

# Prosjekt damsikkerhet

Mai 1991

**Rapport nr. 1**



Ingeniør Chr. F. Grøner a.s.

## **Aldring og sikkerhet av betongdammer**

Prosjektansvarlige:

NVE Tilsyns- og beredskapsavdelingen (NVE-T)

Vassdragsregulantens Forening (VR)

## FORORD

Moderne norsk dambygging startet omkring århundreskiftet, da vi tok til å utnytte våre vannkraftressurser. Innledningsvis dominerte mur- og betongdammene, men særlig etter 1950 kom de store fyllingsdammene inn i bildet for fullt. I hele det aktuelle tidsrommet har norsk damteknologi holdt et høyt nivå, og dammene har hevdet seg god internasjonalt med hensyn til kvalitet og sikkerhet.

I den intense utbyggingsperioden vi har vært gjennom i de senere tiår, har begrepet damsikkerhet i sterk grad vært knyttet til planlegging og bygging, der beregningsmetoder, laster, materialelegenskaper og utførelse har vært nøkkelbegreper. Men damsikkerhet avhenger også i sterk grad av hvordan vi overvåker, manøvrerer og tar vare på dammene, og hvor godt vi forstår og er forberedt på ulike hendelser og situasjoner som kan oppstå i driftsfasen. Det var særlig dette som var bakgrunnen for at NVE i 1987 tok initiativ til et samarbeidsprosjekt med VR og dameiere om damsikkerhet. Forprosjektet utga rapporten: "Risikoanalyse for dammer" i 1987, og selve hovedprosjektet startet med etablering av et styringsutvalg høsten 1988. Prosjektlederen tiltrådte i april 1989, og fra da av kom det praktiske arbeidet i gang. Prosjektet avsluttes i 1992.

Styringsutvalget består av:

- \* Sjefingeniør Bjarne Nicolaisen, NVE (form.)
- \* Sjefingeniør Jan Daleng, VR
- \* Prof. Dagfinn K. Lysne, Inst. for vassbygging, NTH
- \* Sjefingeniør Thorleif Hoff, Statkraft

Prosjektleder er sivilingeniør Svein Larsen.

Prosjektet har tatt utgangspunkt i dagens situasjon og har fått utredet ulike spørsmål som har betydning for damsikkerheten i driftsfasen, slik som aldring, flomavledning, overtopping, lekkasjer, funksjonssikkerhet av flomluker og beredskapsplanlegging. Dessuten behandles erfaringsinnsamling, dambruddstatistikk og risikovurderinger. Enkelte utredninger blir presentert i egne delrapporter som denne, men prosjektet avsluttes med sluttrapport som summerer opp resultatene av de utredninger prosjektet har utarbeidet.

Den delrapport som fremlegges her: "Aldring og sikkerhet av betongdammer", er utarbeidet av Ingeniør Chr. F. Grøner A.S. Den tar for seg historikk omkring bygging av betongdammer i Norge og hvordan den teknologiske utviklingen har vært. Den omtaler ulike skadeformer og vurderer sikkerhetsmessige konsekvenser. De enkelte damtypene behandles særskilt mht. utførelse, bestandighet, sikkerhet og utbedring. Når vi i damsikkerhetsprosjektet har satset på å få gjort en slik utredning, er det for å få frem faktorer og forhold ved aldring av betongdammer som kan være av betydning for sikkerheten. Det er karakteristisk for betongdammer at de skader som oppstår stort sett viser seg tydelig på overflaten og derfor er lette å observere med det blotte øye. Det kan være riss, sprekker, vanngjennomgang, kalkutvasking og større eller mindre sår og forvittringer. I den senere tid har også krakeleringer som følge av alkalireaksjoner blitt en ny observerbar skadetype.

Hvor alvorlige er disse skadene, påvirker de damsikkerheten, hva er den videre utvikling og hva kreves av tiltak? Skjer det også en indre nedbryting som ikke er synlig på betongoverflaten? Dette er spørsmål som det er naturlig å stille, og i den rapporten som nå legges frem, finner man vurderinger og konklusjoner om dette. Kort sammenfattet kan man si at betongdammer ikke skulle gi oss noen avgjørende sikkerhetsmessige overraskelser.

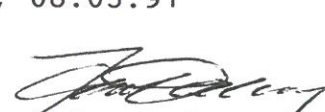
Som nevnt røper dammene lett sine svakheter, og vi har vanligvis god tid på oss til å gripe inn med tiltak før skadene har fått et omfang som vi ikke kan akseptere. Det vanlige er at skadene blir utbedret med tanke på utseende og av økonomiske årsaker lenge før de begynner å få målbare sikkerhetskonsekvenser.

Rapporten "Aldring og sikkerhet av betongdammer" er en fagrapport som også henvender seg til folk utenfor betongmiljøet, og den bør bli et sentralt referanseverk for alle som har med betongdammer å gjøre, i første rekke dameierne.

I hovedrapporten vil det bli presentert en drøfting av tilsynsfilosofi for betongdammer.

Oslo, 08.05.91

  
Bjarne Nicolaisen

  
Jan Daleng

  
Svein Larsen

**INNHALDSFORTEGNELSE**

	<u>Side</u>
1. <b>INNLEDNING</b> -----	1
2. <b>SKADER PÅ BETONGDAMMER OG DAMBRUDD</b> -----	3
2.1      Generelt -----	3
2.2      Skader på betongdammer -----	3
2.3      Dambrudd -----	6
3. <b>BETONG I NORSKE DAMMER</b> -----	8
3.1      Generelt om betongkvalitet -----	8
3.2      Regelverk i Norge -----	9
3.3      Betong i norske dammer -----	10
4. <b>NEDBRYTING OG BESTANDIGHET AV BETONG OG BETONGKONSTRUKSJONER</b> -----	12
4.1      Nedbrytende prosesser -----	12
4.1.1    Oversikt -----	12
4.1.2    Lekkasjer -----	14
4.1.3    Kalkutvasking -----	15
4.1.4    Frostsprenkning -----	16
4.1.5    Alkalireaksjon -----	17
4.1.6    Karbonatisering -----	17
4.2      Virkning -----	18
4.2.1    Øket lekkasje -----	18
4.2.2    Oppsprekking -----	19
4.2.3    Armeringskorrosjon -----	19
4.2.4    Redusert betongfasthet -----	21
4.2.5    Endret belastning -----	22
4.3      Tilstandsvurdering -----	22
4.4      Tiltak mot nedbrytende prosesser -----	23
5. <b>GRAVITASJONSDAMMER</b> -----	24
5.1      Utførelse og bestandighet -----	24
5.2      Sikkerhet -----	25
5.3      Utbedring -----	26

	<u>Side</u>
6. PLATEDAMMER -----	28
6.1 Utførelse og bestandighet -----	28
6.2 Sikkerhet -----	29
6.3 Utbedring -----	31
7. HVELVDAMMER -----	33
7.1 Utførelse og bestandighet -----	33
7.2 Sikkerhet -----	34
7.3 Utbedring -----	34
8. ALDRING OG SIKKERHET -----	35
REFERANSER -----	37

## 1. INNLEDNING

Denne utredningen om "Aldring og sikkerhet av betongdammer" inngår som et delprosjekt i Prosjekt Damsikkerhet. Utredningen er utført av Ingeniør Chr. F. Grøner A.S. i henhold til bestilling av 4.7.1990.

Bygging av betongdammer i Norge startet omkring 1905 med industri- og kraftutbygging i Telemarkvassdragene. Før denne tid ble det, foruten tre- og jorddammer, vesentlig bygget bruddstensdammer. Bruddstensdammene ble utført enten som tørrmursdammer eller med bruddsten lagt i mørtel med sementspekkede fuger. Bruddstensdammer av sistnevnte type ble fortsatt bygget helt frem til omkring 1920. I mange av de første betongdammene ble det også benyttet bruddsten som sparstein og/eller murt som forblending på luft- og vannside.

Bruddstendammene og de første betongdammene var alle gravitasjonsdammer. Flere av disse var meget store dammer, som den 38 m høye dammen ved Vamma Kraftverk med et betongvolum på 120.000 m<sup>3</sup>, og den 33 m høye Ringedalsdammen med betongvolum 80.000 m<sup>3</sup>.

Den første platedammen (inntaksdam ved Osfallet kraftverk) ble bygget i 1914, og den første hvelvdammen (Dam Storlivann) ble bygget i 1931.

Totalt er det ca. 700 betongdammer og 200 murdammer i Norge. Mer enn halvparten har damhøyde mellom 2 og 6 m. Av dammer med høyde over 15 m er det i henhold til damregisteret 118 dammer. Oversikten nedenfor angir fordeling på damtype og byggeår av dammer som fortsatt er i bruk.

BYGGEÅR	D A M T Y P E			SUM
	GRAVITASJONSDAM	PLATEDAM	HVELVDAM	
Før 1920	7	1		8
1921-30	8	3		11
1931-40	1	2	3	6
1941-50	3	5	9	17
1951-60	4	10	14	28
1961-70	2	14	16	32
1971-80		1	4	5
1981-90	5	3	3	11
Sum	30	39	49	118

I oversikten er flerbuedammer tatt med under hvelvdammer, og kombinerte dammer (f.eks. hvelv- og platedammer) er ført opp under damtypen benyttet ved det høyeste partiet av dammen.

Oversikten viser at vi har relativt få betongdammer (over 15 m) som er eldre enn 50 år. Men mange av de mindre betongdammene og alle bruddstensdammene er bygget før 1940, og en stor del av disse er i mindre god stand. Også nyere dammer, inklusive slanke armerte dammer,

er i varierende stand. Aldring og sikkerhet av betongdammer (og bruddstensdammer) er derfor en aktuell problemstilling.

Begrepet aldring av dammer gir uttrykk for at dammer gjennomgår endring gjennom årene. Damkonstruksjonen og fundamentet utsettes for nedbrytende krefter, som også kan føre til endrede belastninger. Nedbrytningsprosessene skjer langsomt eller hurtig, alt etter betongens og fundamentets egenskaper og de påkjenninger disse utsettes for.

Aldring alene gir derfor ingen indikasjon på en dams tilstand og sikkerhet. Dette kan først tas stilling til ved klarlegging av:

- Dammens tilstand og sikkerhet da den ble tatt i bruk.
- Hvilke nedbrytningsprosesser dammen er utsatt for.
- Hvor raskt prosessene går og hvor langt de er kommet.
- Hvilken virkning nedbrytningen har på dammens funksjonsdyktighet og sikkerhet.

I notatet er dette søkt belyst i kapittel 4, som omhandler nedbrytning av betongkonstruksjoner generelt, og kapitlene 5-7 som omhandler de enkelte damtypene spesielt.

Som et utgangspunkt for dette er det i kapittel 2 referert til norske og internasjonale undersøkelser av skader på dammer og rapportering av dambrudd. Kapittel 3 gir en oversikt over betong i norske dammer.

Kapittel 8 gir en oppsummering av problemstillingen aldring og sikkerhet av betongdammer. Det konkluderes med at de bestandige dammene ikke får noen betydelig reduksjon av sikkerhet før etter en alder på 200 år eller mer. Dammer med feil og svakheter vil kunne svekkes merkbart i løpet av få 10-år. Men ved disse dammene har nedbryting av dammen etterhvert blitt så åpenbar at tiltak/utbedringer har vært gjennomført lenge før det har vært fare for dambrudd.

## 2. SKADER PÅ BETONGDAMMER OG DAMBRUDD

### 2.1 Generelt

Ved de fleste betongdammer vil det etterhvert oppstå skader. I de fleste tilfelle vil dette være små skader uten betydning for funksjonsdyktighet eller sikkerhet. I en del tilfelle kan det være alvorlige skader som f.eks. større lekkasjer uten at disse er av en slik art at det er noen umiddelbar fare for dammens sikkerhet. Men det oppstår også skader som truer dammens sikkerhet.

Skader kan oppfattes som utslag av en aldringsprosess, men dette har ikke uten videre generell gyldighet. Mange, kanskje de fleste skader, er resultat av svakheter eller feil som skyldes konstruksjon eller utførelse, og som nærmest er "bygget inn" i dammen. Slike skader vil vise seg allerede under første oppfylling av dammen eller etter få år. Selve primærskaden er da ikke et resultat av aldring, men aldringsprosessen kan øke omfanget av skaden med de eventuelle konsekvenser dette kan ha for dammens sikkerhet.

Med denne reservasjon kan gjennomgang av rapporter om skader gi informasjon om aldringsprosesser. I det etterfølgende skal det derfor kort redegjøres for internasjonale og norske undersøkelser og registrering av skader.

I sin ytterste konsekvens vil lav sikkerhet av dammer gi seg utslag i dambrudd. I den utstrekning det foreligger tilstrekkelig informasjon om damtype og årsakssammenheng vil rapporter om dambrudd kunne belyse spørsmålet om aldring og damsikkerhet.

