

Retningslinje for laster og dimensjonering

**til §§ 4-1 og 4-2 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med
vassdragsanlegg**

Norges vassdrags- og energidirektorat

2003

Ny forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg er gjort gjeldende fra 01.01.2010. Den erstatter forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg (datert 15.12.2000), forskrift om klassifisering av vassdragsanlegg (datert 18.12.2000) og forskrift om kvalifikasjoner hos den som forestår planlegging, bygging og drift av vassdragsanlegg (datert 18.12.2000). I de tilfeller det ikke er overensstemmelse mellom ny forskrift og retningslinjer til tidligere forskrift, er det ny forskrift som gjelder.

Innhold

1. Laster og dimensjonering.....	4
1.1 Generelt.....	4
1.1.1 Definisjoner.....	4
1.2 Laster.....	5
1.2.1 Permanente laster.....	5
1.2.2 Variable laster.....	6
1.2.3 Ulykkeslaster.....	8
1.3 Dimensjonering.....	8
1.3.1 Lastfaktorer.....	9
1.3.2 Materialeegenskaper.....	9
1.3.3 Bruddgrensetilstand.....	10
1.3.4 Ulykkesgrensetilstand.....	10
1.3.5 Bruksgrensetilstand.....	10
1.3.6 Utmattingsgrensetilstand.....	11
2. Vanntrykk.....	11
3. Vind- og bølgepåkjenninger.....	12
3.1 Dimensjonerende lastsituasjoner.....	12
3.2 Beregning av effektivt strøk.....	13
3.3 Vindberegning.....	14
3.4 Bølgeberegning.....	15
3.4.1 Generelt grunnlag.....	15
3.4.2 Bestemmelse av signifikant bølgehøyde.....	16
3.4.3 Beregning av bølgeopp skyling.....	17
3.5 Bølgekrefter.....	18
3.5.1 Generelt.....	18
3.5.2 Stående bølger.....	18
3.5.3 Brytende bølger.....	19
3.5.4 Rasgenererte bølger.....	19
3.6 Vindoppstuvning.....	19
4. Jordskjelv.....	20
4.1 Dimensjonering og kontroll for jordskjelvlaster.....	20
4.2 Beskrivelse av jordskjelvlaster.....	20
4.3 Grensetilstander.....	20

4.4	Beregning av lastvirkning	21
5.	Iskrefter	22
6.	Andre laster	23
6.1	Tele.....	23
Litteratur		24

1. Laster og dimensjonering

1.1 Generelt

Retningslinjen beskriver overordnede prinsipper for dimensjonering av vassdragsanlegg, gir oversikt over aktuelle laster samt grunnlag for å bestemme størrelsene på noen av de vesentligste lastene som inngår ved dimensjonering av dammer.

1.1.1 Definisjoner

Følgende definisjoner er lagt til grunn i retningslinjen:

Bruksgrensetilstand:	Tilstand som svarer til en definert grense som ikke skal overskrides ved normal bruk.
Bruddgrensetilstand:	Tilstand som er knyttet til sammenbrudd eller annen form for konstruksjonssvikt.
Dimensjonerende last:	Karakteristisk last, eventuelt normverdi for last, multiplisert med lastfaktor (lastkoeffisient).
Karakteristisk last:	Last basert på årsekstremer, med fastlagt sannsynlighet for at den ikke overskrides et enkelt år.
Karakteristisk fasthet:	Materialfasthet bestemt ved prøving med en fastlagt sannsynlighet for at den ikke skal bli underskredet.
Konstruksjonsfasthet:	Normverdi for materialfasthet i det ferdige byggverket.
Kvasi-statisk analyse:	Beregning hvor dynamiske påvirkninger beskrives ved hjelp av statiske modeller.
Last:	Enhver påvirkning som medfører bevegelse, deformasjon, spenninger eller tøyninger i konstruksjonen.
Lastfaktor:	En foreskrevet faktor (koeffisient) som karakteristisk last eller normert last skal multipliseres med.
Normverdi for last:	Last uten gitt sannsynlighet for overskridelse, fastsatt som forventet maksimalverdi, forventet middelvei eller bestemt på annen måte i standard/norm/retningslinje.
Ulykkesgrensetilstand:	Spesiell bruddgrensetilstand som svarer til sammenbrudd etter en lite sannsynlig hendelse.
Utmattingsgrensetilstand:	Spesiell bruddgrensetilstand som svarer til brudd på grunn av virkningen av gjentatte laster.

For øvrige definisjoner henvises det til ”Forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg” (sikkerhetsforskriften) og norske standarder.

1.2 Laster

Generelt skal karakteristiske laster og normverdi for laster fastsettes etter bestemmelsene i denne retningslinjen samt i øvrige retningslinjer utgitt av NVE. Laster som fastsettes på annet grunnlag skal godkjennes av NVE.

Alle laster som er relevante for et vassdragsanlegg, eller deler av et vassdragsanlegg, skal ivaretas ved prosjektering. En vurdering av relevante laster må inkludere alle faser i anleggets levetid. For vassdragsanlegg defineres normalt tre faser:

- Bygging
- Idriftsettelse/første gangs belastning
- Drift

Laster kan kategoriseres i grupper etter art og sannsynlighet for at de skal opptre (se sikkerhetsforskriften § 4.1):

- Permanente laster
- Variable laster
- Ulykkeslaster

Enkelte laster kan defineres inn i flere grupper. Avsnittene 1.2.1 - 1.2.3 gir oversikt over laster som kan være aktuelle ved dimensjonering og kontroll av vassdragsanlegg. Hvilke laster som er aktuelle vil være avhengig av bl.a. vassdragsanleggets utforming og beliggenhet.

1.2.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som ikke endres gjennom den fasen som undersøkes, eller som med stor sannsynlighet vil opptre i lengre perioder i løpet av anleggets levetid.

Følgende laster kan defineres som permanente:

Vanntrykk ved veldefinerte nivåer:	Last ved vannstander mellom lavest regulerte (LRV) og høyest regulerte (HRV) vannstand.
Oppdrift og poretrykk ved ugunstigste vannstand:	Last som følge av vanntrykk i åpne fuger samt poretrykk i damkropp og i damfundament.
Gravitasjonslast (egenlast):	Last som følge av konstruksjonens egenvekt, eventuelt også vekt av andre faste installasjoner på konstruksjonen.
Jordtrykk:	Last som følge av reaksjoner fra løsmasser, jf. også sedimentlast, jf. avsnitt 1.2.2.

Karakteristiske verdier for permanente laster defineres som forventet middelverdi. Beregning av belastninger skal baseres på relevante statistiske data for tyngdetetthet, eller på tyngdetetthet dokumentert gjennom målinger, og fastsettes etter prinsipper i den til enhver tid gjeldende, aktuelle Norske Standard.

1.2.2 Variable laster

Variable laster varierer med tiden under drift, eller opptrer som midlertidige belastninger under bygging. Variable laster kan deles inn i undergruppene bruksavhengige laster, deformasjonslaster og miljølaster.

