



# Veileder for fyllingsdammer

4  
2012



V  
E  
I  
L  
E  
D  
E  
R



# **Veileder for fyllingsdammer**

til § 5-10 og § 6-1 i forskrift om sikkerhet ved  
vassdragsanlegg

## **Veileder nr. 4/2012**

### **Veileder for fyllingsdammer**

**Utgitt av:** Norges vassdrags- og energidirektorat

**Redaktør:** Egil Hyllestad, NVE

**Forfattere:** Ronald Andersen, NVE  
Hanne Marthe Østvold, NVE  
Vibeke Rystad, NVE  
Egil Hyllestad, NVE

**Trykk:** NVEs hustrykkeri

**Opplag:** 100

**Forsidefoto:** Dam Valldalen 2011. Foto: Sjur Åge Ekkje, Hydro

**ISSN:** 1501-0678

**Sammendrag:** Veileder for fyllingsdammer utdyper bestemmelser gitt i forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften) §§ 5-10 og 6-1

**Emneord:** Fyllingsdammer, laster, påvirkninger, dimensjonering

Norges vassdrags- og energidirektorat  
Middelthuns gate 29  
Postboks 5091 Majorstua  
0301 OSLO

Telefon: 09575  
Telefaks: 22 95 90 00  
Internett: [www.nve.no](http://www.nve.no)

April 2012

# Innhold

<b>Forord</b> .....	<b>5</b>
<b>Sammendrag</b> .....	<b>6</b>
<b>1 Innledning</b> .....	<b>7</b>
1.1 Generelt .....	7
<b>2 Dimensjonering og kontroll</b> .....	<b>7</b>
2.1 Generelt .....	7
2.2 Laster, lastkombinasjoner og lastkoeffisienter .....	8
2.2.1 Spesielle lastforutsetninger .....	8
2.2.1.1 Egenlaster .....	8
2.2.1.2 Unormalt store lekkasjer og overtopping .....	9
2.2.1.3 Forutsetninger om vanngjennomstrømning og poretrykk .....	10
2.3 Geoteknisk stabilitet .....	10
2.3.1 Generelt .....	10
2.3.2 Sikkerhetsfaktorer og materialkoeffisienter .....	11
2.4 Oppstrøms skråningsvern .....	12
2.5 Bølgeopp skylning og fribord .....	13
2.6 Filterkriterier .....	13
2.6.1 Generelt .....	13
2.6.2 Kriterier .....	13
2.6.2.1 Filter mot finstoffholdige materialer brukt som tetning .....	13
2.6.2.2 Kriterier for overgangssone .....	16
2.6.2.3 Kriterier for støttefyllingen .....	16
2.6.2.4 Overgang støttefylling/skråningsvern .....	16
2.6.2.5 Eksempel på anvendelse av filterkriterier .....	17
2.7 Forventet lekkasje gjennom dam og fundament .....	18
2.8 Forventede deformasjoner og overhøyde .....	18
<b>3 Dimensjoner, materialer og utførelse</b> .....	<b>18</b>
3.1 Fribord .....	18
3.1.1 Generelt .....	18
3.1.2 Fribord topp av dam og topp av tetning .....	19
3.2 Damtopp og damskråninger .....	20
3.2.1 Generelt .....	20
3.2.2 Bredder av soner og topp av dam .....	20
3.2.3 Kronevern .....	21
3.2.4 Skråninger .....	22
3.2.4.1 Oppstrøms skråningsvern .....	22
3.2.4.2 Nedstrøms skråningsvern .....	23
3.3 Damtetning .....	24
3.3.1 Morene .....	24
3.3.2 Betong .....	25
3.3.3 Asfaltbetong .....	27
3.3.4 Pukk-bitumen .....	27
3.3.5 Geomembraner .....	28

3.3.6	Tre .....	29
3.4	Filter- og overgangssone.....	29
3.4.1	Materialer.....	29
3.4.2	Utlegging .....	29
3.4.3	Komprimering .....	30
3.5	Støttefylling.....	30
3.5.1	Materialer i steinfylling .....	30
3.5.2	Utlegging og komprimering av steinfylling .....	30
3.6	Skjærstyrke av fyllingsmaterialer .....	30
3.7	Fundament .....	33
3.7.1	Fundamentering på fjell .....	33
3.7.2	Fundamentering på løsmasser .....	35
3.7.3	Vangemur og gjennomgående kulvert.....	36
3.8	Generelle byggekrav .....	36
<b>4</b>	<b>Kontroll med utførelse.....</b>	<b>37</b>
4.1	Generelt.....	37
4.2	Steinfyllingsdam med morenekjerne .....	37
4.2.1	Daglig kontroll.....	37
4.2.2	Ukentlig kontroll .....	38
4.2.3	Sesongkontroll.....	38
4.3	Laboratorium .....	38
4.4	Dimensjonskontroll .....	38
4.5	Sluttrapport.....	38
<b>5</b>	<b>Referanser .....</b>	<b>39</b>
<b>Vedlegg A.</b>	<b>Drenasjeegenskaper av fyllingsmasser .....</b>	<b>41</b>
<b>Vedlegg B.</b>	<b>Prøvetaking.....</b>	<b>43</b>

# Forord

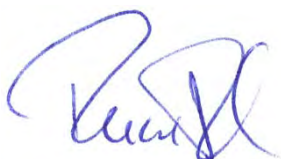
I den første damforskriften, *Forskrift for dammer* av 1981, ble det utarbeidet regler og anbefalinger for dimensjonering og utførelse av fyllingsdammer, jf. referanse [6]. Før den tid ble dimensjonering og utførelse av fyllingsdammer basert på erfaringer og publisert litteratur fra internasjonale og nasjonale kilder. NGI, som prosjekterte det meste av fyllingsdammer på denne tiden, var en sentral bidragsyter, jf. for øvrig litteraturfortegnelse til ”Del II. Regler og anbefalinger”, kap. 9 i [6].

I forbindelse med ny damforskrift i 2001, *Forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg*, ble det i utgitt retningslinjer for fyllingsdammer, utgave 1 - mars 2007.

Etter at det forelå ny *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg* (damsikkerhetsforskriften) fra 1.1.2010, er veileder for fyllingsdammer revidert med korrekte henvisninger til forskriften. Noe av innholdet er også revidert etter at et forslag til endringer har vært på ekstern høring. Med grunnlag i tilbakemeldinger, ble kapittelet om filterkriterier (kap. 2.6) omarbeidet og sendt på en ny begrenset høring. Den endelige teksten er korrigeret i samsvar med tilbakemeldinger. For å lette forståelsen av filterkriteriene og bruken av disse, er det tatt inn et eksempel i kap. 2.6.2.5 som er illustrert med en kornfordelingsanalyse i figur 2.1.

I bestemmelser om beredskapsmessig sikring av dammer, jf. retningslinje nr. 4, utgave 1 av 09.06.94, er relevante bestemmelser for fyllingsdammer innarbeidet i den reviderte veilederen med noen tilpasninger.

Oslo, april 2012



Rune Flatby  
avdelingsdirektør



Lars Grøttå  
seksjonssjef

# Sammendrag

I NVEs utgivelse av publikasjoner, utgår fra 2012 seriebetegnelsen *Retningslinjer*. Retningslinjer inngår fra samme år i seriebetegnelsen *Veiledere*. Retningslinjer til damsikkerhetsforskriften som utgis fra 2012 endrer samtidig navn til veiledere. Etter hvert vil alle retningslinjene som tidligere er utgitt, utgis på nytt med seriebetegnelsen *veileder* og samtidig endre navn til Veileder. Den formelle statusen til disse veilederne vil være den samme som for de tidligere retningslinjene.

I en overgangsperiode vil det av den grunn kunne være feil i referansehenvisninger (referer til retningslinjer i stedet for veileder) i retningslinjer og veiledere som allerede er utgitt. For søk i NVEs database for publikasjoner anbefales for fremtiden å søke i Veileder-serien for å finne relevante veiledere.

Veileder for fyllingsdammer utdyper bestemmelser gitt i forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg [1] (damsikkerhetsforskriften) §§ 5-10 og 6-1, og gir uttrykk for den praksis som NVE vil følge i sin saksbehandling for å påse at kravene i forskriften oppfylles. Andre løsninger enn de som er anført i veilederen kan aksepteres dersom like god sikkerhet kan dokumenteres.

Veileder for fyllingsdammer gjelder for anlegg i konsekvensklasse 1 og høyere, men NVE anbefaler at den også brukes for anlegg i konsekvensklasse 0, og med samme standard ved prosjektering som for anlegg i konsekvensklasse 1. Dette gjelder spesielt for anlegg som er bygget på grunnlag av konsesjon etter vassdragslovgivningen, der det alltid er NVE som står for byggesaksbehandlingen inklusiv godkjenning av tekniske planer.

I veileder for fyllingsdammer er det inkludert Vedlegg A og B. Vedlegg A er teori for beregning av vanngjennomstrømning og poretrykk i fyllmassene. Vedlegg B gir praktiske opplysninger om gjennomføring av prøvetaking og sikting av masser.



