å ikke tilfredsstille krav til stabilitet UTEN vanntrykk.

Dette illustrerer at kriteriet for stabilitet kan ha uheldig utvalg ved gravitasjonsdammer med utradisjonelle profil. For disse anleggene kan en kontroll av sikkerhetsfaktor mot velting etter Forskrifter for dammer (OED, 1981) gi et bedre bilde av dammens stabilitet. (dvs. Sikkerhetsfaktor = forhold mellom stabiliserende og drivende moment).

For platedammer er krav til stabilitet mot velting definert med en sikkerhetsfaktor, ettersom kriteriet for plassering av resultanten er svært ugunstig for denne damtypen. Høyre damprofil i figuren over har et tverrsnitt som kan minne om en platedam.

7.1.4 Sikkerhet og tørrmurte dammer

Murdammer utgjør 23 % av alle registrert dammer i Norge.

Tørrmurte dammer vurderes etter samme kriterier som gravitasjonsdammer i betong, til tross for at utformingen og oppførsel er forskjellig. En betongdam er monolittisk og udrenert, mens en murdam er sammensatt av løse enkeltstein og damkroppen er normalt fullt drenert.

Det er ikke kjent at det foreligger noen vurdering av om kriteriene for massive betongdammer er representative for murdammer. En selvstendig vurdering av bruddmekanismer og kriterier for evaluering av sikkerhet vil derfor være nyttig.

Nedenfor er det gitt noen momenter som tilsier at murdammer bør vurderes etter andre kriterier enn en massiv betongdam:

- Tørrmurte dammer har ofte et mer kvadratisk tverrsnitt sammenlignet med en typisk gravitasjonsdam i betong. Dette medfører et mindre gunstig profil i forhold til kriteriet om plassering av resultanten (som drøftet i foregående kapittel).
- Tørrmurte dammer er godt drenert og poretrykk representerer derfor en mindre usikkerhet sammenlignet med gravitasjonsdammer, noe som bør reflekteres i krav til sikkerhet.
- Resultantens plassering på en gravitasjonsdam forutsetter at «strek» i fundamentet medfører fullt poretrykk. Dette gjelder ikke for tørrmurte dammer som har en drenert tørrmur på nedstrøms side. Kriteriet for velting ved påvisning av resultantens plassering, er dermed mindre relevant for en tørrmurt dam. Det kan for øvrig være vanskelig å se for seg at en murdam i det hele tatt skal velte.
- I følge NVEs damregister er det totalt registrert 738 murdammer som har en gjennomsnittlig alder på ca. 100 år. Det er derfor grunn for å anta at de fleste murdammer har vært utsatt for relativt store belastninger fra både istrykk og flom. Det er imidlertid ikke kjent at det har vært dambrudd på tørrmurte dammer de siste 40-50 årene, noe som kan tyde på at eksisterende murdammer har en generelt god sikkerhet. Det er likevel verdt å bemerke at flere murdammer har hatt skader som er reparert før de er blitt kritiske for dammens sikkerhet.

Ut fra overnevnte momenter kan det være rimelig at krav til sikkerhet ved murdammer settes noe lavere enn for gravitasjonsdammer i betong, samt at det benyttes en sikkerhetsfaktor for å vurdere sikkerhet mot velting. Ettersom det er mindre usikkerhet knyttet til poretrykk under tørrmurte dammer, anbefales det at stabilitet for denne typen dammer kontrolleres mot en sikkerhetsfaktor, fremfor å påvise resultantens plassering.

Det er også mulig at det kan grunn for å fjerne kriteriet for velting. Ved denne typen dammer vil glidevinkel normalt være dimensjonerende ettersom friksjonsvinkelen er lav.

7.1.5 Sikkerhet og erfaringer

Som nevnt tidligere i rapporten, vil driftserfaringer gjennom tilsyn og overvåking bidra til å redusere usikkerhet knyttet til utførelse og materialer ved anlegget. Videre viser erfaring at de aller fleste dambrudd skjer etter de første årene etter dammen ble bygget, og eventuelle svakheter ved damanlegget vil kunne avdekkes i forbindelse med førstegang oppfylling eller de første driftsårene. En 10 år gammel dam vil dermed ha langt høyere sikkerhet enn en ny dam.

Det er heller ikke påvist skader eller problemer med anlegg bygget etter Forskrifter for dammer (OED, 1981) og dimensjoneringskriteriene etter disse forskriftene bør derfor være tilstrekkelig sikre. Oversikt over dambrudd i Norge, viser at disse er forårsaket av svakheter i konstruksjonen i kombinasjon med flom. Hvis anlegget har en god utførelse med en sikker flomavledning, er dermed usikkerhetene ved anlegget betydelig redusert.

7.2 Sikkerhet mot jordskjelv

Metodikk for beregning av jordskjelv er i liten grad omtalt i damsikkerhetsforskriften (OED, 2010) eller retningslinje for laster og dimensjonering (NVE, 2003). Anbefaling for beregning av sikkerhet mot jordskjelv for eksisterende betong og murdammer, er derfor beskrevet her.

I skriv fra NVE med tittelen «Kontroll av jordskjelv på dammer», datert 27. juni 2014, henvises både regelverket for dammer og til NS-EN 1998. Når metodene i to parallelle standarder kombineres er det fare for at krav til sikkerhet blir uoversiktlig og ukjent. Dette forholdet er drøftet mer i detalj i det etterfølgende.

Ved kontroll av jordskjelv for eksisterende dammer, anbefales det derfor å benytte seismisk faktor etter NS-EN 1998, og at krav til sikkerhet settes lik $S > 1,0$ mot glidning og at resultatene i fundamentet (dvs. $R > 0$).

7.2.1 Stabilitetskriterier for nye dammer

I skriv fra NVE med tittelen «Kontroll av jordskjelv på platedammer», datert 27. juni 2014, er følgende beskrevet:

- Dammer i konsekvensklasse 3 og 4 antas i seismisk klasse IV, og skal kontrolleres for jordskjelv med 475 års returperiode og seismisk faktor = 2,0, jf. Nasjonalt tillegg i NS-EN 1998-1.
- Stabilitetskontroll av betongdammer (glidning/velting) tilfredsstiller damsikkerhetsforskriftens krav til sikkerhet i ulykkesgrensetilstand, med sikkerhet som angitt i damsikkerhetsforskriften (OED, 2010) § 5-11. (dvs. sikkerhet mot glidning $S > 1,1$ og sikkerhet mot velting $> 1,3$ for platedammer og $R > 1/6 B$ for gravitasjonsdammer.
- For kontroll av kapasiteter og spenninger brukes materialfaktorer iht. NS-EN 1998-1 Tabell NA5(901) DCM ($\gamma_c = 1,5$ og $\gamma_s = 1,15$).

7.2.2 NS-EN 1998 - Duktilitetsklasser

NS-EN 1998 benytter følgende 3 duktilitetsklasser:

1. **DCL:** Konstruksjoner med lite energiabsorpsjon. Dette omfatter konstruksjoner med liten fleksibilitet der seismisk last opptas gjennom konstruksjonens stivhet. Stort sett alle konstruksjoner i Norge er dimensjonert i denne klassen.
2. **DCM:** Energiabsorberende konstruksjoner som tillater middels duktilitet som det tas hensyn til ved dimensjonering.
3. **DCH:** Energiabsorberende konstruksjoner med høy duktilitet. I denne klassen er det strenge og kompliserte prosjekteringsregler. Denne klassen er ikke tillatt brukt i Norge.

For de ulike duktilitetsklassene er det gitt følgende konstruksjonsfaktorer (q), Kapittel NA.6.1.2, Tabell NA.6.1. NS-EN 1998:

- **DCL:** $q \leq 1,5$
- **DCM og DCH:** $q \leq 4$

Konstruksjonsfaktorer (q) tar høyde for energiabsorpsjonen i duktile konstruksjoner ved å redusere elastisk responsspekter (S_e), jf. kapittel 3.2.2.5 (4), formel 3.13 til 3.16.

I følge NS-EN 1998, kapittel NA.5.2.4(3), tabell NA.5(901) er følgende partialfaktorer gitt for de ulike duktilitetsklassene:

Tabell 7-1. Partialfaktorer etter duktilitetsklasse.

Materialfaktor	DCL	DCM og DCH
Betong, γ_c	1,2	1,5
Stål, γ_s	1,0	1,15

I følge NS-EN 1990, kapittel A.1.3.2, Tabell A1.3 regnes jordskjelv som en ulykkesgrense uten lastfaktorer.

7.2.3 NS-EN 1998 – Seismiske laster

I følge NS-EN 1998, kapittel 4.3.3.5.2, kan seismisk påvirkning beregnes med følgende 3 kombinasjoner:

1. $E_{dx} + 0,3E_{dz} + 0,3E_{dy}$
2. $0,3E_{dx} + E_{dz} + 0,3E_{dy}$
3. $0,3E_{dx} + 0,3E_{dz} + E_{dy}$

Der E_{dx} , E_{dz} og E_{dy} er lastvirkning fra seismisk akselerasjon i følgende retninger:
 dx – horisontalt normalt på damaksen
 dy – horisontalt parallelt med damaksen
 dz – vertikalt

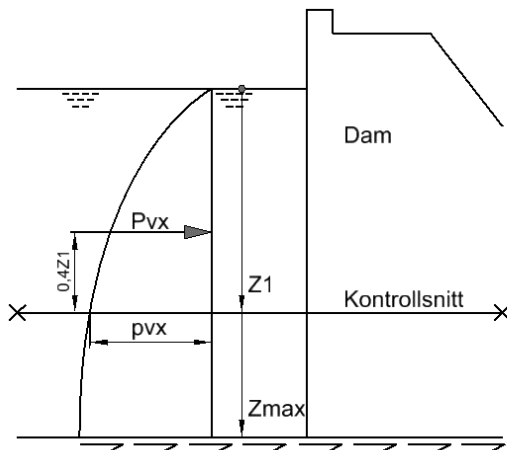
Ved kontroll av stabilitet vil seismisk påvirkning parallelt med damaksen ignoreres, og følgende kombinasjoner vil da være aktuelle for dammer:

- Kombinasjon A: $E_{dx} + 0,3E_{dz}$
- Kombinasjon B: $0,3E_{dx} + E_{dz}$

E_{dx} vil blant annet omfatte Seismisk tilleggslast fra vanntrykk og dammen, mens E_{dz} vil omfatte redusert egenvekt fra dammen som følge av seismisk belastning. E_{dz} vil også omfatte vekt av vann over skrå vannside, der stabiliserende effekt av vannet vil reduseres tilsvarende som for egenvekten av dammen.

7.2.4 Seismisk tilleggslast fra vanntrykk

Seismisk last fra vanntrykk kan baseres på en parabolisk tilnærming til en teoretisk trykkfordeling etter Westgaard (1933)²⁵.



> Figur 7-2: Seismisk last fra vanntrykk.

Tilleggstrykk fra vannet i ved dybde z_{max} er gitt ved følgende ligning:

$$p_{vx} = C_e * \rho * z_{max} * \frac{S_{vd}(T)}{g} \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

der

C_e = Seismisk trykkfaktor (se nedendfor).

ρ = Egenvekt av vann, $\rho = 9,81 \text{ kN/m}^3$.

z_{max} = Statisk vanntrykk i meter

S_{vd} = Dimensjonerende horisontal seismisk akselerasjon, som beregnet i kap. 1.3

g = Tyngdens akselerasjon, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Kraften angriper $0,40 * z_{max}$ over kontrollsnittet. Resulterende seismisk tilleggslast mot dammen er da gitt ved følgende ligning:

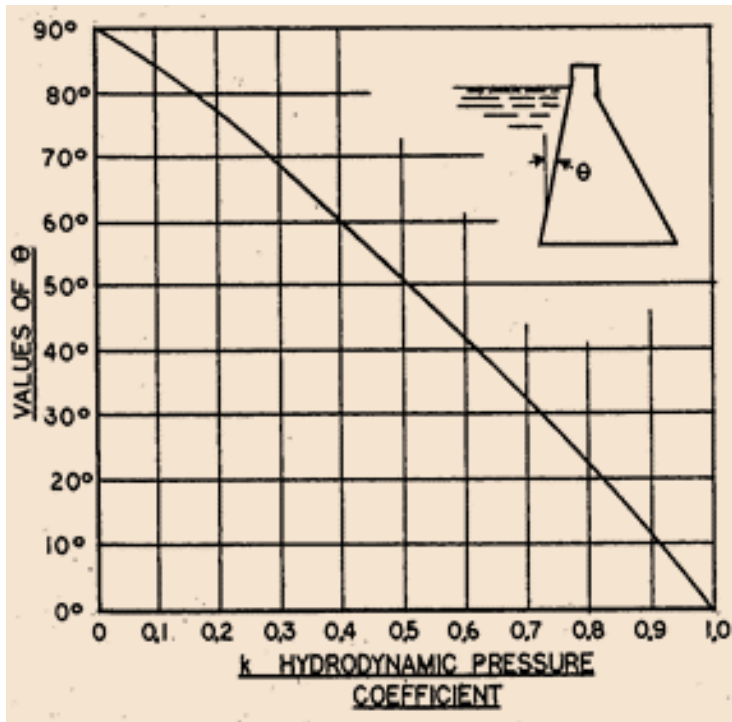
²⁵ Westergaard, H.M. (1933): Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of Transactions of the American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 98, Issue 2, page 418-433.

$$P_{vx} = 0,66 * C_e * \rho * z_{max}^2 * \frac{S_d(T)}{g} [kN]$$

Som nevnt er C_e en seismisk trykkfaktor som settes lik 0,73 ved vertikal vannside. Når dammens vannside er skrå, er C_e gitt ved følgende sammenheng:

$$C_e = 0,73 k$$

Der k er en er en korreksjonsfaktor for fronthelning og hentes fra etterfølgende figur.



> Figur 7-3. Sammenheng mellom fronthelning og korreksjonsfaktoren, k .

7.2.5 Effekt av jordskjelv på betongdammer

I en artikkel fra USSD Annual Conference i 2012²⁶ er det gjennomført en vurdering av 19 betongdammer som har vært utsatt for jordskjelv $> 0,3 g$. Tabellen nedenfor viser de ulike dammene som er vurdert i artikkelen:

²⁶ USSD (2012), Larry K. Nuss, Norihisa Matsumoto, og Kenth D Hansen: Shaken, but not stirred – Earthquake performance of Concrete dams. Proceedings fra USSD Annual Conference 23-27 april 2012, New Orleans, Louisiana, USA.

Tabell 7-2. Oversikt over jordskjelvpåkjente betongdammer.

Dam (Completed)	Country	Ht feet (m)	Crest feet (m)	EQ Name and Date	Dist. to Fault miles (km)	Mag.	PHGA (g)	Remarks
Concrete Gravity Dams								
Lower Crystal Springs (1890)	USA	154 (47)	600 (183)	San Francisco Apr 18, 1906	0.25 (0.4)	8.3	0.52 to 0.68 (est.)	"Not the slightest crack"
Koyna (1963)	India	338 (103)	2800 (853)	Koyna Dec 11, 1967	1.8 (3)	6.5	0.63 cc	Cracks in both faces
Williams (1895)	USA	69 (21)	87 (27)	Loma Prieta Oct 17, 1989	6 (9.7)	7.1	0.6 (est.)	No damage
Bear Valley (1912, 1988)	USA	92 (28)	360 (110)	Landers Jun 28, 1992	28 (45)	7.4	0.18 h 0.08 v	Multiple arch modified to gravity dam in 1988. No damage, except slight displacement of crest bridge girders
				Big Bear Jun 29, 1992	9 (14.5)	6.6	0.57 h 0.21 v	
Gohonmatsu (1900)	Japan	108 (33)	361 (110)	Kobe Jan 17, 1995	0.6 (1 km)	7.2	0.83	No damage of this masonry dam
Shih Kang (1977)	Taiwan	70 (21.4)	1171 (357)	Chi Chi Sep 21, 1999	0	7.6	0.51 0.53 V	Vertical disp. of 29 ft (9 m). Rupture of concrete.
Mingtan (1990)	Taiwan	269 (82)	?	Chi Chi Sep 21, 1999	7.5 (12)	7.6	0.4 to 0.5 (est.)	No damage
Kasho (1989)	Japan	152 (46.4)	571 (174)	Western Tottori Oct 6, 2000	1.9 or 5 (3 or 8)	7.3	0.54 b 2.09 c	Cracks in Control Building at crest
Uh ()	Japan	46 (14)	112 (34)	Western Tottori Oct 6, 2000	0.6 or 8 (1 to 3)	7.3	1.16 Surf	Small crack at spillway base
Takou (2007)	Japan	252 (77)	1056 (322)	Tohoku Mar 11, 2011	68 (109)	9.0	0.38 b 2.04 c	Cracking of gatehouse walls at crest
Miyatoko (1993)	Japan	157 (48)	?	Tohoku Mar 11, 2011	84 (135)	9.0	0.32	No damage
Concrete Arch Dams								
Gibraltar (1920, 1990)	USA	169 (52)	600 (183)	Santa Barbara Jun 29, 1925	?	6.3	> 0.3 (est.)	No damage. Modified in 1990 with RCC
Pacoima (1929)	USA	372 (113)	589 (180)	San Fernando Feb 9, 1971	3 (5)	6.6	0.6 to 0.8	No cracks in arch. Open joint between arch and thrust block
				Northridge Jan 17, 1994	11.4 (18)	6.8	0.53 >2.3 c	Open joint (2") between arch and thrust block
Ambiesta (1956)	Italy	194 (59)	475 (145)	Gemona-Friuli May 6, 1976	12.4 (20)	6.5	0.36 at rt abut	No damage
Rapel (1968)	Chile	364 (111)	886 (270)	Santiago Mar 3, 1985	28 (45)	7.8	0.31	Damage to spillway and intake tower. Dam performed well. Cracked pavement.
				Maule Feb 27, 2010	144 (232)	8.8	0.302	
Techi (1974)	Taiwan	607 (185)	951 (290)	Chi Chi Sept 21, 1999	53 (85)	7.6	0.5 b 0.86 c	Local cracking of curb at dam crest
Shapai RCC (2003)	China	433 (132)	820 (250)	Wenchuan May 12, 2008	20 (32)	8.0	0.25 to 0.50 (est.)	No damage
Concrete Buttress Dams								
Hsinfengkiang (1959)	China	344 (105)	1444 (440)	Reservoir Mar 19, 1962	0.7 to fault (1.1)	6.1	0.54 c afs	Horiz cracks in top part of dam
Sefid Rud (1962)	Iran	348 (106)	1368 (417)	Manjil Jun 21, 1990	Near dam site	7.7	0.71 (est.)	Horiz cracks near crest, minor disp of blocks

Notes: Legend: b=base, c=Crest, est=Estimate, disp=Displacement, rt abut=Right Abutment, Ht=Height, V=Vertical, Mag= Magnitude (ML or mb for less than 6.5 and MS above 6.5), Surf=Surface, aft=Aftershock, PHGA= Peak horizontal ground acceleration, cc=cross-canyon

Noen erfaringer fra dammen i ovennevnte tabell er oppsummert nedenfor:

- Akselerasjonen fra jordskjelvet forsterkes ved damkrona. Eksempelvis hadde den 68 m høye Dam Takou i Japan en grunnakselerasjon (PGA) på 0,38g i fundamentet og 2,04g på krona. Jordskjelvets størrelse var på 9 på Richters skala og det oppstod skader på lukehus og på damkrona.
- Akselerasjonen fra jordskjelvet forsterkes ved fullt magasin.
- Flere av dammene har opplevd 2 separate jordskjelv, og ved mange av jordskjelvene har det vært større etterskjelv uten at det har oppstått nye skader.
- RCC-dammer har hatt samme respons som tradisjonelle gravitasjonsdammer til tross for mange horisontale støpeskjøter.
- De skadene som er observert har forekommet høyt i dammen og da ofte i tilknytning til sekundære konstruksjoner som luker.
- Skader i lamelldammer er generelt lokalisert i område knyttet til knekkpunkt ved pilarer.
- Betongdammer utsatt for store jordskjelv har ikke medført økende lekkasje. Ved noen fundament har det oppstått en midlertidig økning av lekkasjen.