Bruksavhengige laster

Følgende laster kan defineres som bruksavhengige:

Trafikklast:	Last fra kjøretøyer som trafikkerer veg eller kjørebane over dam. Dette inkluderer også bremsekrefter og krefter som oppstår ved spesielle arbeidsoperasjoner, eksempelvis ved bruk av mobilkran.
Akselerasjonslast:	Dynamisk tilleggslast som eksempelvis kan forekomme i lukeopptrekk ved manøvrering, ved manøvrering av stenge-/tappeorganer og i forbindelse med jordskjelv.
Last ved montasje:	Spesielle laster som kun opptrer under produksjon, transport, montasje, etc.
Friksjon og andre reaksjonskrefter:	Laster som følge av manøvrering av luker, ventiler el. samt friksjon eller mobilisert motstand mot relativ bevegelse mellom to flater.
Strømmende vann og hydrodynamiske laster:	Krefter fra strømmende vann kan medføre erosjon i fundament og i dam, over- eller undertrykk på konstruksjoner etc. Massesvingninger og trykkstøt i lukkede vannveier, avslags- og påslagsbølger i åpne vannveier er andre eksempler. Avhengig av konstruksjonens dynamiske egenskaper kan hydrodynamisk belastning også initiere dynamisk respons og fare for utmatting.
Sedimentlast:	Tids- eller strømningsvariabel last som følge av avsatte massers trykk mot dammer eller andre konstruksjonsdeler. Sedimentlast kan også være permanent. Lasten forekommer i områder med betydelig erosjon, transport og avsetning av løsmasser.

Karakteristiske verdier skal, hvis ikke annet er bestemt i forskrifter eller retningslinjer, enten tilsvare forventede maksimalverdier eller verdier for en returperiode (gjentaksintervall) på 50 år.

Deformasjonslaster

Deformasjonslaster er lastvirkning som følge av setninger, oppspenning/ forspenning, trykk- eller temperaturvariasjon, svinn og kryp.

Både fundamentets egenskaper, materialegenskaper og ytre forhold kan være av betydning. Karakteristiske verdier for deformasjonslaster fastsettes ved hjelp av anerkjente metoder som tar hensyn til materialegenskaper, konstruksjonens utforming og klimatiske forhold. Hvis ikke annet er gitt i forskrifter eller retningslinjer, gjelder bestemmelsene i den til enhver tid gjeldende, aktuelle Norske Standard.

Miljølaster

Miljølaster defineres her som laster forårsaket av klimatiske, mikroklimatiske og topografiske påvirkninger:

Tilleggsvanntrykk som følge av flom: Last som følge av flomstigning mellom høyeste regulerte vannstand (HRV) og opp til dimensjonerende flomvannstand (DFV).

Bølger: Lastvirkning av bølgeoppkylling og bølgekrefter.

Islast: Laster mot konstruksjonen som følge av termisk utvidelse av is. Vannstandsvariasjoner og is i bevegelse kan også gi vertikale og/eller dynamiske påkjenninger. Frysing av vann i lukkede systemer kan også gi opphav til store tilleggslaster.

Snølast: Laster som følge av akkumulerte snømasser og av mulige bevegelser av massene.

Tele: Tilleggstrykk mot stive konstruksjoner pga. volumutvidelse i telefarlige materialer ved frysing.

Jordskjelv: Last som følge av jordskjelv opp til dimensjonerende jordskjelvrystelse, jf. kap. 4.

Andre miljølaster: Økt vannstand som følge av tilstopping (flytetorv, trær, snø/is), skred, utbrudd fra bredemt sjø, isgang, ising på overløpsterskler etc. Der hvor slike hendelser forekommer fra tid til annen, eller på annen måte er forutsigbare, skal det tas hensyn til lasten ved dimensjonering.

Karakteristiske verdier for miljølaster bestemmes normalt ut fra krav til sannsynlighet for overskridelse basert på statistiske data. Hvis ikke annet er bestemt i forskrifter eller

retningslinjer, skal karakteristisk verdi tilsvare maksimalverdier ved en returperiode på 50 år. For miljølaster hvor tilstrekkelig statistisk datagrunnlag ikke foreligger, skal anvendes forventede maksimalverdier fastsatt etter faglig vurdering av forholdene på stedet.

1.2.3 Ulykkeslaster

Ulykkeslaster er laster som opptrer ved unormale tilstander, ulykker eller naturkatastrofer. Alle anlegg skal kontrolleres i forhold til aktuelle ulykkeslaster. Aktuelle ulykkeslaster kan være:

Maksimal flomvannstand, MFV:	Vannstand ved påregnelig maksimal flom (PMF), eventuelt vannstand ved $1,5 \cdot Q_{dim}$, jf. retningslinje for flomberegninger.
Unormal lekkasje og overtopping:	Last som følge av stor vanngjennomstrømning i løsmasser som fører til erosjon og ustabilitet pga høye poretrykk i massene samt last på dam og fundament ved overtopping.
Vannstand pga manøvreringssvikt :	Laster som følge av fastkiling eller manøvreringssvikt ved luker og andre stenge-/tappeorganer, jf. retningslinje for flomløp.
Flodbølger og unormale vannstander:	Last pga utbrudd fra bredemt sjø, ukontrollert vannføring pga skade på oppstrøms vassdragsanlegg eller rasgenererte bølger, jf. avsnitt. 3.5.4.
Jordskjelv:	Last som følge av jordskjelv med intensitet tilsvarende 10.000 års returperiode (gjentaksintervall).
Eksplisjonslast:	Last som følge av tilfeldig ulykkeshendelse eller sabotasje/terror.
Skred:	Last som følge av skred direkte mot dam eller vannveg (rørgate).

1.3 Dimensjonering

All dimensjonering skal kunne dokumenteres. Dimensjonering av den enkelte konstruksjon skal skje i henhold til NVEs forskrifter og retningslinjer. I den grad denne retningslinjen og retningslinjen for den aktuelle konstruksjonen ikke er utfyllende, kan det i tillegg benyttes andre relevante dimensjoneringsstandarder som for eksempel:

- Trekonstruksjoner: NS 3470
- Stålkonstruksjoner: NS 3472
- Betongkonstruksjoner: NS 3473
- Stål- og betongkonstruksjoner: NS 3476 (samvirkekonstruksjoner)
- Dimensjonerende laster: NS 3479/3491
- Geoteknikk: NS 3480

Andre standarder og normer kan legges til grunn dersom Norsk Standard (NS) ikke er dekkende. I slike tilfeller skal dokumentasjon vedrørende beregningsmetoder og forutsetninger vedlegges beregningene.

Lineær teori legges normalt til grunn for både statiske og dynamiske beregninger. I tilfeller hvor ikke-lineære virkninger fra geometri og materialer har betydelig innflytelse på konstruksjonens sikkerhet, kan NVE kreve sikkerheten dokumentert ved ikke-lineære analyser.

Ved dimensjonering skal det kontrolleres at laster og/eller lastvirkninger ikke overskrider aktuelle grenseverdier for kapasitet, kraftretning, materialspenning, deformasjon, rissvidde og vibrasjon.

Beregningskontroll gjennomføres i henhold til følgende grensetilstander i den grad de er aktuelle for de ulike vassdragsanlegg:

- Bruddgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand

1.3.1 Lastfaktorer

Lastfaktorer (lastkoeffisienter) skal kompensere for usikkerhet knyttet til karakteristisk last. NVE fastsetter minimumsverdier for lastfaktorer i retningslinjene for de ulike konstruksjonstypene.