# 1 Innledning

## 1.1 Generelt

Veileder for fyllingsdammer utdypet kravene i forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften) §§ 5-10 og 6-1 [1]. Den erstatter retningslinjer for fyllingsdammer utgave 1 – mars 2007.

Fyllingsdammer er dammer som hovedsakelig består av oppfylte og komprimerte materialer av jord, grus eller sprengstein. Dammen betegnes steinfyllingsdam når dammens volum består av mer enn 50 % sprengstein og jordfyllings- eller grusfyllingsdam når mer enn 50 % av fyllingsmassen består av leire, silt, sand eller grus [2].

Det foreligger ikke noen norsk standard for fyllingsdammer. Norske standarder for geoteknisk prosjektering, NS-ENV 1997-1 og NS 3480 gjelder ikke for fyllingsdammer. Veileder for fyllingsdammer blir derfor relativt omfattende.

Fyllingsdammer skal plasseres, dimensjoneres og utføres i overensstemmelse med anerkjente prinsipper og metoder. De skal oppfylle rimelige tetthetskrav, og med tilfredsstillende sikkerhet tåle de laster og deformasjoner som har betydning for stabilitet, funksjon og holdbarhet.

Behov for instrumentering og overvåking i byggefase og under første oppfylling skal vurderes og inngå i byggeplanen. For overvåking i driftsfasen vises til retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg [12].

Fyllingsdammer kan deles i følgende hovedtyper avhengig av tetningens plassering og type:

- fyllingsdam med tetningskjerne av morene
- fyllingsdam med sentral tetningsvegg
- fyllingsdam med oppstrøms tetningsdekke

## 2 Dimensjonering og kontroll

### 2.1 Generelt

Dammens utforming bestemmes ut fra ulike typer kriterier:

- naturgitte laststørrelser og laster som kan forårsakes av tekniske svikt i bruddgrensetilstand og i ulykkesgrensetilstand
- laster fra tilsiktede aksjoner i fred, under beredskap og krig (gjelder konsekvensklasse 3 og 4)
- grunnforhold, materialer, materialsoner og egenskapene til materialene
- praktiske hensyn ved bygging og driftsfase

I tillegg må utformingen tilpasses geologiske og topografiske forhold på og ved damstedet, og ivareta behov for god landskapsmessig tilpasning.

Den konstruktive sikkerheten av en fyllingsdam skal dokumenteres ved beregninger og kontroller som minst omfatter:

- stabilitet av dammen med hensyn til utglidning i oppstrøms og nedstrøms fylling (inkludert fundament) i bruddgrensetilstand og i ulykkesgrensetilstand
- stabilitet av oppstrøms skråningsvern og nedstrøms skråningsvern
- bølgeoppskylling og tilhørende kontroll av fribord
- kontroll av at filterkriterier er ivaretatt (fare for indre erosjon)
- forventet vannstrømning gjennom dam og fundament
- forventede setninger og deformasjoner i bruksgrensetilstand
- krav i forbindelse med tilsiktede aksjoner, jf. over

Beregning av forventet vannstrømning gjennom dam og fundament gjelder for prosjektering av nye fyllingsdammer.

Beregning av forventede setninger og deformasjoner gjelder for nybygging og større ombygginger som medfører tilleggsbelastninger.

## **2.2 Laster, lastkombinasjoner og lastkoeffisienter**

Det skal påvises at konstruksjonen motstår laster i henhold til bestemmelsene i damsikkerhetsforskriften § 5-3 [1]. Dimensjonerende laster bestemmes ved at karakteristisk verdi av laster multipliseres med lastkoeffisienter. Lastene skal kombineres på ugunstigste måte. Ved beregning av geoteknisk stabilitet etter reglene i denne veilederen skal damfyllingen dimensjoneres for alle laster med lastkoeffisient ( $\gamma_L$ ) lik 1,0. Usikkerheter knyttet til materialelegenskaper legges inn i en materialkoeffisient ( $\gamma_m$ ). Produktet av usikkerhetene i laster og materialelegenskaper ( $\gamma_L$  og  $\gamma_m$ ) er lagt inn i krav til sikkerhetsfaktor, jf. tabell 5-10.1 i damsikkerhetsforskriften.

For laststørrelser generelt vises det til retningslinjer for laster og dimensjonering [4].

Spesielle lastforutsetninger for fyllingsdammer er gitt i kap. 2.2.1.

For betongkonstruksjoner i forbindelse med fyllingsdammer vises til retningslinjer for betongdammer [3] og til kap. 3.7.3.

### **2.2.1 Spesielle lastforutsetninger**

#### **2.2.1.1 Egenlaster**

Tyngdetetthet av stein settes som regel til  $26 \text{ kN/m}^3$ , men den reelle tyngdetetthet av fyllingsmasser vil bl.a. avhenge av materialenes gradering, mineralogi, porøsitet og grad av vannmetning. For norske fyllingsdammer kan det regnes med tyngdetetthet som vist i tabell 2.1.

Tabell 2.1 Tyngdetetthet av fyllingsmasser angitt i kN/m<sup>3</sup> [6]

Fyllingsmasse	Komprimeringsgrad og gradering	Tilstand			
		Tørr	Fuktig	Vannmettet	Neddykket
Sprengstein	Godt komprimerte velgraderte masser	20	21	23	14
	Dårlig komprimerte enskornige masser	16	16	20	10
Sand og grus	Godt komprimerte velgraderte masser	22	23	24	14
	Dårlig komprimerte enskornige masser	15	16	19	10
Morene	Godt komprimert	23	24	25	15
	Dårlig komprimert	19	20	21	11

I tabellen vil for eksempel godt komprimerte, velgraderte og tørre masser av sprengstein tilsvare en komprimeringsgrad med porøsitet på 23 %. Som tabellen viser gir det en tyngdetetthet for denne fyllingsmassen lik 20 kN/m<sup>3</sup> forutsatt tyngdetetthet lik 26 kN/m<sup>3</sup> for kompakt stein. Der egenlasten vil være avgjørende for stabiliteten, skal tyngdetetthet av fyllingsmassen dokumenteres. Det skal tas hensyn til eventuelle variasjoner av tyngdetettheten i byggetiden.

For tyngdetetthet av andre materialer vises til NS - EN 1991 - 1 og retningslinjer for murdammer [35].

#### 2.2.1.2 Unormalt store lekkasjer og overtopping

Nedstrøms fylling skal ha gode drenasjeegenskaper slik at dammen tåler store unormale lekkasjer/overtopping som følge av ulykkeslaster eller skade på dammen [1]. Det skal dokumenteres at dammene i de respektive konsekvensklassene tåler følgende unormale lekkasjer/overtopping:

- konsekvensklasse 4 og 3: 10 m<sup>3</sup>/s
- konsekvensklasse 2: 5 m<sup>3</sup>/s
- konsekvensklasse 1: 1 m<sup>3</sup>/s

Verdiene legges til grunn som kontroll av utglidning i ulykkesgrensetilstand og for bestemmelse av behov for ekstra sikring av laveste del av skråningen, jf. kap. 3.2.4.2.

Det kan være aktuelt med høyere verdier for dammer i konsekvensklasse 4. Dette må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Noen dammer kan være utsatt for spesielle ulykkeslaster, som for eksempel rasgenererte bølger, utbrudd av bredemte sjøer, maksimal flomvannstand (MFV) + stor bølgeoppskylling og funksjonssvikt av flomluker. Det skal redegjøres for om slike

spesielle ulykkeslaster er aktuelle. Dersom slike lastsituasjoner er aktuelle, og laststørrelsene overstiger verdier gitt over, skal disse legges til grunn ved kontroll av dammens stabilitet og ved sikring mot erosjon.

#### 2.2.1.3 Forutsetninger om vanngjennomstrømning og poretrykk

For dammer med finkornige masser i støttefyllingen skal det i bruddgrensetilstand vurderes om oppbygging av poretrykk er mulig. Da det som regel er knyttet stor usikkerhet til permeabilitet og poretrykksoppbygging bør det legges til grunn konservative antagelser. Som et utgangspunkt kan en anta en lekkasje 10 ganger største målte lekkasje, eventuelt 10 ganger den vanngjennomstrømning som er beregnet ved prosjektering.

I ulykkesgrensetilstand skal nedstrøms stabilitet beregnes med et poretrykk som tilsvarer den lekkasje/overtopping dammen skal tåle, jf. over. For beregning av 0-poretrykkslinje vises til drenasjeegenskaper av materialer i vedlegg A [8].

## 2.3 Geoteknisk stabilitet

### 2.3.1 Generelt

Generelt skal sikkerhet mot utglidning kontrolleres på alle sannsynlige bruddplan i damfyllingen og fundamentet. Beregningene skal baseres på anerkjente metoder for stabilitetsanalyse som er tilpasset det aktuelle tilfellet som skal undersøkes. Klassisk metode basert på grenselikevektsbetraktninger skal tilfredsstillende både moment- og kraftlikevekt.

I bruddgrensetilstand skal det påvises at dammen har tilstrekkelig sikkerhet mot utglidning og erosjon.

Ved kontroll i ulykkesgrensetilstand skal det påvises at dammen har sikkerhet mot utglidning og erosjon som kan føre til dambrudd med ukontrollert uttømming av magasinet.