### 2.2 Skader på betongdammer

Den internasjonale damkommisjonen (ICOLD) har lagt ned meget arbeid i å få registrert og rapportert skader på dammer og dambrudd. ICOLD har gitt ut to omfattende publikasjoner:

- |  |      |     |
|--|------|-----|
| - "Lessons from Dam Incidents"           | 1974 | [6] |
| - "Deterioration of Dams and Reservoirs" | 1983 | [7] |

Når det gjelder betongdammer spesielt, har disse vært temaer ved damkongressene i 1967, 1979 og 1985.

- Question 34: "The behaviour and deterioration of dams"  
Question 49: "Deterioration or failures of dams"  
Question 59: "Rehabilitation of dam to ensure safety"

Særlig de to publikasjonene inneholder mye informasjon om skader og dambrudd. Fra en gjennomgang av publikasjonen fra 1983 kan følgende trekkes frem:

Publikasjonen gir en oversikt over skader/nedbryting (deterioration) og brudd (failure) av dammer registrert frem til utgangen av 1977.



Oversikten er basert på opplysninger fra 33 av ICOLD's medlemsland. Oversikten gjelder "large dams", som inngår i "World Register of Dams". Dette er hovedsakelig dammer med damhøyde over 15 m, samt en del dammer mellom 10 og 15 m med kronelengde over 500 m eller flomavledningskapasitet over 2000 m<sup>3</sup>/s.

De 33 landene har i alt (i 1975) 14.700 dammer i damregisteret. Det er rapportert i alt 1105 tilfelle av "deterioration" og 107 tilfelle av dambrudd. Dette fordeles slik på damtypene betongdammer, murdammer (masonry dams) og fyllingsdammer:

	ANTALL DAMMER		
	TOTALT	"DETERIORATION"	DAMBRUDD
Betongdammer	4.000	) 438	13
Murdammer	800	)	8
Fyllingsdammer	9.900	667	86
Sum	14.700	1105	107

Det synes som om rapportering av "deterioration" kan være noe tilfeldig. Det rapporteres om alt fra mindre frostskafer på betongdammer til store lekkasjer i fyllingsdammer, og det er sannsynlig at en mengde tilfelle av skader ikke er rapportert. Norge er representert med 25 skader på fyllingsdammer (av i alt 97 fyllingsdammer i 1977) og en generell rapport om oppsprekking av betongdammer.

Det er vanskelig å danne seg noe klart bilde fra publikasjonens rapporter og statistikker om "deterioration of dams". Grovt inndelt er ca. 1/3 skader av fundament, 1/3 skader på betong (og murverk) og 1/3 skader angitt som damkropp eller struktur. En del av dammene er svært gamle murdammer fra før 1900, og en del er dammer på løsmasser. Når det ses bort fra disse dammene, får man inntrykk av at det i mange andre land rapporteres lignende skader som de som er funnet ved de norske damundersøkelsene.

Den første undersøkelsen ble utført i årene 1926-30 av en komité nedsett av Den Norske Ingeniørforening (NIF). Resultatet av undersøkelsen ble fremlagt som NIF's Meddelelse nr. 1 "Undersøkelse av skader på våre betongdammer og bruddstensdammer i mørtel. Årsak og botemidler." 1930 [1]. Undersøkelsen omfattet ca. 90 dammer. I [1] er det nærmere redegjort for 30 av disse dammene.

Den andre undersøkelsen ble utført i årene 1963-65. Den ble igangsatt av den norske damkomitéen (NNCOLD) og utført av Ragnar Myran i samarbeid med Institutt for Vassbygging ved NTH. Undersøkelsen omfattet i alt 132 dammer [2].

Den tredje undersøkelsen er utført i årene 1988-90. Denne ble igangsatt av Vassdragsregulantenenes Forening (VR) med sikte på å fastslå status for kvaliteten av betongen i norske dammer. I alt er det undersøkt ca. 55 dammer [16]. Det foreligger også rapporter fra inspeksjon av de enkelte dammene.

I tillegg til disse 3 omfattende undersøkelsene har VVT utført spesielle undersøkelse av karbonatisering og alkalireaksjoner. Begge undersøkelsene omfattet ca. 20 dammer [12] og [13], kfr. pkt. 4.1.5 og 4.1.6.

Fra den første damundersøkelsen (1926-30) er det nærliggende å gjengi 7 punkter fra sammenfatning av resultatene:

- 1) Etter komitéens mening er ingen av de undersøkte dammers stabilitet i fare pga. betongens ødeleggelse, idet denne ennå må sies å ha tilstrekkelig trykkfasthet.
- 2) Det må imidlertid fremholdes at et nøiaktig tilsyn og rasjonelt vedlikehold er nødvendig for å hindre ødeleggelsens fremadskriden. Enkelte av de eldste dammer bør med en gang ombygges eller forsynes med et helt nytt dekke foran dammen.
- 3) Reguleringsdammene som er utsatt for skiftende vannstand og dermed mere for frostens påvirkning, synes gjennomgående å være mere skadet enn de rene opstuvningsdammer eller inntaksdammer som til stadighet ligger under vann eller hvor vannstanden er noenlunde konstant.
- 4) Skadene tar i almh. sin begynnelse i støpefugene og utvider sig fra vannsiden mot luftsiden.
- 5) I enkelte få tilfeller skyldes skadene eller iallfall deres hurtige forløp uren humusholdig sand. Der er ikke påvist noe tilfelle hvor cementen som sådan er direkte skyld i skadene pga. at den har vært av dårligere kvalitet enn de til enhver tid gjeldende normaler har fordret til cementens bindeevne og sammensetning.  
Undersøkelsene viser at skadene stort sett er ensartet og optrer på samme måte.
- 6) I almindelighet vil man i enhver betongdam finne at skadene er mere eller mindre lokale og sjelden helt gjennomgående. M.a.o. man finner næsten alltid helt gode og helt uangrepne partier mellom de dårlige partier. Dette skyldes ujevnheter i selve materialfremstillingen.
- 7) Som hovedinntrykk må sies at meget få av våre dammer som har vært i tjeneste i 10-15 år er feilfrie. De må stadig repareres, og reparasjonskostningene øker i almindelighet med årene.

Fra den andre damundersøkelsen (1963-65) rapporteres det at alvorlige skader på betongen hovedsakelig er funnet på dammer bygget før 1930. Skadene er vanligvis forårsaket av lokale feil eller svakheter under utførelsen av arbeidet. Mesteparten av dammene kan beholdes i drift i lang tid med rasjonelt vedlikehold og reparasjoner. De armerte platedammene og hvelvdammene er i god stand. Riss i disse dammene anses å være relativt harmløse.

Uten nærmere kjennskap til resultatene fra den siste undersøkelsen (1988-90) kan det konstateres at man nå i 1990 har et meget mer differensiert bilde enn rapportert i 1967 [2].

For de dårligste dammene har det vist seg at "normalt" vedlikehold ikke kan stanse lekkasjer og forvitring. Fortsatt bruk av disse dammene er betinget av ombygging vanligvis med støpt betongplate på vannsiden.

Mange dammer er utsatt for alkalireaksjoner i forskjellig grad. Selv om oppsprekking som følge av alkalireaksjoner til nå sjelden er særlig omfattende eller alvorlig, vil oppsprekking lett føre til sekundærskader som frostsprengning og armeringskorrosjon.

Selv for dammer støpt med luftporebetong (fra 1950 og utover) er det oppstått mye frostskafer på sekundære konstruksjoner (brystning, gangbaner etc.) samt på en del dampilarer. Damplater og hvelv er imidlertid gjennomgående lite berørt av frostforvitring.

Riss med vanngjennomgang og kalkutfelling viser normalt ikke noen tendens til selvtetting.

### 2.3 Dambrudd

De samme ICOLD publikasjonene [6] og [7] og damkongressene referert ovenfor gir også opplysninger om dambrudd. Som dambrudd (failure) regnes hendelser hvor dammen eller deler av denne har brutt sammen slik at det er oppstått et ukontrollert utbrudd av vann. Dette er et mer eksakt kriterium enn for skader (deterioration), og må antas å gi mer konsistent rapportering. Likevel ser det ut som om det er langt igjen før man har noenlunde fullstendig oversikt over inntrufne dambrudd. Til tross for dette synes det som om man har en utsagnskraftig rapportering av dambrudd.

Med referanse til [7] var det ved utgangen av 1977 rapportert dambrudd for 107 av de ca. 14.700 dammene som inngikk i grunnlagsmaterialet. Fordelt på damtyper inntraff brudd ved 0,3% av betongdammene, 1,0% av murdammene og 0,9% av fyllingsdammene.

I en oversikt i Water Power april 1989 er det tatt med 66 dambrudd som ikke er rapportert i ICOLD publikasjonen [7]. Av disse var 14 dambrudd fra perioden 1977-87; de øvrige 52 "nye" dambruddene fra før 1977 er for en stor del gamle fyllingsdammer i USA. Fortsatt finnes det ikke i oversiktene flere dambrudd som er rapportert i papers f.eks. til damkongressen i 1979 (Question 49).

Det må også regnes med at en god del andre dambrudd ikke er registrert av ICOLD. Selv om antall dammer i dag er langt høyere enn i 1977, er det fare for at dambrudd som prosent av eksisterende dammer ligger høyere enn det som fremgår av ICOLD's publikasjon fra 1983.

Med dette forbehold om dambrudd som ikke er rapportert, viser gjennomgangen av publikasjonen at aldri av betongdammer (og murdammer) ikke har ført til brudd av dammer over 15 m i de land som inngår i under-

søkelsen. For de 21 rapporterte dambrudd av betong eller murdammer kan selve bruddmekanismen angis som:

- |  |           |
|--|-----------|
| - Brudd i fundament (stabilitet/utspyling)   | 14 dammer |
| - Brudd i damkropp (konstruksjon/stabilitet) | 4 dammer  |
| - Bruddtype ukjent eller uklar               | 3 dammer  |

Bruddene har skjedd under første oppfylling eller ved høy vannstand/overtopping under flom. Angitt etter alder blir fordelingen:

- |  |           |
|--|-----------|
| - Under bygging                                  | 2 dammer  |
| - Under første oppfylling <sup>1)</sup>          | 14 dammer |
| - Første 5 år (etter at dammen er bygget ferdig) | 2 dammer  |
| - Etter 5 år ( " " " " " " )                     | 1 dam     |
| - Ukjent tidspunkt                               | 2 dammer  |

1) Inkluderer også dammer hvor første oppfylling har skjedd et eller flere år etter bygging.

6 av de 14 fundamentbruddene var brudd i løsmasser. De resterende 8 var utglidning eller utspyling av fjellfundament ved lekkasjer eller overtopping av dammene.

De 4 damkroppbruddene omfatter 3 murdammer (eller blanding mur/betong) og 1 betongdam som ble overtoppet under bygging.

De 3 bruddene som ikke er klassifisert omfatter gamle murdammer.

Det fremgår av dette at brudd av mur og betongdammer i de fleste tilfelle skjer som brudd i fundamentet. Bruddene har enten skjedd under første oppfylling av magasinet eller ved overtopping under flom. I de tilfelle det har skjedd brudd i selve damkroppen skyldes dette svakhet ved konstruksjonen, og dambruddene har skjedd under bygging eller ved første oppfylling av magasinet.

Det foreligger altså ikke rapporterte brudd av mur- eller betongdammer som kan settes i forbindelse med at dammen er blitt svekket på grunn av alder. Dette gjelder også for dammer i Norge. Vi kjenner til 2 dambrudd (Rånåsfoss i 1959 og Tårnet kraftverk i 1979), og disse skyldes etter all sannsynligvis ikke at dammene er svekket på grunn av alder.

Dette innebærer ikke at dammer ikke kan svekkes så mye at det etter hvert oppstår fare for dambrudd. Når dette likevel ikke har skjedd, er det nærliggende å anta at nødvendig utbedring/ombygging er foretatt i god tid før sikkerheten er alvorlig truet.

### 3. BETONG I NORSKE DAMMER

#### 3.1 Generelt om betongkvalitet

Betongens masseforhold (v/c-tall) er den viktigste parameter for betongs kvalitet både når det gjelder fasthet, tetthet og bestandighet. Ved siden av v/c-tallet er også luftporeinnholdet av betydning ved at egnet luftporesystem øker betongens frostbestandighet, mens høyt luftporeinnhold reduserer betongfastheten.

Betongens vannbehov er derfor bestemmende for hvilken sementmengde som kreves for å oppnå en tilsiktet kvalitet. Vannbehovet er avhengig av tilslagets egenskaper (kornform, korngradering og største steinstørrelse) av betongens konsistens og luftinnhold, og av eventuell bruk av vannreduserende (plastiserende) tilsetningsstoffer.

Ved de betongkvaliteter som er benyttet i norske dammer vil tilslagets styrke normalt ikke ha noen innvirkning på betongfastheten. Når det gjelder tetthet er det noe større forskjell, men dette er neppe av noen praktisk betydning.

Betongens fasthet angis som trykkfasthet målt på terninger eller sylinder. Sylinderfasthet er normalt 0,8 x terningsfasthet. I det etterfølgende refereres det til 28-døgns terningfasthet.