Lastfaktorer i NVEs retningslinjer er å forstå som partielle sikkerhetsfaktorer som ikke skal justeres ut fra risikovurderinger, jf. NS 3490. I den grad lastfaktorer ikke er angitt i retningslinjene for de ulike konstruksjonstypene, kan faktorer fra NS 3479 anvendes.

1.3.2 Materialelegenskaper

Det skal velges materialer som gir konstruksjoner og konstruksjonsdeler tilfredsstillende driftssikkerhet og levetid. Konstruksjonsmaterialer som anvendes i bærende strukturer skal tilfredsstillende krav gitt i retningslinjer for vassdragsanlegg eller i relevante materialstandarder. Retningslinjenes krav gjelder foran krav i materialstandarder.

Som relevante materialstandarder regnes NS-serien. Dersom NS ikke anses dekkende kan andre normer legges til grunn. Ved bruk av materialer som ikke er beskrevet i NS kan NVE kreve tilleggsdokumentasjon dersom relevant erfaring for anvendelse og holdbarhet ikke er generelt tilgjengelig.

Materialstandarder skal være forenlige med den dimensjoneringsstandard som brukes. Tilsvarende skal standarder for materialtesting være forenlige med de materialstandarder som legges til grunn.

Materialer som anvendes i miljø hvor de vil være korrosjonsutsatt, skal normalt beskyttes mot korrosjon. For konstruksjoner utført av korrosjonsutsatt eller nedbrytbart materiale, og hvor tilgang for tilsyn/vedlikehold er begrenset, skal det tas hensyn til mulig svekkelse ved dimensjoneringen.

Dimensjonerende materialfasthet fastlegges ved at konstruksjonsfasthet for materialet divideres med en materialfaktor (γ_m). Materialfaktorer skal inkludere usikkerhet i forbindelse med dimensjonering, materialegenskaper, produksjon og vedlikehold på slik måte at tilfredsstillende sikkerhetsnivå for aktuell konstruksjon oppnås. Materialfaktorer gitt i NVEs retningslinjer gjelder foran tilsvarende faktorer i dimensjoneringsstandarder.

1.3.3 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensekontroll gjennomføres med dimensjonerende laster.

Aktuelle grenseverdier (akseptgrenser) er dimensjonerende kapasitet, dimensjonerende materialspenning, dimensjonerende antall spenningsvariasjoner, etc. Kontrollen gjennomføres for alle enkeltlaste og aktuelle lastkombinasjoner unntatt laster som kontrolleres mot ulykkesgrensetilstanden.

Ved dimensjonering av konstruksjoner i strømmende vann skal det tas hensyn til mulige hydrodynamiske belastninger og konstruksjonenes dynamiske egenskaper. Dersom konstruksjonen ikke er utmattingsutsatt, dokumenteres kontrollen som bruddgrensekontroll med relevante akseptgrenser. I motsatt tilfelle skal det gjennomføres kontroll i utmattingsgrensetilstanden.

1.3.4 Ulykkesgrensetilstand

Ulykkesgrensekontroll gjennomføres med ulykkeslaste. Aktuelle grenseverdier er knyttet til kapasitet, materialspenning, deformasjon, skadegrad, etc. Grenseverdiene som benyttes ved kontroll i ulykkesgrensetilstanden kan avvike fra tilsvarende verdier gitt for bruddgrensetilstanden.

Ulykkeslaste skal kombineres med andre laste i den grad det er relevant. Som regel kan det ses bort fra at flere ulykkeslaste opptrer samtidig.

Når konstruksjoner kontrolleres for jordskjelv eller eksplosjonslast kan det benyttes en kvasi-statisk analyse hvis ikke NVE stiller krav om at det skal tas hensyn til konstruksjonens dynamiske egenskaper.

Skade på konstruksjonen kan aksepteres i ulykkesgrensetilstanden så lenge skaden ikke utvikles videre og gir opphav til alvorlige konsekvenser.

1.3.5 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensekontroll gjennomføres for konstruksjoner hvor tetting, bevegelighet, opplagringsbetingelser etc. kan påvirkes av deformasjoner. I slike tilfeller skal det

verifiseres at deformasjonene ikke overskrider grenser som må settes av hensyn til de aktuelle egenskapene, eventuelt av hensyn til aktuelt manøvreringsutstyr.

Bruksgrensekontrollen omfatter dessuten kapasitetskontroll av manøvreringsutstyr.

For dammer refererer bruksgrensetilstanden til oppsprekking og deformasjoner som kan redusere konstruksjonens funksjonsdyktighet og/eller bestandighet.

For tappeorganer skal det kontrolleres at eventuell kavitasjon kan aksepteres ved alle aktuelle driftssituasjoner. Dersom tappeorganet står i lukket vannveg, skal det dokumenteres at det er tilstrekkelig lufttilførsel med hensyn på å unngå kavitasjon og vibrasjoner av skadelig omfang. Vurderinger skal baseres på anerkjente erfaringsdata, eventuelt teoretiske data fra anerkjent relevant forskningsinstitusjon.

1.3.6 Utmattingsgrensetilstand

Dynamisk påkjente konstruksjoner skal kontrolleres for utmatting.

Slik kontroll gjøres generelt ved hjelp av utmattingskurve for det aktuelle materialet. Det skal fremgå av beregningene om kurvene gjelder midlere antall spenningsvariasjoner, eller om de refererer til et lavere antall spenningsvariasjoner.

For konstruksjoner utsatt for varierende last som kan gi opphav til skadelige svingninger, skal det dokumenteres at lastfrekvensen ikke er i nærheten av konstruksjonens egenfrekvens. Dokumentasjonen utføres i henhold til anerkjente metoder.

2. Vanntrykk

Vassdragsanlegg skal dimensjoneres for flomstørrelser og vannstander som er beregnet i ht. retningslinje for flomberegninger. Flomberegningene skal være godkjent av NVE.

Dimensjonerende flomvannstand (DFV) skal legges til grunn ved dimensjonering av vassdragsanlegg og kontroll i bruddgrensetilstanden. Det skal tas hensyn til lavere vannstand og vannstandsvariasjoner når dette er av betydning for konstruksjonens stabilitet og/eller konstruksjonsdelers kapasitetsutnyttelse. Vannstand ved påregnelig maksimal flom, eller en lavere flomstørrelse, skal anvendes til kontroll av anleggets sikkerhet mot brudd i ulykkesgrensetilstanden.

Flomstørrelser som skal legges til grunn ved dimensjonering og kontroll av vassdragsanlegg avhenger av anleggets klassifisering som angitt i tabellen under.

Klasse	Flomstørrelse for dimensjonering	Flomstørrelse for kontroll
3	Q_{1000}	Q_{PMF}
2	Q_{1000}	$1,5 \cdot Q_{1000}$ eller Q_{PMF}
1	Q_{500}	Ikke krav om kontroll

Tabell 2-1. Flomstørrelser som skal legges til grunn ved dimensjonering og kontroll av vassdragsanlegg.