Der det finnes lag- eller sonedeling med bløte lag av forskjellig orientering og beliggenhet, eller der det er tvungne glideplan, kan ikke-sirkulære bruddplan være mer kritisk enn sirkulære bruddplan. Ved bruk av metode basert på likevektsbetraktninger skal det i slike tilfeller undersøkes om sikkerhetsfaktoren langs glideplan av forskjellig form (sammensatte) er mer kritisk enn sirkulærsylindriske glideplan [5]. Numeriske analyser kan være et supplement for å finne ikke-sirkulære kritiske plan.

I stabilitetsberegningene må det gjøres rede for valg av metode og hvilke forutsetninger og inngangsdata som er brukt i beregningene. Spesielt viktig er valg av materialstyrke, tyngdetetthet, poretrykksforhold og identifisering av eventuelle svakere lag. Hvis damtverrsnittet endres langs damaksen, må stabiliteten undersøkes for flere typiske tverrsnitt. For hvert av de typiske tverrsnitt utføres stabilitetsberegningene for det høyeste tverrsnittet. Beregnede snitt markeres på tegning av dammen. Resultatene skal presenteres grafisk med utskrift av inngangsdata for materialegenskaper og geometri. Ved kontroll av stabilitet for eksisterende dammer skal det dokumenteres at geometrien er kontrollert ved oppmåling og derved gjenspeiler faktiske forhold.

### 2.3.2 Sikkerhetsfaktorer og materialkoeffisienter

Sikkerhetsfaktoren er gitt ved:

$$F = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (2.1)$$

hvor  $\tau_f$  er skjærstyrke av jord dividert med opptredende skjærspenning,  $\tau$ , for å oppnå likevekt i en likevektssituasjon.

Krav til sikkerhetsfaktorer for fyllingsdammer er gitt i damsikkerhetsforskriften § 5-10, tabell 5-10.1.

Det er hensiktsmessig å knytte sikkerhetsfaktoren til skjærstyrke siden vurderingen av skjærstyrken innebærer den største usikkerheten i praktisk anvendelse av stabilitetsanalyser av skråninger. Ved stabilitetsberegning basert på likevektsbetraktning, vil sikkerhetsfaktoren være et uttrykk for en gjennomsnittlig faktor for hele glideflaten. Sikkerhetsfaktorene for de enkelte lameller som det potensielle utglidningslegemet deles opp i, vil imidlertid variere. For skjærstyrke av fyllingsmaterialer vises til kap. 3.6.

De størrelser som inngår i stabilitetsberegningene er:

- tyngdetettheten av fyllingsmaterialene
- skjærstyrkeparametrene
- vanntrykk som en ytre last forårsaket av oppdemt magasin
- vanngjennomstrømning som en indre last i form av poretrykk

#### ***Stabiliteten skal kontrolleres for følgende tilfeller:***

- bygging og første fylling av magasinet
- stasjonær tilstand
- hurtig nedtapping

Stabiliteten ved hurtig nedtapping skal analyseres for dammer med finstoffholdige materialer der et poreovertrykk kan forekomme ved senking av magasinet. Poreovertrykket skal antas å tilsvare poretrykket ved fullt magasinnivå (HRV) i stasjonær tilstand.

Det er fastsatt ulike sikkerhetsfaktorer for de forskjellige tilfellene, jf. tabell 5-10.1 i damsikkerhetsforskriften.

*Bygging og første fylling av magasinet* karakteriseres ved at tetningskjernens poretrykk ikke er tilpasset den ytre vannstand, men er avhengig av tetningsmaterialets egenskaper og innbyggingsforhold. Stabiliteten beregnes for den ugunstigste kombinasjon av poretrykk og vannstand i magasinet.

*Stasjonær tilstand* karakteriseres ved at magasinet har vært fullt over så lang tid at poretrykket i tetningskjernen og eventuelt andre tette soner (filter/overgang/støttefylling) har tilpasset seg ytre vanntrykk. Stabiliteten beregnes for en vannstand tilsvarende dimensjonerende flomvannstand (DFV) i bruddgrensetilstand. I ulykkesgrensetilstand skal beregningen ta utgangspunkt i største aktuelle ulykkeslast, dvs. enten påregnelig

maksimal flomvannstand (MFV) eller annen kontrollvannstand. I tillegg til beregninger av stabilitet av sannsynlige bruddplan, bør det for nedstrøms damskråning alltid gjennomføres beregninger der bruddplanet går gjennom snittet mellom oppstrøms kjernebegrensning og henholdsvis DFV (ved bruddgrensetilstand) og MFV (ved ulykkesgrensetilstand). Sistnevnte bruddplan ved respektive flomvannstander kombinert med bølgeoppskylning regnes som kritisk for dammens sikkerhet.

*Hurtig nedtapping* karakteriseres ved at det i utgangspunktet er stasjonær tilstand og at vannstanden senkes hurtig til ugunstigste nivå mht. stabilitet.

Kontrollene skal omfatte potensielle glideflater. Det gjelder alle typer utglidninger, grunne (skråningsstabilitet) og dypere utglidninger, samt lokale utglidninger i skråningen. Spesielt for fyllingsdammer med oppstrøms tetning og bratte skråninger, skal stabiliteten av oppstrøms skråning kontrolleres for vannstander som er kritisk for dammens sikkerhet. Det kan forutsettes at utglidninger som ender 5 m under vannstanden er kritisk.

For dammer i konsekvensklasse 2, 3 og 4 kan det utføres numeriske analyser som supplement til stabilitetsberegning etter klassisk metode, jf. kap. 2.3.1.

For høye dammer som skal bygges på steder der grunnforhold og topografi vil influere negativt på deformasjoner og spenninger i dammen, skal numeriske analyser benyttes.

## 2.4 Oppstrøms skråningsvern

Skråningsvernet i oppstrøms skråning skal dimensjoneres for påvirkning av bølger, is og snø, tele og andre mulige påkjenninger.

Dimensjonering av tilfredsstillende steinstørrelse på grunn av bølger i oppstrøms skråningsvern tar utgangspunkt i signifikant bølgehøyde ( $H_s$ ).

$H_s$  er i dette tilfelle signifikant bølgehøyde som er basert på vind med gjentaksintervall 1000 år, eller vind med hastighet 30 m/s. For beregning av  $H_s$  vises det til retningslinjer for laster og dimensjonering [4].

Minimumsvekten av stein i skråningsvernet skal beregnes etter Hudsons formel (2.2) som er tilpasset et relativt ensgradert skråningsvern [7]:

$$W_{\min} = \frac{\gamma_r H_s^3}{K \left( \frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \right)^3 n} \quad (2.2)$$

$W_{\min}$ :	minste vekt av stein [kN]
$H_s$ :	signifikant bølgehøyde [m]
$\gamma_r$ :	tyngdetetthet av stein [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_w$ :	tyngdetetthet av vann settes lik 10 kN/m <sup>3</sup>
$n$ :	skråningshelningens horisontalkomponent
$K$ :	konstant avhengig av $n$ , av steinens form, og om steinen er ordnet i forband eller tippet. For norske forhold settes $K \leq 2,5$

Forholdet mellom største og minste steinvekt bør være:

$$W_{\min} \leq 5 \cdot W_{\min} \quad (2.3)$$

Ved skråningshelning 1:1,5 bør  $W_{\min}$  ikke være mindre enn 2,5 kN av hensyn til is- og snøkrefter. For slakere skråningshelninger kan det brukes mindre stein, for eksempel 1,6 kN for helning 1:2 og 1,3 kN for helning 1:3.

Følgende formel kan brukes for omregning fra steinvækt til steindiameter:

$$D_{\min} = \left( \frac{W_{\min}}{C_f \cdot \gamma_r} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.4)$$

$D_{\min}$ : minimum steindiameter [m]  
 $C_f$ : konstant avhengig av steinens form.  $C_f$  kan variere mellom 0,4 for skifrig og 0,8 for mer kubisk form. Som regel benyttes  $C_f = 0,6$ .

Basert på ligning 2.3 og 2.4, gir dette forholdet mellom minste og største steindiameter i skråningsvernet:

$$D_{\max} \leq 1,7 \cdot D_{\min} \quad (2.5)$$

## 2.5 Bølgeoppskylling og fribord

Beregning av bølgeoppskylling har betydning for bestemmelse av fribord til topp av dam, jf. damsikkerhetsforskriften § 5-10 i) [1]. Beregningsmetode er gitt i retningslinjer for laster og dimensjonering kap. 3.4.3 [4].

## 2.6 Filterkriterier

### 2.6.1 Generelt

Filterets viktigste funksjoner er å hindre utvasking og transport av finstoff fra basismaterialet (materialet som skal beskyttes av filteret) og være drenerende [9] og [10].

Filtermaterialer kan bestå av sand, grus, sprengstein eller knuste materialer som kan være siktet eller usiktet. For dammer i konsekvensklasse 1 kan filteret unntaksvis bestå av filtrerende geotekstil.