Generelt konkluderes det med at betongdammer har en god motstand mot jordskjelv og at kapasiteten er større enn analyser fra prosjektering skulle tilsi. Dette forklares med at:

- Betongdammer er solide konstruksjoner med en betydelig kapasitet til å omfordele last når det oppstår skader. Den massive konstruksjonen medfører at det er god kapasitet til oppta ekstra belastning fra områder på dammen som er skadet.
- Forsøk fra Bureau of Reclamation viser at det tar forholdvis mye lengre tid å skade en medium tykk hvelvdam sammenlignet med en tynn hvelvdam, ved store skjelv. Lengden av jordskjelvet synes å ha betydning for om det oppstår skader.
- Den dynamiske strekkfasthet i betong er kan være 50 prosent høyere enn den statiske strekkfasthet for betongen. Dette medfører at konstruksjonen har en større fleksibilitet ved jordskjelv.
- Dempningsmekanismer kan øke i dammen under et jordskjelv og redusere den seismiske virkningen på konstruksjonen. Dempningen øker når betongen risser opp og ved bevegelse i støpeskjøter.
- Den seismiske påvirkningen kan reduseres fordi den naturlige frekvensen av dammen ikke samsvarer med frekvensinnholdet i jordskjelvet.
- De tredimensjonale effekter bidrar til å unngå brudd. Hvelvvirkninger øker den seismiske stabiliteten i en dam. Dette vil være spesielt relevant for dammer i trange dalprofil.

Uavhengig av erfaringene oppsummert i artikkelen, understrekes likevel at dimensjonering og prosjektering bør gjennomføres med varsomhet. God utførelse ved bygging er vesentlig og det bør unngås å plassere dammen ved aktive forkastninger.

7.2.6 Jordskjelvberegning for dammer - drøfting

I forbindelse med jordskjelvberegninger, henviser NVE til NS-EN 1998. Dette er et parallelt regelverk som er basert på partiskoeffisienter, med egne last- og materialfaktorer. NVEs regelverk for dammer er generelt basert på en sikkerhetsfaktor, som skal inkludere alle usikkerheter. Når metodene kombineres er det fare for at krav til sikkerhet blir uoversiktlig og ukjent.

Gravitasjonsdammer og pilarer ved lamell- og platedammer er generelt stive konstruksjoner uten plastisk kapasitet. Tradisjonelt er derfor dammer kontrollert med lav duktilitet (DCL) og en konstruksjonsfaktor, $q = 1,0$. Hvis det benyttes duktilitetsklasser DCM kan det benyttes en konstruksjonsfaktor, $q < 4,0$.

Valg av konstruksjonsfaktor er vesentlig for beregning av jordskjelv på dammer, men er ikke omtalt i skriv fra NVE med tittelen «Kontroll av jordskjelv på platedammer», datert 27. juni 2014.

I følge NS-EN 1990, kapittel A.1.3.2, Tabell A1.3 regnes jordskjelv som en ulykkesgrense uten lastfaktorer.

Stabilitetskontroll av dammer etter NVEs regelverk er en lastbetraktning uten bruk av materialfaktorer. En lastfaktor på 1,0 som angitt i Eurokoden, vil dermed medføre en samlet sikkerhetsfaktor på 1,0.

Når bestemmelser i Eurokoden blandes sammen med krav til sikkerhet gitt i regelverket for dammer, medfører dette i prinsippet at sikkerheten blir ivaretatt 2 ganger. Med andre ord bør krav til sikkerhet for dammer settes lik 1.0 ved bruk av seismisk faktor og Eurokoden.

I etterfølgende tabell er det gitt en sammenstilling av kriterier for sikkerhet etter Eurokoden og anbefalinger fra NVE.

Tabell 7-3. Kriterier for sikkerhet mot jordskjelv for ulike konstruksjoner avhengig av regelverk.

Konstruksjon og regelverk	Velting	Glidning
Konstruksjoner etter NS-EN 1990 Tabell A1.3 og kapittel 6.4.2	$S > 1.0$	$S > 1.0$
Nye Platedammer (skriv fra NVE 27. juni 2014)	$S > 1.3$	$S > 1.1$
Nye Gravitasjonsdammer (skriv fra NVE 27. juni 2014)	$R > 1/6 B$	$S > 1.1$

I NVEs regelverk, er sikkerheten ved et anlegg definert av konsekvensklasse. Sikkerheten avhengig av konsekvens skal dermed i prinsippet allerede være innbakt i sikkerhetsfaktoren angitt i damsikkerhetsforskriften.

I Eurokoden benyttes også en seismisk faktor som er avhengig av bruddkonsekvenser til konstruksjonen. Når Seismisk faktor benyttes for dammer bør sikkerhet ved anlegget settes lik 1,0 for at sikkerhet i Eurokoden og damsikkerhetsforskriften skal være sammenlignbare. I tillegg bør valg av konstruksjonsfaktor (q) vurderes.

7.2.7 Sikkerhet mot jordskjelv for eksisterende dammer

Eksisterende betongdammer i klasse 3 og 4 kontrolleres etter følgende forutsetninger:

Tabell 7-4. Forutsetninger for kontroll av jordskjelvlast i klasse 3 og 4.

Beskrivelse	Forutsetning	Kommentar	
Duktilitetsklasse (DCL)	Konstruksjonsfaktor	$q < 1,5$	Tradisjonelt har q vært satt lik 1,0. Det bør vurderes om Q skal settes lik 1,5.
Seismisk faktor		$\gamma_i = 2,0$	
Sikkerhet	Generelt	$S > 1,0$	
	Velting, gravitasjonsdam	$R > 0$	Resultant i damtverrsnittet
Lastfaktor	Alle laster	$\gamma_G = 1,0$	
Materialfaktor	Stål	$\gamma_s = 1,0$	
	Betong	$\gamma_b = 1,2$	

Beregninger gjennomføres for øvrig med følgende antagelser:

1. Beregninger gjennomføres for vannstand ved HRV uten istrykk. Ved is i magasinet antas at denne sprekker opp slik at istrykk ikke er relevant.
2. Poretrykk endres ikke under jordskjelv ettersom sjokkbølgene antas å forplante seg raskere enn et eventuelt poretrykk. Normal frekvens for jordskjelv er i området 1 - 10 Hz.

3. Massekrefter fra jord og vertikal vannlast beregnes på samme måte som for massekrefter i dammen.

7.3 Glidning

7.3.1 Generelt

I følge retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005), kapittel 2.6.2, skal sikkerheten mot glidning påvises ved følgende kontroll:

$$S = \frac{F}{\sum H}$$

Der:

S = Sikkerhetsfaktor

F = Snittets bruddkapasitet

$\sum H$ = Summen av horisontalkreftene mot dammen

Formuleringen kan skape usikkerhet om hva som omfattes av bruddkapasiteten. I tilfeller der det for eksempel er en fylling på nedstrøms side av dammen vil dette gi en stabiliserende horisontallast mot dammen som bidrar til en økt bruddkapasitet til snittet. Det samme gjelder fortanning, skrå armering eller skrå bolter, som bidrar med en horisontal kraftkomponent som øker snittets bruddkapasitet.

I denne sammenheng er det viktig å presisere at snittets bruddkapasitet (F) også omfatter horisontale stabiliserende laster.

Dette samsvarer for øvrig med påvisning av grensetilstand for statisk likevekt i konstruksjonen (EQU) etter NS-EN 1990, kapittel 6.4.2, der følgende sammenheng er gitt:

$$\frac{\text{Dimensjonerende stabiliserende laster (eller kapasitet)}}{\text{Dimensjonerende destabiliserende last}} \geq 1,0$$

7.3.2 Kriterie for sikkerhet mot glidning ved eksisterende dammer

Sikkerhet mot glidning bør beregnes etter følgende formel:

$$S = \frac{F + \sum H_{stab.} + cA}{\sum H_{destab.}}$$

Der:

S = Sikkerhetsfaktor

F = Snittets bruddkapasitet

$\sum H_{stab}$ = Summen av horisontale stabiliserende krefter

$\sum H_{destab}$ = Summen av horisontale destabiliserende krefter

c = kohesjon

A = Areal av område med trykk

Bidrag fra kohesjon mellom dam og undergrunn skal ikke tas med i beregningen av den totale motstand mot glidning uten at slikt bidrag er bekreftet ved forsøk.

7.3.3 Fortanning, skjærkapasitet og kohesjon

Effekt fra kohesjon og fortanning kan dette gi et betydelig bidrag til stabilitet mot glidning. Glidestabiliteten til en betongdam er imidlertid komplekst og påvirkes av mange faktorer som kan være vanskelig å dokumentere. Det finnes heller ingen god beskrivelse av metodikk for å dokumentere hverken kohesjon eller fortanning.

Ved en gravitasjonsdam vil det være relativt komplisert å påvise fortanning i fundamentet, med mindre dette er dokumentert fra bygging. Det kan også være vanskelig å påvise kohesjon under dammen ettersom det kan være vanskelig å hente ut gode prøver for testing. Kohesjon og heft kan eventuelt påvises ved å ta ut prøver av representativt fjell som

påstøpes betong for testing. Slik testing er blant annet gjennomført av Statkraft på Målsetdammen (Norut, 2013)²⁷.

Når det gjelder gravitasjonsdammer av tørrmur, er det liten kunnskap i forhold til friksjon og sikkerhet mot glidning. Det er grunn for å tro at det kan skje mindre deformasjoner i en tørrmurt dam slik at det oppstår spenningsomlagning i muren kombinert med at det etableres en fortanning mot ujevnheter i fundamentet. Kohesjon er ikke aktuelt for tørrmurte dammer.

Ved pilarer på platedammer vil det normalt være enklere å påvise fortanning ettersom fjelloverflaten ved pilaren normalt er kjent. I tilfeller der pilaren er støpt i en utsprengt grøft, vil fortanningen antagelig være så stor at skjærbrudd i fjell eller pilar vil være riktig bruddmekanisme. Det er også mindre grunn til å stille spørsmål ved kohesjon ved pilarer ettersom pilaren vil være drenert, slik at det ikke kan oppstå riss med poretrykk i overgangen mellom pilar og fjell.

Problemstillingen til betongdammer og glide stabiliteten er blant annet omhandlet i rapport «Optimal og sikker rehabilitering av betongdammer – Glide stabilitet betongdammer» (EnergiNorge, 2012)²⁸. Noen av innholdet fra rapporten er gjengitt nedenfor:

Utdrag fra rapport: Glide stabilitet betongdammer» (EnergiNorge, 2012):

Dagens regelverk legger opp til at sikkerhet mot glidning beregnes som forholdet mellom horisontal motstand mot glidning og beregnet horisontal kraft (skjærfriksjonsmetoden). Skjærkapasiteten antas representert av det lineære Mohr-Coulomb-kriteriet og krav til maksimale parametere ser ut til å være tilpasset konservative verdier. Dette medfører at beregnet sikkerhet mot glidning vil være konservativ men ukjent. Stabilitetsberegninger etter dagens regelverk medfører dermed at dammer som i virkeligheten er stabile kan bli beregningmessige ustabile.

Mohr-Coulomb-kriteriet, som benyttes for skjærkapasiteten, er et svært forenklet kriterium som ikke tar hensyn til alle faktorene som påvirker skjærkapasiteten. Dette omfatter blant annet følgende faktorer:

- Fordelingen av normalspenningen over tverrsnittet
- Styrken til materialene (for eksempel skjær-, trykk- og strekkstyrken)
- Ruheten (mikro-, makro og visuell ruhet)
- Glidplanstilstand (forvitring, kohesive bånd, tidligere og tilstedeværende deformasjoner)
- Skjærspenningsfordelingen
- Skjærbidrag fra fjellbolter, dybler og armering (direkte eller indirekte)
- Eventuelt mellomliggende materiale

En annen usikkerhet er at det kun kontrollerer en kraftlikevekt, og ikke en spenningslikevekt. Det vil si at man forutsetter perfekte plastiske materialer, hvor spenningsomlagringer foregår uten lokale sprøbrudd. Mindre deformasjoner med spenningsomlagring er antatt å kunne gi en vesentlig sikkerhet ved gravitasjonsdammer og pilarer i platedammer.

7.4 Kriterier for stabilitet ved eksisterende dammer

Som drøftet i tidligere kapittel, kan det være grunn for å differensiere krav sikkerhet etter konsekvens. Kostnader forbundet med å heve sikkerheten ved eksisterende anlegg er normalt relativt høye sammenlignet med å bygge den samme sikkerheten inn ved nybygging. Samfunnsmessig kan det derfor være grunn for å akseptere at eldre anlegg har en lavere sikkerhet enn nye anlegg. En samfunnsmessig vurdering vil imidlertid også

²⁷ Norut (2013): Målset dam – Finite element analysis assisted by tests, Technical report no. 2013/32013-06-12, datert 18. April 2013.

²⁸ EnergiNorge (2012): Optimal og sikker rehabilitering av betongdammer, Glide stabilitet betongdammer. Rapport datert 15. januar 2012 og utarbeidet av Norconsult på vegne av EnergiNorge

avhenge av risiko og konsekvens. Dette tilsier at det kan være større grunn for en differensiering av kriterier for sikkerhet ved eksisterende dammer i forhold til bruddkonsekvenser.

I utgangspunktet er det forutsatt at sikkerhetsfaktoren i klasse 2, 3 og 4 for eksisterende dammer kan settes lik lastfaktoren permanente laster i NS-EN 1990. Dette medfører følgende sikkerhetsfaktorer:

- Bruddgrense: Sikkerhetsfaktor = 1,35
- Bruks- og ulykkesgrense: Sikkerhetsfaktor = 1,0

Det er antatt at dette vil gi en sammenlignbar sikkerheten samfunnet ellers. Det henvises også til eksempel i kapittel 8 der sammenheng mellom last- og sikkerhetsfaktor er vurdert for et konkret eksempel.

For klasse 1 er sikkerheten satt noe lavere ettersom denne bruddkonsekvensene er relativt små for disse anleggene.

Etterfølgende tabell viser oppsummerer hvordan bakgrunn for krav til sikkerhet. Bruk av kriteriene forutsetter at evalueringen av anlegget ikke påviser større mangler eller skader, samt at egenvekt er dokumentert.

> *Tabell 7-5. Referanser for forslag til stabilitetskriterier for eksisterende dammer.*

Klasse	Betong gravitasjonsdammer	Platedammer**
1	Glidning: Sikkerhetsfaktor = lastfaktor i retningslinje for betongdammer, kapittel 2.1.1 (NVE, 2005) Velting: Reduserte krav til resultatens plassering	Kriterier i Forskrifter for dammer (OED, 1981).
2, 3 og 4	Glidning: Sikkerhetsfaktor = lastfaktor i NS-EN 1990 Velting: Krav i damsikkerhetsforskriften	Glidning: Kriterier i Forskrifter for dammer (OED, 1981). Velting: Sikkerhetsfaktor = lastfaktor i NS-EN 1990 (permanente laster)

De ulike stabilitetskriteriene er beskrevet tidligere i rapporten under kapittel 2 og kapittel 5.

Kriteriet for stabilitet er i prinsippet en lastbetraktning. Sikkerhets- og lastfaktor vil dermed være den samme ettersom materialegenskaper ikke er en del av vurderingen.

Med referanse til ovennevnte tabell er forslag til kriterier for stabilitet vist i etterfølgende kapitler der det er skilt mellom massive betongdammer, murdammer, samt lamell- og platedammer.

7.4.1 Eksisterende massive betongdammer – Stabilitetskriterier

> *Tabell 7-6. Forslag til stabilitetskriterier for eksisterende gravitasjonsdammer i betong. Verdier benyttet for kontroll er uthevet.*

Klasse	Kontroll	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
		Velting	Glidning	Velting	Glidning
2, 3 og 4	Generelt	R > 1/3 B	S > 1,35	R > 1/6 B	S > 1,0
	DFV uten bolter			R > 1/12 B	S > 1,0
1	Generelt	R > 1/6 B	S > 1,2	R > 0	S > 1,0
	DFV uten bolter			R > 0	S > 1,0

Sikkerhetsfaktor (S) mot glidning i klasse 2, 3 og 4 er satt lik lastfaktor i NS-EN 1990, mens sikkerhetsfaktor for klasse 1 er satt lik lastfaktor i retningslinje for betongdammer, kapittel 2.1.1 (NVE, 2005).

Kriterier for plassering av resultatene for klasse 1 er satt noe lavere enn for klasse 2, 3 og 4 på grunn av bruddkonsekvenser.

Bruk av kriteriene forutsetter at egenvekt dokumenteres og at tilstandsvurdering av dammen ikke påviser større mangler eller skader

7.4.2 Eksisterende lamelldammer – Stabilitetskriterier

- > Tabell 7-7 Forslag til stabilitetskriterier for eksisterende lamell- og platedammer i betong. Verdier benyttet for kontroll er uthevet.

Klasse	Kontroll	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
		Velting	Glidning	Velting	Glidning
2, 3 og 4	Generelt	$S > 1,35$	$0,2 f_c A_{cx}$	$S > 1,0$	$0,2 f_c A_{cx}$
	DFV uten bolter			$S > 1,0$	$0,2 f_c A_{cx}$
1	Generelt	$S > 1,2$	$0,2 f_c A_{cx}$	$S > 1,0$	$0,2 f_c A_{cx}$
	DFV uten bolter			$S > 1,0$	$0,2 f_c A_{cx}$
Forklaring:	f_c = betongens dimensjonerende trykkfasthet der det benyttes en lastfaktor på 1,2 i bruddgrense og 1,0 i ulykkesgrense. A_{cx} = Betongtrykksonen				

Sikkerhetsfaktor (S) i klasse 1 er satt lik lastfaktor i retningslinje for betongdammer, kapittel 2.1.1 (NVE, 2005).

Bruk av kriteriene forutsetter at tilstandsvurdering av dammen ikke påviser større mangler eller skader.

7.4.3 Eksisterende murdammer – Stabilitetskriterier

For murdammer er det foreslått egne kriterier som kombinerer kriteriene for platedammer og kriteriene for betong gravitasjonsdammer.

- > Tabell 7-8. Forslag til stabilitetskriterier for eksisterende lamell- og platedammer i betong. Verdier benyttet for kontroll er uthevet.

Klasse	Kontroll	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
		Velting	Glidning	Velting	Glidning
2, 3 og 4	Generelt	$S > 1,35$	$S > 1,35$	$S > 1,0$	$S > 1,0$
	DFV uten bolter			$S > 1,0$	$S > 1,0$
Klasse 1	Generelt	$S > 1,2$	$S > 1,2$	$S > 1,0$	$S > 1,0$
	DFV uten bolter			$S > 1,0$	$S > 1,0$

Sikkerhetsfaktor (S) i klasse 1 og 2 er satt lik lastfaktor i retningslinje for betongdammer, kapittel 2.1.1 (NVE, 2005).

Bruk av kriteriene forutsetter at tilstandsvurdering av dammen ikke påviser større mangler eller skader.