Dersom det velges å bruke $1,5 \cdot Q_{1000}$ til kontroll av sikkerhet mot brudd for klasse 2, er det verdt å merke at det er tilløpsflommen som skal multipliseres med 1,5 og rutes gjennom magasinet for deretter å finne tilhørende avløpsflom.

Dynamisk vanntrykk, trykkstøt og/eller massesvingninger i lukkede vannveier, og avslags- og påslagsbølger i åpne vannveier skal beregnes ved bruk av anerkjente metoder. Dynamisk vanntrykk betraktes som en variabel last hvor utgangspunktet er målte eller garanterte data for avslags- og påslagsforløp. Faren for ugunstige sekvenser av avslag/påslag skal vurderes spesielt.

For konstruksjoner i bruddkonsekvensklasse 3 kan NVE kreve at trykkvariasjonene ved momentane avslag eller påslag, eller ulike ugunstige sekvenser av avslag/påslag, skal kontrolleres i ulykkesgrensetilstanden.

3. Vind- og bølgepåkjenninger

3.1 Dimensjonerende lastsituasjoner

Ved fastsettelse av fribord og høyeste angrepspunkt for bølgekrefter på dammer skal det, som et minimum, regnes med den ugunstigste av følgende to lastkombinasjoner:

- Dimensjonerende flomvannstand (DFV) tillagt bølgeopp skylking generert av vind med 50 års gjentaksintervall (returperiode) samt vindoppstuvning.
- Høyeste regulerte vannstand (HRV) tillagt bølgeopp skylking generert av vind med 1000 års gjentaksintervall samt vindoppstuvning.

Det skal ved beregninger påvises hvilken av de to ovennevnte lastsituasjoner som er den ugunstigste. Alternativt kan vindhastigheten over magasinet settes til 30 m/s og kombineres med DFV samt vindoppstuvning.

Dersom det anses hensiktsmessig å gjennomføre fullstendige beregninger skal beregning av vindhastighet med henholdsvis 50 og 1000 års gjentaksintervall utføres i ht. NS 3491-4 "Vindlaster".

Dimensjonering av skråningsvern og bestemmelse av bølgekrefter skal baseres på bølgestørrelser generert av vind med 1000 års gjentaksintervall, alternativt bølger generert av vind med hastighet 30 m/s.

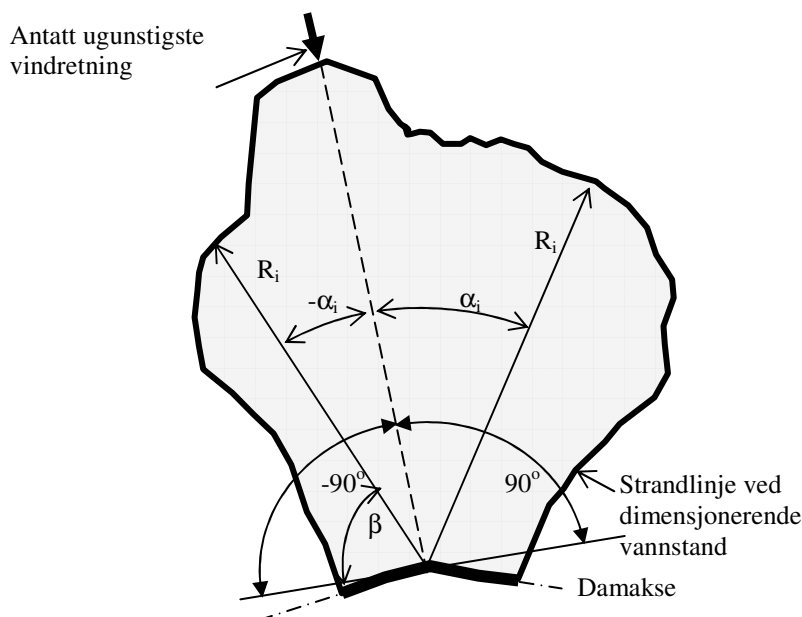
På konstruksjoner eller konstruksjonsdeler hvor vindlast kan være av betydning skal dette tas i betraktning. Det kan da også være aktuelt å inkludere effekten av vindkastforsterkning, jf. NS 3491-4.

3.2 Beregning av effektivt strøk

Effektivt strøk er et beregnet vindfang for en bestemt retning. Beregningen baserer seg på antakelsen om at vinden overfører energi til vannflaten i den retning den blåser og inntil 90° til begge sider av denne retningen. Vindfanget betegnes ved effektivt strøk, F_e , som kan finnes ved den grafiske metoden angitt i figur 3-1 kombinert med formel (3.1) [9].

$$F_e = \frac{\sum_{i=-90^\circ}^{i=90^\circ} R_i \cdot \cos^2 \alpha_i}{\sum_{i=-90^\circ}^{i=90^\circ} \cos \alpha_i} \quad [km] \quad (3.1)$$

På et egnet oversiktskart (vanligvis 1:50 000) avsettes den antatt ugunstigste vindretningen, angitt ved innfallsvinkel β . Med denne som senterlinje avsettes radier til begge sider i 6° innbyrdes vinkelavstand, inntil 90° til hver side. Mellomliggende verdier for hver hele grad finnes ved lineær interpolasjon. Effektivt strøk for vindretningen finnes så av formelen ovenfor. For å finne den ugunstigste situasjonen bør det som regel gjennomføres beregninger for flere vindretninger.



Figur 3-1 Beregning av effektivt strøk.

I enkelte tilfeller kan magasinoverflatens geometri og det omkringliggende landskapets topografi påvirke vindforhold og bølgekarakteristika i betydelig grad uten at dette i sin helhet fanges opp i beregningene.

Dette kan eksempelvis gjelde dalfører med langstrakte, smale og kurvede magasiner hvor det beregnede strøket blir beskjedent. Likeledes kan det være tilfeller hvor bølgene bryter over grunner før de når dammen. I slike tilfeller kan NVE fastsette særskilte krav ved beregning av strøklengder, bølgehøyder og bølgeoppskylling.

3.3 Vindberegning

Dimensjonerende vindhastighet (stedsvindhastighet over magasinet, jf. NS 3491-4) defineres som gjennomsnittlig vindhastighet over en periode på 10 minutter for det aktuelle gjentaksintervallet, 10 meter over vannspeilet.

Ved bruk av NS 3491-4 beregnes vindhastigheten for et punkt beliggende midt i magasinet for den aktuelle vindretningen. Årstidsfaktoren skal være $C_{\text{års}} = 1,0$. Ved bestemmelse av terrenguhetsfaktoren kan følgende antas:

- Terrenkategori I = magasinoverflaten og terreng over skoggrensen
- Terrenkategori II = lav bjørkeskog og spredt barskog
- Terrenkategori III = sammenhengende og høyreist skog

For omregning av vind med 50 års gjentaksintervall til vind med 1000 års gjentaksintervall kan en faktor $C_{\text{san}} = 1,16$ benyttes.

For å utvikle en stasjonær bølgetilstand må vinden ha en viss varighet. Nødvendig varighet er avhengig av både vindhastighet og effektivt strøk. Eksempelvis vil stasjonær bølgetilstand ved vindhastighet 30 m/s (108 km/h) og en effektiv strøklengde lik 1 km kreve minimum varighet på litt over 8 minutter, alternativt 19 minutter for en effektiv strøklengde på 3 km med samme vindhastighet.