Filterkriteriene gjelder for nybygging og ombygging av eksisterende dammer. For eksisterende dammer skal avvik i forhold til disse filterkriteriene vurderes. Alternative tiltak som kan kompensere for avvik fra filterkriteriene må eventuelt iverksettes, dersom det er nødvendig for å ivareta dammens sikkerhet.

### 2.6.2 Kriterier

#### 2.6.2.1 Filter mot finstoffholdige materialer brukt som tetning

Filtermaterialet skal være kohesjonsfritt, dvs. at materiale som passerer sikt nr. 40 (0,425 mm) ikke må være plastisk, i følge ASTM (The American Society for Testing and Materials).

### **Bestemmelse av kategori basismateriale:**

Korngradering bestemmes for et representativt antall prøver av basismaterialet som skal beskyttes av filter. Av de innhentede, representative korngraderingene, skal basismaterialet med den fineste graderingen med hensyn til korndiameter mindre enn  $d_{85}$ , legges til grunn som representativt basismateriale.

Hvis dette materialet inneholder kornstørrelser større enn 4,75 mm, bestemmes en regradert kornkurve ved at materiale større enn 4,75 mm tenkes frasiktet. For velgraderte morener, og spesielt morener med partikkelsprang, bør det vurderes en regradert kornkurve der større andel av materiale tenkes frasiktet, for eksempel kornstørrelser større enn 2,38 mm (sieve nr. 8). På grunnlag av eventuell regradert kornkurve, bestemmes kategori av basismaterialet i henhold til tabell 2.3.

Tabell 2.3 Kategori av eventuelt regradert basismateriale, det vil si materiale  $< 4,75$  mm

Kategori basismateriale	% finere enn 0,075 mm av materiale frasiktet korn større enn 4,75 mm	Beskrivelse av basismateriale
1	$> 85$	Finsilt og leire
2	40-85	Silt, leire og siltig og leirig sand
3	15-39	Siltig og leirig sand og grus

Typiske norske morener anvendt som tetningsmateriale i fyllingsdammer vil finnes i kategoriene 2 og 3.

### **Filterkriterier - maksimum $D_{15}$**

For å hindre at strømmende vann gjennom porer eller åpne sprekker i basismaterialet fører med seg finstoff ut gjennom filteret, er det gitt en øvre grense for kornstørrelse. Maksimum  $D_{15}$  relatert til aktuell kategori av basismateriale er vist i tabell 2.4. Verdien skal være basert på den regraderte kurven av basismaterialet.

Tabell 2.4 Filterkriterier - maksimum  $D_{15}$

Kategori basismateriale	Filterkriterier - maksimum $D_{15}$
1	$\leq 9 \cdot d_{85}$ , men ikke mindre enn 0,2 mm
2	$\leq 0,7$ mm
3	$\leq \left( \frac{40 - A}{40 - 15} \right) [(4 \cdot d_{85}) - 0,7 \text{ mm}] + 0,7 \text{ mm}$ A = % som passerer siktåpning 0,074 mm Hvis $4 \cdot d_{85}$ er mindre enn 0,7 mm, brukes 0,7 mm

Liten d angir mål på størrelsen av kornene i basismaterialet. Stor D angir mål på størrelsen av kornene i filtermaterialet.



For velgraderte morenematerialer i kategori 3 anbefales maksimum  $D_{15}$  lik 0,7 mm. I beskyttelse av morenetetning er det filterfunksjonen (ikke dreneringsfunksjonen) som skal vektlegges. Når maksimum  $D_{15}$  velges lik 0,7 mm, brukes ikke den regraderte kurven for bestemmelse av maksimum  $D_{15}$  (gjelder også for kategori 2 basismateriale).

Det anbefales ikke basismateriale med finstoffinnhold mindre enn 15 %, i dette tilfellet definert som finstoffinnhold (materiale mindre enn 0,075 mm), for den del av basismaterialet som har kornstørrelse mindre enn 19 mm, jf. også kap. 3.3.1.

Basismateriale med mindre finstoffinnhold enn anbefalt må vurderes spesielt med hensyn til filter, jf. kriterier for basismateriale for kategori 4 i referanse [9].

#### ***Permeabilitetskriterium - minimum $D_{15}$***

For at vann som strømmer gjennom basismaterialet skal få "fritt utløp", må filtermaterialet være vesentlig mer permeabelt enn basismaterialet. For alle typer basismateriale skal derfor  $D_{15} > 4 \cdot d_{15}$ , og i alle tilfeller større enn 0,1 mm.

For dette kriteriet er  $d_{15}$  bestemt av materiale uten eventuell frasikting av kornstørrelser større enn 4,75 mm.

Kornstørrelser mellom  $D_{15\text{maks}}$  (etter tabell 2.4) og  $D_{15\text{min}}$  (etter kriteriet  $D_{15\text{min}} > 4 \cdot d_{15}$ ) ligger i et akseptabelt område for et filter.

#### ***Kriterium for største og minste kornstørrelse***

Ved innbygging av filtermateriale i dammen skal det ikke kunne oppstå lokale partier med ansamling av grove eller fine kornstørrelser. For alle typer basismateriale skal derfor følgende to kriterier være oppfylt av filtermaterialet:

$$D_{100} < 50 \text{ mm og}$$

$$D_5 > 0,075 \text{ mm (begrensningen av finstoffinnhold har betydning for intern stabilitet ved komprimering)}$$

#### ***Separasjonskriterier***

For å unngå inhomogeniteter som følge av separasjon ved innbygging, bestemmes maksimum  $D_{90}$  avhengig av minimum  $D_{10}$  ut fra tabell 2.5.

Tabell 2.5 Separasjonskriterier

<b>Kategori basismateriale</b>	<b>Hvis <math>D_{10}</math> er [mm]:</b>	<b>Maks <math>D_{90}</math> [mm]</b>
<b>Alle kategorier</b>	< 0,5	20
	0,5-1,0	25
	1,0-2,0	30
	2,0-5,0	40

### **Kriterium for å sikre intern filterstabilitet og homogenitet**

Dersom korngraderingen av innbygget filtermateriale i lokale partier mangler visse fraksjoner av kornstørrelse, kan det føre til intern instabilitet av filtermaterialet. For å unngå dette må krav til uniformitet av filtermaterialet være oppfylt (unngå "partikkelsprang"). Sonegrenser gitt av minimum og maksimum kornstørrelser i gradering av filter må for materiale mindre enn  $D_{60}$  justeres slik at korngraderingstallet ( $C_u$ ) blir som følger:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 6 \quad (2.5)$$

For å sikre et homogent filter, skal forholdet mellom alle kornstørrelser  $< D_{60}$  for groveste og fineste korngradering være mindre enn 5.

Filterkriteriene gir et band, en øvre og nedre grense hvor filterkurven skal ligge mellom. Det er fullt mulig med et akseptabelt filter som har en gradering med et korngraderingstallet ( $C_u$ ) som er større enn 6, under forutsetning at filterkurven ligger innenfor begrensningene i filterbandet.

#### **2.6.2.2 Kriterier for overgangssone**

Overgangssonen skal ha en materialsammensetning som tilfredsstiller kurven for morenefilteret som basismateriale. Kornstørrelse  $D_{15min}$  av materialet i overgangssonen velges ut fra  $4 \cdot d_{15}$ , der  $d_{15}$  er morenefilterkurven (ikke gradert kurve). Kornstørrelse  $D_{15maks}$  velges  $5 \cdot D_{15min}$ . Korngraderingstallet velges mindre eller lik 6 for grenseverdier og forholdet mellom alle kornstørrelser  $< D_{60}$  for groveste og fineste korngradering skal være mindre enn 5.

#### **2.6.2.3 Kriterier for støttefyllingen**

Støttefyllingen skal ha materialsammensetning som tilfredsstiller overgangssonen som basismateriale.  $D_{15}$  av materiale i støttefyllingen skal ligge mellom  $4 < D_{15}/d_{15} < 40$ , der liten  $d$  er materialet i overgangssonen. I tillegg skal  $D_{50}/d_{50} < 25$ .