Betongens tetthet kan angis ved permeabilitetskoeffisienten K (m/s), kfr. pkt. 4.1.2. For sementlim er permeabilitetskoeffisienten en ren funksjon av v/c-tallet. For betong er den avhengig av tilslagets tetthet, steinstørrelse og komprimering under utstøping.

Betongens øvrige egenskaper er også avhengig av utstøpingen og av behandling etter utstøping. Forutsatt at betongen er godt komprimert, gir følgende oversikt en grov orientering om sammenhengen mellom masseforhold (v/c-tall), fasthet og permeabilitetskoeffisient. Oversikten gjelder for betong uten silika.

MASSEFORHOLD v/c-tall	FASTHET *) MPa	PERMEABILITETSKOEFFISIENT (k) m/s
0,4	45	10 <sup>-12</sup>
0,5	35	10 <sup>-11</sup>
0,6	28	10 <sup>-10</sup>
0,8	17	10 <sup>-9</sup>
1,0	11	10 <sup>-8</sup>

\*) Karakteristisk fasthet for betong med 4,5% luftinnhold.

Dette gjelder for norsk standardsement i dag. Før krigen og frem til slutten av 1960-årene ga sementen noe mindre fasthet enn i dag ved samme v/c-tall. Betongens tetthet (og bestandighet) var omtrent den samme ved samme v/c-tall.

Det var først omkring 1950 at man begynte å benytte luftporeinnførende tilsetningsstoff og vannreducerende (plastiserende) kom etterhvert i bruk fra slutten av 1950-årene. Luftporer ga en mer frostsikker betong, og den bedret også betongens støpelighet. Vannreducerende tilsetningsstoff åpnet for at samme betongkvalitet (v/c-tall) kunne oppnås med mindre sement. I de tilfelle sementmengden ble beholdt ga vannreducerende tilsetningsstoff bedre betong.

### 3.2

#### Regelverk i Norge

NS 427 utgitt i 1939 var den første betongstandarden i Norge.

NS 427 definerte 4 betongkvaliteter med krav til trykkfasthet etter 28 døgn. For hver av betongkvalitetene anga standarden 2 eller 3 normalblandingsforhold (målt i volum) samt største tillatte v/c-tall. Standardkravene samt eksempel på normalblandingsforhold fremgår av denne oversikten:

Betongkvalitet	Trykkfasthet *) MPa	Normalblandingsforhold (volum)	Største tillatte v/c-tall
A	29	1 : 1,8 : 1,8	0,50
B	23	1 : 2,4 : 2,4	0,60
C	18	1 : 3,0 : 3,0	0,72
D	14	1 : 3,5 : 3,5	0,85

\*) Minste tillatte middeltall av 3 prøver.

Standarden krevde at betong i damkonstruksjoner utsatt for ensidig vanntrykk skulle være av kvalitet A eller bedre.

NS 427 A utgitt i 1962 definerte 8 standardkvaliteter; B100, B150 osv. opp til B450. Betegnelsen sto for trykkfasthet i kp/cm<sup>2</sup> med krav om at middeltallet for de til enhver tid siste 5 prøver skal være større enn den foreskrevne trykkfasthet. Standarden hadde ingen anbefalte normalblandingsforhold eller krav til største tillatte v/c-tall. Den krevde at det ikke skulle brukes lavere betongkvalitet enn B300 i betong utsatt for vanntrykk.

NS 3473 og 3474 fra 1973 definerte 6 fasthetsklasser; C15, C25 osv. opp til C65. Betegnelsen sto for karakteristisk trykkfasthet i MPa. Karakteristisk fasthet var definert gjennom krav om at "det ikke skal være større risiko enn 25% for å akseptere mer enn 10% undermålere". På grunn av forskjell i akseptkriterier ved betongprøving tilsvarte C25 omtrent den tidligere B300. Heller ikke denne standarden inneholde noe krav om største tillatte v/c-tall. Den krevde at for konstruksjoner i aggressivt miljø, og konstruksjoner hvor det legges særlig vekt på tetthet, frostbestandighet, slitasjemotstand m.v., ikke skulle benyttes lavere fasthet enn C25.

Damforskriftene (gjeldende fra 1.1.1981) angir at for konstruksjoner utsatt for vanntrykk bør v/c-tallet vanligvis ikke overstige 0,55. Det kan benyttes betong med v/c-tall over 0,55. Frostbestandigheten skal da dokumenteres. Betong med v/c-tall over 0,6 bør bare benyttes i massive konstruksjoner med liten trykkgradient gjennom tverrsnittet. I slike tilfelle bør det benyttes betong med et lavere v/c-tall i et minst 1,0 m tykt skikt mot overflaten. Betong med v/c-tall over 0,65 skal ikke benyttes i konstruksjoner utsatt for vanntrykk, og vanligvis heller ikke i andre konstruksjonsdeler.

NS 3420, 2. utgave fra 1986, innførte miljøklasser. Dammer kommer inn under miljøklasse "Meget aggressivt (MA)", med krav om at største masseforhold (v/c-tall) skal være 0,45. Den har også en bestemmelse om at vanntett betong skal ha et masseforhold lavere enn 0,5.

Vassdragstilsynet har i rundskriv av 26.1.1989 sagt at kravet må tilpasses de forskjellige damtyper, og vil for ettertiden stille følgende krav: For massiv uarmert betong er det tilstrekkelig med et masseforhold på 0,55. For massive armerte konstruksjoner aksepteres 0,50, mens for tynne armerte konstruksjoner må masseforholdet være 0,45.

### 3.3 Betong i norske dammer

Bygging av de første betongdammene var basert på tysk praksis. Det viste seg fort at dette ga alt for dårlig betong. I den første Møsvannsdammen (bygget 1903-06) var volumblandingsforholdet 1:5:11. Dette gir ca. 120 kg sement pr. m<sup>3</sup> betong, og v/c-tall mellom 1,5 og 2,0.

I de neste dammene ble det benyttet volumblandingsforhold 1:5:7. betongen fikk da ca. 150 kg sement pr. m<sup>3</sup>, og et v/c-tall på mellom 1,2 og 1,5, avhengig av betongens konsistens.

Etterhvert ble det vanlig at gravitasjonsdammene ble støpt med betong i blandingsforholdet 1:3:5. Dette var betong med ca. 220 kg sement pr. m<sup>3</sup>, og et v/c-tall mellom 0,8 og 1,0. Det ble benyttet et såkalt fet-skikt på vannsiden i blandingsforhold 1:2,5:3, og av varierende tykkelse. Dessuten ble de fleste dammene forsynt med stålpuss på vannsiden i blandingsforhold 1:1,5 eller 1:2. De fleste gravitasjonsdammene frem til 1930 er på denne måten.

I de første platedammene ble det benyttet samme betong som i gravitasjonsdammene:

- I pilarene: Blandingsforhold 1:3:5 (v/c-tall 0,8-1,0)
- I platen: Blandingsforhold 1:2,5:3 (v/c-tall 0,6-0,65)

Etter at NIF's Meddelelse nr. 1 [1] forelå i 1930 ble det vanlig å benytte bedre betong. I de fleste tilfelle ble det benyttet betong med v/c-tall 0,6-0,7 i gravitasjonsdammer og i pilarer i platedammer, og betong med v/c-tall 0,50-0,55 i damplatene. I hvelvdammene (den første ble bygget i 1931) ble det benyttet betong som i damplatene.

Reglene i NS 427 fra 1939 tilsa at hvelv og damplater skulle utføres i A-betong (v/c-tall 0,5), og pilarer og massivdammer i B-betong (v/c-tall 0,6). Men vi har eksempler på at det er spesifisert C-betong i massivdammer (f.eks. i Røssvassdammen fra 1957). Vi har også eksempler på beskrivelse uten henvisning til standarden og i stedet krav om et bestemt sementinnhold i de enkelte konstruksjonsdeler, f.eks. 360 kg sement pr. m<sup>3</sup> betong i hvelv og damplate, 300 kg sement i pilarer og 270 kg sement i isolasjonsvegg. Med vanlig tilslag (og den gang uten tilsetningsstoffer) fikk betongen noe høyere v/c-tall enn for henholdsvis A- og B-betong.

Mye tyder på at de fleste av dammene i perioden 1930-60 gjennomgående ble bygget med relativt god betong med betongsammensetning i nærheten av A- og B-betong i NS 427. A-betong med et naturlig luftinnhold på 2-3% var også ganske frostbestandig. Utover på 1950-tallet begynte man å benytte luftporedannende tilsetningsstoff, og dette bedret frostbestandigheten.

For de fleste dammene etter 1960 er det sannsynligvis også benyttet betong med v/c-tall 0,50-0,55 i hvelv og damplate, og v/c-tall ca. 0,60 i pilarene og i massivdammene. Dette er vanlige krav i beskrivelser fra 1960- og 1970-årene. Men det er helt sikkert bygget betongdammer kun med henvisning til fasthetsklasse i de da gjeldende standarder:

- Hvelv og damplater:	NS 427 A	B300
	NS 3473/3474	C25 eller C35
- Massivdammer og pilarer:	NS 427 A	B250
	NS 3473/3474	C25

Som angitt i pkt. 3.2 tilsvarende C25 omtrent B300. Disse standardene inneholdt ikke noen krav om største tillatte v/c-tall, og etterhvert fikk norske sementer høyere fasthet. Det kan ha ført til at dammer på 1970-tallet er støpt med betong i fasthetsklasse C25 med v/c-tall mellom 0,60 og 0,65.



#### 4. NEDBRYTING OG BESTANDIGHET AV BETONG OG BETONGKONSTRUKSJONER

##### 4.1 Nedbrytende prosesser

##### 4.1.1 Oversikt

Nedbryting av betong kan skje gjennom fysikalsk (mekanisk) nedbryting, kjemisk nedbryting og armeringskorrosjon.

Fysikalsk nedbryting gir seg utslag i oppsprekking, avskalling og erosjon. Dette kan forårsakes av:

- Overbelastning
- Temperaturpåkjenninger
- Slitasje av overflate
- Frostpåkjenning

Kjemisk nedbryting kan skje gjennom:

- Kalkutvasking hvor rent vann eller kullsyreholding vann trenger inn i betongen, oppløser kalken i sementlimet og fører den bort. Tap av kalk vil etterhvert redusere betongens fasthet.
- Sulfatangrep eller angrep av andre oppløste salter som trenger inn i betongen og reagerer med sementlimet til forbindelser som virker sprengende på betongen.
- Syreangrep som til forskjell fra sulfatangrep angriper betongoverflaten (såfremt betongen har normal tetthet).
- Alkali-tilslagsreaksjon hvor visse tilslagsmaterialer reagerer med sementlimet under dannelse av reaksjonsprodukter som virker sprengende på betongen.

Armeringskorrosjon skjer når betongen ikke lenger er i stand til å beskytte armeringen. Armeringskorrosjonen fører så til at betongen brytes ned gjennom rustsprengning. Armeringskorrosjon vil først skje når betongen karbonatiseres (pH reduseres til under 9) eller blir utsatt for kloridangrep. Armeringskorrosjon fremskyndes av liten betongoverdekning og oppsprekking av betongen.

Nedbryting av betong eller av en armert betongkonstruksjon er vanligvis et resultat av en kombinasjon av flere forskjellige angrep. Prosessene påvirkes av temperatur og fuktighet. De påskyndes av høyere temperatur, og de fleste prosesser er avhengig av fuktighet eller av optimal fuktighet.

Motstandsevne mot nedbryting, vanligvis kalt betongens bestandighet, er avhengig av betongens egenskaper. Høy betongfasthet sammen med egnet luftporesystem gir god bestandighet mot mekanisk nedbryting inklusive frostpåkjenning. Tett betong (lav permeabilitet) gir meget god bestandighet mot kalkutvasking og øker bestandigheten mot angrep

fra syrer og salter. Tett betong gir også bedre beskyttelse mot karbonatisering og kloridinntrenging.

I sterkt aggressivt miljø er det nødvendig med spesielle tiltak mot angrep på betong og armering. Ved angrep av sulfat må det benyttes en sulfatbestandig sement. Ved angrep av salter kan bestandigheten bedres gjennom kraftig dosering med silika. Ved angrep av sterke syrer eller saltopplosninger vil det ofte være nødvendig å beskytte betongen med et bestandig belegg. Belegg på betongen kan også gi beskyttelse mot armeringskorrosjon. Som beskyttelse mot armeringskorrosjon kan benyttes offeranoder. I nye konstruksjoner har det i de siste årene også vært mulig å benytte epoxybelagt armering.

I de etterfølgende avsnitt behandles de nedbrytende prosesser som er av betydning for norske betongdammer. De nedbrytende krefter vil være noe forskjellige avhengig av vannets surhet og klimatiske forhold.

Vannet er vanligvis rent og surt (bløtt), med pH-verdi ned mot 4,5 og med noe innhold av kullsyre. Det sure og kullsyreholdige vannet gir øket fare for kalkutvasking.

Det kan imidlertid normalt ses bort fra kjemiske angrep fra sulfater eller andre salter. Selv om det ikke kan utelukkes at enkelte dammer er utsatt for slike angrep, vil dette være spesielle tilfelle som kan holdes utenom problemstillingen aldring og sikkerhet av dammer.