For beregnede varigheter lengre enn 10 minutter kan vindhastigheten tilpasses en varighet på 10 minutter ved bruk av følgende formel [21]:

$$\frac{U_T}{U_{10}} = e^{-0,01 \cdot (T-10)^{0,5}} \quad ; 10 \text{ min} \leq T \leq 360 \text{ min} \quad (3.2)$$

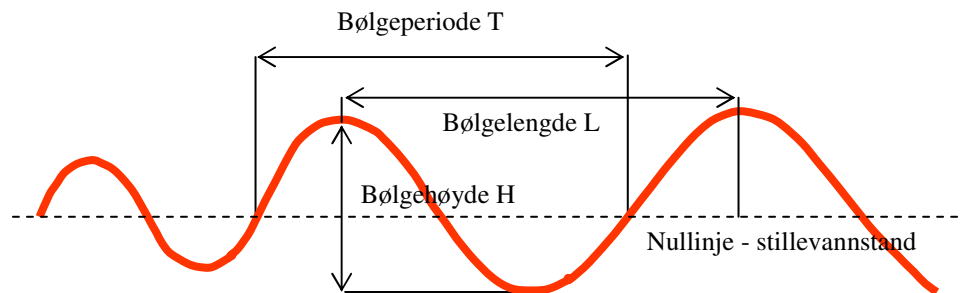
For beregning av nødvendig varighet, se formel (3.8) i avsnitt 3.4.2.

3.4 Bølgeberegning

Bestemmelse av bølger mot en dam gjøres indirekte med utgangspunkt i vinddata og lengde av fri vannflate foran dammen, dvs den effektive strøklengden.

3.4.1 Generelt grunnlag

Bølgene varierer i høyde og periode over tid. Bølgehøyden H , bølgelengden L og bølgeperioden T defineres som vist i figur 3-2.



Figur 3-2 Bølgehøyde, bølgelengde og bølgeperiode

Bølgelengden for bølger som følger etter hverandre på dypt vann ($d > L/3$) er gitt ved:

$$L = \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi} \quad [m] \quad (3.3)$$

Hvor L : bølgelengden [m]
 T : tiden mellom to etterfølgende "nulloppekryssinger" [s]
 g : tyngdeakselerasjonen [m/s^2]

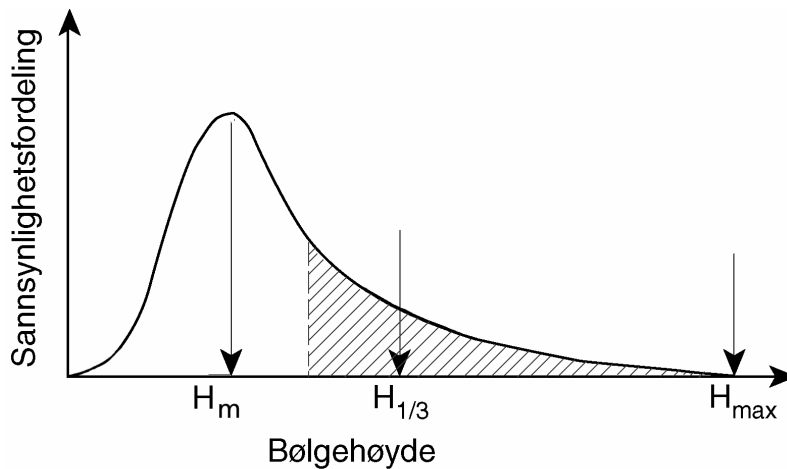
Bølger er av natur irregulære. For å karakterisere en stasjonær bølgetilstand er det derfor innført begrepet signifikant bølgehøyde, H_s , definert som gjennomsnittshøyden av den høyeste tredjedel av bølgene i et bølgetog.

Bølgehøyder på dypt vann kan tilpasses en Rayleigh-sannsynlighetsfordeling med følgende kumulative fordeling [9]:

$$P(H < H') = 1 - e^{-2 \cdot \left(\frac{H'}{H_s}\right)^2} \quad (3.4)$$

Bølgehøyde	H'	Andel bølger høyere %
1,00 H _s		13,5
1,07 H _s		10,0
1,22 H _s		5,0
1,40 H _s		2,0
1,51 H _s		1,0
1,76 H _s		0,1
2,00 H _s		0,03

Tabell 3-1 Bølgehøyder (Rayleigh-fordelt) forholder seg til gjennomsnittlig signifikant bølgehøyde som vist nedenfor.



Forklaring til tegning:

Signifikant bølgehøyde er her definert som gjennomsnittshøyden av den høyeste tredjedel av bølgene

$$H_{1/3} = 1,0 H_s$$

Hyppigst forekommende bølgehøyde

$$H_m = 0,5 H_s$$

Største sannsynlige bølgehøyde

$$H_{\max} \approx 2,0 H_s$$

Fig. 3-3 Prinsipiell illustrasjon av bølgers sannsynlighetstetthet i henhold til Rayleighfordeling

3.4.2 Bestemmelse av signifikant bølgehøyde

Verdier for signifikant bølgehøyde beregnes ut fra formlene [9]:

$$H_s = 0,001917 \cdot F_e^{0,45} \cdot U^{1,353} \quad [m] \quad (3.5)$$

$$T_a = 0,143 \cdot F_e^{0,225} \cdot U^{0,676} \quad [s] \quad (3.6)$$

$$L_a = \frac{g \cdot T_a^2}{2 \cdot \pi} \quad [m] \quad (3.7)$$

$$t = 3,21 \cdot F_e^{0,775} \cdot U^{-0,676} \quad [h] \quad (3.8)$$

hvor H_s : signifikant bølgehøyde [m]
 F_e : effektivt strøk [km]
 U : dimensjonerende vindhastighet, jf. avsnitt 3.1 og 3.3 [km/h]
 T_a : gjennomsnittlig bølgeperiode [s]
 L_a : gjennomsnittlig bølgelengde [m]
 t : tid for utvikling av stasjonær bølgetilstand [h]

3.4.3 Beregning av bølgeopp skyling

Bølgeopp skylingen er den vertikale avstanden mellom stille vannstanden og det høyeste punktet i damskråningen som bølgen når opp til.

Dimensjonerende bølgeopp skyling betegnes R_u og tilsvarer bølgeopp skyling med beregningsmessig 1% sannsynlighet for overskridelse ved dimensjonerende bølgesituasjon.