#### **2.6.2.4 Overgang støttefylling/skråningsvern**

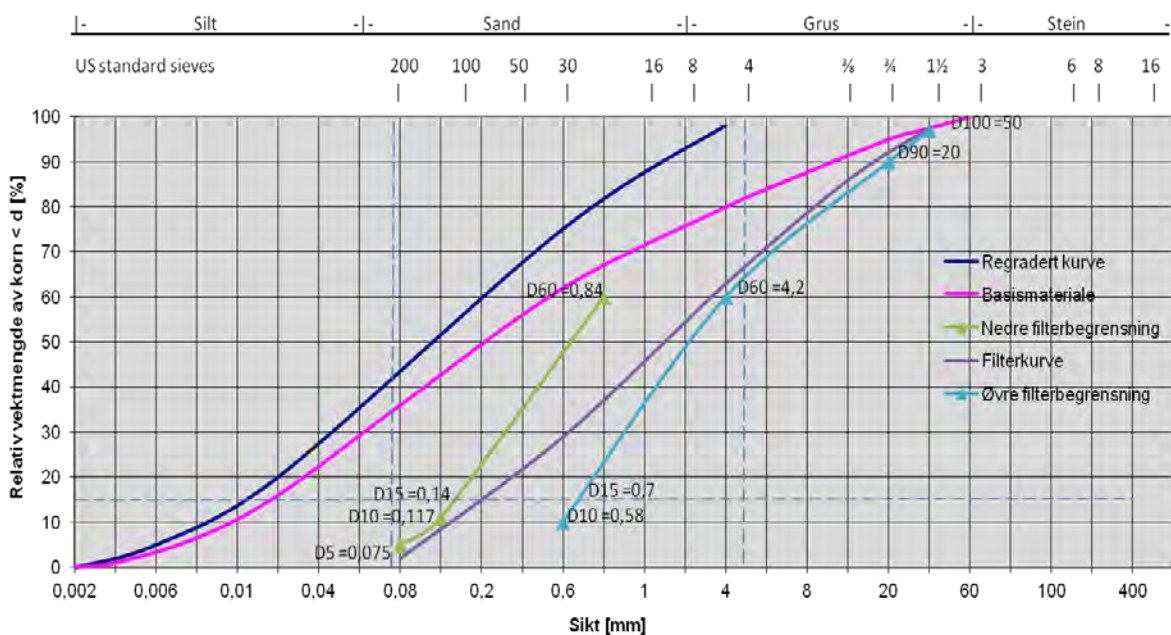
For 2-lags stein i skråningsvern og overgangen mellom skråningsvern og støttefylling vises til kap. 3.2.4.1 og 3.2.4.2. Størrelsen ( $d$ ) på stein i sjikt 2 som skal fylle de største hulrom mellom steinene i yttersjiktet ( $D$ ), regnes ivare tatt når  $d_{min} > D_{maks}/4$ . Forholdet er basert på kriteriet  $D_{15} < 4 \cdot d_{85}$  for enskornet materiale.

### 2.6.2.5 Eksempel på anvendelse av filterkriterier

For å lette forståelsen av filterkriteriene er det vist et eksempel som tar utgangspunkt i en velgradert morene (samme kurve som figur 9.1 i Forskrifter for dammer av 1981).

Filterkriteriene gir et band, en øvre og en nedre grense hvor filterkurven skal ligge mellom.

#### Kornfordelingsanalyse



Figur 2.1 Eksempel på anvendelse av filterkriteriene der basismateriale er en velgradert morene

Basismateriale har i dette tilfellet kornstørrelser større enn 4,75 mm som tenkes frasiktet for å tegne opp en regradert kornkurve. Korrigeringsfaktoren er  $100\%/82\%$  som er lik 1,2. En regradert kurve plasserer basismateriale i kategori 2 (finstoffinnhold ca. 42 %, jf. tabell 2.3). Dette gir en maksimum  $D_{15} \leq 0,7$  mm (jf. tabell 2.4) som settes av i diagrammet. Nedre grense for  $D_{15}$  (minimum  $D_{15}$ ) er gitt ved  $D_{15} > 4 \cdot d_{15}$ , eller  $D_{\text{maks}}/D_{\text{min}} < 5$  (kriteriet gjelder alle korndiameterer  $< D_{60}$ ). I dette tilfellet er det liten forskjell (regner med at  $d_{15}$  vil være noe større siden basiskurven i dette tilfellet er frasiktet kornstørrelser over 60 mm). Nedre grense for  $D_{15}$  kan plottes i diagrammet med  $0,7 \text{ mm}/5 = 0,14 \text{ mm}$  (nedre grense er 0,1 mm). Neste skritt er å plotte øvre grense for  $D_{60}$  i filterbandet gitt ved kriteriet  $D_{60}/D_{10} \leq 6$  (for  $D_{10}$  kan brukes  $D_{15}/1,2$ ). Alle plott for øvre begrensning i filterbandet kan nå settes av og forbindes med rette linjer mellom plotta ( $D_{90}$  gitt i tabell 2.5). Nedre begrensning i filterbandet kan plottes ved rette linjer mellom  $D_{60\text{min}} = D_{60\text{maks}}/5$ ,  $D_{15\text{min}}$ ,  $D_{10\text{min}}$  (for  $D_{10\text{min}}$  kan brukes  $D_{15\text{min}}/1,2$ ) og  $D_5$ .

Merk at kurven for et aktuelt filtermateriale kan ha et korngraderingstall ( $C_u$ ) som er større enn 6 da kriteriet  $C_u \leq 6$  gjelder for å finne begrensningene i filterbandet. I figur 2.1 er vist en filterkurve som så vidt er innenfor begrensningene, og som har en  $C_u > 6$ .

## 2.7 Forventet lekkasje gjennom dam og fundament

Ved prosjektering av nye fyllingsdammer skal det utføres en beregning av forventet lekkasje gjennom tetningsselementet og i fundamentet etter anerkjente metoder.

I beregningene skal permeabiliteten baseres på prøvetaking og laboratorietester der man etterstreber riktig in situ komprimeringsgrad, vanninnhold og densitet ved bestemmelse av permeabiliteten. Ved løsmasser i fundamentet må det tas prøver av lag med forskjellig permeabilitet for å bestemme permeabilitetskoeffisientene. Det skal vurderes om laboriemålt permeabilitet skal korrigeres for effekt av steinstørrelse in situ.

Ved bruk av numerisk analysemetode i beregning av lekkasjen, må grensebetingelser og alle inngangsdata oppgis med begrunnelse av valgte parametere. Beregningene skal presenteres med grafisk framstilling med utskrift av inngangsdata og geometriske data.

## 2.8 Forventede deformasjoner og overhøyde

Setninger som oppstår etter ferdig bygging fører til reduksjon av dammens fribord, og ved ugunstige deformasjoner kan det oppstå sprekkdannelse som igjen kan føre til hydraulisk splitting i morenetetningen og tilliggende soner, jf. damsikkerhetsforskriften § 5-10 d) og h) om krav til overhøyde og å holde deformasjoner på et tilfredsstillende nivå [1].

Beregninger av deformasjoner og setninger må derfor baseres på gode, anerkjente metoder og best mulige verdier for deformasjonsparametre i de materialer som omfattes. Disse skal normalt bestemmes ved laboratorieforsøk eller egnede in situ tester. Setninger skal også bestemmes for eventuelle løsmasser under dammen, og skal inkludere alle setningsgivende jordlag. Setningsbestemmelsene skal inneholde vurderinger av setningenes totale størrelse, skjevsetninger og differansesetninger mellom ulike deler av damkonstruksjonen. Forventede setninger skal bestemmes for nærmere angitt tidsperiode (vanligvis 50 år), og tidsforløpet for setningene, inklusive kryptsetninger, skal vurderes og presenteres grafisk. Forventede setninger skal gis et tillegg for å redusere usikkerheter i beregninger, jf. damsikkerhetsforskriften § 5-10 h).

Effekten av setninger skal tas hensyn til ved utforming av dammen, blant annet ved vurdering av den totale beregnede overhøyden og andre konstruktive tiltak.

# 3 Dimensjoner, materialer og utførelse

## 3.1 Fribord

### 3.1.1 Generelt

Fribordets størrelse er av vesentlig betydning for dammens sikkerhet. Størrelsen på fribordet skal kompensere for usikkerheter i beregninger og utførelse.

I tillegg gjelder for dammer i konsekvensklasse 3 og 4 fastsatte krav til fribord for topp av dam.

Forventede setninger etter at bygge- og konsolideringsfasen er over legges på som overhøyde med et tillegg for usikkerheter ved bygging/ombygging for å opprettholde fribordet over tid, jf. kap. 2.8. Topp av morene skal gis samme overhøyde som topp av dam.

For dammer i konsekvensklasse 2, 3 og 4 skal fribordet overvåkes i driftsfasen, jf. retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg [12]. Dersom kotehøyden for topp av en sentral tetning er ukjent, skal beliggenheten kontrolleres for eksempel ved sjakting.

I vurderingen av fribordet skal det tas hensyn til usikkerhet i utførte flomberegninger, jf. retningslinjer for flomberegninger, kap. 8 [13]. For flomberegninger med begrenset hydrologisk datagrunnlag skal det vurderes om krav til fribord skal være større enn det som er gitt i veileder for fyllingsdammer.

I ulykkesgrensetilstand kan det tillates at vannet stiger over topp av tetning eller skyller over topp av dam.

Kravene til fribord gjelder ikke for terskeldammer som er konstruert for overløp.

### **3.1.2 Fribord topp av dam og topp av tetning**

#### ***Bruddgrensetilstand:***

For fyllingsdammer med sentral tetning skal topp av dam ha et så stort fribord over dimensjonerende flomvannstand (DFV), eller høyeste regulerte vannstand (HRV) jf. kap. 2.5, at det ikke kan skylle vann over topp av dam ved kombinasjon av bølgeoppskylling og vindoppstuvning. Topp av sentral tetning skal ligge minimum 0,5 m over nivå for dimensjonerende flomvannstand, tillagt vindoppstuvning.

Dammer med sentral morenetetning skal ha minimum 2,0 m ikke-telefarlige materialer over topp av tetning. For dammer med sentral tetning av andre materialer skal topp av dam være minimum 1 m over DFV, tillagt vindoppstuvning, jf. også krav i første avsnitt.