7.4.4 Last og materialfaktorer

Følgende last og materialfaktorer kan benyttes for kontroll av spenninger i damkonstruksjonen, jf. retningslinje for betongdammer, kapittel 1 og kapittel 2.1:

Beskrivelse	Kontroll	Bruddgrense	Ulykkesgrense
Materialfaktor²⁹	Betong	$\gamma_m = 1,5$	$\gamma_m = 1,2$
Lastfaktor³⁰ (alle laster)	Stabiliserende	$\gamma_l = 1,0$	$\gamma_l = 1,0$
	Destabiliserende	$\gamma_l = 1,2$	$\gamma_l = 1,0$

Som vist i tabellen, må det også påvises at spenninger i nedstrøms tå ikke overstiger kapasiteten til fundamentet og konstruksjonen. Normalt er spenninger ikke i konstruksjonen noe problem, med mindre resultanten ligger tett opp mot nedstrøm tå.

Lastfaktor gitt i Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005) kapittel 2.1 omfatter kun vanntrykk, istrykk og egenvekt. For øvrige laster henvises til Norsk Standard. Som det fremgår av ovennevnte tabell er det imidlertid foreslått at lastfaktorene gjelder for alle permanente og variable laster på dammen.

Kontroll med eksisterende fjellbolter er beskrevet i eget kapittel. Ettersom det kan være vanskelig å påvise tilstand ved eksisterende fjellbolter, anbefales å benytte en redusert kapasitet til tross for at Forskrifter for dammer (OED, 1981) angir at fjellbolter skal regnes som armering.

²⁹ NS-EN 1992-1-1: 2004 + NA:2008, Tabell 2.1N og Tabell NA.2.1N

³⁰ NVE (2005); Retningslinje for betongdammer, kapittel 2.1. Omfatter vanntrykk, istrykk og egenvekt

8 EKSEMPLER - EKSISTERENDE DAMMER

I dette kapittel er det gitt eksempler fra eksisterende mur- og betongdammer.

Eksempelene er systematisert etter tema, blant annet med eksempler på tiltak der NVE har godkjent løsninger som ikke nødvendigvis fult ut samsvarer med forskrifter og veiledere/retningslinjer.

Denne delen av rapporten kan med fordel hentes ut som et eget levende dokument som oppdateres og utvides fortløpende.

8.1 Skader på murdammer

Håndbok for tilstandsbeskrivelse av betong og fyllingsdammer (Energis Norge, 2000) inneholder en skadekatalog for betongdammer, med beskrivelse av skadeårsak og betydning av skaden. Tilsvarende oversikt finnes ikke for murdammer og det kan være nytting å utarbeide en tilsvarende skadeoversikt over murdammer. Dette vil kunne være et viktig bidrag for kunne evaluere skader og sikkerhet ved eksisterende murdammer.

Nedenfor er det gitt noen få eksempler på skade på murdammer som kan være en god start på en eventuell utvikling av en skadekatalog.

8.1.1 Strømsdammen

Eier:	Oslo kommune
Beliggenhet:	Sørkedalen
Damtype:	Murdam med oppstrøms betongtetning.
Dimensjoner:	Klasse 2 Høyde ca. 5 m Lengde ca. 100 m Ukjent byggeår
Stikkord:	Deformasjon ved tørrmurt dam
Beskrivelse:	Tørrmurt dam bygget opp med stedlig naturstein av varierende størrelse. Dammen hadde store skader som omfattet deformasjoner av nedstrøms mur deformasjoner, utrasning av flere stein i nedstrøms damtå samt store skader på oppstrøms tetning. Tilsyn avdekket skader på dammen slik at tiltak kunne iverksettes for å utbedre dammen. Dette skjedde rett etter krav til VTA og tilsyn av eksisterende dammen ble innført. Tilstanden var meget dårlig og sammenbrudd av konstruksjonen var sannsynlig. Skader kan være forårsaket av lekkasjer i dammen kombinert med frostsprengning. Dammen ble rehabilitert 1996



> *Figur 8-1. Utbuling nedstrøms side.*



> *Figur 8-2. Utrast stein i damtå under utbuling.*



- > *Figur 8-3. Vannside av dammen. Skader i nivå med HRV er antagelig forårsaket av forvitring fra is. Merk også riss mot fundament der det antagelig har vært lekkasjer.*

8.1.2 Kongens gruvedam

Eier:	Statskog
Beliggenhet:	Kongsberg
Damtype:	Murdam med torvtetning,
Dam:	Klasse 1 Høyde 6.5 m Lengde 204 m Bygget ca. 1750
Stikkord:	Deformasjon av tørrmurt dam med torvtetning
Beskrivelse:	Tørrmurt dam med torvtetning bygget opp med stedlig naturstein av varierende størrelse. En stor deformasjon med utbuling medførte en større utrasing av nedstrømsmur. Utrasingen var forårsaket av en lokal instabilitet i muren, men hadde ikke betydning for stabiliteten og sikkerhet ved dammen. Dammen ble utbedret ca. 2009 med oppmuring av ny mur på luftsiden.



> *Figur 8-4. Utbuling av nedstrøms mur før utrasing.*



> *Figur 8-5. Utrasing av nedstrøms mur i 2009.*

8.1.3 Store Segen Gottes sidedam

Eier:	Statskog
Beliggenhet:	Kongsberg
Damtype:	Murdam med torvtetning. Bygget ca. 1750
Dimensjoner:	Klasse 1 Høyde 6,5 m Lengde 110 m
Stikkord:	Deformasjon av tørrmurt dam med torvtetning
Beskrivelse:	Tørrmurt dam med torvtetning bygget opp med stedlig naturstein av varierende størrelse. Befaring på dammen i 2007 identifiserte et område av nedstrøms tørrmur som tydelig ikke var stabil med fare for utrasing. Stabilitetsberegninger av dammen dokumenterte videre at denne delen av dammen hadde meget dårlig stabilitet. Erfaringer fra utrasinger på dammene viser at torvtetningen med stor sannsynlighet bidrar til stabilitet ved dammene. Dammen ble midlertidig utbedret ca. 2008



> Figur 8-6. Område for utbuling/deformasjon.



> Figur 8-7. Mur med instabilitet, utbuling og deformasjon.

8.1.4 Palmafossen – flom

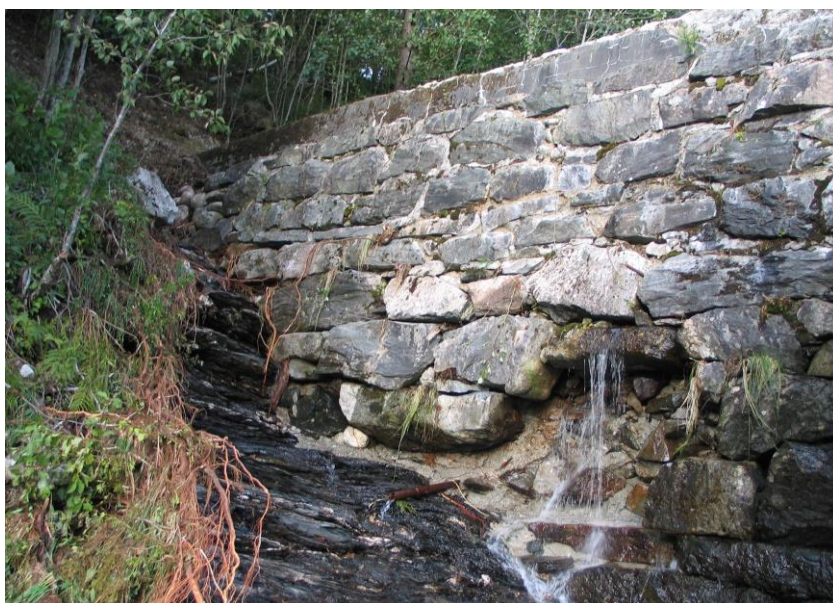
Eier:	Voss Energi
Beliggenhet:	Voss
Damtype:	Murdam med mørtel i fugene (antatt)
Dam:	Antatt klasse 1 Høyde ca. 4 m Lengde ca. 70 m Bygget ca. 1919
Stikkord:	Overtopping av dam ved flom
Beskrivelse:	Overtopping av dam i forbindelse med flom i september 2005 medførte at stein i nedstrøms damtå løsnet. Erfaringer fra andre dammer viser at tåstein ofte kan vær spesielt utsatt for utrivning i forbindelse med flommer og overtopping av murdammer.



> *Figur 8-8. Dam i normalsituasjon.*



> *Figur 8-9. Flomsituasjon, september 2005.*



> *Figur 8-10. Skade i damtå mot høyre vederlag etter flom i 2005.*

8.2 Alternative vurderinger for sikkerhet

8.2.1 Eksempler på betydning av lastfaktorer på dammer.

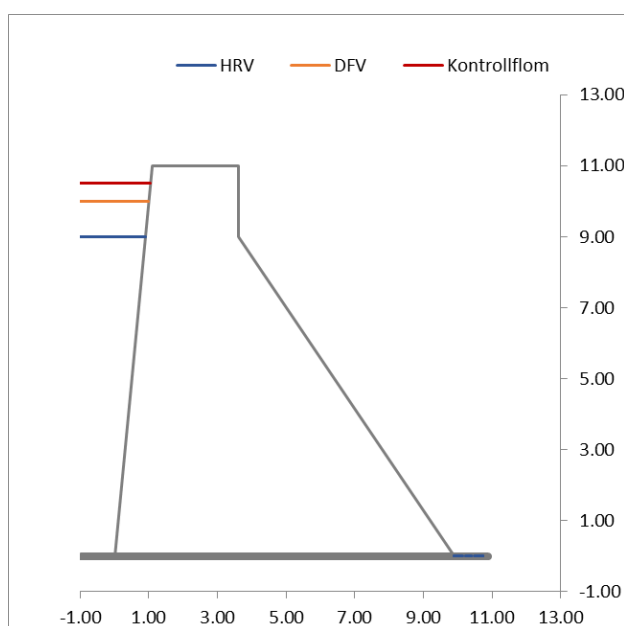
Stikkord:	Regneeksempel for å illustreresammenheng mellom lastfaktor og sikkerhetsfaktor.
Beskrivelse:	I det etterfølgende er det gjennomført et regneeksempel for å illustrere hvordan lastfaktorer kan påvirke sikkerheten. I tabellen nedenfor er ulike laster vist med en antatt lastfaktor sammen med en forklaring for valg av lastfaktor.

> *Tabell 8-1. Anslått usikkerhet ved ulike laster*

Last	Last-faktor (anslag)	Kommentar
Vanntrykk, HRV	1,0	Det er ingen usikkerhet knyttet til vanntrykket.
Vanntrykk, DFV	1,05	Usikkerhet ved flomvannstand. Eksempel: En flomvannstand = HRV + 1 m + 30 % klimatillegg, tilsvarer en flomvannstand = 1,2 m over HRV når C-faktoren =2,0. Dette gir følgende økning i vanntrykket: - Flomvannstand øker fra 5 m til 5,2 m = 8 % økning i vanntrykk, dvs. lastfaktor = 1,08 - Flomvannstand øker fra 10 til 10,2 m = 4 % økning i vanntrykk, dvs. lastfaktor = 1,04
Vanntrykk, Ulykkesflom	1,0	Forutsetninger for ulykkesflom er antatt å være konservativt.
Egenvekt, betongdam	1,05	Eksempel: $24 \text{ kN/m}^3 / 1,05 = 23 \text{ kN/m}^3$

Egenvekt, murdam	1,25	Eksempel: $20 \text{ kN/m}^3 / 1,25 = 16 \text{ kN/m}^3$
Poretrykk, betongdam	1,0	Linjert avtagende poretrykk i trykksonen er antatt å gi et riktig bilde av lastsituasjonen.
Poretrykk, Murdam	1,0	Forutsetninger for poretrykk for murdammer er antatt å være konservativt
Istrykk	1,2	Anslag
Friksjonsvinkel	1,0	Forutsetning er antatt å være konservativt

Det er gjennomført stabilitetsberegninger for en typisk gravitasjonsdam i betong med damhøyde på 11 m. Tversnitt av dammen og flomvannstander er vist nedenfor.



> Figur 8-11. Tversnitt for stabilitetskontroll.

Inndata er variert med lastfaktorer som vist i etterfølgende tabell:

> Tabell 8-2. Forutsetninger for beregning av sikkerhetsfaktor.

Last	Last uten lastfaktor	Lastfaktor (anslag)	Last med lastfaktor
Vanntrykk, HRV	9 m	1,0	9 m
Flomvannstand (DFV)	10 m	1,04	10,2 m (se beskrivelse i foregående tabell)
Flomvannstand (Ulykkesflom)	10,5 m	1,0	10,5 m
Egenvekt, betongdam	24 kN/m^3	1,05	23 kN/m^3
Istrykk	100 kN	1,2	120 kN

Friksjonsvinkel	45°	1,0	45°
-----------------	-----	-----	-----

> Tabell 8-3. Beregnet sikkerhetsfaktor med og uten lastfaktor

	HRV + istrykk		DFV		Ulykkesflom	
	Glidning	Velting	Glidning	Velting	Glidning	Velting
Sikkerhet uten lastfaktor	2,19	1,93	2,14	1,99	1,91	1,84
Sikkerhet med lastfaktor	1,99	1,79	1,92	1,86	1,79	1,77
Differanse	0,20	0,14	0,22	0,13	0,12	0,07

Differanse i sikkerhet gir sammenheng mellom lastfaktor og sikkerhetsfaktor, med gitte lastfaktorer. Ved HRV+is og DFV varierer differansen mellom 0,22 og 0,14. Sikkerhetsfaktoren for disse lasttilfellet vil derfor være mellom 1,14 og 1,22 med nevnte lastfaktorer. Ved ulykkesflom er det kun lagt lastfaktor på 1,05 på egenvekten. Dette medfører en differanse på mellom 0,07 og 0,12, eller en sikkerhetsfaktor på mellom 1,07 og 1,12.

Beregningen viser at lastfaktorer har ulik påvirkning på sikkerheten. Sammenheng mellom lastfaktor og sikkerhetsfaktor er derfor ikke nødvendigvis entydig.

I beregningene er det forutsatt at et linjert avtagende poretrykk i trykksonen gir et riktig bilde av lastsituasjonen for en massiv gravitasjonsdam, og det er derfor ikke benyttet lastfaktor på poretrykket. Usikkerheter til poretrykket bør eventuelt vurderes nærmere.

8.2.2 Lille Jacobsdam

Eier:	Statskog
Beliggenhet:	Kongsberg
Damtype:	Murdam med torvtetning,
Dam:	Klasse 0 Høyde 8.5 m Lengde 110 m Bygget ca. 1692 eller 1840
Stikkord:	Metode for å benytte andre forutsetninger for stabilitetsberegning, enn beskrevet i forskrifter/retningslinje
Beskrivelse:	Dammen gir et meget godt inntrykk og er flere hundre år gammel. Dammen har imidlertid ikke beregningsmessig stabilitet og ved snitt med høyde 8 meter har dammen en laveste sikkerhet mot glidning 0,82 ved lasttilfelle HRV + is mot et krav på 1,4.

I forbindelse med tiltak på Store Jacobsdam er det foreslått å senke vannstanden i magasinet. I denne forbindelse ble det gjennomført nye beregninger for å sikre tilfredsstillende stabilitet også ved Lille Jacobsdam til tross for at den er plassert i klasse 0.

> Tabell 8-4. Stabilitet i revurderingen.

Grensetilstand og lasttilfelle		Velting			Glidning		
		Resultant	Krav	Resultat	Sikkerhet	Krav	Resultat
Bruddgrense:	HRV+istrykk	-0,69	<B/3 = 1,76	Ikke stabil!	0,80	<1,5	Ikke stabil!
Bruddgrense:	DFV - Q500	0,65	<B/3 = 1,76	Ikke stabil!	0,92	<1,5	Ikke stabil!
Ulykkesgrense:	1,5 Qdim	0,56	<B/6 = 0,88	Ikke stabil!	0,90	<1,1	Ikke stabil!

Forutsetninger for stabilitet ved lille Jacobsdam ble deretter kalibrert slik at sikkerheten ved dagens vannstand var lik mer enn 1,0. Endringer i de nye beregningen omfattet:

- Friksjonsvinkel endret fra 36° til 40°
- Jordtrykkskoeffisient endret fra 0,5 til 0,3

Nye beregninger viste da følgende sikkerhet:

> Tabell 8-5. Stabilitet med modifiserte forutsetninger.

Grensetilstand og lasttilfelle		Velting			Glidning		
		Resultant	Krav	Resultat	Sikkerhet	Krav	Resultat
Bruddgrense:	HRV+istrykk	-0,41	<B/3 = 1,76	Ikke stabil!	0,89	<1,5	Ikke stabil!
Bruddgrense:	DFV - Q500	0,93	<B/3 = 1,76	Ikke stabil!	1,05	<1,5	Ikke stabil!
Ulykkesgrense:	1,5 Qdim	0,84	<B/6 = 0,88	Ikke stabil!	1,02	<1,1	Ikke stabil!

Når vannstanden i tillegg ble senket med 1,2 m ga dette følgende sikkerhet:

> Tabell 8-6. Stabilitet med senket vannstand (1,2 m under HR) samt modifiserte forutsetninger.

Grensetilstand og lasttilfelle		Velting			Glidning		
		Resultant	Krav	Resultat	Sikkerhet	Krav	Resultat
Bruddgrense:	HRV+istrykk	0,57	<B/3 = 1,76	Ikke stabil!	1,14	<1,5	Ikke stabil!
Bruddgrense:	DFV - Q500	1,83	>B/3 = 1,76	Stabil!	1,51	>1,5	Stabil!
Ulykkesgrense:	1,5 Qdim	1,76	>B/6 = 0,88	Stabil!	1,47	>1,1	Stabil!

Beregninger med senket vannstand og modifiserte forutsetninger viser tilstrekkelig sikkerhet i lasttilfellene DFV og ulykkesflom.

For istrykk er det gjort en selvstendig vurdering basert på erfaring med alle mange ti-tals tilsvarende dammer i område. Basert på denne erfaringen er det derfor valgt å vurdere istrykk som en bruksgrensebetraktning, med følgende kriterier:

- Sikkerhet mot glidning skal være > 1,0
- Sikkerhet mot velting: $R > 0$ (dvs. innenfor damtverrsnittet)



> Figur 8-12. Lille Jacobsdam.

8.2.3 Dam Løkjelsvatn

Eier:	Sunnhordaland kraftlag
Beliggenhet:	Etne
Damtype:	Murdam med oppstrøms tetning
Dam:	Klasse 3/4 Høyde 14 m Lengde 25 m Bygget ca. 1920
Stikkord:	Revurdering godkjent med avvik fra krav til sikkerhet.
Beskrivelse:	<p>Dette er en meget solid murdam bygget med skrå oppstrøms og nedstrøms side. Dammen tilfredsstillende stabilitet med unntak i lasttilfelle «Jordskjelv» der dammen marginalt ikke var stabil. Etter søknad om dispensasjon, valgte NVE å godkjenne dammens sikkerhet fram til neste revurdering.</p> <p>Nye kriterier for jordskjelvberegning som ikke omfatter stabilitet i bruddgrense og 10 000 års skjelvet innebærer antagelig at dammen vil være beregningsmessig stabil ved neste revurdering, uten at det gjennomføres tiltak.</p>



> Figur 8-13. Dam Løkjelsvatn.