Dimensjonerende bølgeopp skyling kan beregnes i henhold til følgende formel, forutsatt en ordnet steinskråning med helning brattere enn 1,0:2,7 [9]:

$$R_u = \frac{2,4 \cdot H_s}{n^{0,44}} \quad [m] \quad (3.9)$$

hvor R_u : bølgeopp skyling [m]
 H_s : signifikant bølgehøyde [m]
 n : skråningshelningens horisontalkomponent, $1 \leq n \leq 2,7$

For ordnet steinskråning slakere enn 1,0:2,7, det vil si $n > 2,7$, gjelder:

$$R_u = \frac{4,1 \cdot H_s}{n} \quad [m] \quad (3.10)$$

For andre skråningstyper beregnes bølgeopp skyling ved korreksjon av verdi beregnet for ordnet steinskråning. I tabell 3-2 er det vist korreksjonsfaktorer som kan benyttes dersom andre verdier ikke kan dokumenteres [4]:

Overflate, skråning	Korreksjonsfaktor for bølgeopp skyling
Glatt, tett flate (eks. asfalt, tett murt betongstein, glatt betongflate mv.)	1,8 – 2,0
Ru flate (eks. ru betong, tørrmurt stein/betongblokker)	1,6 – 1,8
Ett lag stein, tett underlag	1,0 – 1,2
Ordnet steinskråning, rundet stein	1,3 – 1,4
Ordnet steinskråning, sprengstein	1,0

Tabell 3-2 Korreksjonsfaktorer for bølgeopp skyling ved overflater forskjellig fra ordnet steinskråning.

Bølgeoppskyllingen blir størst når bølgene beveger seg normalt på damaksen. Ved en innfallsvinkel β mellom damakse og bølgeretning kan oppskyllingen korrigeres i ht. følgende formel:

$$R_{u,redusert} = R_u \cdot \sin \beta \quad [m] \quad (3.11)$$

3.5 Bølgekrefter

3.5.1 Generelt

Karakteristisk verdi av bølgekrefter skal beregnes for en dimensjonerende bølgehøyde lik $2,0 \cdot H_s$. Sannsynligheten for at en bølge i et utvalg med signifikant bølgehøyde H_s overskrider $2,0 \cdot H_s$ er teoretisk lik 0,03 % (jf. Rayleighfordeling tabell 3-1).

For fyllingsdammer dimensjoneres oppstrøms skråningsvern med utgangspunkt i signifikant bølgehøyde, H_s , som beskrevet i "Retningslinje for fyllingsdammer". Grunnlaget for dimensjonering av steinstørrelse er empiriske formler basert på forsøk og erfaring. Sikkerhetsnivå og sannsynlighet for overskridelse/skade på plastring er inkludert i dette empiriske formelverket.

Laster som følge av stående bølger (jf. avsnitt 3.5.2) eller brytende bølger (jf. avsnitt 3.5.3) mot vertikal vegg, anses å ha lokal utbredelse og skal normalt ikke inkluderes i stabilitetsberegninger for dammen. Forholdene skal imidlertid vurderes ved dimensjonering av betongkonstruksjoner ol.

3.5.2 Stående bølger

Dammer med vertikal front mot bølgeretningen skal vurderes mht fare for bølgerrefleksjon og utvikling av stående bølger. Dersom stående bølger kan forekomme, skal mulig bølgeoppstuvning (tillegg til vindoppstuvning) og dynamisk trykk mot konstruksjonen vurderes.

Oppstuvning som følge av stående bølger kan settes lik [12]:

$$\Delta h = \pi \cdot \frac{H^2}{L} \cdot \coth(2 \cdot \pi \cdot \frac{d}{L}) \quad [m] \quad (3.12)$$

hvor L: bølgelengde [m]
H: dimensjonerende bølgehøyde [m]
d: vanndybde [m]

Dynamisk trykk som følge av stående bølger kan forenklet regnes som statisk vanntrykk fra bølgetopp.

3.5.3 Brytende bølger

Når en bølge bryter direkte mot en vertikal vegg kan det oppstå høye, kortvarige dynamiske støt eller sjokktrykk mot konstruksjonen. Sjokktrykk har varighet i størrelsesorden 1/100 – 1/1000s sekund og opptrer kun lokalt. Virkning av sjokktrykk inngår ikke i stabilitetskontroll av konstruksjoner. For enkelte konstruksjoner kan det imidlertid stilles krav om dimensjonering for sjokktrykk mot lokal knusing eller avskjæring.

Risiko for brytende bølger mot en konstruksjon vurderes ut fra bølgepåvirkning og oppstrøms bunnforhold. Generelt kan slike påvirkninger forekomme ved bølgehøyde større enn 0,8 – 2,4 • dybde foran dammen og samtidig horisontal eller svakt skrånende bunn nedover mot bølgeretningen.

For beregning av sjokktrykk, se [12].

3.5.4 Rasgenererte bølger

Ras i et magasin kan generere store bølger. Faren for ras skal derfor vurderes ved alle dammer. Dersom dette er en sannsynlig eller mulig hendelse, skal det utføres bølgeberegninger, og dammen må dimensjoneres og/eller kontrolleres i henhold til påkjenningene i aktuelle grensetilstander.

3.6 Vindoppstuving

Med vindoppstuving forstås forflytning av vannmasser til en del av magasinet på grunn av vedvarende vind i én bestemt retning.

Ved beregning benyttes formelen [9]:

$$S_u = 1,6 \cdot 10^{-5} \frac{U^2 \cdot F}{d} \quad [m] \quad (3.13)$$

- hvor S_u : vindoppstuving [m]
 U : vindhastighet, jf. avsnitt 2.3 [km/h]
 F : strøklengde definert som maksimal lengde av magasinet med henblikk på vindoppstuving foran dammen (ikke samme som F_c). Hindringer i form av øyer og nes neglisjeres [km]
 d : gjennomsnittlig dybde langs strøket [m]

4. Jordskjelv

4.1 Dimensjonering og kontroll for jordskjelvlaster

Dammer i høyeste bruddkonsekvensklasse skal dimensjoneres og kontrolleres for jordskjelvlaster.

4.2 Beskrivelse av jordskjelvlaster

Jordskjelvlaster skal bestemmes ut fra de aktuelle tektoniske forholdene, historiske seismologiske data og eventuelt målte tidsserier (tidshistorier) for jordskjelv i det aktuelle området, eller i områder med tilsvarende geologiske og seismologiske forhold. Når jordskjelvlastene på konstruksjonen skal bestemmes, skal det tas hensyn til samvirket mellom fundament og konstruksjon.

Dimensjonerende jordskjelvbevegelser på et gitt sted kan beskrives ved maksimal akselerasjon i grunnen (peak ground acceleration, PGA) i tre ortogonale retninger (to horisontale og en vertikal), korresponderende responspektra for aktuelle stedlige forhold og returperiode for det dimensjonerende jordskjelvet. Det anvendes vanligvis spektra med 5 % demping ved den gitte sannsynligheten for overskridelse. Spekteret for 5 % demping kan skaleres til andre dempingsverdier mellom 2 % og 10 % ved å benytte følgende skaleringsfaktor D [13]:

$$D = 1,483 - 0,3 \ln \xi \quad (4.1)$$

hvor: ξ tilsvarer demping angitt i prosent

Alternativt kan jordskjelvbevegelsene beskrives med tidsserier for jordskjelvbevegelser som er representative for hendelsen og med gitt returperiode. Ved bruk av tidsserier kan gjennomsnittet av de største verdiene fra tidsserieanalysene legges til grunn for beregning av aktuelle laster.