Det samme gjelder for syreangrep med unntak av humussyre. Myrvann kan inneholde mye humus. I porøs betong bringer vannet humus inn i betongen med etterhvert økende konsentrasjon av humus.

Praktisk talt alle norske dammer er utsatt for frostpåkjenninger. Antall frostvekslinger vil være forskjellig. Men selv der det er relativt få frostvekslinger vil en dam kunne få skader gjennom frostsprengning i sprekker.

Norske dammer er i liten grad utsatt for karbonatisering [12], og dammene er ikke utsatt for kloridangrep. I de armerte dammene er hvelv og damplater lite utsatt for armeringskorrosjon. Armeringskorrosjon ser ut til å være begrenset til de sekundære konstruksjonene som brystning og gangbaner.

En del norske dammer er utsatt for alkali-tilslagsreaksjoner. Tidligere antok man at dette ikke ville skje med vanlige norske tilslagsmaterialer. Undersøkelser i de siste årene viser at det er flere bergarter i Norge som går i reaksjon med betongens alkaliske porevannsopløsning.

Det er imidlertid også mulig at en del av dammene er utsatt for oppsprekking gjennom dannelse av krystaller (f.eks. etringit) med sprengende virkning. Det gir samme sprekkebilde som ved alkalireaksjoner. Eventuell "sen-tringit reaksjon" er en ny problemstilling, og vi vet for lite til å kunne kommentere dette noe nærmere.

#### 4.1.2 Lekkasjer

Det må skjelnes mellom vanngjennomgang i selve betongen, lekkasjer fra riss, sprekker eller støpeskjøter og lekkasjer fra feil f.eks. ved innstøping av fugebånd.

For dammer i vanlig god betong vil det ikke være synlig eller knapt nok målbar vanngjennomgang i betongen. Synlige lekkasjer skyldes riss, sprekker, støpeskjøter eller feil ved utførelsen, kfr. figur 1.

Selv om det ikke er synlige lekkasjer gjennom betongen, vil det selv i en "vanntett" betong være vanngjennomgang. Denne har betydning for betongens bestandighet og beskrives nærmere i dette avsnittet.

Det er vanlig å angi betongens evne til å slippe igjennom vann under trykk ved hjelp av Darcy's lov på formen:

$$v = K \frac{dp}{dx}$$

hvor

$v$  = vannets hastighet, m/s

$\frac{dp}{dx}$  = trykkgradient (vanntrykk i meter delt på lengde i meter av vannvei gjennom betongen)

$K$  = permeabilitetskoeffisient, m/s

I nyere publikasjoner [12] angis at betongens tetthet som mål på bestandighet bør karakteriseres mer nyansert enn tidligere. Men fortsatt er man henvist til å benytte permeabilitetskoeffisient for å angi betongens tetthet.

Som angitt i pkt. 3.1 er permeabiliteten avhengig av betongens masseforhold (v/c-tall) og komprimering.

Gamle gravitasjonsdammer er bygget med betong med masseforhold (v/c) mellom 1,0 og 1,5. Betongen ble også dårlig komprimert, og slike dammer kan ha hatt betong med permeabilitetskoeffisient  $K > 10^{-6}$  m/s.

Betong kan regnes å være vanntett når permeabilitetskoeffisienten  $K$  er mindre enn  $10^{-10}$  m/s. Avhengig av tilslagets kvalitet, steinstørrelse og komprimering av betongen oppnås dette når betongen har masseforhold mindre enn v/c = 0,55-0,65. (NS 3420 angir  $K < 10^{-11}$  m/s og v/c < 0,50.)

En vanlig norsk platedam med høyde 20 m, lengde 200 m og areal vannside 4000 m<sup>2</sup> vil med permeabilitetskoeffisient  $K = 10^{-10}$  m/s ha en lekkasje på ca. 0,01 l/s. I praksis er dette ikke målbart, og målbar lekkasje skyldes lekkasjer i fuger, støpeskjøter og riss.

En gravitasjonsdam i samme størrelse og med permeabilitet  $2 \times 10^{-9}$  m/s vil ha omtrent samme vanngjennomgang. Men med permeabilitet  $10^{-6}$  m/s vil vanngjennomgangen komme opp i 5 l/s.

#### 4.1.3 Utvasking av kalk

Lekkasjer gjennom betong fører til kalkutvasking, se figur 2. Mekanismen ved kalkutvasking er:

Vannet i porene løser kalsiumhydroksyd. Ved vanngjennomgang transporteres kalken bort. Dermed synker kalkkonsentrasjonen, og når denne når et visst nivå begynner kalsiumhydrosilikatene (bindemiddelet i betongen) å avspalte kalsiumhydroksyd som igjen transporteres bort. Dette manifører tap av fasthet. Desto mer porøs betongen er, desto raskere blir kalktransporten og dermed nedbryting av betongen.

Kalsiumhydroksydet felles ut på luftsiden og reagerer med kullsyren i luften til kalsiumkarbonat [ $\text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{CO}_2 = \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$ ].

Virkingen av oppløst kulldioksyd ( $\text{CO}_2$ ) og kullsyre ( $\text{H}_2\text{CO}_3$ ) blir vanligvis beskrevet slik:

Kulldioksyd eller kullsyre reagerer med kalsiumhydroksydet til kalsiumkarbonat. Dersom innholdet av oppløst kulldioksyd eller kullsyre overstiger et kritisk nivå angripes kalsiumkarbonatet og det går over til lettløselig kalsiumbikarbonat [ $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ ] som transporteres bort med vannet. Dette felles så ut på luftsiden som kalsiumkarbonat [ $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2 = \text{CaCO}_3 + \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O}$ ].

I [10] angis at rent vann løser kalsiumhydroksyd,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , til en mengde av 1,85 g/l ved 0°C og 1,65 g/l ved 20°C. Målt som CaO tilsvarende dette henholdsvis ca. 1,35 g/l og 1,2 g/l. Sementens kalkinnhold, målt som CaO er ca. 60%. Teoretisk kan da 500 l vann ( $\frac{1000 \times 0,6}{1,2} = 500$ ) vaske ut all kalk i 1 kg sement.

I praksis inneholder lekkasjevann langt mindre oppløst kalk. [2] rapporterer 0,36 g/l ved en lekkasje på 0,01 l/s og 0,002 g/l fra en lekkasje på 2 l/s. Dette må komme av at vannet følger bestemte lekkasjeveier og kun i mindre grad trenger inn i porene i sementlimet. For å få holdepunkt for hvor mye kalk som vaskes ut ved enkeltlekkasjer, er det derfor nødvendig å måle kalkinnholdet i vannet.

Når det gjelder vanngjennomgang beregnet ut fra betongens permeabilitetskoeffisient må det antas at vanngjennomgangen skjer gjennom porene og at 500 l vann kan vaske ut all kalk i 1 kg sement.

Som angitt i pkt. 4.2.4 vil betongen ikke ha særlig stort fasthetstap så lenge det ikke er vasket ut mer enn 20% av det opprinnelige kalkinnhold. Ved øket utvasking skjer det en rask reduksjon av fastheten. Ut fra dette har vi følgende tidsperspektiv for utvasking av betong:

Er betongen vanntett (permeabilitet  $< 10^{-10}$  m/s) vil nedbryting gå meget langsomt og er i praksis ufarlig. Dette kan illustreres med en platedam som eksempel. Damplaten ved 10 m vanntrykk har tykkelse 0,5 m og et sementinnhold på 200 kg pr. m<sup>2</sup> damplate. Med permeabilitet  $10^{-10}$  m/s vil vanngjennomgangen være  $20 \cdot 10^{-10}$  m<sup>3</sup>/s eller 0,063 m<sup>3</sup>/år pr. m<sup>2</sup> damplate. 1 kg sement er da utsatt for en vanngjennomgang på 0,3 l/år, og 20% av kalken vil være vasket ut etter 300 år. De fleste plate-

dammene har imidlertid en permeabilitet nærmere  $10^{-11}$  m/s. Ved permeabilitet  $10^{-11}$  m/s vil kun 2% av kalken være vasket ut etter 300 år.

For en gravitasjonsdam med porøs betong blir det et helt annet forhold. Dersom det antas en permeabilitet på  $10^{-6}$  m/s og tykkelse på 0,8 x høyden blir vanngjennomgangen  $1,25 \times 10^{-6}$  m<sup>3</sup>/s eller 40 m<sup>3</sup>/år pr. m<sup>2</sup> damflate. Vanngjennomgangen pr. m<sup>2</sup> er like stor over hele damhøyden. Vanngjennomgang pr. kg sement er følgelig størst nær damkronen og avtar med økende damtykkelse. Dersom det antas 150 kg sement pr. m<sup>3</sup> betong, og man betrakter nivået 10 m under damkronen, vil 1 m<sup>2</sup> damflate inneholde 1200 kg sement. 1 kg sement er da utsatt for en vanngjennomgang på 33 l pr. år, og 20% av kalken vil være vasket ut etter 3 år.

Nå er det kun de aller dårligste gravitasjonsdammene som har så høy permeabilitet som  $10^{-6}$  m/s. En mer typisk permeabilitet for gamle gravitasjonsdammer er  $10^{-7}$  m/s. Men teoretisk vil 20% av kalken være vasket ut allerede etter 30 år.

#### 4.1.4 Frostsprengning

Betongens porer inneholder alltid en viss mengde fritt (ikke kjemisk bundet) vann. Det fine poresystemet, dvs. gel og fine kapillærporer, vil alltid være vannfylte. Ved økende vannmetting vil også grovere kapillærporer og luftinnblandingsporer fylles med vann.

Vannets frysepunkt synker med minskende porestørrelse. Ved normale temperaturer ned mot  $-20^{\circ}$  fryser derfor ikke vannet i gelporene eller i de fineste kapillærporene. Når vannet i de større porene går over til is kan det på grunn av volumøkningen oppstå så store spenninger at betongen skades. Dette vil skje dersom vannet under frysing ikke i tilstrekkelig grad kan unngå til nærliggende luftporer.

Et egnet luftporesystem beskytter derfor mot frostskafer. Det gjør også betong med lav permeabilitet, dvs. lavt masseforhold (v/c-tall).

For betong som ikke er tilstrekkelig frostsikker vil skadene vise seg som avskallinger på betongoverflatene, se figur 3. Dette er typisk ved mange sekundære konstruksjoner (brystning, brubane etc.) ved norske dammer.

Skader på overflaten kommer av at fuktighetsnivået der ofte er høyere enn i konstruksjonens indre deler. I visse tilfelle har man det motsatte forhold hvor indre deler av konstruksjonen er vannmettet, mens fordunstning gir tørrere betong mot overflaten. Det kan da oppstå indre frostsprengning som gir seg utslag i relativt grove og dype sprekker.

Slike skader kan tenkes å oppstå i konstruksjoner utsatt for vanntrykk. Men en sprekke vil ikke kunne åpnes opp uten at omliggende betong sprenges ut mot en fri overflate. Sprekker normalt på luftsidene av damplate eller hvelv vil derfor vanskelig kunne bli særlig åpne.

Forholdet er anderledes f.eks. ved pilarer med nederste del under vann. Vannet suges opp gjennom kapillærvirkning, og innvendig frostsprengning kan sprengne mot frie flater. Det er mulig at lignende forhold finnes i platedampilar i en del av de tilfelle det oppstår sprekker i nedstrøms kant av pilaren, se figur 4.

Den verste frostsprengning opptrer i vannfylte sprekker hvor vannet blir stående uten å bli drenert bort. På den måten kan primærskader som f.eks. temperatur eller svinnriss fra byggefasen, oppsprekking fra alkalireaksjoner eller fuger rundt innstøpingsgods utvikles til omfattende oppsprekking.

Omfattende frostsikader opptrer også ved støpeskjøter i eldre dammer. Dette skyldes kombinasjon av fuktighet i skjøtene og dårlig utstøpt betong både over og under skjøten.

#### 4.1.5 Alkalireaksjon

Alkalireaksjon (tidligere kalt alkali-kisel reaksjon) er en kjemisk reaksjon i betongen mellom silikater i tilslaget og alkalier i sementen. Under den kjemiske prosessen dannes et reaksjonsprodukt (gel) som suger vann og derigjennom har en sprengende virkning i betongen. På overflaten fører dette til synlige sprekker (krakelering) i et karakteristisk tilnærmet bikubemønster, se figur 5.

Alkalireaksjoner i betong forekommer i en rekke land som f.eks. Danmark, Storbritannia, Island, Canada og USA. I Norge har alkalireaksjon vært lite påaktet, da man antok at våre bergarter var lite reaktive. Men i løpet av det siste 10-året er det påvist alkalireaksjoner både i Telemark, i sentrale østlandsområder og i Trøndelag, og det kan konstateres at også en god del norske betongdammer er utsatt for alkalireaksjoner av forskjellig intensitet.