For dammer med frontal tetning skal tetningen føres så høyt opp at vann fra bølger ikke kan skylle over tetningen ved DFV eller HRV, tillagt vindoppstuvning. Topp av dam bør ikke ligge lavere enn 1,2 m under topp av tetning.

For dammer i konsekvensklasse 3 skal topp av dam ligge minimum 4,5 m over HRV. For dammer i konsekvensklasse 4 skal topp av dam ligge minimum 6 m over HRV. For lave dammer i konsekvensklasse 3 og 4 kan dette kravet reduseres etter nærmere vurdering av stedlige forhold og etter eventuelle kompensierende konstruksjonsmessige tiltak.

#### ***Ulykkesgrensetilstand:***

I ulykkesgrensetilstand kan det tillates at vannet stiger over topp av tetning. Likeledes kan det tillates at vann skyller over dammen ved kombinasjon av bølgeoppskylling og vindoppstuvning. Det forutsettes da at dette ikke fører til utglidning eller erosjon i nedstrøms fylling og skråning.

## 3.2 Damtopp og damskråninger

### 3.2.1 Generelt

Det er normalt at de ulike materialsoner har ulike setningsegenskaper. Dette kan medføre skjærdeformasjoner og sprekkdannelser i damtoppen. Høye dammer er mest utsatt. Det er derfor naturlig å sette strengere krav til filter- og overgangssoner i en høy dam enn en lav dam. Høye dammer skal derfor i prinsippet ha større sonebredder, og større bredde i toppen enn en lav dam.

### 3.2.2 Bredder av soner og topp av dam

Bredden av topp av dam skal sikre en kvalitetsmessig god innbygging av materialsoner i toppen av dammen.

Ved nedsenket kjørebane på damtoppen, kan topp av dam (krav til fribord) regnes til topp av steinvange når bredden av steinvanger minst tilsvarer bredden av kjørebanelen, jf. figur 3.1.

Generelt gjelder at bredden av topp av dam,  $B$ , skal være minst:

$$B \geq 4 + H / 30 \quad (3.1)$$

der  $H$  er damhøyden i meter.

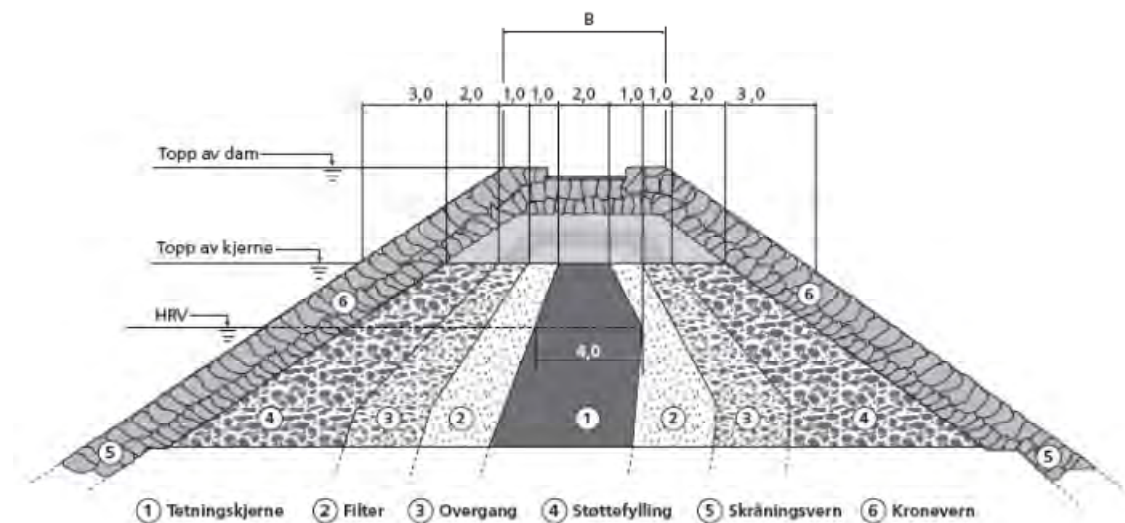
Dette kravet til bredde av topp av dam gjelder alle typer fyllingsdammer med fribord i henhold til kravene i damsikkerhetsforskriften § 5-10 i) [1].

For alle typer fyllingsdammer i konsekvensklasse 3 skal topp av dam minst ha en bredde  $B$  på 5,5 m. For dammer i konsekvensklasse 4 skal  $B$  økes til minimum 6,5 m.

- Kravet til en kvalitetsmessig god innbygging av materialsoner kan medføre større bredde enn minimumsbredden gitt over. Bredden av topp av dam er gitt ut fra krav til bredde av soner i nivå med topp kjerne, krav om fribord og helning på damskråningene.
- Bredden bestemmes ut fra det kriteriet som gir størst minimumsbredde, jf. over.

For dammer med sentral morenetetning, jf. figur 3.1, skal bredden av morenekjernen i nivå med HRV ikke være mindre enn 4,0 m. I nivå med topp av morenekjernen skal bredden ikke være mindre enn 2,0 m, og filtersonen og overgangssonen ikke mindre enn 1,0 m. Bredden av de øvrige soner må tilpasses fraksjoneringen av materialene, men må ikke gjøres mindre enn 2,0 m. For andre sentrale tetninger enn morene gjelder samme krav til sonebredder for filter, overgangssone, støttefylling og kronevern/skråningsvern. I konsekvensklasse 1 og 2 kan det aksepteres at minimum sonebredder for filter, overgangssone og støttefylling blir noe mindre enn gitt over, jf. også kap. 3.2.1.

For å redusere skadelig påvirkning av tele skal topp av morenekjerne eller andre telefarlige masser dekket med minimum 2,0 m ikke-telefarlig materiale, jf. også kap. 3.1.2.



Figur 3.1. Eksempel på detalj av damtopp med minimum sonebredder i nivå med topp av morenekjerne i en høy steinfyllingsdam i konsekvensklasse 3 og 4.

### 3.2.3 Kronevern

Damtoppen skal forsterkes med kronevern av stor stein av god kvalitet som er motstandsdyktig mot frost.

#### **Krav i de forskjellige konsekvensklasser:**

I konsekvensklasse 3 og 4 skal tykkelsen av kronevernets skråninger være minimum 3 m målt horisontalt i skråningen. Yttersteinene skal være minimum  $0,5 \text{ m}^3$  i konsekvensklasse 3 og kronevernet føres ned til 5 m under HRV. I konsekvensklasse 4 skal yttersteinene være minimum  $1 \text{ m}^3$  og kronevernet føres ned til 6 m under HRV. Store hull mellom kronesteinene plugges med mindre stein for å øke tyngdetettheten. For omregning fra volummål på stein til diameter vises til kap. 2.4, formel 2.2.

I konsekvensklasse 2 skal tykkelsen av kronevernets skråninger være minimum 2 m målt horisontalt i skråningen. Yttersteinene skal ha en størrelse som tilsvarer dimensjonering av oppstrøms skråningsvern, men skal ikke være mindre enn  $0,15 \text{ m}^3$  (tilsvarer minimum diameter 0,6 m), jf. kap. 2.4. Kronevernet føres ned til 2 m under HRV.

I konsekvensklasse 1 skilles ikke mellom kronevern og skråningsvern, jf. kap. 3.2.4.2.

Kronevernet utføres i to lag der det kan brukes mindre stein i sjiktet innenfor yttersteinene. Normalt bør steinen i sjikt 2 tilfredssette  $d_{\min} > D_{\max}/4$ , der  $d$  er stein i sjikt 2 og  $D$  er stein i sjikt 1 (yttersteinene). Videre skal det sørges for en jevn overgang i steinstørrelse mellom kronevern og støttefylling.

Innbyggingen av steinene i kronevernet utføres som plastring, jf. kap. 3.2.4.1.

Damtoppens overflate må utformes slik at det er mulig å gjennomføre nødvendig tilsyn i forbindelse med normal drift og beredskap (tilgjengelighet/adkomst). Det må også legges vekt på å oppnå en god arkitektonisk løsning og sikre at allmennhetens normale bruk og

ferdsel kan skje trygt, jf. damsikkerhetsforskriften § 7-6 [1]. I praksis anbefales det derfor å anlegge en adkomstvei over damtoppen som sikres med en steinvange eller lignende som vist på figur 3.1. Veien bør avrettes med singel/grus og høyden av steinvangen bør være ca. 0,5 m, jf. også bilde nr. 17 i rapporten "Faremomenter og sikringstiltak ved anlegg i vassdrag" [36].

### **3.2.4 Skråninger**

Fyllingsdammer med sentral tetning skal ha et skråningsvern av stein i oppstrøms og nedstrøms skråning.

Fyllingsdammer med oppstrøms tetning skal ha et skråningsvern av stein i nedstrøms skråning.

Det skal benyttes stein av god kvalitet som er motstandsdyktig mot forvitring. Granittiske og gabbroide bergarter, enten disse opptrer som rene granitter, dioritter, gabbroer eller lignende, eller gneiser, vil som regel være av høy kvalitet. Skifrige bergarter som glimmerskifer, klorittskifer, leirskifer og fyllitt er eksempel på bergarter som vil gi lav steinkvalitet og dermed ikke tilfredsstillende kravet til kvalitet [11].