4.3 Grensetilstander

Bruddgrensetilstanden skal kontrolleres for jordskjelv med årlig sannsynlighet 1/475 (returperiode 475 år)¹. Dammen med tilhørende konstruksjoner skal kunne motstå et slikt jordskjelv uten å påføres skader. Last- og materialfaktorer med størrelser på henholdsvis 1,0 og 1,25 skal benyttes for denne tilstanden.

Ulykkesgrensetilstanden skal kontrolleres for jordskjelv med årlig sannsynlighet 1/10 000 (returperiode 10 000 år). Dammen med tilhørende konstruksjoner skal kunne motstå et slikt jordskjelv uten at det skjer et brudd med ukontrollert tømning av magasinet som følge.

¹ Denne returperioden benyttes i Eurocode-8 og tilsvarer en hendelse med sannsynlighet 10% innenfor en 50-års periode. Det er utarbeidet sonekart for jordskjelv i Norge med returperioder 475 år og 10.000 år.

Både last- og materialfaktorer settes til 1,0 for kontroll av jordskjelv i ulykkesgrensetilstanden. Lasten skal normalt ikke kombineres med andre ulykkeslaste.

4.4 Beregning av lastvirkning

De tre ortogonale svingebevegelesene forutsettes å virke samtidig, men antas statistisk uavhengige. Den horisontale hovedkomponenten antas å virke normalt på damaksen. Dersom det ikke utføres detaljerte beregninger, kan den andre horisontale komponenten (parallelt damaksen) velges lik 2/3 av hovedkomponenten og den vertikale komponenten lik 1/2 av hovedkomponenten. Jordskjelvet kan skaleres med de oppgitte faktorene.

Samvirket mellom dammen og vannmagasinet må vurderes ved beregning av det jordskjelvinduserte vanntrykket mot dammen. Det må også vurderes om jordskjelv i det aktuelle området kan føre til andre potensielt skadelige virkninger, slik som jord- eller steinras ned i magasinet.

Forekomster av lokale løsmasser over fjell og lokal topografi kan i betydelig grad forandre egenskapene til jordskjelvbevegelesene. Mulig forsterkning av jordskjelvbevegelesene på grunn av lokale effekter på stedet bør vurderes. Bruddkonsekvenser for tilhørende konstruksjoner skal vurderes, og om nødvendig dimensjoneres etter samme prinsipper og kriterier som dammen.

Det skal tas hensyn til tredimensjonal fordeling av damstivhet og masse. Asymmetrisk damstivhet og massefordeling kan føre til kobling mellom respons i forskjellige retninger, og dette må vurderes.

Ved jordskjelvberegninger forutsettes vannstanden å være lik HRV med mindre en lavere vannstand fører til mer kritiske jordskjelveffekter. Beregning av lastvirkning forårsaket av jordskjelv kan utføres etter flere ulike metoder med hensyn på hvordan jordskjelvbevegelesene beskrives (responsspektra, tidsserier mm.) og hvordan problemstillingen løses rent matematisk. To prinsipielt forskjellige analysemetoder kan legges til grunn:

Kvasistatisk analyse. I en kvasistatisk analyse estimeres de maksimale verdiene for jordskjelvindusert akselerasjon av dammen i tre hovedretninger. Deretter påføres treghetskrefte som statiske krefte. Treghetskrefte er lik massen av dammen (anlegget, konstruksjonen) multiplisert med en effektiv akselerasjon, som er en andel av maksimal akselerasjon i hver retning. Dammens respons ved den kombinerte virkning av tyngdekrefte, effektive treghetskrefte grunnet jordskjelv og hydrodynamiske trykk grunnet jordskjelvrespons av magasinet skal vurderes. Treghetskrefte skal påføres i de retninger som er de mest kritiske for dammens respons. Eksempelvis vil dette for en fyllingsdam være i oppstrøms retning for oppstrøms skråning og i nedstrøms retning for nedstrøms skråning. For en hvelvdam må det undersøkes hvorvidt jordskjelvlaster virkende i oppstrøms retning kan gi kritiske strekkpåkjenninger i hvelvet. Forsterkning av jordskjelvrystelser over

dammens (konstruksjonens) høyde på grunn av dynamisk respons bør estimeres og tas hensyn til, spesielt nær toppen av dammen.

Dynamisk analyse. Dynamiske analyser er mer sofistikerte i den forstand at de beskriver akselerasjons- og spenningshistorien for de forskjellige delene av dammen (og fundamentet) under et jordskjelv og således gjør det mulig å kartlegge den dynamiske oppførselen under et jordskjelv. Analysen kan utføres ved bruk av respons-spektra eller tidsserier. For dammer med komplisert geometri, eller hvor det kan forventes ikke-lineær oppførsel, kan det være nødvendig å utføre analyser basert på tredimensjonale modeller og bruk av tidsserier.

Ved bruk av respons-spektra bør det vurderes hvilket antall svingeformer som er nødvendig å inkludere for å gi en tilstrekkelig fremstilling av responsen. Minimum to svingeformer med den høyeste totale responsen bør medtas for hver av de tre hovedretningene.

Den modale responsen kan kombineres ved å benytte "square root of sum squares" (SRSS). Når tidsserier brukes, bør lastvirkningen beregnes for minst tre sett med relevante tidsserier. Middelveidien av de største beregnede lastene fra tidsserieanalysene kan legges til grunn. De største verdiene av de beregnede deformasjonene fra tidsserieanalysene legges til grunn ved vurdering av deformasjonene.

Beregninger av lastvirkning kan i utgangspunktet baseres på valgfri metode, men NVE kan i enkelttilfeller stille krav om at beregningene gjennomføres som dynamisk analyse, og at intensitet og egenskaper til den seismiske grunnbevegelsen som benyttes ved dimensjonering bestemmes ved studier som er spesifikke for damstedet.

5. Iskrefter

Dammer skal dimensjoneres for istrykk. Med istrykk menes her det statiske trykket som isen utøver på grunn av utvidelse ved temperaturstigning. For hvert enkelt anlegg skal det også vurderes hvorvidt tilleggskrefter forårsaket av hyppige vannstandsvariasjoner, spenningsomlagring, samt dynamiske påkjenninger fra is i bevegelse, må tas i betraktning ved dimensjoneringen.

Istrykket forutsettes å være en linjelast som angriper 250 mm under høyeste regulerte vannstand (HRV). Det skal tas hensyn til istrykk ved lavere vannstander når dette er av betydning for dammens stabilitet, og/eller når dette gir den ugunstigste lastvirkningen på konstruksjonsdeler.

Normverdi for islast skal forutsettes å ligge mellom 100 kN/m og 150 kN/m i hele Norge. Størrelsen fastsettes etter vurdering av:

- Isdekkets innspenningsforhold
- Vannstandsvariasjoner
- Frostmengde på stedet

- Spesielle geografiske og klimatiske betingelser
- Driftserfaringer (eks opptredende vannstander ved islagt magasin, observerte istykkelser o.l.)
- Konstruksjonens egenskaper
- Bruddkonsekvenser

For dammer i laveste bruddkonsekvensklasse kan islasten uten nærmere vurdering settes til 100 kN/m. Verdier lavere enn 100 kN/m kan aksepteres i spesielle tilfeller og dersom det foreligger en begrunnelse for valgt verdi. Dette kan eksempelvis gjelde dammer og luker med varmekabler eller bobleanlegg, hvor sikkerheten i tillegg er ivaretatt gjennom instrumentering/overvåking.