8.2.4 Grinidammen

Eier:	Bærum kommune
Beliggenhet:	Lysaker elva
Damtype:	Tørrmurt dam med oppstrøms betongtetning,
Dam:	Klasse 1 Høyde ca. 9 m Lengde ca. 65 m Bygget ca. 1915
Stikkord:	Tiltak godkjent med avvik fra krav til sikkerhet.
Beskrivelse:	<p>Revurdering avdekket at dammen ikke var stabil ved flomsituasjoner. Dammen hadde flomløp i 2 nivåer - Flomløp 1; 7 m langt ved HRV samt Flomløp 2; 31 m langt og 2 m over HRV.</p> <p>Tiltak for beder stabiliteten omfattet følgende:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Senke flomvannstanden ved å senke flomløp 2 • Forankring med skrå fjellbolter med nedstrøms tåstøp <p>NVE godkjente ikke bidrag fra fjellboltene. Uten hadde dammen ikke tilfredsstillende stabilitet ved dimensjonerende flom (sikkerhet mot glidning = 1,48 (krav 1,5) og resultatene plasser 1,87 m oppstrøms nedstrøms tå (krav 2,14 m fra nedstrøms tå)).</p> <p>Ut fra en totalvurderingen ble likevel løsningen godkjent av NVE selv om sikkerheten ikke var fullt ut tilfredsstillt.</p>

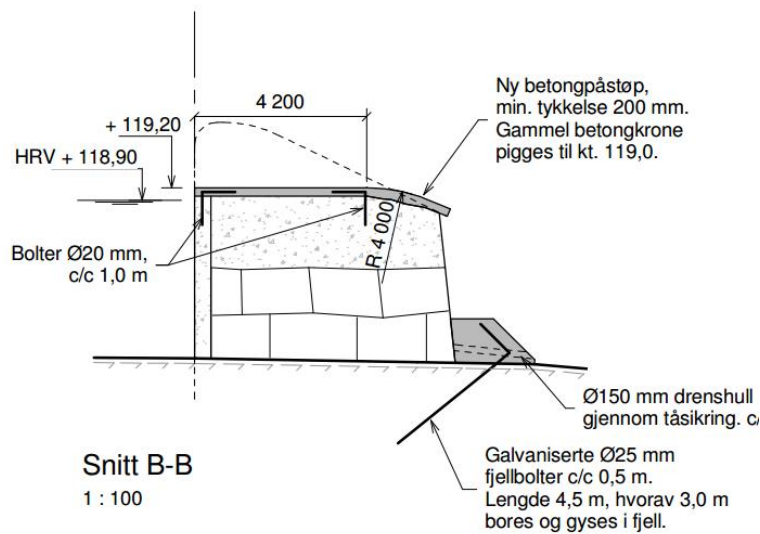


> Figur 8-14. Luftside av Grinidammen

8.3 Bergbolter

8.3.1 Grinidammen – skrå bolter

Eier:	Bærum kommune
Beliggenhet:	Lysaker elva
Damtype:	Tørrmurt dam med oppstrøms betongtetning
Dam:	Klasse 1 Høyde ca. m Lengde ca. 65 m Bygget ca. 1915
Stikkord:	Bruk av skrå fjellbolter
Beskrivelse:	<p>Revurdering avdekket at dammen ikke var stabil ved flomsituasjoner. Dammen hadde flomløp i 2 nivåer - Flomløp 1; 7 m langt ved HRV samt Flomløp 2; 31 m langt og 2 m over HRV.</p> <p>Tiltak for bedre stabiliteten omfattet følgende:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Senke flomvannstanden ved å senke flomløp 2 • Forankring med skrå fjellbolter med nedstrøms tåstøp <p>NVE godkjente ikke bidrag fra fjellboltene. Uten hadde dammen ikke tilfredsstillende stabilitet ved dimensjonerende flom (sikkerhet mot glidning = 1,48 (krav 1,5) og resultatene plasser 1,87 m oppstrøms nedstrøms tå (krav 2,14 m fra nedstrøms tå)).</p> <p>Ut fra en totalvurderingen ble likevel løsningen godkjent av NVE selv om sikkerheten ikke var fullt ut tilfredsstillende. Dammen utbedres i 2016.</p>
Kommentar:	Tåstøp forankret med fjellbolter under et flomløp er en sikkerhetsmessig meget god løsning. Skrå fjellbolter vil bidra til å sikre dammen mot glidning (men ikke velting). Aksept for å benytte medregne kapasitet fra skrå fjellbolter vil bidra til at denne løsningen blir mer aktuell og vil bidra til en bedre sikkerhet.



- > *Figur 8-15. Snitt av nytt flomløp. Stiplet linje viser gammelt flomløp. (Referanse: Anbudsdokumenter fra Bærum kommune).*



- > *Figur 8-16. Grinidammen: nytt flomløp i flere nivå ved nedtappet magasin.*

8.3.2 Eksempel på dimensjonering av fjellbolter

Stikkord:	Regneeksempel for å illustrere sikkerhet ved innfesting av fjellbolter.
Beskrivelse:	I det etterfølgende er det gjennomført beregninger etter vedlegg til retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005) for å illustrere sikkerhetsfaktorer ved inngysningslengde når kvaliteten på fjellet medfører at vekt av fjellprisme ikke er et aktuelt dimensjoneringskriterium.

I følge vedlegg til retningslinjen, er forankringslengde en funksjon av inngysningslengde, L , og forankringsdybde, D (vekt av fjellprisme), der forankringslengden er lik: $D + L/2$.

I etterfølgende beregninger er det følgende forutsetninger antatt:

> Tabell 8-7. Forutsetninger for beregningene

Forutsetninger:		Kommentar
Egenvekt av fjell:	25 kN/m ³	Kvartsitt
Boltediameter:	25 mm	
Borhulldiameter:	35 mm	= Boltediameter + 10mm
Kapasitet, fjellbolt	500 N/mm ²	
Maks spenning, fjellbolt	180 N/mm ²	
Hefstyrke, mørtel/bolt	3,0 N/mm ²	jf. vedlegg til retningslinje for betondammer
Hefstyrke, mørtel/fjell	2,5 N/mm ²	jf. vedlegg til retningslinje for betondammer
Materialfaktor, heft	2,0	jf. vedlegg til retningslinje for betondammer

> Tabell 8-8. Resultater fra beregningene.

Bolte-avstand (m)	L (m)	D (m)	D + L/2 (m)	Sikkerhetsfaktor for Inngysningslengde (L)					Inngysningslengde (L) uten sikkerhet (m)
				Stål ^I	Mørtel og fjell ^{II}	Inaktive bolter (10%) ^{III}	D/L ^{IV}	Sum	
0,5	1,7	2,7	3,5	2,8	2,0	1,1	2,1	10,2	0,34
0,75	1,7	2,2	3,0	2,8	2,0	1,1	1,8	8,8	0,34
1	1,7	1,9	2,7	2,8	2,0	1,1	1,7	8,0	0,34
1,5	1,7	1,5	2,4	2,8	2,0	1,1	1,4	6,9	0,34
Kommentarer:			^I Sikkerhetsfaktor = kapasitet/faktisk utnyttelse (= 500/180) ^{II} Sikkerhetsfaktor = materialfaktor heft ^{III} 1 bolt pr. seksjon skal forutsettes å være inaktive, - antatt 1 av 10 bolter (10%). ^{IV} Sikkerhet i forhold til total forankringslengde = Inngysningslengde (L) / Forankringsdybde (D)						

Som vist i tabellen over, når sikkerhetsfaktoren settes lik 1,0, er nødvendig inngysningslengde (L) = 0,34 m. Bergene tinningslengde har en sikkerhet på mellom 10,2 og 6,9, avhengig av senteravstanden på fjellboltene.

8.3.3 Flere eksempler

HER ER DET Plass TIL FLERE UTFYLLENDE EKSEMPLER.

8.4 Flomavledning

8.4.1 Glitteruddammen – Nytt flomløp

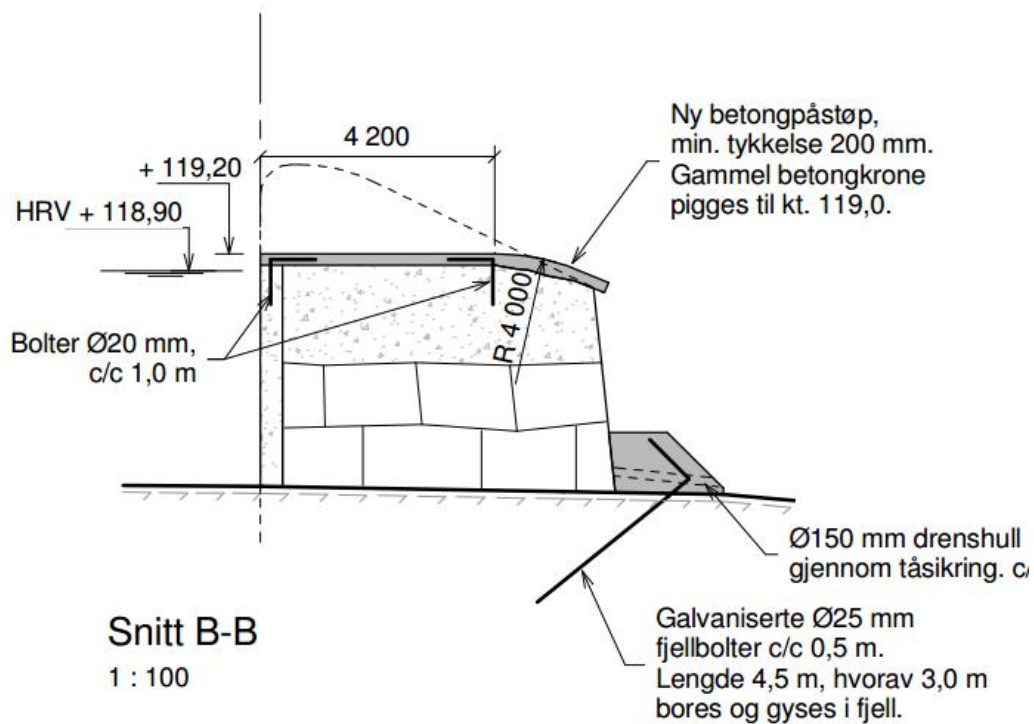
Eier:	Bærum kommune
Beliggenhet:	Lommedalen
Damtype:	Gravitasjonsdam i betong.
Dam:	Klasse 2 Høyde ca. 9 m Lengde ca. 40 m (hoveddam) + 36 m langt flomløp Bygget ca. 1914
Stikkord:	Nytt flomløp over damkrona
Beskrivelse:	<p>Revurdering påpekte at flomløpet ikke hadde kapasitet til å avlede dimensjonerende flom slik at hoveddammen ble overtoppet med 0,7 m. dammen var for øvrig stabil i alle lastilfeller.</p> <p>Løsning for å utbedre dammen omfattet å legge til rette for at deler av dammen kunne overtoppes ved flom og dermed defineres som et flomløp. Mot dammens venstre vederlag og ca. 17 m ut på damkrona bygges en 1,1 m høy brystning mot vannsiden for å sikre en god adkomst til lukearrangement for inntak til kraftstasjonen, samt hindre overtopping og eventuell erosjon av terreng på nedstrøms side av denne delen av dammen.</p> <p>Løsning for utbedring av dammen omfattet følgende:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 17 m lang brystning på damkrona for å hindre overtopping - Resterende 23 m av damkrona defineres som flomløp (flomløp 2) ved at nedstrøms damtå sikres med en tåstøp. Ved DFV overtoppes dammen med 0,8 m. <p>Løsningen er godkjent av NVE, men tiltak er ikke gjennomført.</p>



> Figur 8-17. Glitteruddammen, luftside med angivelse av tiltak.

8.4.2 Grinidammen

Eier:	Bærum kommune
Beliggenhet:	Lysaker elva
Damtype:	Tørrmurt dam med oppstrøms betongtetning,
Dam:	Klasse 1 Høyde ca. 7 m Lengde ca. 65 m Bygget ca. 1915
Stikkord:	Flomløp over murdam
Beskrivelse:	Nytt flomløp over hele dammen, slik at dammen på det høyeste nivået overtoppes med 1,8 m ved DF og 2,5 m ved ulykkesflom. For sikre dammen mot skader i nedstrøms damtå, støpes en sikringsstøp mot fundament på dammens luftside, som vist i figuren nedenfor.



- > *Figur 8-18. Snitt av nytt flomløp. Stiplet linje viser gammelt flomløp. (Referanse: Anbudsdokumenter fra Bærum kommune).*

8.4.3 Kongens dam

Eier:	Bamble bruk
Beliggenhet:	Herrevassdraget
Damtype:	Tørrmurt dam med mørtel i fuger som oppstrøms tetting
Dam:	Klasse 2 Høyde ca. 11 m Lengde ca. 110 m Bygget ca. 1903
Stikkord:	Flomløp over murdam
Beskrivelse:	Nytt flomløp ble etablert i 1996, for å sikre at dimensjonerende flom avledes i flomløpet. Flomløp 1 med lavest terskel er plassert på det høyeste nivået ved dammen. Det er ikke kjent at det har forekommet skader i nedstrøms damtå fra flomavledningen. Ettersom flomløpet har vært i drift i 20 år kan det være interessant å undersøke dette nærmere.



- > *Figur 8-19. Kongens dam før utbedring i 1996. Ved flom var det ikke ub\vanlig at hele dammen ble overtoppet.*



- > *Figur 8-20. Dammen etter ombygging.*



> *Figur 8-21. Dammen etter ombygging.*

8.4.4 Flomavledning til sjakt

Mangler eksempler.....

8.5 Poretykk

8.5.1 Dam Vrangfoss

Eier:	Telemarkskanalen (Telemarks fylkeskommune)
Beliggenhet:	Ulefoss
Damtype:	Tørrmurt dam med oppstrøms tetning
Dam:	Klasse 2 Høyde 35 m Lengde ca. 50 m Første dam bygget 1890
Stikkord:	Etablering av drenasje ved dam
Beskrivelse:	I forbindelse med revurdering av dammen var der usikkerhet om dammen var drenert mot fundament eller om det var lagt en såle av betong mot fundament. I ettertid ble det derfor boret drenhull ned i fundamentet ved dammen. Vannstand i drenhullene overvåkes i forbindelse med tilsyn. Dammen er for øvrig Norges høyeste murdam.



> *Figur 8-22. Vrangfoss under flom.*

8.5.2 Dam Krokan (Rjukanfossen) – Terskel/poretrykk

Informasjon etterspurt fra Hydro Energi (Rjukan)

8.5.3 Rosten inntaksdam – Stabilitet med tett drenasje

Informasjon etterspurt fra Eidsiva Energi.

8.6 Alternative løsninger ved utbedring

8.6.1 Sognsvann – alternativ løsning til en gravitasjonsdam.

Eier:	Oslo kommune
Beliggenhet:	Oslo
Damtype:	Fyllingsdam
Dam:	Klasse 3/4 Høyde ca. 3 m Lengde ca. 100 m Første dam bygget 1890 Ny dam 2012
Stikkord:	Flomløp på løsmasser, alternativ til gravitasjonsdam
Beskrivelse:	Den gamle dammen ved Sognsvann var en fyllingsdam bygget rundt en gammel murdam. Manglende sikkerhet ved dammen medførte at det i prinsippet ble bygget ny dam med flomløp i 2 nivå

Oslo kommune ved Bymiljøetaten definerte følgende mål ved rehabiliteringen av dam Sognsvann:

1. Et damanlegg med høy sikkerhet, Oslo befolkning skal kunne være sikre på at det ikke vil skje et dambrudd.
2. Nytt flomløp må sikre at flommene i vassdraget ikke endres nevneverdig.
3. Et anlegg som ved sin utforming og valg av materialer kan være med å løfte kvalitetene området har som rekreasjonsområde.
4. Anlegget skal sikre en tilfredsstillende miljøkvalitet i vassdraget i samsvar med EUs vanddirektiv.
5. Anlegget skal være kostnadseffektivt å vedlikeholde og drifte.

Byggearbeidene ble startet opp i september 2011 og anlegget ble ferdigstilt i juli 2012.

Tekniske løsninger

Damanlegget er bygget på gammel endemorene der dybden til fjell var fra 4 til 18 meter. Det ble derfor valg å videreføre opprinnelig løsning med en kombinasjon av betongkonstruksjon og fylling.

Av hensyn til bebyggelse som ligger svært nær bekken nedstrøms var det ikke ønskelig å endre overløpskapasiteten ved normalvannstand og ved mindre flomsituasjoner. Løsningen ble å etablere et flomløp i 2 nivåer.

Flomløp 1 (nivå 1) er plassert i der tidligere flomløp lå og er fundamentert på fjell. Overløpskonstruksjonen kan karakteriseres som en «steinkiste»-dam, som er består av vertikale kamre med betongvegger som er fylt med stein. Flomløpet er 3 meter bredt og har begrenset flomkapasitet på grunn av turveien som går i bro over.

Flomløp 2 er utformet som en 70 meter lang løsmasseterskel med sentral tetning av stålpunt og erosjonssikring på luft- og vannsiden. Flomløp 2 vil fungere som et «reserveoverløp» og vil kun overtoppes ved større flommer.

På oppstrøms side av fyllingsdammen er det lagt granittblokker i trappetrinn. Blokkene fungerer som erosjonssikring av fyllingen, men er også viktig for å åpne adkomsten til vannet og fungerer som badetrapp, hvilested, tribune og treningsanlegg.

Luftsiden av flomløp 2, fikk en slak helning på 1:6 og ble plastret med stor stein som erosjonssikring. Av hensyn til friluftslivet og vedlikehold ble steinene dekket med en duk, som ble dekket med et jordlag og tilsådd med gress. Området har blitt et populært oppholds og lekeområde.

Det nye flomløpet er utformet som et bekkeløp uten store vannsprang og har åpnet opp vassdraget for blant annet fiskevandring. Bekkeløpet er sikret med betongterskler og rullestein langs kanten. I tillegg til å bedre miljøkvaliteten i vassdraget, er bekkeløpet blitt en populær badeplass, lekeområde og barkbåtbane.