Overgangen til finere masser innenfor skråningsvernet gjøres gradvis slik at det oppnås en filtervirkning. Finkornige og lite permeable støttefyllinger skal ha et godt drenerende lag mellom støttefylling og skråningsvern. Tykkelsen av laget bestemmes av den geotekniske stabiliteten av dammen og krav til filtervirkning.

Skråningenes ytre del (skråningsvern, overgangssone og støttefylling) skal bestå av godt drenerende masser med en samlet tykkelse som hindrer at det kan oppstå sig på grunn av eventuelle telefarlige masser i innenforliggende fylling.

Hvis det plasseres bermer (avsatser) i skråningen på dammer i konsekvensklasse 2, 3 og 4, må disse bygges opp på gjennomgående dekk sjikt av samme kvalitet som skråningen for øvrig, og med myk linjeføring under bermen.

Fjellfundamentet for tåsteinen skal gi god støtte mot utglidning. Der hvor fundamentforholdene ikke gir den nødvendige støtten for tåsteinen må det sprenges en grøft eller støpes en fot. Normalt vil større helning enn 10 grader kreve tiltak for å øke støtte for tåsteinen.

Der damtå ikke fundamenteres på fjell skal det graves til fast grunn. Der det kan være fare for undergraving av damtå på grunn av utstrømmende vann, må bearbeiding av fundamentet til damtå vurderes spesielt i hvert enkelt tilfelle.

Hensynet til geoteknisk stabilitet og moderate setninger skal være avgjørende for skråningens helning. Normalt bør helningene ikke gjøres brattere enn 1:1,5 for dammer med morenetetning. Ved godt komprimerte dammer med andre tetninger kan brattere helninger tillates.

Alle skråninger må utformes slik at de blir stabile og gir et visuelt godt helhetsinntrykk.

#### **3.2.4.1 Oppstrøms skråningsvern**

For steinstørrelse i oppstrøms skråningsvern (ytre steinsjikt) vises til kap. 2.4. Målt horisontalt skal tykkelsen av skråningsvernet være minst 2 m. Skråningsvernet skal bestå av to sjikt med stein. Det innerste steinsjiktet kan bestå av mindre stein enn det ytterste,



men stor nok stein til å fylle hulrom i ytterste sjikt. Normalt bør steinen i sjikt 2 tilfredsstillende  $d_{\min} > D_{\max}/4$ , der  $d$  er stein i sjikt 2 og  $D$  er stein i sjikt 1 (yttersteinene).

Innbygging av steinen bør utføres i takt med innbyggingen av støttefyllingen. Skråningsvernet bør ikke ligge mer enn én lagtykkelse etter støttefyllingen for øvrig. Det skal sørges for en jevn overgang i steinstørrelse mellom skråningsvern og støttefylling. Steinen i sjikt 2 (nest ytterst) skal legges i hulrommet mellom yttersteinene for å hindre utvasking.

Skråningsvernet skal utføres som plastring, dvs. at steinene skal plasseres slik at de ligger stabilt og med god innbyrdes kontakt. Hver enkelt stein skal plasseres slik at lengdeaksen ligger med fall innover i dammen, og slik at det dannes et godt forband.

#### 3.2.4.2 Nedstrøms skråningsvern

Nedstrøms skråning skal ha en erosjonssikring av stein med tilfredsstillende størrelse og kvalitet som er stabilt ordnet i forband, jf. damsikkerhetsforskriften § 5-10 f). En plastret skråning som beskrevet i kap. 3.2.4.1, tilfredsstillende en stabilt ordnet erosjonssikring av skråningen.

For bestemmelse av steinstørrelse i ytre steinsjikt kan det benyttes en dimensjoneringsformel for skråningsstein, jf. formel (3.1), hvor enhetsvannføringen ikke settes lavere enn 0,5 m<sup>3</sup>/s pr. m for konsekvensklasse 2 og 3 og 0,3 m<sup>3</sup>/s pr. m i konsekvensklasse 1. I konsekvensklasse 4 bør yttersteinen som et minimum være 0,15 m<sup>3</sup>, jf. også omregning fra volum til diameter i kap. 2.4. Forholdet mellom største og minste steinstørrelse i diameter bør ikke overstige 1,7.

For bestemmelse av steinstørrelse i steinsjikt 2 vises det til kap. 3.2.4.1. I overgangen mellom sjikt 2 og støttefyllingen skal massene ha en sortering med gradvis finere masser som i prinsippet tilfredsstillende filterkriteriene  $D_{15} < 4 \cdot d_{85}$  (filtrering) og  $D_{15} > 4 \cdot d_{15}$  (permeabilitet) jf. kap. 2.6.2.

Behovet for å sikre laveste del av skråningen og overgangen til vederlaget med større stein, eller andre forsterkningstiltak, må vurderes i hvert enkelt tilfelle ut fra damprofil og vanngjennomstrømming og/eller den overtopping dammen skal tåle, jf. kap. 2.2.1.2. I tilfeller hvor damfoten er smal eller utformet slik at vann kan konsentreres i smale løp, vil enhetsvannføringen kunne bli større enn minimumsverdiene gitt over. Minimum steinstørrelse beregnes etter formel (3.2).

$$D_{\min} = 1,0 \cdot S^{0,43} \cdot q^{0,78} \quad (3.2)^1$$

Her er

$D_{\min}$	= minimum diameter for stein [m]
$S$	= skråningshelning [tangens til helningsvinkelen]
$q$	= enhetsvannføring i [m <sup>3</sup> /s pr. m]

---

<sup>1</sup>Kurven bygger på EBL publikasjon 186-2005 [33], men er modifisert for å oppnå større sikkerhet. Det er lagt vekt på bruddkriteriet for første lokale utglidninger i de mest relevante forsøkene i referansen.

Behovet for et ekstra drenerende lag av utsortert stein mellom skråningsvernet og støttefyllingen må vurderes ut fra poretrykk og stabilitet mot utglidning i nedre del av skråningen [14].

Lagtykkelse og innbygging utføres som beskrevet for oppstrøms skråningsvern, jf. kap. 3.2.4.1.

Drenasjeegenskapene til nedstrøms skråningsvern må ikke reduseres ved tildekking av jord og gras eller annen vegetasjon. Jord og gras kan imidlertid tillates på lave dammer i konsekvensklasse 1 etter nærmere vurdering, forutsatt at stabiliteten av nedstrøms skråning kontrolleres for full vannmetning i bruddgrensetilstand.

### 3.3 Damtetning

Tetningen skal bestå av egnede materialer av anerkjent kvalitet. Utforming, dimensjoner og utførelse skal sikre at lekkasjen ikke blir så stor at den kan redusere dammens sikkerhet [1]. Egnede materialer kan være morene og andre egnede løsmasser, betong, asfaltbetong, pukk-bitumen, syntetiske tetningsfolier, stålpunt og tre.

#### 3.3.1 Morene

Tetningskjerne av morene eller andre egnede løsmasser utformes som en bred og sentral kjerne, eller som en smal kjerne som vanligvis plasseres skråstilt mot oppstrøms side.

En tetningskjerne skal være minst 4,0 m bred i nivå med HRV, men kan i toppen reduseres til 2,0 m, jf. kap. 3.2.2. Bredden av morenekjernen skal økes med dybden og bør minimum være 4 m + 1/3 av vannhøyden til dimensjonerende vannstand.

#### *Materialer*

Vanlige krav til morenen er at den skal være velgradert, og at den del av materialet som har kornstørrelse mindre enn 19 mm skal ha et finstoffinnhold på minimum 15 %. Finstoff er her definert som materiale med kornstørrelse mindre enn 0,075 mm.

Frossen morenemasse skal ikke bygges inn i dammen.

#### *Utlegging*

Utlegging av morene skal skje i horisontale lag av fastsatt tykkelse, men ikke tykkere enn 0,5 m. I spesielle tilfeller kan morenen legges ut med en jevn helning langs damaksen på opptil 1:5.

Utlegging mot fjell eller betong skal foretas i lag med maksimal tykkelse på 0,1 m, etter at fjellet eller betongen er godt fuktet. Det forutsettes at fjellet eller betongen har temperatur over 0 °C, slik at fuktingen ikke medfører isdannelse. Massene skal ikke inneholde stein med større diameter enn 30 mm. Utleggingen mot fjell bør alltid ligge høyere enn de nærmeste 10 m av den øvrige tetningskjerne, og massene skal legges ut til så stor avstand fra fjellanslutningen at en får god overlappning mellom den vanlige komprimering med stor vibrovalse og den komprimering som benyttes mot fjell.

Ved utleggingen skal vanninnholdet i morenen ligge innenfor fastsatte grenser, for eksempel vanninnholdet ved Proctor Standard optimum  $\pm$  2 prosentenheter. Ved innbygging av tetningsmasser mot fjell eller betong skal vanninnholdet ligge nær opptil det maksimalt tillatte.