Vassdragstilsynet har i 1988-89 utført undersøkelse av i alt 22 dammer. Resultatet av denne undersøkelsen, samt en nærmere redegjørelse for alkalireaksjoner, er utgitt som NVE Publikasjon V 20, "Alkalireaksjoner i norske betongdammer", datert 27.6.1989 [13]. Publikasjonen gir en god oversikt, og det henvises derfor til denne for nærmere opplysninger om alkalireaksjoner.

#### 4.1.6 Karbonatisering

Når betong herdner reagerer sement med vann, og det blir bl.a. produsert kalsiumhydroksyd,  $\text{Ca(OH)}_2$ . I tillegg finnes det i betongen alkalier i form av natriumoksyd  $\text{Na}_2\text{O}$  og kaliumoksyd  $\text{K}_2\text{O}$ . Disse forbindelsene danner ioner i porevannet, som gir et basisk miljø med en pH-verdi på ca. 13 i betongen. Andre sementtyper og tilsetning av silika kan gi noe lavere pH.

$\text{CO}_2$  i luften vil etter hvert reagere med  $\text{Ca(OH)}_2$  i betongen, og det dannes kalsiumkarbonat [ $\text{Ca(OH)}_2 + \text{CO}_2 \rightarrow \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$ ]. Reaksjonen starter på overflaten og går gradvis lenger inn i konstruksjonen etter

som CO<sub>2</sub> trenger inn. Prosessen kalles karbonatisering, og pH-verdien i betongen reduseres etter hvert til ca. 9.

Karbonatiseringshastigheten avtar med tiden. Man kan anta at karbonatiseringsdybden forandrer seg proporsjonalt med kvadratroten av tiden; altså:

$$x = k \cdot \sqrt{t}$$

x = karbonatiseringsdybde

t = eksponeringstiden

k = en konstant som først og fremst avhenger av betongens kvalitet og relativ fuktighet.

Den kjemiske reaksjonen skjer hurtigst ved ca. 60% relativ fuktighet i betongen.

[11] angir 30 mm karbonatiseringsdybde under optimal fuktighet etter

15 år for betong med v/c-tall 0,75

30 år for betong med v/c-tall 0,65

80 år for betong med v/c-tall 0,55

For dammer med relativ fuktighet, vanligvis 100%, går karbonatiseringen meget langsommere. [11] angir at under høy fuktighet er karbonatiseringsdybden 30 mm først etter 100 år selv ved betong med v/c-tall 0,75.

Karbonatisering er ikke skadelig for selve betongen. Den blir tvert imot tettere og sterkere enn en "frisk" betong. Karbonatiseringsprosessen vil derfor heller ha en gunstig effekt på uarmerte betongkonstruksjoner.

Karbonatiseringen fører imidlertid til at betongen mister evnen til å beskytte armeringen mot korrosjon, kfr. pkt. 4.2.3 om armeringskorrosjon.

Vassdragstilsynet gjennomførte i 1988 en undersøkelse av 21 betongdammer. Dette er rapportert i NVE Publikasjon V 19, "Karbonatisering av betong, et problem på norske dammer?", datert 1.3.1989 [12]. Resultatene viste stort sett liten karbonatisering på de undersøkte konstruksjonene, og hovedkonklusjonen er at karbonatisering ikke ser ut til å være noe problem på norske betongdammer.

## 4.2 Virkning av nedbrytingsprosesser

### 4.2.1 Øket lekkasje

Bortsett fra mange gravitasjonsdammer er det i betongdammene benyttet "vanntett" betong med lav permeabilitet. Det oppstår da ikke målbare lekkasjer gjennom uoppstrukket betong. Lekkasjene finnes i riss og støpeskjøter eller der det er begått feil under utførelsen. Slike lekkasjer vil vise seg relativt tidlig etter at det er satt vann på dammen.

I en del tilfelle kan vannet være så materialførende at det har en tettende (maurende) effekt. I dårlig betong vil kalkutvasking åpne for øket lekkasje. Den utfelte kalken danner kalsiumkarbonat ( $\text{Ca CO}_3$ ) når den reagerer med kullsyre i luften. Kalsiumkarbonat er tungt løselig og dersom reaksjonen skjer inne i betongen vil dette kunne tette lekkasjeveier. Det er lite som tyder på at dette skjer ihvertfall der det er større lekkasjer, og det er mange eksempler på at kalkutfelling fra riss øker for hvert år. Det bør derfor regnes med at rissene normalt ikke tetter seg selv, i hvert fall ikke i områder med rent vann. På den annen side er det lite som tyder på at lekkasjene øker. I de fleste tilfelle kan det regnes med at når det har oppstått lekkasjer gjennom støpeskjøter og riss, vil lekkasjene holde seg tilnærmet konstant i lang tid.

Lekkasjene vil imidlertid endre seg over året både på grunn av endret vannstand og at nedkjøling om vinteren kan gi større rissåpninger. Ved dammer uten isolasjonsvegg kan lekkasjer i riss "fryse tørt" om vinteren. Selve lekkasjen vil observeres forskjellig, avhengig av temperatur og luftfuktighet. En dam ser ut til å ha mindre lekkasjer en tørr og varm sommerdag enn en kjølig og fuktig høstdag.

#### 4.2.2 Oppsprekking

Den viktigste nedbrytingsmekanisme ved betongdammer er tiltakende oppsprekking, ofte i kombinasjon med lekkasjer. Dette gjelder både når oppsprekking er et resultat av påkjenninger (svinn og temperatur) i byggefasen eller av belastninger i driftsfasen, eller utvikles som sekundærskader fra alkalireaksjoner eller armeringskorrosjon.

Man kan til en viss grad skjerme mellom ufarlige og farlige sprekker. Ufarlige sprekker er sprekker som ikke utvikles videre og hvor eventuell vanngjennomgang ikke øker med årene. Dette er enten fine sprekker med sprekkåpning mindre enn 0,1-0,2 mm, eller større sprekker hvor vann dreneres slik at det ikke oppstår frostsprengning.

Farlige sprekker er vannfylte sprekker med frostsprengning. Oppsprekkingen vil da fortsette, ofte med aksellererende tempo, til omfattende skader både på betong og eventuell armering. Også der det ikke er fare for frostsprengning kan sprekker være farlige angrepspunkt for korrosjon av armering, kfr. neste punkt om armeringskorrosjon.

#### 4.2.3 Armeringskorrosjon

Stål ruster når det blir eksponert for fuktighet og oksygen. Innstøpt armering er beskyttet på grunn av det høye pH-nivået i porevannet. Ståloverflaten får da et mikroskopisk oksydlag som hindrer korrosjon. Stålet korriderer først når det beskyttende oksydlaget blir ødelagt enten ved at betongen karbonatiseres eller ved at kloridjoner trenger inn til overflaten av stålet.

Korrosjonshastigheten er deretter avhengig av betongens elektrolytiske ledningsevne, temperaturen, og av diffusjonshastigheten for oksygen gjennom betongoverdekningen.



Betongens elektrolytiske ledningsevne stiger med økende fuktighet i betongen, mens oksygendiffusjonen avtar med økende fuktighet. Dette fører til at korrosjonshastigheten når et maksimum ved en relativ fuktighet i betongen på 90-95%. Helt vannmettet eller lufttørr betong har liten korrosjonshastighet. Ved korrosjon forårsaket av klorider er korrosjonshastigheten større enn når korrosjonen initieres av karbonatisering.

Under ugunstige forhold med tilgang på fuktighet og oksygen er korrosjonshastigheten mange ganger større enn for vanlig atmosfærisk korrosjon av uinnstøpt stål. Korrosjonen stimuleres av den store forskjellen i pH-verdi mellom den del av ståloverflaten som grenser mot karbonatisert betong og den del som grenser mot betong som ikke er karbonatisert.

Ved korrosjon av armering dannes korrosjonsprodukter med større volum enn det opprinnelige stålet, og dette gir seg utslag i rustsprengning. Dette aksellererer prosessen gjennom ytterligere oppsprekking og avskalling av overdekkende betong.

Norske dammer er ikke utsatt for klorider. Som angitt i 4.1.6 er norske dammer også lite utsatt for karbonatisering. Dette skyldes bruk av tett betong og stor betongoverdekning.

Typisk betongoverdekning for norske dammer er:

Hvelv:	Vannside	60 mm
	Luftside	50 mm
Damplate:	Vannside	50 mm
	Luftside	40 mm
Pilarer:		40 mm
Brystning:	Vannside	30 mm
	Luftside	20 mm
Gangbane:		20 mm

Hvelv, damplate og brystninger er vanligvis støpt med betong med v/c-tall  $< 0,55$ . Ut fra VVT's undersøkelse [12] og livslengdebetraktning i [11] vil disse konstruksjonene med overdekning  $> 30$  mm ha teoretisk livslengde mer enn 500 år før karbonatisering når inn til armeringen. Kalkutvasking (se pkt. 4.1.3) gir også en form for karbonatisering. Men for de aktuelle betongkvaliteter går dette så langsomt at det ikke endrer på antakelsen om en teoretisk livslengde på mer enn 500 år.

Damplater og armerte hvelv er derfor lite utsatt for armeringskorrosjon. Dette ser ut til å være tilfelle også der det er gjennomgående riss med fuktighet og kalkutfelling. I henhold til [11] er armeringen godt beskyttet selv ved rissvidder opp til 0,3-0,4 mm. Dette forklares med at selv om det skjer en rask karbonatisering og korrosjon i sprekken, vil korrosjonsproduktene tette sprekken, og det lokale området blir realkalisert av omliggende betong.

Dette gjelder ikke for større sprekker, og selv for sprekker mindre enn 0,3 mm må det antas at sprekker med fuktighet og kalkutfelling blir bestemmende for om/når det blir påkrevet med tiltak for å hindre eller bremse korrosjon av armeringen. Selv om dette ikke blir av noe omfang før etter kanskje 100 år eller mer, er det ønskelig at det igangsettes systematiske undersøkelser med utboring av prøver kombinert med potensialmålinger. Der det er observert jernholdig kalkutfelling bør det undersøkes om dette skyldes jernholdig vann i magasinet.

Om de primære konstruksjonene er lite utsatt for armeringskorrosjon, finnes det en god del eksempler på armeringskorrosjon i sekundære konstruksjoner (brystning, gangbaner etc.). Dette er konstruksjoner med betongkvalitet C25 eller dårligere (v/c-tall 0,65 eller høyere) og betongoverdekning 20 mm eller mindre. Konstruksjonene er ikke vannmettet, og er derfor utsatt for karbonatisering. Det kan derfor antas at armeringskorrosjon i en del tilfelle er initiert av karbonatisering gjennom uoppsprukket betong. Men i de fleste tilfelle er karbonatisering og korrosjon fremskyndet av oppsprekking og frostskafer.

#### 4.2.4 Redusert betongfasthet

I de første årene vil betongfastheten normalt øke med 10-25%. Betongen vil deretter kunne beholde sin fasthet i lang tid (flere hundre år). Dette gjelder så lenge betongen ikke eksponeres for miljøpåkjenninger som gir fysikalsk eller kjemisk nedbryting.

Ved norske betongdammer vil redusert fasthet være et resultat av kalkutvasking, forvitring gjennom frostsprengning og alkali-tilslagsreaksjoner.

Litteraturen [4] og [5] gir forskjellig opplysning om fasthetstapet som funksjon av utvasket kalk. [5] angir at fasthetstapet er relativt lite om utvasket kalk er mindre enn 20% av sementens opprinnelige kalkinnhold. [4] angir at 50% utvasket kalk fører til fullstendig tap av fasthet.

Med eksemplene i pkt. 4.1.3 vil en gravitasjonsdam med permeabilitet  $10^{-6}$  m/s begynne å miste fasthet etter 3 år, og all fasthet ville være tapt før det er gått 10 år. Dette har antakeligvis vært situasjonen for noen av de aller første gravitasjonsdammene som ble bygget her i landet.

For gravitasjonsdammer bygget før 1930 er det mer typisk med permeabilitet  $10^{-7}$  m/s. Men selv disse dammene vil ha kort levetid dersom vanngjennomgangen ikke blir stanset.

For gravitasjonsdammer bygget etter 1930 har det kun unntaksvis vært benyttet betong med masseforhold (v/c) høyere enn 0,8. Dette gir tilstrekkelig tett betong til at det med en tidshorisont på 100 år ikke oppstår noe alvorlig tap av fasthet.

For platedammer og hvelvdammer gjelder at det er benyttet så tett betong at det selv med en tidshorisont på 300 år ikke skal oppstå noe alvorlig tap av fasthet.

For disse damtypene er det imidlertid et spørsmål om hva kalkutvasking ved vanngjennomgang i riss og støpeskjøter gir av nedsatt fasthet. [5] angir et man lokalt får stor kalkutvasking, med eksempel som viser 40% utvasking i selve sprekken, og målbar utvasking 30 mm fra sprekken. Ut fra dette må det foreligge fasthetstap i selve sprekkeflaten og 0,5-1,0 mm inn fra denne.

Fasthetstap langs en sprekke vil sjelden være av betydning for kraftoverføring eller styrke. I en støpeskjøt kan redusert fasthet være av større betydning, men sannsynligvis vil kalkutvasking i sprekker og støpeskjøter heller være et spørsmål om karbonatisering og korrosjon av armeringen.