> *Figur 8-23. Ny dam Sognsvann. Flomløp 1 nærmest i bildet, mens flomløp 2 over fyllingsdammen er lagt mot venstre vederlag.*



> *Figur 8-24. Flomløp 2 med vandringsvei for fisk.*

8.6.2 Strømsdammen – ombygging av murdam til fyllingsdam

Eier:	Oslo kommune
Beliggenhet:	Sørkedalen
Damtype:	Murdam med oppstrøms betongtetning.
Dimensjoner:	Klasse 2 Høyde ca. 5 m Lengde ca. 100 m Ukjent byggeår
Stikkord:	Ombygging med nytt flomløp
Beskrivelse:	<p>Tørmurt dam bygget opp med stedlig naturstein av varierende størrelse. Dammen hadde store skader som omfattet deformasjoner av nedstrøms mur deformasjoner, utrasning av flere stein i nedstrøms damtå samt store skader på oppstrøms tetning.</p> <p>For å utbedre dammen ble det valgt å støpe en betongplate mot oppstrøms mur, samt å legge en fylling med stor stein mot nedstrøms side. Dammen fremstår dermed som en hybrid mellom en fyllingsdam og en murdam. Det vil imidlertid være nærliggende å vurdere dammen som en murdam. Dagens regelverk gir ingen føring for hvordan denne typen skal vurderes i forhold til stabilitet. Dammen ble rehabilitert 1996</p>



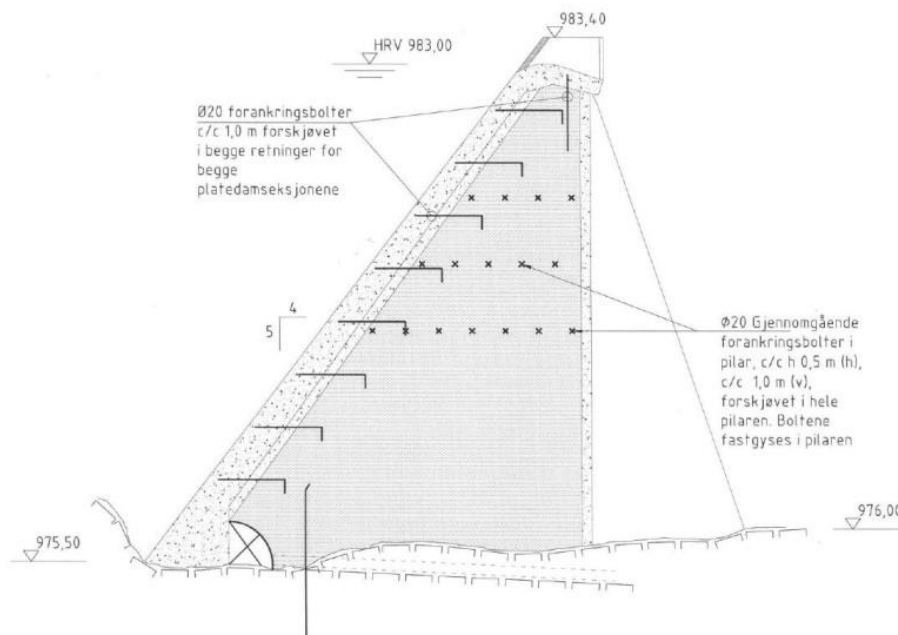
> *Figur 8-25. Strømsdammen etter ombygging.*

8.7 Løsninger for forsterking av platedammer

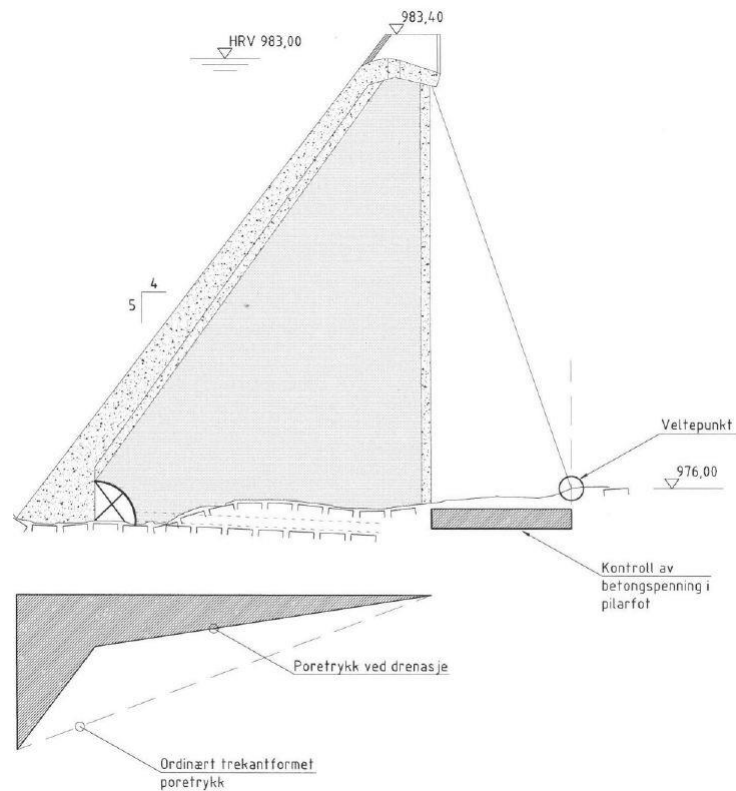
Etterfølgende eksempler er hentet fra rapport «Forsterking av platedammer, Utfordringer og løsninger» (EnergiNorge, 2014).

8.7.1 Dam Greinefoss (Klasse 1)

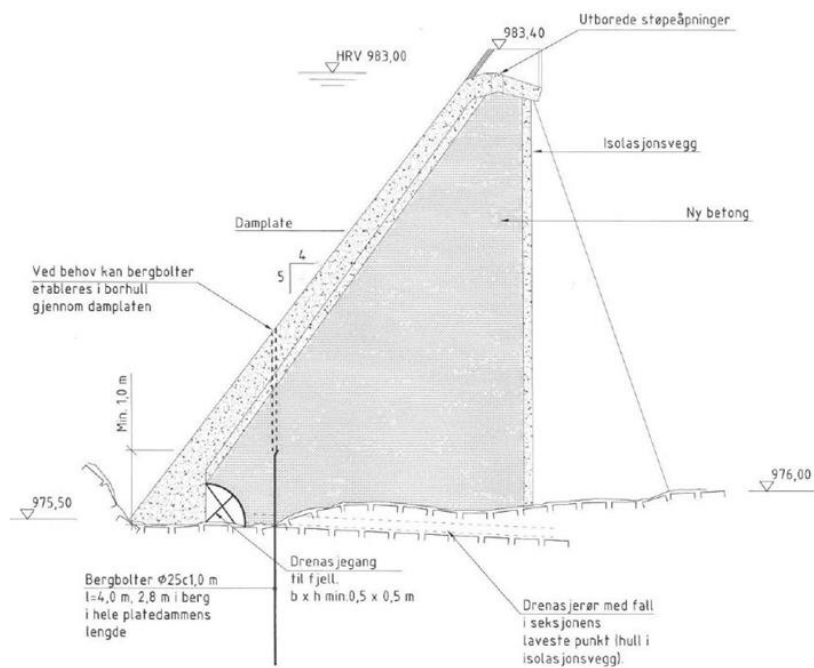
Eier:	E-CO Energi
Beliggenhet:	Hallingdalen
Damtype:	Ombygget platedam
Dimensjoner:	Klasse 1 Høyde ca. 6 m Lengde ca. 100 m Forsterket 2012
Stikkord:	Platedam ombygget til gravitasjonsdam ved innstøping av platefelt
Beskrivelse:	<p>Dam Greinefoss er en opptil 6 m høy platedam som ble forsterket i 2012 ved at galleriet innenfor isolasjonsveggen ble fylt med betong.</p> <p>Løsningen er bare aktuell for dammer lavere enn 7 m, ettersom fjellbolter bare kan benyttes under denne damhøyden, jf. NVEs retningslinje for betongdammer 2.6.1. Uten fjellbolter er dammen antagelig ikke beregningsmessig stabil.</p> <p>Som vist på figuren nedenfor ble det etablert drenasjeåpning mot oppstrøms plate, slik at det kunne regnes med redusert poretrykk under dammen. I tillegg ble det satt fjellbolter for å oppnå beregningsmessig stabilitet. Velting ble regnet om nedstrøms side av pilar.</p>



> Figur 8-26. Bolteplan – Ø 20 mm forankringsbolter.



> *Figur 8-27. Poretrykk og veltepunkt ved stabilitetskontroll av dammen.*



> *Figur 8-28. Utstøpt tverrsnitt med drenasje og fjellbolter.*

8.7.2 Dammer Målsetvatn (Klasse 2)

Eier:	Statkraft Energi
Beliggenhet:	Vik i Sogn
Damtype:	Ombygget platedam
Dimensjoner:	Klasse 2 Høyde, Hoveddam: ca. 20 m Høyde, Sperredam: ca. 10 m Forsterket 2013
Stikkord:	Platedam forsterket med sokkelstøp mot nedstrøms side av pilar
Beskrivelse:	Dammene ved Målsetvatn består av 2 platedammer, hvorav hoveddammen har en største høyde på ca. 20 m, mens overløpsdammen har en største høyde på ca. 10 m. Dammene eies av Statkraft, og planer for forsterking er utarbeidet av Norconsult. Dammene er plassert i klasse 2 og løsningen er godkjent av NVE. Tiltakene er gjennomført i løpet av 2013.

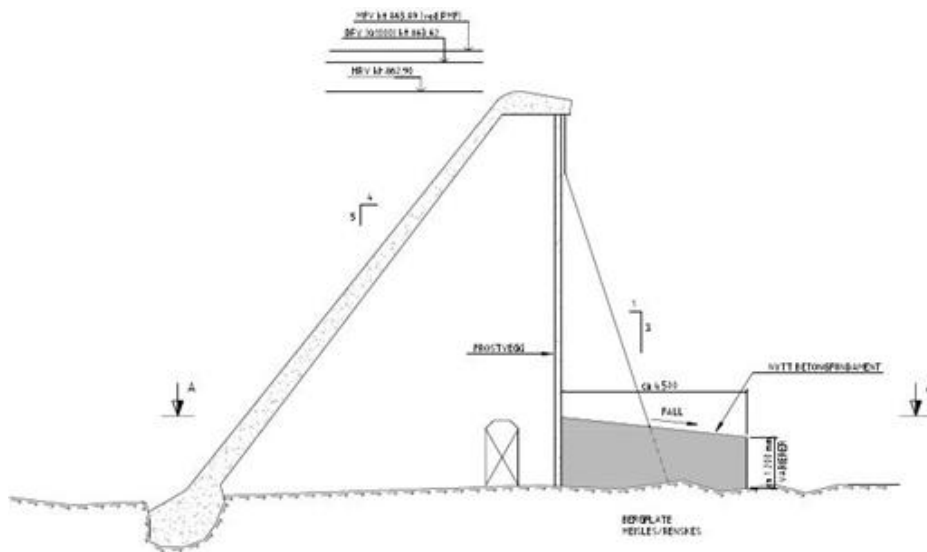
Stabilitetskontroll ved dammene viste manglende beregningsmessig stabilitet mot glidning. Ved overløpsdammen ble det etablert en sokkelstøp forankret med slakke fjellbolter på nedstrøms side av pilarene for å oppnå tilstrekkelig beregningsmessig stabilitet. Ved hoveddammen ble det for hver pilar etablert enkeltstående fundament som ble forankret med forspente stag. Forsterking av dammene er vist på figurene nedenfor.

Ved hoveddammen er stagene i nedstrøms sokkelstøp satt på skrå for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot glidning. Horisontalkomponenten fra den skrå stagspenningen er medregnet i stabilitetskontrollen, og dette er godkjent av NVE.

Det er antatt at denne løsningen ikke gir tilfredsstillende sikkerhet mot eksplosjonslast, og vil dermed ikke kunne godkjennes av NVE for platedammer i klasse 3 og 4.



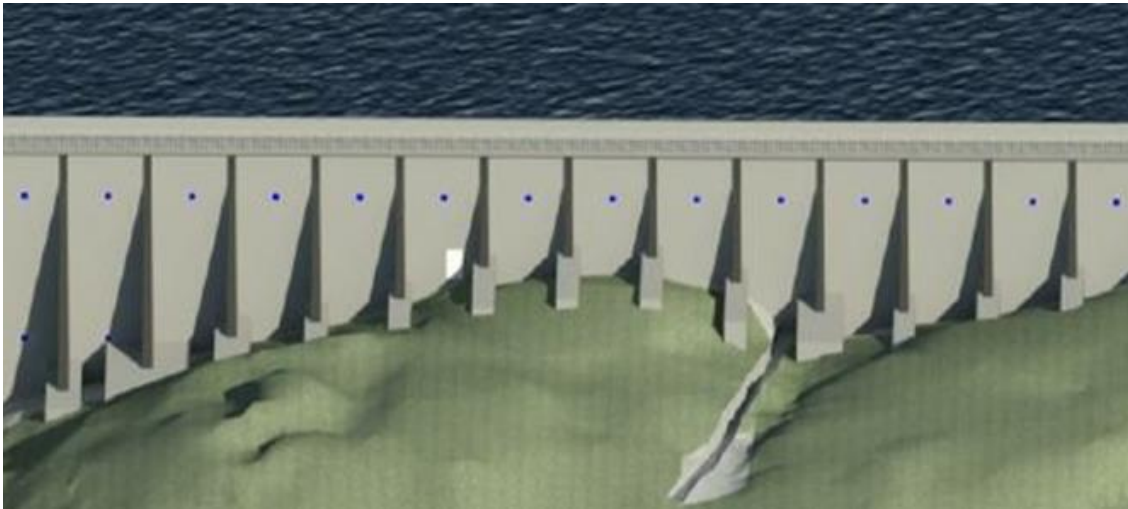
> *Figur 8-29. Overløpsdammen med sokkelstøp.*



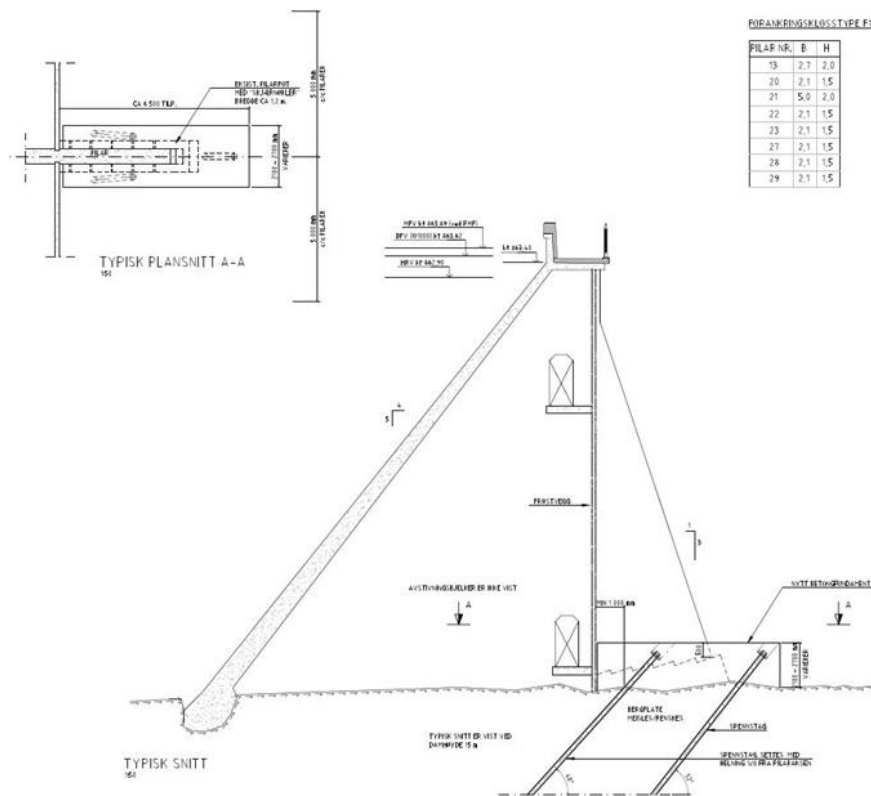
TYPISK SNITT, ALT. 1

150
TYPISK SNITT ER VIST VED
DAMHØI 14.662.90

> Figur 8-30. Snitt overløpsdam.



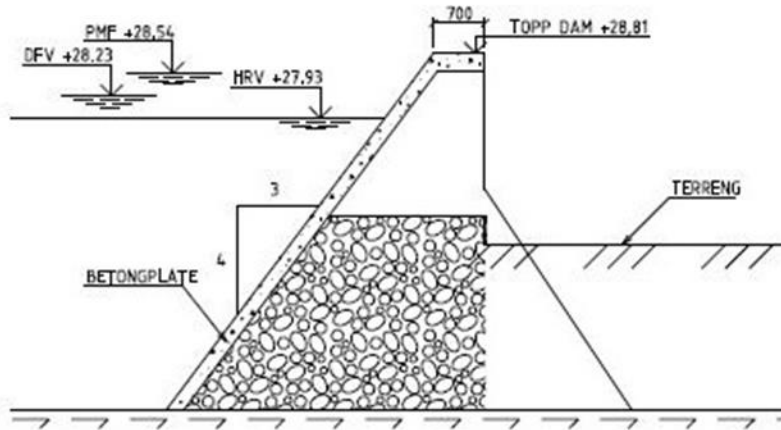
> Figur 8-31. Forsterket hoveddam.



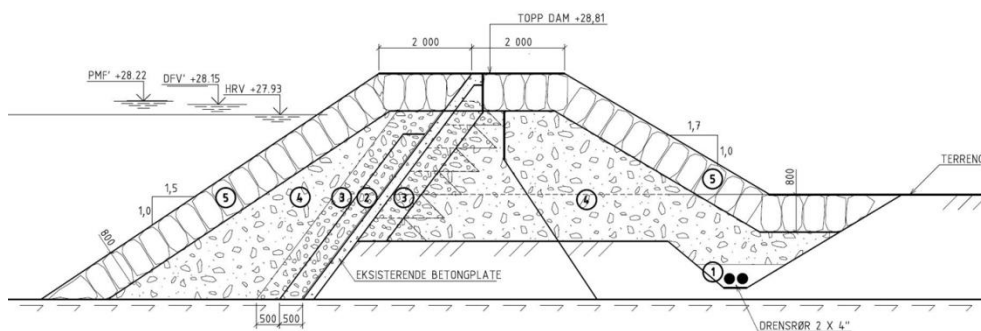
> Figur 8-32. Snitt hoveddam. Forsterket pilar med stag.

8.7.3 Smertudammen (Klasse 3)

Eier:	Fredrikstad kommune
Beliggenhet:	Fredrikstad
Damtype:	Ombygget platedam
Dimensjoner:	Klasse 3 (Vurdert som klasse 2 ved forsterking) Høyde: 5 m Magasinvolum: < 0,1 millioner m ³ Forsterket 2013
Stikkord:	Platedam forsterket med sokkelstøp mot nedstrøms side av pilar
Beskrivelse:	<p>Som vist på figurene nedenfor er dammen bygget om til en fyllingsdam med en sentral tetning av betong. Eksisterende betongplate beskyttes med en oppstrøms geomembran som er omfylt med grus på vannsiden og luftsiden og med en utenforliggende støttefylling av sprengstein. Mot overflatene er det beskrevet en erosjonshud av stor stein. Geomembranen vil fungere som det nye treningselementet mot vannsiden, hvis det skulle oppstå skader på plata.</p> <p>Løsningen er utformet etter krav for klasse 2 dammer. Ut fra dammens små dimensjoner samt lite magasinvolm, har NVE godkjent løsningen med dispensasjon fra krav til klasse 3 dammer. Dammen er foreløpig ikke ombygd.</p> <p>Planer for forsterking er utarbeidet av Norconsult og tiltakene ble gjennomført i løpet av 2014.</p>



> Figur 8-33. Snitt eksisterende dam.



> Figur 8-34. Snitt ombygd dam.

8.7.4 Dam Votna II (klasse 3)

Eier:	Norsk Hydro
Beliggenhet:	Røldal
Damtype:	Ombygget platedam
Dimensjoner:	Klasse 3 (Vurdert som klasse 2 ved forsterking) Høyde: 24 m Lengde: 245 m Forsterket 2005-2006
Stikkord:	Platedam med forsterket plate på vannsiden
Beskrivelse:	Dammen ble utbedret på grunn av skader som følge av alkalireaksjoner og tiltak på dammen omfattet etablering av ny betongplate på vannsiden av eksisterende plate. Platen ble støpt med plateskjøtene over hver andre piler.

Selve løsningen ble vurdert og godkjent av Forsvarsbygg i forhold til eksplosjonslast og NVE har uttalt at denne løsningen gir en tilfredsstillende sikring av dammer i klasse 3 men ikke i klasse 4.

For mer detaljert beskrivelse av løsningen, henvises til rapport «Forsterking av platedammer, Utfordringer og løsninger» (EnergiNorge, 2014). Planer for forsterking av dammen ble utarbeidet av SWECO.



> *Figur 8-35. Dam Votna II.*



> *Figur 8-36. Utbedring av dam Votna II.*

8.7.5 Dam Krokavatn (Klasse 4)

Eier:	Sunnhordaland Kraftlag (SKL)
Beliggenhet:	Etne
Damtype:	Ombygget platedam
Dimensjoner:	Klasse 4 Høyde: 19 m Lengde: 100 m Forsterket 2014-2015
Stikkord:	Platedam ombygd til tung lamelldam
Beskrivelse:	<p>Planer for forsterking av dammen ble godkjent av NVE i 2013 og utbedring av dammen er planlagt gjennomført i løpet av 2014-2015.</p> <p>Skader som følge av alkaliereaksjoner var utløsende for å gjennomføre tiltak på anlegget. Planer for ombygging omfatter en innstøping av nye piler i hvert andre platefelt, samt etablering av ny betongplate på vannsiden av eksisterende plate. Plateskjøtene i platen legges over hver andre pilar og har en avstand på 10 m. Løsningen har mange likheter med en lamelldam, men er av NVE definert som en forsterket platedam.</p> <p>Selve løsningen er vurdert og godkjent av Forsvarsbygg i forhold til eksplosjonslast og NVE har uttalt at denne løsningen gir en tilfredsstillende sikring av dammer i klasse 4.</p> <p>For mer detaljert beskrivelse av løsningen, henvises til rapport «Forsterking av platedammer, Utfordringer og løsninger» (EnergiNorge, 2014). Planer for forsterking er utarbeidet av Norcosult.</p>



Figur 8-37. Dam Krokavatn før forsterking.