I tilfeller hvor det forekommer hyppige vannstandsvariasjoner i magasinet kan det samlede istykket bli vesentlig større enn det termiske istykket. Dette kan eksempelvis gjelde inntaksmagasin og elvekraftverk med døgnvariasjoner større enn +/- 0,2 m. Lasten vil da i stor grad avhenge av istykkelsen, dvs frostmengden på stedet, og øvre grense for islast kan i slike tilfeller settes til [20]:

$$P_{is-maks} = 250 \cdot h^{1,5} \quad ; h = \text{istykkelse [m]} \quad (5.1)$$

Istykkelsen kan antas å være:

$$H_{maks} = 0,02 \cdot F^{0,5} \quad ; F \text{ tilsvarer frostmengden } F_{100} [^{\circ}\text{C} \cdot \text{dager}] \quad (5.2)$$

Oversikt over frostmengder i alle landets kommuner finnes i oppslagsverk, blant annet i Vegdirektoratets håndbøker.

6. Andre laster

6.1 Tele

De fleste morenemasser og finkornige jordarter kan karakteriseres som telefarlige. Frysing av slike materialer kan gi et betydelig tilleggstrykk mot stive konstruksjoner pga. volumutvidelse ved frysing. Ved dimensjonering av vangemurer mot fyllingsdammer, samt andre konstruksjoner med tilsvarende sikkerhetsmessig betydning, skal det antas et teletrykk tilsvarende minimum 100 kN/m² i tillegg til jordtrykket.

Litteratur

- [1] Tørum, A. (1996). "Beregningsgrunnlag for overskylling og krefter fra bølger mot dammer". SINTEF-rapport 1996.
- [2] Galland, J.-C. (1994). "Rubble mound breakwater stability under oblique waves: An experimental study". Proc. 24th International Conference on Coastal Engineering, 23-28 Oct. 1994, Kobe, Japan.
- [3] Burcharth, H.F. (1993). "The design of breakwaters". Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.
- [4] CUR/RWS, (1995). "Manual on the use of Rock in Hydraulic Engineering". Published by A. A Balkema, P.O.Box 1675, Rotterdam, Netherlands.
- [5] Van der Meer, (1987). "Stability of breakwater armour layers. Design formulae". Journal of Coastal Engineering 11, pp 219-239.
- [6] Otnes, J. (1950). "Seiches i Storsjøen i Rendalen". Norsk geografisk tidsskrift hefte 5.
- [7] Otnes, J. og Ræsta, E. (1978). "Hydrologi i praksis". Annen utgave, Ingeniørforlaget.
- [8] EnFO (Mars1998). "Utforming av oppstrøms skråning ved rehabilitering av fyllingsdammer".
- [9] Société d'énergie de la Baie James.1) (1997). "Practical Guide. Riprap Sizing".
- [10] Kjærnsli, B. et al (1992). Rockfill Dams. "Design and Construction, Hydropower Development", Volume No 10, NTH.
- [11] NORSAR and NGI (1998). "Seismic zonation for Norway".
- [12] Department of the army, corps of engineers, US army coastal engineering research center: (1966). "Shore protection, planning and design". Technical report No. 4, 3rd Ed..
- [13] Report prepared for Norwegian Council for Building Standardization (NBR) CEN (1998). Eurocode-8: "Design provisions for earthquake resistance of structures". European Prestandard ENV 1998-1.
- [14] ISO (1999). "Outline of ISO seismic design guidelines for offshore platforms". Working Draft, ISO Panel 5, 28 June 1999.
- [15] ICOLD (1999). "Guidelines on design features of dams to effectively resist seismic ground motion" (draft version of ICOLD Bulletin).Committee on seismic aspects of dam design, Draft CIRC 1540, April 1999.

¹⁾ Adresse: Hydro-Quebec
75 Boulevard René Lévesque Ouest
Montréal, Quebec, H2Z1A4, Canada

- [16] ICOLD (1999). "Guidelines for earthquake design and evaluation of structures appurtenant to dams" (draft version of ICOLD Bulletin). Committee on seismic aspects of dam design, Draft CIRC 1540, April 1999.
- [17] Newmark, M.N. (1965). "Effects of earthquakes on dams and embankments". Geotechnique, Vol. 15, No 2, pp 139-160.
- [18] Wieland, M. (1999). "Seismic performance criteria for concrete dams". Dam Engineering, Vol X, Issue 1, pp 41-54.
- [19] Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4, ISSMFE (1993). "Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards". Published by The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan.
- [20] EBL Kompetanse (2002). "Islast mot dammer". Publikasjon nr.: 82-2002.
- [21] Harstveit, K.(2002). "Analyse av sammenhengen mellom vindhastighet og varighet", rapport 0302 klima, DNMI

Kontroll av jordskjelv på dammer

Norsk jordskjelvstandard er Eurokode 8, men denne gjelder ikke for dammer. NVE legger likevel opp til at grunnlagsdata og anbefalinger iht. Eurocode8 for bygg/anlegg legges til grunn så langt som mulig også for dammer.

Dammer i konsekvensklasse 3 og 4 antas i seismisk klasse IV, og skal kontrolleres for jordskjelv med 475 års returperiode og seismisk faktor $\gamma_1=2,0$, jf. Nasjonalt tillegg i NS-EN 1998-1.

For de aller største dammene i konsekvensklasse 4 i våre mest jordskjelvintensive områder, vil det kunne bli krevd spesielle vurderinger av jordskjelv med andre returperioder. NVE kan kreve beregninger også for lavere klasser. Utelatelseskriteriet iht. NS-EN 1998-1 NA 3.2.1 (5)P skal gjelde også for dammer.

Stabilitetskontroll

Stabilitetskontroll av betongdammer (glidning/velting) og kontroll av glidesirkler i fyllingsdammer skal tilfredsstille damsikkerhetsforskriftens krav til sikkerhet i ulykkesgrensetilstand, jf. hhv §5-11 og §5-10. Jordskjelvlastene regnes i kombinasjon med HRV, egenvekt og medsvingende vannvolum.

Dette innebærer følgende krav til betongdammer ved kontroll av jordskjelv:

Damtype	Krav til veltesikkerhet	Krav til glidestabilitet
Gravitasjonsdam	Resultanten av alle krefter ikke nærmere nedstrøms kant enn 1/6 av bredden	Sikkerhetsfaktor 1,1
Platedam	Sikkerhetsfaktor 1,3	Sikkerhetsfaktor 1,1

Fyllingsdammer skal ha en sikkerhetsfaktor mot utglidning på minimum 1,1 ved kontroll av jordskjelv.

Stabilitetskontroll i bruddgrensetilstanden utgår.

Kontroll av kapasiteter og spenninger

For kontroll av kapasiteter og spenninger brukes materialfaktorer iht. NS-EN 1998-1 Tabell NA5(901) DCM ($\gamma_c = 1,5$ og $\gamma_s = 1,15$). Lastfaktorer for alle inngående laster settes etter NS-EN 1990 Tabell NA.A1.3 og pkt. 6.4.3.4.