#### 4.2.5 Endret belastning

Ved gravitasjonsdammer er innvendig vanntrykk (poretrykk) like viktig som utvendig vanntrykk når det gjelder dammens stabilitet mot velting og glidning. Mange av de første gravitasjonsdammene ble bygget med innvendig drenasje. Dette tjente to formål: Drenasjen skulle avskjære lekkasjer slik at disse ikke kom ut på luftsiden, og den skulle redusere det innvendige vanntrykket.

På grunn av kalkutvasking blir drenasjesystemet etterhvert mindre effektivt. I slike dammer kan det derfor skje en økning av poretrykket med årene. Det samme kan skje på grunn av oppsprekking fra vannsiden.

Aldringsprosessen vil dermed redusere dammens sikkerhet gjennom øket belastning. Dammer som tilfredsstillte dagens krav vil fortsatt ha tilfredsstillende sikkerhet, men ved dammer som er dimensjonert for et redusert innvendig vanntrykk vil en kunne få uakseptabel lav sikkerhet.

Ved platedammer og hvelvdammer har innvendig vanntrykk (poretrykk) liten betydning for dammens sikkerhet.

#### 4.3 Tilstandsvurdering

For tilstandsvurdering av betongdammer er følgende undersøkelser aktuelle:

- Visuell inspeksjon.
- Undersøkelse av betongfasthet i overflaten med bruk av prellhammer. Resultatene er imidlertid lite pålitelige, og gir kun en indikasjon på fasthetsnivået.
- Kjerneboringer for registrering av eventuelle hulrom eller forskjeller i betongkvalitet.

- Utboring av betongkjerner for kontroll av:
  - \* trykkfasthet
  - \* betongsammensetning
  - \* karbonatiseringsdybde
  - \* alkalireaksjoner
  - \* oppsprekking
- Utboring av betongkjerner med armering for undersøkelse av armeringskorrosjon.
- Undersøkelse av karbonatiseringsdybde ved meisling og bruk av indikatorvæske (fenolftalein).
- Undersøkelse av betongoverdekning med "covermeter" eller tilsvarende instrument.
- Potensialmålinger for å undersøke om korrosjon av armering pågår eller ikke.

En vurdering basert på en eller flere av disse undersøkelsene vil kunne si noe om dammens tilstand. Den vil imidlertid ikke være ut-sagnskraftig når det gjelder dammens sikkerhet. Vurdering av dammens sikkerhet må baseres på en gjennomgang av konstruksjonens styrke og stabilitet sammenholdt med en tilstandsvurdering.

#### 4.4

#### Tiltak mot nedbrytende prosesser

Ved norske dammer er det behov for tiltak mot nedbryting stort sett begrenset til dammer som er bygget av betong med høy permeabilitet, som har andre feil ved utførelsen eller er utsatt for alkalireaksjoner, og til sekundære konstruksjoner utsatt for frostforvitring.

I det fleste tilfelle blir det et spørsmål om hvilken metode som skal velges for tetting av dammen. Dette er nærmere beskrevet under de enkelte damtyper.

Med tetting av dammen stoppes videre kalkutfelling, og frostforvitring vil vanligvis bli redusert. Med tetting av dammen skal det i teorien også være mulig å stanse eller forsinke en alkalireaksjon. Men det er foreløpig usikkert hvor effektivt dette vil være, og vi kjenner heller ikke til andre tiltak som kan tenkes å stoppe en alkalireaksjon.

Tetting vil også redusere hastigheten av eventuell armeringskorrosjon. Der det allerede forekommer rustsprengning med oppsprekking og avskalling av betong må dette utbedres på tradisjonell måte med bortmeisling av dårlig betong, frilegging av armering minst 100 mm bort fra korrodert område, påføring av epoxy eller sementbasert rustbeskyttelse på armeringen og påstøp av ny betong.

Betong som har for høyt klorinnhold eller som er karbonatisert, kan rehabiliteres med henholdsvis elektrokjemisk avsalting og elektrokjemisk re-alkalisering. Korrosjon av armering kan også hindres gjennom katodisk beskyttelse. Det er ikke særlig aktuelt å benytte disse metodene ved norske betongdammer, og metodene blir derfor ikke beskrevet nærmere. Det vises for øvrig til [15].



Figur 1  
Lekkasjer i horisontale støpeskjøter og i riss i en hvelvdam



Figur 2  
Kalkutvasking fra riss i en damplate



Figur 3  
Avskalling (frostsprenning) på topp av brystning



Figur 4  
Sprekker i nedstrøms kant av pilar



Figur 5  
Oppsprekking pga. alkalireaksjon

## 5. GRAVITASJONSDAMMER

### 5.1 Utførelse og bestandighet

Gravitasjonsdammene er fellesbetegnelsen på betongdammer og murdammer (bruddstensdammer) som med sin egen vekt er stabil mot vanntrykket. Dammene fundamenteres vanligvis på fjell, men det er også noen norske gravitasjonsdammer som er bygget på løsmasser.

De første gravitasjonsdammene i Norge var bruddstensdammer. Disse ble bygget enten som tørrmursdammer eller med bruddsten lagt i mørtel med sementspekkede fuger. Det ble bygget mange bruddstensdammer på 1800-tallet, og damtypen ble benyttet frem til ca. 1920. Bygging av gravitasjonsdammer i betong startet omkring 1905. I mange av de første dammene ble det benyttet sparsten, og bruddsten ble benyttet som forblending på luft- og vannside.

De fleste gravitasjonsdammene er støpt i seksjoner på fra 6 m til 15 m mellom vertikale kontraksjonsfuger og med horisontale støpeskjøter. En del av de mindre dammene (høyde opp til 15 m) er særlig på 1960- og 1970-tallet støpt uten horisontale støpeskjøter.

Som angitt i pkt. 3.3 ble de første dammene bygget med betong med v/c-tall helt opp mot 2,0. Etterhvert ble det vanlig med betong i blandingsforhold 1:3:5 med v/c-tall i området 0,8-1,0, og det ble benyttet et fetskikt og puss på vannsiden.

Det såkalte fetskikt sprakk opp og ga ingen effektiv tetting. Det samme gjaldt forblending med fuget bruddsten. Den innvendige magerbetongen var langt fra vanntett, og det oppsto tildels store lekkasjer med kalkutvasking helt fra første oppfylling av magasinet.

Med blandingsforhold 1:3:5 er det mulig å oppnå forholdsvis tett betong. Men med datidens støpemetoder ble betongen dårlig komprimert, og dette førte til lekkasjer med kalkutvasking, særlig i støpeskjøtene.

Særlig i de eldste dammene var betongen så dårlig at det raskt oppsto store frostskafer med forvitring på luftsiden og den del av vannsiden som ble tørrelagt ved nedtapping om vinteren.

De større betongdammene ble ofte bygget med drenerør mellom fetskiktet og magerbetongen. Lekkasjer med kalkutvasking forårsaket kalkutfelling i drenerørene.

Gravitasjonsdammene bygget etter 1930 er av forskjellig kvalitet. Det er bygget forholdsvis få dammer med høyde over 15 m, og de fleste av disse er bygget med forholdsvis god betong. Det er imidlertid bygget en god del mindre dammer. Mange av disse er bygget med dårlig betong, og fremstår etterhvert med en god del skader.

Etter 1960 er det benyttet mer bestandig betong også i gravitasjonsdammene. Lekkasjer med kalkutvasking er begrenset til riss og til en del støpeskjøter, mens frostsprengning vanligvis er begrenset til



sekundære konstruksjoner. I de tilfelle dammene er armert, er det så vidt vi vet ikke observert rustsprengning fra armering.

## 5.2 Sikkerhet

Gravitasjonsdammer skal være stabile mot glidning og velting. Tradisjonelle dimensjoneringsforutsetninger er at stabiliserende moment skal være mer enn 1,5 x veltende moment, og at horisontale krefter skal være mindre enn 0,8 x vertikale krefter. Vanligvis ble dette kontrollert for vanntrykk fra dimensjonerende flomvannstand og poretrykk (oppløft) lik vanntrykket, og lineært avtagende til null på luftsiden.

Det er knyttet adskillig usikkerhet til antagelsen om poretrykk (oppløft). I dammer med drenasje er det regnet med et lavere poretrykk. Dette er tvilsomt fordi drenasjen tilstoppes gjennom årene. Det må også regnes med at oppsprekking av en gravitasjonsdam i noen tilfelle kan føre til høyere poretrykk enn det lineært avtagende mot luftsiden.

I Damforskriftene er det tatt hensyn til dette gjennom krav om at det i bruddgrensekontroll skal antas fullt poretrykk (oppløft) gjennom damtverrsnittet og i fugen mellom betong og fjell (eller betong og løsmasser) så langt inn fra vannsiden som det beregningsmessig opptre vertikale strekkspenninger. Videre ut mot luftsiden kan antas lineært avtagende poretrykk (oppløft). Dette betyr at det regnes med et høyt poretrykk, men til gjengjeld benyttes lastkoeffisienter ikke høyere enn 1,2 for ytre vanntrykk og 1,0 for poretrykk (oppløft).

I praksis gir begge sett av dimensjoneringsforutsetningene omtrent samme damtverrsnitt. Ved fundamentering på fjell og trekantformet damtverrsnitt vil Damforskriftenes krav være oppfylt når tykkelsen i bunn er 0,85 x høyden opp til dimensjonerende flomvannstand. Vanligvis har dammene en kronetykkelse på 0,5-1,5 m, og den ekstra betongvekten gjør at gravitasjonsdammen kan ha tilfredsstillende stabilitet ved damtykkelse på 0,7-0,8 x høyden.

Dammens vekt gir da tilstrekkelig stabilitet mot vanntrykket, mens istrykk må opptas ved hjelp av fjellbolter samt vertikalarmering av vannsiden med omtrent samme tverrsnitt (mm<sup>2</sup> pr. m dam) som fjellboltene. Murdammene og mange av betongdammene er bygget uten fjellbolter eller armering av vannsiden. De vil da som regel ikke tilfredsstillende Damforskriftenes krav når det gjelder stabilitet mot istrykk.

Opptredende betongspenninger er meget beskjedne. For eksempel opptre det ikke mer enn ca. 1,0 MPa (trykk) i en 30 m høy dam. Bortsett fra de aller eldste gravitasjonsdammene har betongen i utgangspunktet normalt hatt trykkfasthet over 10 MPa. Betongen er da ikke dårligere enn at det går mange 10-år før kalkutvasking gir nevneverdig reduksjon av betongfastheten.

Det er derfor vanskelig å forestille seg dambrudd på grunn av redusert betongfasthet. Det er mer nærliggende at dambrudd kan skje enten ved at dammen brytes så mye ned at den får redusert tykkelse i et kritisk snitt (f.eks. ved overgangen betong-fjell) eller at den får omfattende

og gjennomgående sprekker med ugunstig fall fra vannsiden mot luft-siden av dammen.

Fjellbolter og armering ser ut til å være lite utsatt for korrosjon. Det vil gå svært lang tid før slik korrosjon får noen sikkerhetsmessig betydning, og det vil da være begrenset til hva dammen kan tåle av islast. Redusert sikkerhet mot islast vil neppe føre til annet enn oppsprekking med liten risiko for at dette utvikles til dambrudd.

En dam som i utgangspunktet har et tverrsnitt som tilfredsstillende Damforskriftene tåler omfattende skader før sikkerheten reduseres så mye at det er noen reell fare for dambrudd. En dam med tynnere tverrsnitt har imidlertid mindre "å gå på" før sikkerheten er vesentlig redusert. Men selv en "slank" gravitasjonsdam vil ikke få vesentlig redusert sikkerhet før skadene er langt mer omfattende enn det som normalt har foranlediget utbedring og rehabilitering av gravitasjonsdammer.

Dette resonnementet gjelder kun spørsmålet om i hvilken grad aldring reduserer sikkerheten av en gravitasjonsdam. Dersom dammen i utgangspunktet ikke har tilfredsstillende stabilitet, bør dette bringes i orden selv om dammen ellers er i god stand.

### 5.3 Utbedring

Flere av de første gravitasjonsdammene er nå erstattet av helt nye dammer. Dette omfatter både dammer som var så dårlige at man fant det nødvendig å erstatte den med nye dammer, og dammer som er erstattet av nye dammer i forbindelse med øket oppdemming.

De fleste av de øvrige betong- og bruddstensdammene fra før 1930 er etterhvert rehabilitert. Vanligvis er det støpt en vanntett betongplate på vannsiden. Riktig utført gir dette dammen tilfredsstillende tetthet samtidig som det blir slutt på nedbryting gjennom kalkutvasking. Dammer uten lekkasjer er også mindre utsatt for frostforvitring. Tilstrekkelig uttørring av luftsiden åpner også for at skader på luftsiden lar seg utbedre gjennom påstøp eller påføring av sprøytebetong.

Dersom en gravitasjonsdam har lekkasjer og ellers viser tegn på skader, gir en frontal betongplate den mest effektive og varige utbedring av dammen. Injeksjon vil sjelden være så effektiv som en frontal betongplate. Membran eller sprøytebetong på vannsiden er heller ikke så effektiv og varig som en støpt betongplate.