9 FORSLAG TIL VIDERE ARBEIDE OG FOU PROSJEKTER

9.1 Oversikt over kjente dambrudd i Norge

Statistikk over dambrudd kan bidra til å forstå de underliggende årsakene for dambrudd og dermed redusere faren for slike hendelser i fremtiden. Det er gjort flere forsøk på å opprette en database for dambrudd og unormale hendelser, men informasjon om historiske dambrudd og unormale hendelser er ofte inhomogene, ufullstendige eller mangler, - og noen ganger kan informasjonen også være misvisende eller feil.

Dambrudd i Norge forekommer sjelden, men skjer likevel med jevne mellomrom. Det er imidlertid ingen tilgjengelig oversikt over dambrudd i Norge.

Det er totalt registrert dambrudd på 93 dammer i Norge i perioden 1700-2010, hvorav 7 av bruddene er registrert før 1900. Det har ikke vært registrert dambrudd på noen dammer høyere enn 15 m. I bok fra NVE med tittelen «Norsk vassdragstilsyn 1909-2009», er det på side 49 en oversikt over 61 dambrudd i perioden 1907 til 1935. Anslagsvis har det dermed vært ca. 25 kjente dambrudd i perioden 1935 til 2010, eller omtrent ett dambrudd hvert 3. år.

Det ville være nyttig å undersøke om det var mulig å fremskaffe mer informasjon om noen av dambruddene, og eventuelt om unormale hendelse ved dammer i Norge. Dette vil kunne være et viktig bidrag for damsikkerhetsarbeidet i Norge.

9.2 Jordskjelv på dammer

Metodikk for beregning av jordskjelv er i liten grad omtalt i damsikkerhetsforskriften (OED, 2010) eller retningslinje for laster og dimensjonering (NVE, 2003).

Fremgangsmåte for beregning av sikkerhet mot jordskjelv for eksisterende betong og murdammer, er derfor beskrevet i dette dokumentet. Det anbefales imidlertid at det utarbeides en generell anbefaling for beregning av seismiske laster og for stabilitetskontroll mot jordskjelv på både fyllings- og betongdammer.

9.3 Vurdering av fortanning, skjærkapasitet og kohesjon mot fundament

Generelt kan bidrag fra både kohesjon og fortanning betydelig øke sikkerheten mot glidning for et damtverrsnittet. Ved å dokumentere effekt fra kohesjon og fortanning kan dette gi et betydelig bidrag til stabilitet mot glidning.

Glidestabiliteten til en betongdam er imidlertid komplekst og påvirkes av mange faktorer som kan være vanskelig å dokumentere. Det finnes heller ingen god beskrivelse av metodikk for å dokumentere hverken kohesjon eller fortanning. Enkle metoder for å påvise kohesjon og fortanning vil derfor kunne være avgjørende for å kunne beregne sikkerhet mot glidning med større sikkerhet, og det anbefales at dette er et tema som det arbeides videre med.

Det henviser for øvrig til rapport «Glidestabilitet betongdammer» (EnergiNorge, 2012), der det er gitt følgende forslag til videre forskning og utredning:

- Litteraturstudie
- Skjærbruddmekanismer
- Faktorer som påvirker skjærkapasiteten
- Skjærbidrag fra bolter, armering og dybler
- Kohesjon mellom betong og fundament ved eksisterende dammer
- Metoder for å bestemme skjærparametere basert på forsøk og observasjoner

9.4 Evaluering av fjellfundament

Vurderer å utarbeide en egen rapport med anbefalinger for klassifisering av berggrunn som kan benyttes for å vurdere fundamentet for dammen og i forbindelse med bolting.

Et godt utgangspunkt for en slik veileder kan være Statnett sine tekniske standarder for:

- Spesifikasjon for fundamntering av mastastabber på berg – Klassifisering av berggrunn, datert 8. januar 2016
- Spesifikasjon for forankring av mastefundamnet i berg – dimensjoneringsregeler, datert 16. mars 2016.

9.5 Murdammer – oppførsel og sikkerhet

Tørrmurte dammer vurderes etter samme kriterier som gravitasjonsdammer i betong, til tross for at utformingen og oppførsel er forskjellig, der en betongdam er monolittisk og udrenert, mens en murdam er sammensatt av løse enkeltstein og damkroppen er normalt fullt drenert.

Det er ikke kjent at det foreligger noen selvstendig vurdering av om kriteriene for massive betongdammer er representative for murdammer. Murdammer utgjør 23 % av alle registrert dammer i Norge. En selvstendig vurdering bruddmekanismer og kriterier for evaluering av sikkerhet kan være nyttig.

9.6 Gjennomføring av revurdering

EnFo eller EBL (tidligere EnergiNorge) utarbeidet i sin tid en rapport med anbefalinger for gjennomføring av revurderinger. Rapporten inneholdt også en standard innholdsfortegnelse og en detaljert beskrivelse av innhold i revurdering.

EnFo's Håndbok «Tilstandsbeskrivelse for betong- og fyllingsdammer», datert Mai 2000 er også en viktig referanse i forbindelse med tilsyn og revurderinger.

Begge dokumentene kan med fordel gjennomgås og oppdateres i samsvar med dagens praksis og siste 10-års erfaringer med revurderinger. Et standardisert oppsett for tilstandsvurderinger og revurderinger vil kunne bidra til å forenkle og effektivisere prosessen med tilsyn og revurderinger både for dameiere, konsulenter og myndigheter.

9.7 Poretrykk på lette terskler

Definisjon av lette terskler er gitt i Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005) under kapittel 2.6.1, siste avsnitt:

- **«Dette vil først og fremst være luketerskler hvor vekten av terskelen er liten i forhold til poretrykket som gir oppdriften. Disse tersklene er så lave i forhold til bredden at velting ikke er et aktuelt kriterium for stabilitet.»**

Definisjonen viser til at dette omfatter terskler der egenvekten er liten i forhold til poretrykket. Med andre ord blir oppdriften så stor at hele terskelen står i fare for å flyte opp vil den være å oppfatte som en «lett terskel».

Definisjon av hva som kan omfattes av begrepet «lette terskler» er imidlertid ikke entydig. Det anbefales derfor å utrede hvordan poretrykk påvirker lette terskler, der det blant annet kan utarbeides en sammenheng mellom høyde av terskel og vannstand over terskel som medfører et poretrykk som gir usikkerhet om stabiliteten ved terskelen, og som kan benyttes som grunnlag for definisjon av lette terskler.

9.8 Levetidsvurdering av fjellbolter

Hvor lenge kan en fjellbolt stå, uten at det stilles spørsmål ved om den er virksom.

Tema kan omfatte en vurdering av levetid for fjellbolter i forskjellig miljø og hvordan ulik utførelse kan påvirke boltene. Videre kan det også utarbeides anbefalinger for hvordan man kan påvise tilstanden på boltene og når dette er anbefalt i forhold til alder av boltene samt utførelse, herunder blant annet innfesting og overdekning.

9.9 Utforming av flomløp på eksisterende dammer

Normalt har betong og murdammer god evne til å tåle overtopping så lenge fundamentet er av godt fjell og dammen har god utførelse uten skader eller tegn til forvitring.

Ved mange anlegg kan det være vanskelig å etablere et separat flomløp med tilstrekkelig kapasitet for å avlede dimensjonerende flom, slik at flomavledningen må skje over selve dammen.

I denne forbindelse ville det være nyttig med en beskrivelse av løsninger for utforming av flomløp og hvilke faktorer som er vesentlig for utforming av flomløp og energidreping, samt begrensninger for eksempel i forhold til grad av overtopping og damhøyde.

9.10 Tilstopping av flomløp

Tilstopping av flomløpet kan ha stor betydning for vurdering av stabilitet av dammen og sikker avledning av flommer ved anlegget. Grad av tilstopping vurderes imidlertid på et skjønnsmessig grunnlag, og det finnes ingen standardiserte vurderingskriterier.

I forbindelse med Prosjekt damsikkerhet, utarbeidet Sintef NHL en rapport med tittelen «tilstopping av flomløp» i 1992 (Sintef NHL, 1992). Omfang av tilstopping er imidlertid ikke vurdert i rapporten og det bør vurderes å etablere mer konkrete anbefalinger som kan danne grunnlag for å vurdere grad av tilstopping. Et slikt prosjekt kan eventuelt også kombineres med å verifisere rapporten «tilstopping av flomløp» fra Damsikkerhetsprosjektet (Sintef NHL, 1992).

10 REFERANSER

- DIBK (2010); Veileder; «Levetider i praksis - prinsipper og bruksområde», Forfattere; Anette Kampesæter, Svein Bjørberg og Christian A. Listerud. Utgiver: Multiconsult. Internett: https://www.dibk.no/globalassets/eksisterende-bygg/publikasjoner/levetider_i_praksis.pdf
- Douglas, Kurt John (2002); The Shear Strength of Rock Masses, doktoravhandling ved The University of New South Wales, Australia.
- Store Norske leksikon: Dam – demning. Internett: <https://snl.no/dam%2Fdemning>
- Energiforsk (2015): Betongdammars Brottforløp – Literaturstudie och utveklingspotential, Rapport 2015:122.
- EnergiNorge (2014): «Forsterking av platedammer, Utfordringer og løsninger, Fase 1 – Foreløpige resultater». Rapport datert 24. januar 2014 og utført av Norconsult. Forfattere: Thomas Konow (prosjektleder), Morten Berntsen og Olof Dahlen (fagkontroll).
- EnergiNorge (2012): Optimal og sikker rehabilitering av betongdammer, Glidestabilitet betongdammer. Rapport datert 15. januar 2015 og utarbeidet av Norconsult på vegne av EnergiNorge.
- ICOLD (1997); ICOLD Bulletin 109, Dams less than 30 meters high.
- ICOLD (1995); ICOLD Bulletin 99, Dam Failures, Statistical analysis.
- ICOLD (1994); Technical Dictionary on Dams
- Norut (2013): Målset dam – Finite element analysis assisted by tests, Technical report no. 2013/32013-06-12, datert 18. April 2013.
- NTNU (2013), «Fjellbolter i betongdammer – oppsummering prosjekt B3-A». Notat datert 1. oktober 2013 fra NTNU til EnergiNorge.
- NVE (2014): Veileder for klassifisering, kapittel 2.1. Veileder nr. 3/2014 datert juni 2014.
- NVE (2013): Dammer som kulturminner. NVE rapport 64 – 2013.
- NVE (2011): Retningslinjer for flomberegninger. Retningslinjer nr. 4/2011, datert oktober 2011.
- NVE (2009): Autoritet, tillit, ansvar: Norsk vassdragstilsyn 1909-2009.
- NVE (2005): Retningslinje for betongdammer, utgave 2 fra oktober 2005
- NVE (2005): Retningslinje for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg, utgave 2 fra oktober 2005
- NVE (2003): Retningslinje for laster og dimensjonering, datert 15.12 2003.
- NVE (2002): Retningslinje for tilsyn og revurdering, datert 01.05 2002.
- OED (2014): Rapport, «NVEs virksomhet for tilsyn med dammer, Evaluering av tilsynet – Vurderinger og anbefalinger». Utført av Norconsult. Se her: <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/evaluering-av-nves-damsikkerhetstilsyn/id2403432/>
- OED (2010): Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (Damsikkerhetsforskriften), fastsatt ved kgl. res. 18.12 2009. Gjeldende fra 1. januar 2010.
- OED (2001); Forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg, fastsatt ved kgl. res. 15.12 2000. Gjeldende fra 1. januar 2001.
- OED (1981); Forskrift for dammer (Damforskriftene), fastsatt ved kgl. res. 14.11. 1980. Gjeldende fra 1. januar 1981.
- Sintef NHL (1992): Tilstopping av flomløp, Prosjekt damsikkerhet, rapport nr. 4 datert februar 1992
- Standard Norge, NS3424:2012. Tilstandsanalyse av byggverk – Innhold og gjennomføring
- Standard Norge, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- Standard Norge, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
- Standard Norge, NS-EN 1992-1-1: 2004 + NA:2008. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.

- Statnett (2016); Teknisk standard, Spesifikasjon for fundamentering av mastestabber på berg, Klassifisering av berggrunnen, revisjon 2, datert 16. mars 2016
- Statens vegvesen (2015): Korrosjonsbeskyttelse i tunneller, rapport nr. 410, datert september 2015
- Statens vegvesen (2015). Bolter og ankre (stag), Forankringslengde i berg. Presentasjon fra Arild Neby 16. mars 2015.
- USSD (2012), Larry K. Nuss, Norihisa Matsumoto, og Kenth D Hansen: Shaken, but not stirred – Earthquake performance of Concrete dams. Proceedings fra USSD Annual Conference 23-27 april 2012, New Orleans, Louisiana, USA.
- USSD (2009), Patric J. Reagan: An examination of dam Failures vs. age of dams. Proceedings fra USSD Annual Conference 20-24 april 2009, Nashville, Tennessee, USA.
- Westergaard, H.M. (1933): Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 98, Issue 2, page 418-433.

Internett:

- NVE: <https://www.nve.no/damsikkerhet-og-energiforsyningsberedskap/damsikkerhet/>
- Dam Incident Database: <http://npdp.stanford.edu/>
- Association of State Dam Safety Officials: <http://www.damsafety.org/>
 - -> About Dam Safety -> Dam Failures and Incidents
- National Dam Safety Program, USA (FEMA): <https://www.fema.gov/about-national-dam-safety-program>
- Norut: <http://norut.no/nb/prosjekter/istrykk-mot-dammer>

VEDLEGG A - FORSLAG TIL ANBEFALINGER FOR EVALUERING AV EKSISTRENDE MUR OG BETONGDAMMER

Dette vedlegget gir en kort oppsummering kriterier for evaluering av mur- og betongdammer som beskrevet i rapporten, og kan benyttes i forbindelse med revurdering av eksisterende dammer.

Ideelt sett bør anbefalingen godkjennes av bransjen v/VTF, NTNU, SWECO, Multiconsult, Norconsult og Dr.techn. Olav Olsen.

A.1 Laster og lastkombinasjoner

A.1.1 Laster og grensetilstand

Tabellen nedenfor viser ulike laster og lastkombinasjoner som normalt skal benyttes for kontroll av stabilitet i de ulike grensetilstandene for eksisterende dammer.

Last	Vann-stand	Grensetilstand			Forskrifts-krav
		Bruk	Brudd	Ulykke	
1. Istrykk	HRV	X			Nei^I
2. Dimensjonerende flom (inkl. tilstopping)	DFV		X		Ja
3. Ulykkesflom^{II}	MF			X	Ja
4. Jordskjelv – klasse 3 og 4 Gjentaksintervall: 475 års	HRV			X	Ja
5. Kontroll av sikkerhet uten bolter	DFV			X	(Ja)^{III}
6. Fult poretrykk	HRV			X	Nei^{IV}

Lasttilfelle 6 gjelder i utgangspunktet for massive betongdammer med drenering, men kan også eventuelt også benyttes for andre damtyper.

A.1.2 Poretrykk under platedam

Ved stabilitetskontroll av eksisterende platedammer kan det antas linjert avtagende poretrykk under plata og at dammen er fritt drenert på luftsiden av plata.

A.1.3 Seismiske laster

Eksisterende mur- og betongdammer i klasse 3 og 4 kontrolleres etter følgende forutsetninger:

Tabell 10-1. Forutsetninger for kontroll av jordskjelvlaster i klasse 3 og 4.

Beskrivelse		Forutsetning	Kommentar
Duktilitetsklasse (DCL)	Konstruksjonsfaktor	$q < 1,5$	Tradisjonelt har q vært satt lik 1,0. Det bør vurderes om Q skal settes lik 1,5.
Seismisk faktor		$\gamma_I = 2,0$	
Sikkerhet	Generelt	$S > 1,0$	
	Velting, gravitasjonsdam	$R > 0$	Resultant i damtverrsnittet
Lastfaktor	Alle laster	$\gamma_G = 1,0$	
Materialfaktor	Stål	$\gamma_s = 1,0$	
	Betong	$\gamma_b = 1,2$	

Beregninger gjennomføres for øvrig med følgende antagelser:

- Beregninger gjennomføres for vannstand ved HRV uten istrykk. Ved is i magasinet antas at denne sprekker opp slik at istrykk ikke er relevant.
- Poretrykk endres ikke under jordskjelv ettersom sjokkbølgene antas å forplante seg raskere enn et eventuelt poretrykk. Normal frekvens for jordskjelv er i området 1 - 10 Hz.
- Massekrefter fra jord og vertikal vannlast beregnes på samme måte som for massekrefter i dammen.

A.1.4 Påvisning av seismiske laster

Kontroll av stabilitet med seismisk påvirkning beregnes med følgende kombinasjoner:

- Kombinasjon A: $E_{dx} + 0,3E_{dz}$
- Kombinasjon B: $0,3E_{dx} + E_{dz}$

Der E_{dx} og E_{dz} er lastvirkning fra seismisk akselerasjon i følgende retninger:

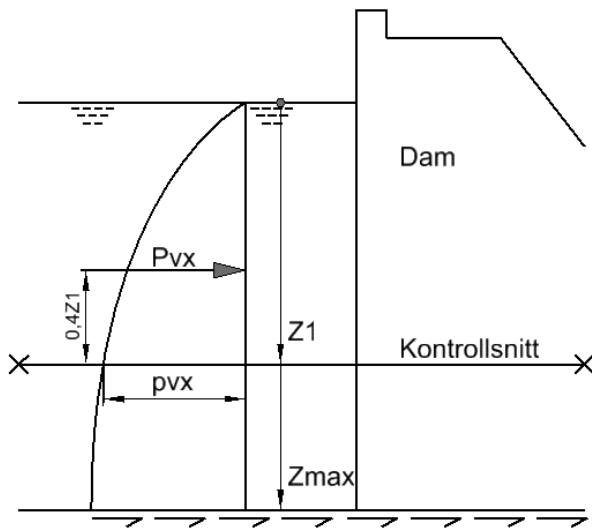
dx – horisontalt normalt på damaksen

dz – vertikalt

E_{dx} vil blant annet omfatte Seismisk tilleggslast fra vanntrykk og dammen, mens E_{dz} vil omfatte redusert egenvekt fra dammen som følge av seismisk belastning. E_{dz} vil også omfatte vekt av vann over skrå vannside, der stabiliserende effekt av vannet vil reduseres tilsvarende som for egenvekten av dammen.

Seismisk last fra vanntrykk kan baseres på en parabolisk tilnærming til en teoretisk trykkfordeling etter Westgaard (1933)³¹.

³¹ Westergaard, H.M. (1933): Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of Transactions of the American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 98, Issue 2, page 418-433.



> Figur 10-1: Seismisk last fra vanntrykk.

Tilleggstrykk fra vannet i ved dybde z_{max} er gitt ved følgende ligning:

$$p_{vx} = C_e * \rho * z_{max} * \frac{S_{vd}(T)}{g} \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

der

C_e = Seismisk trykkfaktor (se nedendfor).