Dersom dammen ikke har tilfredsstillende stabilitet, men ellers er i god stand uten lekkasjer, kan det være riktig å spenne opp dammen mot fjellankre. Dette vil normalt være billigere enn en frontal betongplate. Forspente kabler er imidlertid langt mer utsatt for korrosjon enn vanlig armering. Levetiden for en oppspennet dam må derfor antas å bli kortere enn for en dam rehabilitert med frontal betongplate.

Som en oppsummering kan det konkluderes med at en gravitasjonsdam som er i dårlig stand kan rehabiliteres til tilfredsstillende sikkerhet. Med frontal betongplate og vedlikehold av luftsiden vil den rehabiliterte dammen kunne få lang levetid uten nevneverdig reduksjon av sikkerheten.

## 6. PLATEDAMMER

### 6.1 Utførelse og bestandighet

Platedammen kommer inn under den gruppe av dammer som på engelsk kalles "buttress dam", og som i damregisteret blir betegnet CB. Denne gruppen omfatter alt fra hule massivdammer og lamelldammer til de slanke platedammene som på engelsk kalles "slab-buttress dam".

Platedammen med betegnelsen "Ambursen" dam, ble introdusert i 1903 i USA. Det ble bygget en god del "Ambursen" dammer i USA frem til omkring 1940. Den første platedammen i Norge ble bygget i 1914, og det ble etterhvert vanlig å bygge platedam i stedet for gravitasjonsdam. Damtypen er benyttet i de andre nordiske land, men er ellers lite benyttet i internasjonal sammenheng.

Den typiske norske platedammen adskiller seg noe fra den amerikanske "Ambursen" dam, særlig når det gjelder opplegget av damplaten på pilarene. Etter opplysninger i en artikkel om amerikanske dammer i tidsskriftet Hydro Review, juni 1990, ser det også ut som om plate og pilarer i disse dammene kan ha noe lavere sikkerhet enn i de norske platedammer.

I USA er enkelte platedammer fundamentert på løsmasser. Samtlige norske platedammer er fundamentert på fjell.

De fleste norske platedammene har høyder mellom 10 og 20 m, og det finnes noen få med høyde opp mot 35 m. Dammene bygget før og under krigen hadde litt varierende utforming. Det ble benyttet pilaravstand på 4,5 eller 5,0 m, og noen dammer hadde oppdelte pilarer (skrå støtter) i stedet for skivepilarer. Etter 1945 er dammene svært like med pilaravstand 5,0 m, platehelning 5:4 og kontinuerlig plate med dilatasjonsfuger i momentnullpunkt. Et par av de høyeste dammene har pilaravstand på 6 og 6,5 m.

Både plate og pilar har vanligvis tykkelse 300 mm ved damkronen med tykkelsesøkning 20-30 mm pr. vertikalmeter. Det er vanligvis sideavstiving mellom pilarene. De fleste platedammene er bygget med isolasjonsvegg.

Platedammer bygget etter ca. 1955 er armert med kamstål, vanligvis med en armeringsmengde på 30-40 kg pr. m<sup>3</sup> betong i pilarene og 70-90 kg pr. m<sup>3</sup> betong i platen. Før dette ble det benyttet glattstål, og armeringsmengden var da 100-120 kg pr. m<sup>3</sup> betong i platen, mens det var svært lite armering i pilarene.

De første platedammene ble bygget med horisontale støpeskjøter både i plate og pilarer. I støpeskjøtene ble det mye lekkasjer med kalkutvasking og frostskaider.

Etter 1930 har det vært vanlig å kreve at damplatene støpes opp uten horisontale skjøter, og i et flertall av dammene er også pilarene støpt uten støpeskjøter.

Som angitt i pkt. 3.3 ble det i de første platedammene benyttet betong med v/c-tall 0,60-0,65 i platen, og betong med v/c-tall 0,8-1,0 i pilarene. Platedammene etter 1930 har stort sett betong med v/c-tall 0,50-0,55 i platen, og betong med v/c-tall 0,6-0,7 i pilarene.

Dette innebærer at betongen i damplatene gjennomgående har god bestandighet. Betongoverdekning som angitt i pkt. 4.2.3 gir god beskyttelse mot armeringskorrosjon.

I damplatene finnes en del vertikale riss et kort stykke opp fra foten av platen. I de fleste dammene er det en del horisontale riss i platene. Det finnes dammer nesten uten horisontalriss, mens noen dammer har mye horisontalriss. Rissene i platedammene viser stort sett moderat fuktighet og kalkutvasking. I en del platedammer er det observert jernholdig kalkutfelling fra riss. Det kan ikke utelukkes at dette i noen tilfelle kommer fra korrosjon av armeringen, men som regel skyldes dette jernholdig vann. Så vidt vi vet er det ikke observert rustsprengning i damplater.

Betongen i pilarene er av mer variabel kvalitet. Dette gir seg utslag i frostforvitring rundt bakkant av pilarene i en del av dammene. I en del tilfeller opptrer sprekker i bakkant av pilaren, som trenger innover parallelt med siden av pilaren og dermed spalter opp denne. Sprekkene må skyldes virkning av frost, men det er vanskelig å forklare hva som har initiert sprekken.

I platedampilarer forekommer også horisontale og/eller skrå sprekker. Disse kommer av at pilarene svinner i forhold til platen eller at platen ekspanderer i forhold til pilaren. Dette må skyldes at pilar og plate i perioder over året har forskjellig temperatur. Muligens vil også pilarene få noe uttørkingssvinn, mens damplaten ikke er utsatt for dette. I et par tilfelle kan alkalireaksjon i platen ha betydning. Det er imidlertid nærmest utelukket at dette skyldes opptredende spenninger eller noen form for overbelastning.

## 6.2 Sikkerhet

Den skrå vannsiden gir platedammene meget god stabilitet. For vannlast er horisontale krefter mindre enn 0,8 x vertikale krefter, og resultant ligger innenfor kjernetverrsnittet, dvs. det oppstår ikke strekkspenninger i forkant av pilaren. Dette gjelder også for 5 t istrykk så lenge damhøyden er over ca. 5 m, og det er først ved damhøyde under ca. 3 m at istrykket (5 t) gir resultant utenfor tverrsnittet.

For de helt lave dammene er det altså nødvendig med fjellbolter for likevekt mot istrykk, mens dammer med høyde over 3-4 m er stabile for 5 t istrykk selv uten fjellbolter.

Maksimal trykkspenning (hovedspenning) i pilarene er ikke høyere enn 0,7 MPa ved en damhøyde 10 m, økende til 1,2 MPa ved damhøyde 30 m. Høyeste tillatte betongspenning begrenses gjennom krav til sikkerhet mot utknekning. Uten at dette er nærmere undersøkt antas at pilarene ville ha hatt tilfredsstillende sikkerhet selv om opptredende betongspenning var 5 MPa eller høyere.

Dette viser at en pilar tåler stor reduksjon av tverrsnittet før det er noen fare for dambrudd.

Horisontale sprekker i pilarene er heller ikke farlige for dammens sikkerhet. Dette begrunnes med at kreftene i pilaren "lukker" sprekken til det er tilstrekkelig tverrsnitt (f.eks. 5-10% av pilarens tverrsnitt) for overføring av kreftene. Sprekkene er så ujevne (ru) at det er tilstrekkelig friksjon i forhold til den opptredende kraftretning. Større sprekker kan forårsake en viss "setning" av pilaren slik at platen blir utsatt for tilleggs påkjenninger (tvangskrefter). Ved aktuelle sprekkevidder er dette uten noen sikkerhetsmessig betydning.

Skrå sprekker med fall fra damplaten helt ut mot bakkant pilar er stabilitetsmessig mer alvorlige idet kraftoverføringen må skje med en ugunstig retning i forhold til sprekken. I de fleste platedammene er det imidlertid så mye armering i pilarene at horisontalarmering gjennom en slik sprekke har tilstrekkelig kapasitet til å kompensere for at kraften må overføres i ugunstig retning i forhold til sprekken. I gamle platedammer er det så lite armering i pilarene at det kan tenkes brudd langs eventuelle "glatte" sprekker med ugunstig retning. Det er liten risiko for at dette skal skje, men i disse gamle dammene bør det foretas en nærmere vurdering av eventuelle ugunstige sprekker.

Sprekker nær topp av pilar kan tenkes å gi redusert sikkerhet mot istrykk. På grunn av samvirke mellom plate og pilar er det likevel tilstrekkelig sikkerhet selv med sprekker gjennom den øverste smale del av pilaren.

Damplatenes bæreevne er bestemt av armeringstverrsnittet. Armeringen i damplaten har en sikkerhet på 2,0-2,5 mot flytning. Frem til slutten av 1950-tallet ble det benyttet glatt stål, st 37, med flytegrense 220-240 MPa. NS 427 og 427 A tillot ikke høyere spenning enn 100 MPa i konstruksjoner utsatt for vanntrykk.

For kamstål (både for Ks 40 og Ks 50 med flytegrense henholdsvis 400 og 500 MPa) tillot NS 427 A ikke høyere spenning enn 160 MPa i konstruksjoner utsatt for vanntrykk. Denne begrensningen falt bort ved utgivelse av NS 3473 i 1973. Vassdragstilsynet krevde imidlertid da at det ved kontroll i bruksgrensetilstand ikke opptrådte høyere spenning enn 180 MPa, og damforskriftene fra 1981 inneholder samme krav.

Ved kontroll av vanlige betongkonstruksjoner i bruddgrensetilstand etter reglene i NS 3473 utnyttet armeringen tilsvarende en sikkerhetsfaktor på ca. 1,5 i forhold til armeringens flytegrense. Dette kan oppfattes som det lavest akseptable sikkerhetsnivå, og damplaten vil tilfredsstillende dette selv om kun 60-75% av det opprinnelige armeringstverrsnittet er intakt. Flytning av armeringen vil først skje når tverrsnittet er redusert til 40-50% av det opprinnelige tverrsnittet.

Dette betyr at det ikke vil være noen fare for dambrudd før etter at armeringen har korrodert så mye at omfattende rustsprengning og avskalling av overdekkende betong er klart synlig.

En plate kan også miste bæreevne ved at selve betongtverrsnittet blir tilstrekkelig redusert. Dette vil først skje når armeringen blir fri-lagt eller ca. 1/4 av tverrsnittet innover fra trykksiden er brutt ned. Igjen dreier det seg om omfattende og synlige skader før det er fare for dambrudd.

### 6.3 Utbedring

En av de første platedammene, Dam Holmevatn (Saudefaldene) bygget i årene 1919-22, viste seg å ha så mye lekkasjer og skader at den ble erstattet av ny dam i 1953. Bortsett fra denne dammen er, så vidt vi vet, alle norske platedammer i fortsatt bruk. (Med den nye utbyggingen i Meråker vil Dam Fjergen bli erstattet av en høyere dam.)

Skarsfossdammen, bygget 1958-60, ble i 1989 utbedret med epoxymembran på vannsiden av platen. Dette ble utført for å prøve å stanse alkali-reaksjoner i damplaten. Ved Dam Fjergen er pilarene forsterket med "lasker" og forspente stag.

Utover disse to dammene kjenner vi ikke til at det er utført større utbedringer av damplate og pilarer. Utbedringene er begrenset til reparasjon av frostskafer ved bakkant av pilarer og ved brystning og gangbaner.

Muligens, med unntak av et tilfelle som Skarsfossdammen, skulle det være lite behov for tetting av damplater. Selv en damplate med mye riss har god bestandighet, også mot armeringskorrosjon. Men i det lange løp må man regne med at tetting av damplater blir mer aktuelt.

Tetting kan skje enten med injeksjon eller påføring av membran. For dammer med konstant vannstand, dvs. uten nedtapping om vinteren, kan membran gi godt resultat. Når vannstanden holdes konstant blir det liten bevegelse i rissene, og en membran blir ikke utsatt for isskur-ing.

Aktuelle membraner er epoxy, polyester og polyurethan. Dette er alle herdeplaster som leveres i forskjellige varianter og med forskjellige bruksegenskaper.

Epoxy er den mest anvendte herdeplast i forbindelse med bygg- og betongarbeider. Den kan få god heft til betongen, og kan påføres betong selv om betongen er noe fuktig. Epoxy har forholdsvis lite svinn. Selv om den har stor temperaturutvidelse, motvirkes dette av lav E-modul og gunstige krypegenskaper.

I forhold til epoxy har polyester større svinn og dårligere heft til betong. Den krever tørrere underlag enn epoxy. Den herder imidlertid ved lavere temperatur, og har bedre lamineringsegenskaper enn epoxy. Den er billigere enn epoxy.

Polyurethan har store variasjonsmuligheter. Den kan leveres fra helt stive til gummielastiske typer. Den har meget god heft til tørt underlag, men ulempen er at den også krever helt tørt underlag før påføring.

Alle herdeplaster vil ha begrenset levetid. De påvirkes kjemisk. Der dagslyset slipper til, skjer det en nedbryting fra ultraviolette stråler. Vi har positive erfaringer med polyester og epoxy på permanent neddykkede konstruksjoner. Fra Frankrike er det rapportert polyurethanbelegg som har stått i 20 år før det ble fornyet. Dette var på dammer høyt oppe i Alpene, med nedtapping og isbelastninger om vinteren.

I Norge er det lagt noe polyurethan uten at vi har førstehånds kjennskap til dette. Polyurethan er kanskje det mest aktuelle stoff for reguleringsdammer med nedtapping om vinteren. Den har også den fordel at den er så deformerbar at den kan tette over riss selv om det er noe bevegelse i rissene. Begrensningen vil være at det er vanskelig og kostbart å få tørket betongen godt nok.

Injeksjon av riss i platedam må utføres med kjemiske injeksjonsmidler. Dette omfatter epoxy, polyurethan, geldannende eller geldannende i kombinasjon med andre stoffer. For ren tetting av riss synes det som om geldannende stoffer eller blandingsstoffer med lav viskositet (lettflytende) gir best resultat. Ved injeksjon av riss eller sprekker som skal sikre kraftoverføring må det benyttes epoxy eller 2-komponent polyurethan.



## 7. HVELVDAMMER

### 7.1 Utførelse og bestandighet

Den første hvelvdammen i Norge ble bygget så sent som i 1931. Som det fremgår av oversikten i Kapittel 1 ble hvelvdammen fra da av den mest benyttede damtype i Norge for betongdammer høyere enn 15 m. Men det er ikke så mange hvelvdammer under 15 m, så totalt sett er det færre hvelvdammer i Norge enn det er gravitasjonsdammer eller platedammer. Det er neppe mer enn 4-5 forskjellige firmaer som har prosjektert hvelvdammer i Norge.

Disse forhold har ført til at hvelvdammene i Norge gjennomgående har mer ens kvalitet og utførelse enn det som er tilfelle for de andre betongdamtypene.

Hvelvdammer er uten unntak fundamentert på fjell. Bortsett fra Virdnejavridammen (Alta) og Førrevassdammen er samtlige norske hvelvdammer utført med armering. Dammer under 30 m er vanligvis enkeltkrumme (sylinderformet), mens de fleste av dammene over 30 m er dobbeltkrumme. De fleste dammene er bygget på "åpne" damsteder med tilsluttende plate- eller gravitasjonsdammer hvor hvelvet avsluttes mot vederlagspilarer.

Hvelvdammer med høyde over 15 m er vanligvis bygget med ca. 2 m tykk damkroner (gangbane eller overløp) med hvelvtykkelse under kronen på mellom 0,7 m og 1,2 m, avhengig av hvelvets radius. De armerte hvelvene har tykkelse i bunn ikke over 5,0 m, og i de fleste tilfelle mellom 1,5 og 3,0 m. De fleste hvelvdammene er bygget med isolasjonsvegg.

Vanligvis er hvelvene støpt opp i 10,5 m brede seksjoner med mellomliggende 1,5 m brede svinnfuger. Det er gjennomgående horisontal armering med omfaringsskjøt i svinnfugene. Seksjoner opp til 25 m høyde ble støpt uten horisontale støpeskjøter, men på 1960-tallet ble det etterhvert tillatt horisontale støpeskjøter for hver 10. m. De to uarmerte hvelvdammene er støpt med 3 m støpeløft.

Også i hvelvdammene forekommer en god del riss. Det vanlige bildet er skråriss et stykke opp fra damfoten og horisontalriss i svinnfugene. Rissene i hvelvdammene har ofte mer vanngjennomgang og kalkutfelling enn rissene i damplatene.

Hvelvdammene er støpt med betong i kvalitet "A-betong", "B-300" eller "C 35", hvilket innebærer at betongen har v/c-tall i området 0,5-0,55, og at den dermed har meget god bestandighet. Betongoverdekningen på 50 mm eller mer gir meget god beskyttelse mot armeringskorrosjon. Vi kjenner ikke til at det er observert rustsprengning i hvelv.

## 7.2 Sikkerhet

Hvelvdammene overfører størstedelen av vannlasten gjennom trykkrefter i buene inn mot vederlagene. I et vanlig U- eller V-formet damprofil oppstår skiveskjær i hvelvet, og inn mot vederlagene bøyer trykklinjen gradvis noe nedover fra de horisontale buene. Langs damfoten i bunn av dammen og et stykke oppover på sidene overføres en del av vannlasten gjennom tverrskjærkrefter (bøyeskjær). Kraft- og spenningsbildet er følgelig temmelig komplekst. Dette gjelder særlig i hvelv med anslutning mot høye vederlagspilarer.

For vannlast alene er det imidlertid stort sett trykkspenninger i buene, dvs. trykklinjen ligger innenfor kjernetverrsnittet. Dette gjelder ikke nedre del av sylindriske hvelv (flate buer med liten åpningsvinkel) hvor det som regel opptrer strekkspenninger både i horisontal og vertikal retning. Temperaturspenninger om vinteren øker omfanget av strekksoner. Ved nedkjølt dam og nedtappet magasin kan det opptre strekk i buene.

Opptredende betongspenninger er normalt begrenset til 8 MPa i trykk og 2 MPa i strekk. Kritiske snitt kontrollert i bruddgrensetilstand viser at tverrsnittets kapasitet vanligvis er 2-3 ganger det som kreves etter NS 3473.

Selv uten armering ville de fleste dammene tilfredsstillende kravene i bruddgrensetilstand. Men mange av dammene ville ha fått en god del sprekker, og særlig i dammer med høye vederlagspilarer er det betryggende at hvelvene er armert.

Er hvelv med opplegg mot stabilt fjellvederlag har ennå større sikkerhet mot brudd enn beregnet sikkerhet av det mest kritiske snitt. Brudd er betinget av at det utvikles minst 4 bruddlinjer, og dette vil først skje ved overbelastning på mellom 5 og 10 ganger vanlig vannlast.

Dette innebærer at norske hvelvdammer kan tåle omfattende reduksjon av betongtverrsnitt og fasthet før dammens sikkerhet blir redusert til et uakseptabelt nivå. Dette gjelder også for korrosjon av armeringen.

## 7.3 Utbedring

Med unntak av flerbuedammene (Stolsvann og Nåvann) er det, så vidt vi vet, ikke foretatt noen utbedringer av norske hvelvdammer. Det vil også kunne gå mange år før det er reelt behov for å stoppe lekkasjer og kalkutfelling i riss i hvelvdammene.

Tetting av riss i hvelv vil kunne skje på samme måte som for riss i platedammer. Det vises derfor til pkt. 6.3.

## 8. ALDRING OG SIKKERHET

Mange av våre eldste betongdammer bygget før 1930 ble bygget med dårlig (porøs) betong og med utette støpeskjøter. Dammene hadde til dels store lekkasjer med kalkutvasking, og det viste seg tidlig andre skader med frostforvitring og oppsprekking. Flere av dammene var så dårlige at de på grunn av rask nedbryting ville få betydelig redusert sikkerhet i løpet av noen 10-år. Disse dammene er allerede erstattet av nye dammer eller er utbedret med f.eks. frontal tettingsplate.

Noen få dammer før 1930 og de fleste dammene etter 1930 er bygget med så god betong at aldring gjennom nedbrytende prosesser går så langsomt at noen betydelig reduksjon av sikkerhet tidligst skjer etter at dammene har oppnådd en alder på 200 år eller mer.

Noen dammer (både gamle og nyere dammer) er i en mellomstilling hvor nedbrytende prosesser kan tenkes å medføre betydelig reduksjon av sikkerhet allerede etter 100 år. Dette omfatter f.eks. gravitasjonsdammer av noe bedre kvalitet enn de dårligste dammene, og muligens noen platedammer med dårlig betong i pilarene.

Dammer utsatt for alkalireaksjon må vurderes spesielt. Det synes som om alkalireaksjonene først viser seg etter 20-30 år. Oppsprekkingen under primærreaksjonen vil ikke i seg selv ha særlig betydning for sikkerhet med mindre innholdet av reaktive materialer er så stort at reaksjonen kan pågå i mange 10-år. Det gjenstår å se om dette vil være tilfelle ved våre betongdammer. Antageligvis vil den største truselen komme gjennom sekundærskader med frostsprengning i sprekker og armeringskorrosjon. Det vil imidlertid gå flere 10-år før slike sekundærskader gir betydelig reduksjon av sikkerhet.

Dammer som i konstruksjon og utførelse er bygget med en sikkerhet som tilfredsstillter dagens krav, tåler meget omfattende skader før de sikkerhetsmessige konsekvenser blir så store at det er noen fare for dambrudd. Etter vanlig praksis i Norge vil skadene være utbedret lenge før det er noen fare for dambrudd. For disse dammene vil derfor ikke aldring medføre noen fare for dambrudd i løpet av de neste 100 år eller mer.

For dammer som i konstruksjon og utførelse ikke har sikkerhet etter dagens krav, kan det ikke utelukkes at aldring kan svekke en dam så mye at det medfører fare for dambrudd. Så lenge dammene utbedres før det blir noen omfattende skader, er det ikke særlig øket risiko for dambrudd. Men i forhold til dammer med høyere sikkerhet tåler disse dammene mindre skader, og nedbrytning må stoppes på et tidligere tidspunkt.

Dagens praksis med relativt hyppige inspeksjoner og påfølgende utbedring av skader gir god trygghet for at de dammene som faktisk blir inspisert ikke blir utsatt for dambrudd. Ut fra denne sikkerhetsfilosofi bør derfor alle dammer komme inn under en inspeksjonsordning.

Dette opplegget er imidlertid ikke tilstrekkelig for å avdekke de dammer som gjennom konstruksjon og utførelse ikke tilfredsstillter

dagens krav. I den utstrekning myndighetene og/eller dameierne ønsker å klarlegge slike forhold, må inspeksjon og vurdering av dammens tilstand følges opp med vurdering av konstruksjon og utførelse i forhold til damforskriftenes krav. Det er nærliggende å tenke seg en form for klassifisering ut fra i hvilken grad dammen oppfyller damforskriftenes krav, eventuelt også ut fra konsekvensene ved et dambrudd.

En slik form for klassifisering kan i neste omgang gi et mer hensiktsmessig opplegg for det som i dag kalles hovedinspeksjoner eller ingeniørinspeksjoner. For dammer som tilfredsstillt kravene ville det være tilstrekkelig med inspeksjoner f.eks. hvert 10. år, eller etter unormale hendelser. Dammer som ikke tilfredsstillt kravene settes under strengere tilsyn med hyppige inspeksjoner inntil kravene er oppfylt. I tillegg til disse inspeksjonene forutsettes at dameierne sørger for vanlig driftstilsyn med tilhørende loggføring og registrering av eventuelle skader.

Høvik, 2. april 1991  
INGENIØR CHR. F. GRØNER A.S.

*Ivar Børseth*

Ivar Børseth

## REFERANSER

1. Den norske ingeniørforening:  
"Undersøkelse av skader på våre betongdammer og bruddstensdammer i mørtel. Årsak og botemidler."  
Meddelelse nr. 1, Oslo 1930
2. R. Heggstad, R. Myran:  
"Investigations on 132 Norwegian Concrete Dams."  
Q34 R28, ICOLD 1967
3. G. Fristrøm, S. Sällström:  
"Control and Maintenance of Concrete Structures in Existing Dams in Sweden."  
Q34 R22, ICOLD 1966
4. T.B. Nicol:  
"Deterioration Problems at Avon Dam."  
Q34 R42, ICOLD 1967
5. Ulf A. Halvorsen:  
"Korrosion och kalkurlakning ved sprickor i betongkonstruksjoner."  
Bulletin 1, Institut för Bygningsteknik, Tekniska Högskolan, Lund, 1966
6. ICOLD Publication:  
"Lessons from Dam Incidents."  
Paris 1974
7. ICOLD Publication:  
"Deterioration of Dams and Reservoirs."  
Paris, December 1973
8. ICOLD Bulletin 71:  
"Exposure of Dam Concrete to Special Aggressive Waters."  
Paris 1989
9. ICOLD Draft Bulletin:  
"Alkali-Aggregate Reaction in Concrete Dams."  
Paris, October 1989

10. Betonghandbok, Material  
Svensk Byggtjänst, 1980
  
11. Betonghandbok, Reparation  
Svensk Byggtjänst, 1987
  
12. V. Nebdal Svendsen, E.J. Torblaa:  
"Karbonatisering av betong, et problem på norske dammer?"  
NVE Publikasjon nr. V19, 1.3.1989
  
13. V. Nebdal Svendsen, E.J. Torblaa:  
"Alkalireaksjoner i norske betongdammer."  
NVE Publikasjon nr. V20, 27.6.1989
  
14. FCB-rapport:  
"Betongens bestandighet."  
SINTEF STF 65, A 85008, 28.1.1985
  
15. FCB-rapport:  
"Reparasjonshåndbok"  
SINTEF STF 65, A 89050, 4.9.1989
  
16. "Status for dammer av betong i Norge."  
SINTEF STF 65, A 90072, 17.12.1990