ρ = Egenvekt av vann, $\rho=9,81 \text{ kN/m}^3$.

z_{max} = Statisk vanntrykk i meter

S_{vd} =Dimensjonerende horisontal seismisk akselerasjon, som beregnet i kap. 1.3

g = Tyngdens akselerasjon, $g=9,81 \text{ m/s}^2$

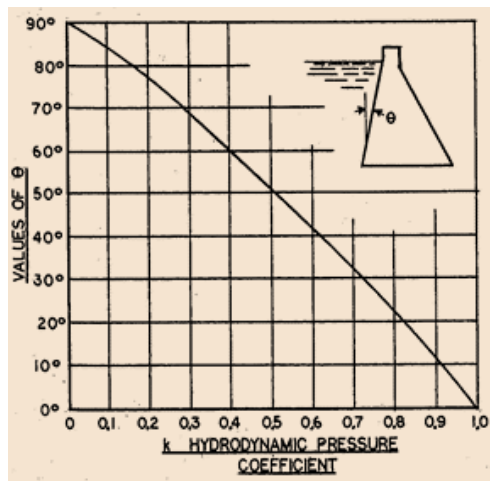
Kraften angriper $0,40 * z_{max}$ over kontrollsnittet. Resulterende seismisk tilleggslast mot dammen er da gitt ved følgende ligning:

$$P_{vx} = 0,66 * C_e * \rho * z_{max}^2 * \frac{S_d(T)}{g} \text{ [kN]}$$

Som nevnt er C_e en seismisk trykkfaktor som settes lik 0,73 ved vertikal vannside. Når dammens vannside er skrån, er C_e gitt ved følgende sammenheng:

$$C_e = 0,73 k$$

Der k er en er en korreksjonsfaktor for fronthelning og hentes fra etterfølgende figur.



> Figur 10-2. Sammenheng mellom fronthelning og korreksjonsfaktoren, k .

A.1.5 Fjellbolter, eksisterende dammer

Ved eksisterende dammer regnes aktivert spenning i boltene etter følgende formler:

$$f_{sk} = \frac{4 L f_{bb}}{d_b} (\leq 180 / \text{mm}^2)$$

Eller

$$f_{sk} = \frac{4 L f_{bf} d_h}{d_b^2} (\leq 180 / \text{mm}^2)$$

Der

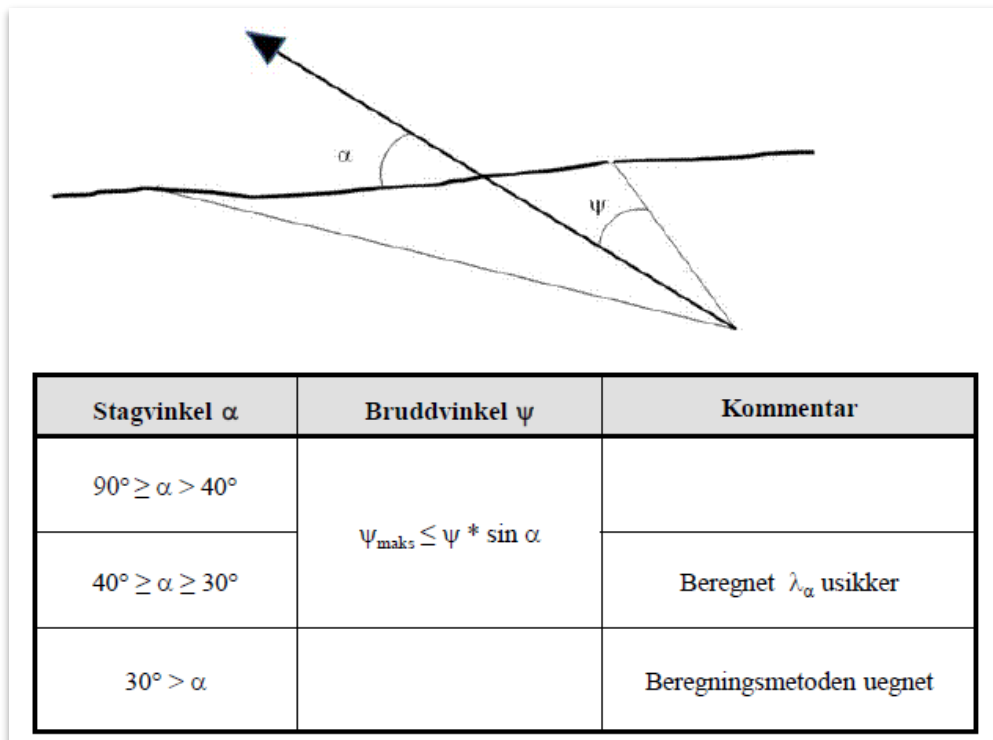
- f_{sk} = dimensjonerende boltespenning (settes ikke høyere enn 180 N/mm²)
- d_b = boltediameter
- d_h = borhulldiameter (minimum boltediameter + 10 mm)
- f_{bb} = Dimensjonerende heftstyrke stål/mørtel.
 - Karakteristisk heftstyrke mellom stål/mørtel settes lik trykkstyrken i mørtelen og deles med en materialfaktor på 2,0.
 - f_{bb} settes lik 1 N/mm² når heftstyrke til mørtelen ikke er kjent.
- f_{bf} = Dimensjonerende heftstyrke mørtel/fjell
 - Hentes fra tabell i vedlegg til retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005).
 - Verdiene i tabellen reduseres med en materialfaktor på 2,0.

Ovennevnte beregninger omfatter fjellbolter i fjell klassifisert i kategori 0 – 2. Hvis fjellet under dammen kategoriseres i klasse 3 eller lavere bør det også vurderes å inkludere påhengt fjellvekt ved beregning av kapasitet fra fjellboltene.

Hvis det derimot påvises at karbonatiseringsdybden overstiger overdekningen, eller det avdekkes skader på dam eller bolter som tilsier at funksjonen til boltene er svekket, bør det vurderes å se helt bort fra stabiliserende bidrag fra bolter.

Fjellbolter som varmforsinkes og pulverlakeres vil normalt ha en levetid på 100 år eller mer (Statensvegvesen, 2015), forutsatt korrosjonsklasse C3 etter NS-EN ISO 12944-2 (dvs. middels Korrosivitetskategori). Boltene bør varmforsinkes i henhold til NS-EN ISO 1461, og pulverlakeres med epoksy i henhold til NS-EN 13438.

I tilfeller der fjellet er av en slik beskaffenhet at påhengt fjellvekt medregnes, som drøftet under foregående kapittel, vil det være naturlig at bruddvinkelen reduseres ved beregning av kapasitet fra fjellboltene. Vinkel av fjellbolten mot horisontale bør i så fall ikke være mindre enn 40°. Eksempel på sammenheng mellom stagvinkel og bruddvinkel er vist i figuren nedenfor.



- > Figur 10-3. Sammenheng mellom stag- og boltevinkel (α), bruddvinkel (ψ) for en skrå fjellbolt. λ er innfestingslengden fra overflaten til bunn av bolt (Statens vegvesen, 2015)³².

A.1.6 Tilstopping av flomløp

I følge dam sikkerhetsforskriften § 5-7, nest siste avsnitt, skal det ved fare for tilstopping regnes med minimum 25 % tilstopping i flomløpet ved avledning av Q_{dim} i bruddgrensetilstand.

Følgende antagelse kan benyttes som et utgangspunkt for vurdering av fare for tilstopping:

- **Tilstopping av enkeltrær:** kan medføre en tilstopping på opptil 25 %.
- **Tilstopping av vaser:** kan medføre en tilstopping på 50 % eller mer.
- **Tilstopping av vaser** kan forekomme der det er større vassdrag oppstrøms dammen som kan bringe med seg diverse drivgods, gamle trær og rotvelt, samt eventuelt erosjon av større skogsområder.

Tilstopping av enkeltrær:

For å unngå betydelig tilstopping må følgende hovedforutsetninger være oppfylt:

- **Pilaravstanden** må være mindre enn 80 % av trehøyden
- **Lysåpningen** mellom eventuell bru og overløp må være større enn 15 % av trehøyden.
- **Hvis nedstrøms side av overløpet er vertikalt**, må vertikale høyde ikke være større enn 1/3-del av trehøyden når det er bru over overløpet (forutsatt nødvendig åpning mellom bro og overløp).
- **Ved overløp uten bro** kan det oppstå tilstopping når overløpshøyden er mindre enn 1/6-del av trehøyden (dvs. rotdiameteren)

Tilstopping av vaser:

³² Statens vegvesen (2015). «Bolter og ankre (stag), Forankringslengde i berg». Presentasjon fra Arild Neby 16. mars 2015.

- **Overløp uten pilarer:** Nødvendig overløpshøyde er fra 10 til 16 % av trehøyden for at minst 85 % av vasens tær skal passere.
- **Overløp med pilarer:** Nødvendig overløpshøyde er fra 14 til 20 % av trehøyden for at minst 85 % av vasens tær skal passere. Pilaravstanden er forutsatt å være ca. 1.1 ganger trehøyden.

A.2 Kriterier for stabilitet ved eksisterende dammer

A.2.1 Kriterie for sikkerhet mot glidning

Sikkerhet mot glidning bør beregnes etter følgende formel:

$$S = \frac{F + \sum H_{stab.} + cA}{\sum H_{destab.}}$$

Der:

S = Sikkerhetsfaktor

F = Snittets bruddkapasitet

$\sum H_{stab.}$ = Summen av horisontale stabiliserende krefter

$\sum H_{destab.}$ = Summen av horisontale destabiliserende krefter

c = kohesjon

A = Areal av område med trykk

Bidrag fra kohesjon mellom dam og undergrunn skal ikke tas med i beregningen av den totale motstand mot glidning uten at slikt bidrag er bekreftet ved forsøk.

A.2.2 Massive betongdammer – Stabilitetskriterier

- > *Tabell 10-2. Forslag til stabilitetskriterier for eksisterende gravitasjonsdammer i betong. Verdier benyttet for kontroll er uthevet.*

Klasse	Kontroll	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
		Velting	Glidning	Velting	Glidning
2, 3 og 4	Generelt	R > 1/3 B	S > 1,35	R > 1/6 B	S > 1,0
	DFV uten bolter			R > 1/12 B	S > 1,0
1	Generelt	R > 1/6 B	S > 1,2	R > 0	S > 1,0
	DFV uten bolter			R > 0	S > 1,0

Bruk av kriteriene forutsetter at egenvekt dokumenteres og at tilstandsvurdering av dammen ikke påviser større mangler eller skader.

A.2.3 Lamelldammer – Stabilitetskriterier

- > *Tabell 10-3 Forslag til stabilitetskriterier for eksisterende lamell- og platedammer i betong. Verdier benyttet for kontroll er uthevet.*

Klasse	Kontroll	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
		Velting	Glidning	Velting	Glidning
2, 3 og 4	Generelt	S > 1,35	0,2 f _c A _{CX}	S > 1,0	0,2 f _c A _{CX}
	DFV uten bolter			S > 1,0	0,2 f _c A _{CX}
1	Generelt	S > 1,2	0,2 f _c A _{CX}	S > 1,0	0,2 f _c A _{CX}

Klasse	Kontroll	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
		Velting	Glidning	Velting	Glidning
	DFV uten bolter			S > 1,0	0,2 f_c A_{CX}
Forklaring:	<i>f_c = betongens dimensjonerende trykkfasthet der det benyttes en lastfaktor på 1,2 i bruddgrense og 1,0 i ulykkesgrense.</i> <i>A_{CX} = Betongtrykksonen</i>				

Bruk av kriteriene forutsetter at tilstandsvurdering av dammen ikke påviser større mangler eller skader.

A.2.4 Murdammer- Stabilitetskriterier

- > Tabell 10-4. Forslag til stabilitetskriterier for eksisterende lamell- og platedammer i betong. Verdier benyttet for kontroll er uthevet.

Klasse	Kontroll	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
		Velting	Glidning	Velting	Glidning
2, 3 og 4	Generelt	$S > 1,35$	$S > 1,35$	$S > 1,0$	$S > 1,0$
	DFV uten bolter			$S > 1,0$	$S > 1,0$
Klasse 1	Generelt	$S > 1,2$	$S > 1,2$	$S > 1,0$	$S > 1,0$
	DFV uten bolter			$S > 1,0$	$S > 1,0$

Bruk av kriteriene forutsetter at tilstandsvurdering av dammen ikke påviser større mangler eller skader.

A.2.5 Last og materialfaktorer

Følgende last og materialfaktorer kan benyttes for kontroll av spenninger i damkonstruksjonen:

Beskrivelse	Kontroll	Bruddgrense	Ulykkesgrense
Materialfaktor³³	Betong	$\gamma_m = 1,5$	$\gamma_m = 1,2$
Lastfaktor³⁴ (alle laster)	Stabiliserende	$\gamma_l = 1,0$	$\gamma_l = 1,0$
	Destabiliserende	$\gamma_l = 1,2$	$\gamma_l = 1,0$

³³ NS-EN 1992-1-1: 2004 + NA:2008, Tabell 2.1N og Tabell NA.2.1N

³⁴ NVE (2005); Retningslinje for betongdammer, kapittel 2.1. Omfatter vanntrykk, istrykk og egenvekt

A.3 Klassifisering av berggrunnen

Berggrunnsforholdene defineres i en av fem klasser, som vist i etterfølgende tabell.

> *Tabell 10-5. Klassifisering av berg (Statnett, 2016)*

Klasse	Benevning	Beskrivelse
0	Massivt berg	Intakt berg eller massivt berg med noen få sprekker med stor sprekkeavstand. Sprekkeflatene er uforvitret og ru.
1	Noe oppsprukket berg	Bergmassen er gjennomskåret av et eller to sprekkesett. Sprekkenes er godt fortannet og uforvitret. Sprekkeflatene er fra ru til plane.
2	Grovblokkig berg	Bergmassen er gjennomskåret av to eller tre, sprekkesett som danner kubiske blokker. Sprekkenes er godt fortannet og uforvitret. Sprekkeflatene er fra ru til plane.
3	Småblokkig berg	Bergmassen er gjennomskåret av fire eller flere sprekkesett. Sprekkenes er noe fortannet eller litt forvitret. Sprekkenes er plane eller med noe fylling av sleppemateriale.
4	Oppsprukket eller nedknust berg	Bergmassen med flere sprekkesett. Sprekkenes er dårlig fortannet, gjennomsettende eller skifrige. Sprekkenes kan være plane eller fylt med sleppemateriale.

Kommentar:

- **Uttrykket «sprekk»** brukes her som en felles beskrivelse av diskontinuiteter i berg, som sprekk, stikk, skjærsone, sleppe, lagdeling, osv.
- **Uttrykket «sprekkesett»** er nærmere beskrevet i etterfølgende tekst.

For klassifisering benyttes følgende 7 hovedparametere:

1. Forvittringsgrad og mineralstabilitet
2. Enaksial trykkfasthet
3. Antall sprekkesett
4. Sprekkeorientering
5. Sprekkeavstand
6. Sprekkeruhet
7. Sprekkeåpning

Klassifiseringen forutsetter at bergmaterialet er stabilt mot oppløsning i vann, jf. NS-EN ISO 14689-1:2000. Bergarter som kritt, steinsalt, gips, anhydritt er derfor ikke egent for klassifisering etter kriteriene beskrevet her.

Kriteriene for de ulike klassene er oppsummert i etterfølgende tabell. For å oppfylle kriteriene i en bestemt klasse, skal alle kriteriene i den spesifikke bergklassen være tilfredsstillende.

> Tabell 10-6. Kriterier for klassifisering av berg (Statnett, 2016)

Egenskap	Bergklasse				
	0	1	2	3	4
	Massiv	Noe oppsprukket	Grovblokkig	Småblokkig	Oppsprukket eller nedknust
1. Forvitring	Frisk til noe forvitret				Moderat til fullstendig forvitret
2. Enaksial trykkfasthet	>100 MPa	> 50 MPa	>25 MPa	> 25 MPa	< 25 MPa
3. Antall sprekksett	≤ 1 + tilfeldige	≤ 2	≤ 3	≤ 3 + tilfeldige	≥ 4
4. Sprekkavstand	≥ 2 m	≥ 0,6 m	≥ 0,2 m	≥ 60 mm	< 60 mm
5. Sprekk-ruhet	Liten skala	Ru	Ru	Ru	Ru eller glatt
	Midlere skala	Trinn eller undulerende	Trinn eller undulerende	Trinn, undulerende eller plan	Trinn undulerende eller plan
6. Sprekkeåpning	≤ 0,25 mm	≤ 0,5 mm	≤ 2,5 mm	≤ 10 mm	≥ 10 mm
7. Sprekkefylling	Ingen	Ingen	Granulær materiale	Granulær materiale	Leirig materiale

Nedenfor følger forklaring til kriteriene i ovennevnte tabell:

1. Grad av forvitring:

- **Frisk berg** har ingen synlige tegn til forvitring
- **Noe forvitret** omfatter noe misfarging av berget som indikerer forvitring.
- **Moderat forvitring** omfatter mindre enn halvparten av bergmaterialet er omdannet eller desintegrert. Friskt eller misfarget forvitret berg er til stede enten som et sammenhengende rammeverk eller som kjernesteiner
- **Fullstendig forvitret** innebærer at alt bergmaterialet er omdannet og/eller desintegrert til jord. Den opprinnelige massestruktur er fortsatt i stor grad intakt.

2. Trykkfasthet:

> *Tabell 10-7. Enaksial trykkfasthet; verdier for noen vanlige bergarter (Statnett, 2016)*

Enaksial trykkfasthet	Bergart	Feltvurdering
>250 MPa	Frisk basalt, chert, diabas, gneiss, granitt, kvartsitt	Kan bare slå av fliser med en geologhammer
100-250 MPa	Amfibolitt, sandstein, basalt, gabbro, gneiss, granodioritt, kalkstein, marmor, ryolitt	Krever mange slag med en geologhammer for å brette
50-100 MPa	Kalkstein, marmor, fyllitt, sandstein, skifer	Krever mer enn ett slag av en geologhammer for å brette
25-50 MPa	Leirstein, kull, betong, skifer, siltstein	Kan ikke skjæres eller skrapes med en lommekniv; Kan brette med ett enkelt slag av en geologhammer
< 25 MPa	Kritt, mergel, steinsalt, gips, fast sleppemateriale	Kan skjæres eller skrapes av en lommekniv med vanskelighet; Et hardt slag med en geologhammer lager grunne groper.

3. Antall spreksett:

Ett spreksett har samme orientering. Antallet sprekkesett bestemmes ved kartlegging av fall og orientering/retning av ulike sprekkesett. Hvis det er mer to sett, er det ofte nødvendig å plote observasjoner av fall og fall retning.

4. Sprekkavstand:

Sprekkeavstanden refererer til avstanden vinkelrett mellom tilstøtende sprekker i et sprekkesett og skal bestemmes uavhengig for hvert sprekkesett. Avstanden skal måles og angis som statistiske verdier, aritmetisk middel eller modal (mest hyppigste) verdi, der det er mulig.

5. Sprekkruetheit:

Ruheten av sprekker skal beskrives i to skalaer med følgende definisjoner:

- **Liten skala** (inntil en centimeter): ru, glatt eller glidespeil.
- **Midlere skala** (inntil noen få desimeter): plan, trinn, undulerende.

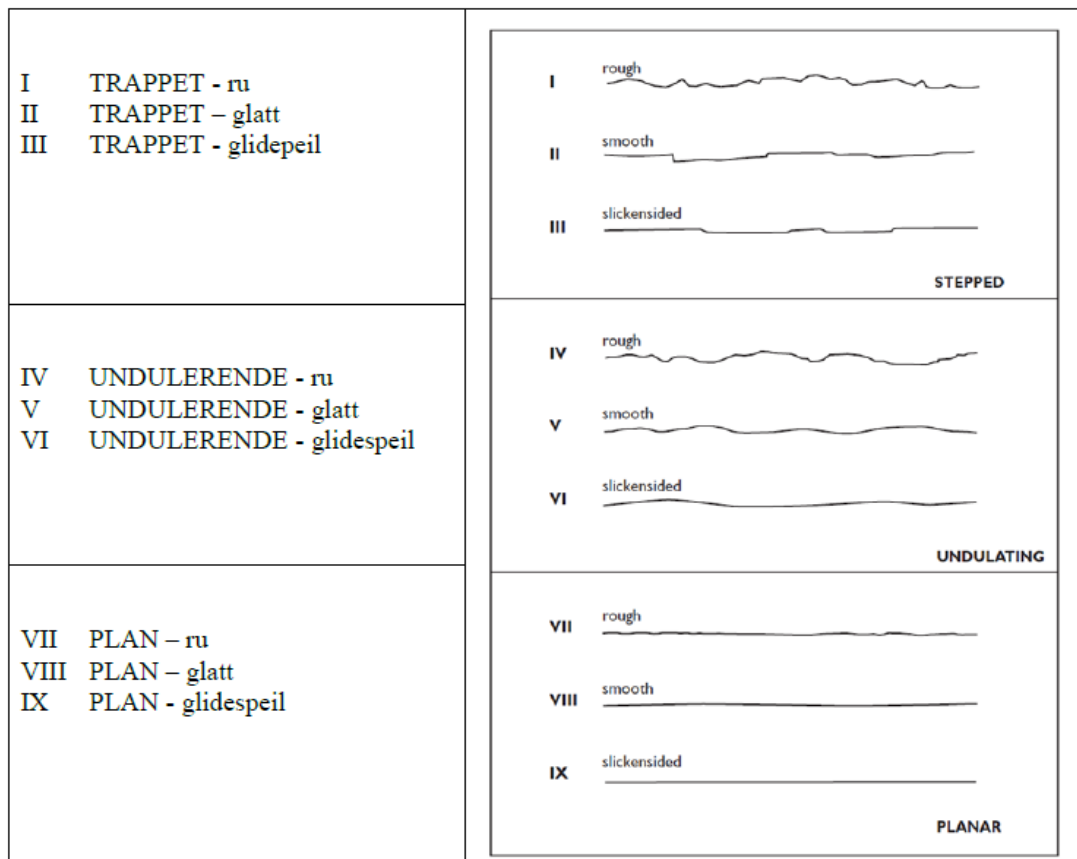
Eksempler på beskrivelse av sprekkeprofiler i liten og midlere skala er gitt i etterfølgende figur.

6. Sprekkeåpning:

Sprekkeåpningen refererer til den vinkelrette avstand eller separasjon mellom de to flatene av en sprekke. Sprekkeåpningen gis som statistiske verdier, der det er mulig, aritmetisk gjennomsnitt eller modal (hyppigste) verdi.

7. Sprekkefylling:

Sprekkefyllingsmaterialet mellom de to overflatene av en sprekke skal beskrives med kornstørrelse og plastisitet. Kornstørrelse skal bedømmes visuelt i form av leirig, siltig, sandig eller grovkornet. Plastisiteten skal bedømmes ved klemming eller rulling og angis som plastisk eller ikke-plastisk.



> Figur 10-4. Beskrivelse av ruhetsprofiler på sprekker i liten og midlere skala – Kriterie nr. 5 (Statnett, 2016 - figur 1)

A.3.1 Vurdering av berg i forbindelse med revurdering

Fagansvarlig for revurdering av dammen vil også være ansvarlig for å vurdere fundamentforholdene ved anlegget og klassifiseringskriterier kan være nyttig som referanse og for å sikre en god og enhetlig vurdering.

Fagansvarlig vil også være ansvarlig for å vurdere om det er behov for å innhente ekstra ekspertise fra ingeniørgeologier eller lignende. Dette vil normalt være avhengig av følgende forhold:

- Fagansvarlige sin kompetanse
- Berget sin beskaffenhet og tilstand (Klassifisering av berget)
- Observasjoner av unormale forhold fra befaringen (for eksempel lekkasjer, erosjon, deformasjoner)
- Statisk vanntrykk mot dammen/fundamentet

Ved fundament for dammer er det spesielt viktig å vurdere fare for oppbygning av poretrykk og potensielle glidesjikt. Tydelig lagdeling med horisontale glidesjikt der sprekketettet er orientert parallelt med damaksen kan være kritisk, spesielt i kombinasjon med et høyt poretrykk.

Samtidig kan dårlig fjell med mye oppsprekking medføre drenering av fjellet, slik at det ikke er fare for oppbygning av poretrykk i fundamentet under dammen. Eksempelvis kan en svak bergart som fyllitt være godt egnet som fundament ettersom bergarten er fleksibel slik at horisontale sprekker tettes ved belastning fra dammen, mens vertikale sprekker kan drenerer bergtet.

VEDLEGG B - OPPSUMERING FRA IDEDUGNAD, APRIL 2016

B.1 Generelt

Referent:

- Prosjekt 1: Magnus Engseth og Thomas Konow
- Prosjekt 2: Halvor Kjærås og Øyvind Lier

Tema:

Idedugnad for å skaffe innspill til prosjekt følgende prosjekt:

- Prosjekt 1 - Evaluering av eksisterende dammer – anbefalinger
- Prosjekt 2 - Bruk av dammers historikk i damsikkerhet (bruk av måledata fra overvåking)

Sted: Scandic Gardermoen hotell

Dato: onsdag 6 – torsdag 7 april 2016

Program:

- Onsdag 6. april: Gjennomgang og idedugnad – prosjekt 1 og prosjekt 2
- Torsdag 7 april: Gruppearbeid og oppsummering – prosjekt 1 og prosjekt 2

B.2 Deltagere

Ant.	Navn	Firma	Gruppe (dag 2)	Annet
1	Thomas Konow	Dr.Techn Olav Olsen		
2	Øyvind Lier	SWECO		
3	Leif Basberg	EnergiNorge		Deltok bare dag 1
4	Hans Erik Horn	EnergiNorge		Deltok bare dag 1
5	Leif Lia	NTNU	2	
6	Fjola Gudrun Sigtryggsdottir	NTNU	2	
7	Goranka Grzanic	NVE	3	
8	Roar Sivertsgård	NVE	4	
9	Rolv Guddal	Sira Kvina	2	
10	Elin Hønsi	Glitrevannverket	3	
11	Knut Nilsen	Agder Energi	3	
12	Torstein Tjelde	Eidsiva	4	
13	Magne Wraa	Skagerak	1	
14	David Moss	Norconsult	1	
15	Stig Arne Strokkenes	Multiconsult	2	
16	Stein Ove Helberg	E-CO	4	
17	Harald Andreas Simonsen	Statkraft	3	
18	Stein Arne Kristiansen	Statkraft	1	
19	Magnus Engseth	Dr.Techn Olav Olsen	4	
20	Halvor Kjærås	SWECO	1	

B.3 Prosjekt 1 - Evaluering av eksisterende dammer – anbefalinger

Presentasjon for idedugnaden vedlegges møtoreferatet. Presentasjonen ble bare delvis gjennomgått.

Følgende momenter kan nevnes fra diskusjonen ved gjennomgang av prosjektet:

Sikkerhet

- Ønske om å kunne ta hensyn dammers historikk og erfaring gjennom anleggets levetid.
- Regelverket bør være mer fleksibelt. Rigid regelverk medfører at det er et stort behov for å søke om dispensasjon på mange områder. Antall dispensasjoner blir dermed omfattende.
- Krav er knyttet mot konsekvens og ikke andre forhold som er av betydning, f.eks. vanntrykk.
- Innen infrastruktur benytter man sikkerhetsfaktorer fra byggeår, men tilpasser det inn i dagens regelverk. Dette kan være vanskelig å overføre til gamle dammer men for nyere dammer kan dette være en aktuell problemstilling.
- Siste tilgjengelig kunnskap bør benyttes ved revurdering.
- Skal NVE akseptere forskjellig sikkerhetsnivå på nye og gamle dammer? Viktig å fokusere på de elementene som er av betydning for dammsikkerheten istedenfor å henge seg for mye opp i "detaljer" som har mindre betydning for sikkerheten.
- Mye av sikkerhetsfaktoren skal dekke usikkerheter ved utførelse. Ved eksisterende anlegg er utførelsen kjent og krav til sikkerhet kan dermed reduseres.
- Bedre beskrivelse av hvilke elementer som bidrar til usikkerhet i stabilitetsberegninger. (Bør sikkerhetsfaktor deles opp i lastfaktor og materialfaktor?)
- Beskrive følsomhetsvurdering av stabilitetsberegninger for å vurdere hvilke forutsetninger som har størst betydning for sikkerheten.
- Sikkerhetsfaktorer bør skille mellom nybygg og rehabilitering
- Vurdering av fjellkvalitet. Bør det utarbeides noen enkle føringer for når fundamentering skal vurderes?
- Viktig at regelverket tar hensyn til teknisk komplekse konstruksjoner hvor det bør stilles strengere krav til kompetanse og hvem som gjennomfører vurderingene. Et eksempel er fundamentering og damhøyde. Klassene er ikke avhengig av damhøyde eller kompleksitet.
- Deformasjoner i byggefase? Metoder for FEM
- Vanskelig å få aksept for FEM beregninger i enkelte tilfeller. Bør vi ha en nærmere beskrivelse av hvordan FEM beregninger kan benyttes?

Forutsetninger:

- Kan miste flomdemping ved at store overløp bygges for å tilfredsstille forskriftene. Ønske om en mer fleksibel definisjon av flomløp, der det tas hensyn til dammens motstand mot å tåle overtopping. Dette gjelder spesielt på eldre dammer.
- Usikkerhet i flomberegninger kan med fordel kvantifiseres og bør tydeligere fremgå av beregningene.
- Det er igangsatt flere prosjekter knyttet til flomberegninger, som kan være svært nyttig i forbindelse med dammsikkerhet, bl.a. i forhold til beregning av flommer i mindre felt.
- Krav til forankringslengde/heft fjellbolter bør ta hensyn forsøk og dokumentasjon som er framlagt den senere tiden. Dette er av spesiell betydning for eksisterende dammer og særlig platedammer der utfordringene er store. Det er ikke så store utfordringer med hvelvdammer der FEM-analyse kan brukes i større grad.
- Aktivert boltekraft – kan det aksepteres deformasjoner for at boltene skal aktiveres og hvor mye?
- I forskriftene står det i § 5-6 at «Vassdragsanlegg skal utformes slik at de får en oversiktlig statistisk virkemåte...». Dette tillegges ikke alltid vekt, blant annet i forbindelse med skjæradybler. Dette er en triviell beregning med klare statistiske prinsipper.
- Det bør i større grad fokuseres på å finne den reelle sikkerheten gjennom å dokumentere forutsetninger for beregninger, og dermed redusere usikkerhet i beregningene.

- Hvordan benytte kohesjon for dokumentering av skjærkapasitet? Er det mulig å utvikle enkle testmetoder som kan påvise kohesjon? – Sjekk med arbeidet som foregår i Sverige!
- Endring av beregningsmåte for friksjonskapasitet har skapt behov for ombygging uten at det er påvist større problemer med anlegg bygget etter forrige regelverk. Savner en god begrunnelse for endringen i kravene. Dagens krav til friksjonsvinkel er i prinsippet et løsmassekriterium (Mohr-Coloumb).
- Viktig å ta vare på dokumentasjon (bilder) fra tidligere revurderinger som grunnlag for nye vurderinger.

Klassifisering (Kommer antagelig som et eget prosjekt):

- Praksis der klasse på overløp følger hoveddam bør vurderes. Overløpet bli ofte forsterket etter krav i lavere klasse. Dette medføre at det må gis dispensasjon - er dette rasjonelt??
- Problemstillinger ved klassifisering:
 - a) Forskjellige klasser på separate elementer i dammen (lurer o.l.).
 - b) Samme dam (henger sammen), men forskjellig klasse på ulike deler.
 - c) Platedam i eks. klasse 4, men behandles som klasse 3. Bør disse dammen få en «garanti mot» forsterking som klasse 4?
- Brukes stort sett nedtappet - kan rettferdiggjøre lavere klasse
- Internasjonalt har det vært varierende erfaring med å differensiere klasse etter damhøyde.

Eksempel:

- Ipodammen - 2 forskjellige klasser (for tiltak) for samme dam
- DET ER ØNSKELIG MED FLERE EKSEMPLER ...

Følgende aksjoner/innspill ble spesielt notert for utarbeidelse av rapport:

- EnergiNorge tar kontakt med NVE og ber om avklaring i forhold til søknad om dispensasjoner. (Leif Basberg har allerede gjort dette). Noen momenter som bør avklares:
 - Når er det nødvendig å søke om dispensasjon?
 - Varighet på dispensasjon?
 - Kan den oppheves?
 - Hva skjer når det kommer nytt regelverk?
- Hvordan vurderer vegvesenet eksisterende broer? Kan beskrives i rapporten som eksempel på alternativ måte å evaluere eksisterende anlegg.
- Beskrive prosess for revurdering.
- Sammenheng mellom damhøyde/vanntrykk og omfang av revurdering.
- Vurdering av fjellkvalitet – når er det behov for å innhente en ingeniørgeolog. En funksjon av damhøyde, klasse og fjellkvalitet?
- Henvise til forskningsprosjekt vedrørende flom? (f.eks. Flom Q og NIFS, «Naturfare, infrastruktur, flom og skred» etc.).
- Beskrive følsomhetsvurdering av stabilitetsberegninger for å vurdere hvilke forutsetninger som har størst betydning for sikkerheten.
- Hvordan benytte kohesjon for å beregne sikkerhet mot glidning? Er det mulig å utvikle enkle testmetoder som kan påvise kohesjon? – Sjekk med arbeidet som foregår i Sverige!
- Aktivert boltekraft – kan det aksepteres deformasjoner for at boltene skal aktiveres? - og hvor mye?

B.4 Prosjekt 2 - Bruk av dammers historikk i damsikkerhet, instrumentering

Presentasjon for idedugnaden vedlegges møtoreferatet

Dette ble notert under første sesjon i fm. Instrumentering:

- Regler for instrumentering er lite detaljerte, spesielt for betongdammer.

- Omfang/type instrumentering er ikke oppgitt i forskriftene, og medfører at det er stor grad av valgfrihet for å velge hvordan krav til instrumentering og overvåking skal løses.
- Instrumentering i dag et pliktlop der det er fokus på å krysse av sjekklista
- Få dameiere har et aktivt forhold til instrumenteringsplan
- Lite bruk av måledata i hverdagen med unntak av vannstandsdata
- En del krysskoblinger mot prosjekt 1:
 - Sikkerhet:
 - Ønske om å kunne ta hensyn dammers historikk og erfaring gjennom anleggets levetid.
 - Siste tilgjengelig kunnskap bør benyttes ved revurdering.
 - Forutsetninger
 - Aktivert boltekraft – kan det aksepteres deformasjoner for at boltene skal aktiveres og hvor mye?
 - Det bør i større grad fokuseres på å finne den reelle sikkerheten gjennom å dokumentere forutsetninger for beregninger, og dermed redusere usikkerhet i beregningene.
 - Viktig å ta vare på dokumentasjon (bilder) fra tidligere revurderinger som grunnlag for nye vurderinger.
- Hvorfor instrumenteres ikke nye dammer i større grad? Dyrt å legge inn instrument i ettertid
- Viktig å ha rett kultur – ikke fokusere på enkeltverdier men ha oversikt og forståelse
- Med mer instrumentering blir det vanskeligere å få oversikt, krever programvare.
- Rett målenøyaktighet viktig. Korreksjon for landheving kan gi store utslag.
- Risikofaktorer kan reduseres når forståelsen øker
- Nye risikoelement må behandles som for ny dam?
- Få med at måledata under grenseverdiene også er viktige, fordi de dokumenterer normaloppførselen til dammen og brukes som grunnlag for å oppdatere grenseverdier.
- Viktigheten av å bevare historikken, både av måleverdier, skaderegistreringer og bilder, for å kunne dokumentere når en skade har oppstått.

Eksempel:

- Sira Kvina –R.Guddal har søkt NVE om å redusere kravet til islast dersom de åpnet lukene og senket vannstanden når temperaturen gikk under 2 grader C. Denne søknaden fikk de avslag på fordi det er et manøvreringstiltak og ikke øker den konstruktive sikkerheten.
- Agder Energi –installasjon av nedbørsmålere på dammer gir både bedre hydrologiske data og kan kobles mot lekkasjedata for å korrigere for falskt vann
- Eksempler fra nybygging av dammer på 1980-tallet (NGI) har vi nyere eksempler?
- Eksempel fra Sverige der måleinstrument ble koblet fra grunnet feilmeldinger, ledde til dambrudd.

Følgende aksjoner/innspill ble spesielt notert for utarbeidelse av rapport:

- Ønske om å få innsyn i hvorfor Fortum, E.On og Statkraft Sverige valgte intellidam
- Koordinere mot nye retningslinjen for instrumentering
- Kartlegge nye ikke-destruktive målemetoder og gi kostnader/effektivitet
- Muligheter for å redusere usikkerhetSaktorer med dataserier? Hvordan stiller NVE seg til dette?

B.5 Prioritering av oppgaver (- gruppearbeid dag 2)

Deltagerne ble delt inn i 4 grupper som fikk én time til å diskutere og prioritere gjennom ulike problemstillinger. Resultat fra gruppearbeidet er vist i tabellen nedenfor. Hvem som var med i de ulike gruppene er vist i oversikten over deltagerne på Workshopen.

Gruppe 1,2 og 4 rangerte alle de ulike temaene, mens gruppe 3 rangerte bare 6 tema. For gruppe 3 er derfor tema som ikke er rangert gitt karakter 7 ettersom disse temaene er vurdert som mindre viktig

Tema	Viktighet				
	Ranger fra 1 til 6 (1 er høyest prioritert)				
GRUPPE:	1	2	3	4	Snitt
Dispensasjoner	3	6	5	3	4.25
Laster på eksisterende dammer:					
Islast –bruksgrense?	2	1	3	1	1.75
Jordskjelv og seismisk faktor	4	5	3	1	3.25
Poretrykk med drenasje	4	5	3	1	3.25
Etablering av drenasje ved eksisterende anlegg?	4	5	3	1	3.25
Flomberegninger	6	5	3	1	3.75
Eksempel – alternative forutsetninger	1	1	(7)	6	3.75
Tilstandsvurdering	6	3	(7)	1	4.25
Alkaliereaksjoner	6	6	(7)	5	6.00
Kontroll av fjellbolter og stag	5	1	(7)	2	3.75
Skjærkapasitet - regelverk og praksis	1	1	2	1	1.25
Kohesjon	3	1	1	1	1.50
Glidestabilitet	1	1	(7)	1	2.50
Glidestabilitet uten fjellbolter	1	1	(7)	1	2.50
Lette terskler og bolter	1	1	(7)	6	3.75
Innfesting av fjellbolter	1	1	6	2	2.50
Skrå fjellbolter	1	1	(7)	2	2.75
Platedammer	2	1	(7)	1	2.75
FEM-analyser; Hvordan bruke disse?	2	2	4	3	2.75
Beredskapsmessig tapping og små dammer.	3	6	(7)	6	5.50
Differensiering avhengig av klasse:	2	1	6	6	4.00

Tabellen gir en indikasjon på hvilke temaer som ansees som vesentlige. I tillegg vil arbeidsomfang være et viktig moment for å vurdere hvilke temaer som det kan arbeides videre med. Tema som krever mer omfattende arbeid kan det eventuelt vurderes å videreføre i nye prosjekter.