Dersom vanning av tetningsmassene er nødvendig, skal dette skje ved dusjing av massene ved uttak i massetaket og/eller ved tipping og utdosing på dammen. Hvis det er vanskelig å øke vanninnholdet tilstrekkelig ved utdosing i full lagtykkelse, kan massene doses ut i tynnere lag. Komprimering foretas når totalt foreskrevet lagtykkelse er nådd.

Hvis det er så sterk nedbør at kravet til maksimalt tillatt vanninnhold ikke kan overholdes, skal arbeidet innstilles. Før arbeidet settes i gang igjen skal oppbløtte masser med overflatevann fjernes fra tetningssonen.

I nedbørsperioder med stopp i arbeidet på tetningskjernen, må denne ikke trafikkeres med maskiner av noen art. Dersom det ikke er praktisk mulig å unngå kjøring over kjernen under slike forhold, bør kjøringen skje på provisorisk vei. Veien kan da legges på fiberduk som legges over kjernen og godt inn på filtrerne på begge sider. Over duken legges masse for bærelag og kjørebane. Duken og alle veimasser fjernes før fyllingsarbeidet gjenopptas. Hvis tetningsmassenes kornsammensetning er forandret ved utvasking av finstoff under nedbørsperioder, skal massene fjernes.

Dersom overflaten på tetningskjernen er tørket ut, skal den rives opp, tilsettes vann, og komprimeres på ny før utlegging av neste lag.

### ***Komprimering***

Komprimering av morenen kan foretas med vibrovalse eller bulldoser med traktorpakking, og bør foretas snarest mulig etter at massene er lagt ut i lag på dammen. Ved komprimeringen bør filtersonene ligge minst like høyt som tetningssonen.

Etter komprimeringen skal massene tilfredsstillende angitte krav til lagringstetthet, for eksempel ved at minimum tørr romvekt eller maksimal luftporeprosent fastsettes i forhold til tilsvarende verdier ved Proctor Standard optimum. Vanligvis vil et slikt krav oppfylles ved at massene komprimeres ved 8 overfaringer med en vibrovalse på minst 8 tonn, ved lagtykkelse 0,5 m. Kjørehastigheten fastsettes på grunnlag av vibrasjonsutstyrets spesifikasjoner.

Dersom morenemassene har et naturlig vanninnhold over  $w_{opt} + 2\%$ , kan det være en løsning å bare benytte traktorpakking. Morenen legges da ut i lag på 0,15-0,25 m, og komprimeres ved 6-8 passeringer med en bulldoser med traktorpakking på minst 15 tonn. Fordelen med denne metoden er at steinrik morene kan eltes bedre, sammenlignet med valsepakking. En ulempe er at man ikke kan skifte over fra traktorpakking til komprimering med vibrovalser, i hvert fall ikke innen samme byggesesong. Dette er begrunnet med at de relativt bløte underliggende massene kan føre til sprekkdannelser i de overliggende "stivere" massene.

Mot fjell eller betong skal morene legges ut i lag på maksimalt 0,1 m og komprimeres med lett vibrouststyr.

### **3.3.2 Betong**

Tetning av betong kan utføres som en sentral vertikal vegg, eller som et dekke på oppstrøms skråning.

### **Konstruktive forhold**

En sentral betongvegg har lett for å sprekke som følge av deformasjoner, og er ikke tilgjengelig for inspeksjon. Det tillates derfor ikke sentrale tetningsvegger av betong som er høyere enn 12 m. En sentral tetningsvegg utføres helst med ledd i bunnen for å redusere oppsprekkingen på grunn av utbøyning. Betongveggen skal ha en tykkelse på minst 300 mm, være dobbeltarmert, og dimensjoneres for ujevne deformasjoner i støttefyllingen.

Oppstrøms betongtetning tillates for både lave og høye dammer. Betongdekket skal ha en minimumstykkelse på 300 mm i toppen. Ned mot fundamentet økes normalt tykkelsen med 2 mm pr. m økning av vanntrykket. Plata skal hvile mot en stabil armert sokkel ved fundament og vederlag. I bunnfugen mellom sokkel og plate legges fugeband. I detaljutformingen av kontaktflaten mellom plate og sokkel må det tas hensyn til forventede forskyvninger mellom den faste sokkelkonstruksjonen og den bevegelige plata. Betongdekket skal armeres og armeringen skal tilfredsstillende krav til minimumsarmering i Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner. Det stilles her særlige krav til begrenning av rissvidder. Internasjonal praksis har normalt oppgitt en armeringsprosent på 0,35 % horisontalt og 0,4 % vertikalt i forhold til betongareal. Armeringsmengden bør økes i områder hvor det kan forekomme strekkspenninger i betongplata. Bredden av hver støpeseksjon bør være ca. 15 m. Horisontale fuger bør unngås så langt det er praktisk mulig. I de tilfeller det blir nødvendig å legge inn horisontale fuger skal disse ha gjennomgående armering og være uten fugeband. Andre metoder for forsegling av horisontale skjøter må vurderes. Vertikale fuger skal ha fugeband, jf. retningslinjer for betongdammer kap. 3.8 [3].

Som underlag for oppstrøms betongdekke legges ett eller to lag av finfraksjonert prosessert stein i en horisontal bredde på 2 m på toppen moderat økende med dybden. Denne steinen virker da både som en "bremsesone" for lekkasjer og som trykkfordelingssone [15] og [16]. Denne trykkfordelingssonen skal ha en kornfordeling som utelukker separasjon ved utlegging, og som inneholder tilstrekkelig finstoff til å oppnå en tilfredsstillende lav permeabilitet, i størrelsesorden  $10^{-2}$  cm/s. Lekkasjen gjennom sonen skal være så liten at den ikke truer sikkerheten av nedstrøms damfylling.

### **Materialer**

For krav til betongkvalitet henvises det til bestemmelsene i retningslinjer for betongdammer [3]. Massen i underliggende eller tilliggende sone skal bestå av finfraksjonert prosessert stein som tilfredsstiller korngraderingen i tabell 3.1.

Tabell 3.1. Anbefalte krav til kornfordeling av underliggende sone som tjener som underlag for oppstrøms betongdekke.

<b>US sikt nr.</b>	<b>Korndiameter i mm</b>	<b>Kornfordelingsbånd &lt;d i</b>
<b>3 "</b>	76,2	100
<b>11/2 "</b>	38,1	70 - 100
<b>No. ¾ "</b>	19,1	55-80
<b>No. 4</b>	4,76	35-60
<b>No. 16</b>	1,19	18-40
<b>No. 50</b>	0,297	6-18
<b>No. 200</b>	0,074	0-7 (ikke-kohesivt)

### ***Innbygging og utførelse***

Innbyggingen av underlaget skal være som for innbygging av filter, jf. kap. 3.4. Et unntak er komprimeringsarbeidet, som økes til 4 overfarer med 10 tonns vibrovalse.

For utførelse av betongarbeider vises til retningslinjer for betongdammer [3].

Dekket må tåle påkjenninger fra temperaturvariasjoner og is, og fra ujevne setninger i støttefyllingen. For å sikre jevn betongtykkelse må underlagets overflate være godt avrettet. Fundamentet til betongsokkelen kan også prepareres ved utlegging av et lag magerbetong eller ved påsprøyting av bitumen, for å hindre at stein forskyver seg inn mot armeringen under arbeidet.

### **3.3.3 Asfaltbetong**

Asfaltbetongen utmerker seg ved at den er fleksibel, motstandsdyktig mot erosjon og aldring, og den muliggjør et produkt uten fuger. Tetning av asfaltbetong kan utføres som en innvendig vegg eller som et utvendig dekke på oppstrøms skråning.

Som *innvendig vegg* skal asfaltbetongen ha en minste tykkelse på 0,4 - 0,5 m, og ved damhøyder over 50 m skal tykkelsen  $t$  minst være:

$$t \geq 0,5 + (h - 50) \cdot 0,007 \quad (3.3)$$

der  $t$  og  $h$  er angitt i meter.

Veggen bygges opp i lag på 200- 300 mm. Tilliggende soner skal utføres av materiale som beskrevet i tabell 3.1.

Et *oppstrøms dekke* av asfaltbetong kan bestå av ett eller flere lag. Det anbefales å benytte ett lag, 60 til 120 mm tykt. Utleggingen blir da minst påvirket av værforholdene. Dekket utføres med vertikale fuger som må sikres en god utførelse. Dekket er utsatt for oksidasjon/herding som setter strenge krav til massesammensetning og luftporevolum. Luftporevolumet bør være mindre enn 3 %. Underliggende sone skal utføres som beskrevet for armert betongdekke, jf. tabell 3.1. Som fundament for asfaltbetongen støpes en betongsokkel der god vedheft skal oppnås.

Steinmaterialenes sammensetning skal være tilnærmet en Fullerkurve med største korndiameter 16-18 mm, og inneholde filler av for eksempel kalksteinsmel. Innhold av bitumen utgjør vanligvis 6,5-7,5 % av steinvekten og velges slik at asfaltbetongen etter komprimering får et luftporeinnhold på maksimum 3 %. Type bitumen velges ut i fra klimatiske forhold og den stivhetsgrad som ønskes for den ferdige asfaltbetong.

Asfalten skal produseres i moderne satsblandeverk hvor produksjonens nøyaktighet skal dokumenteres.

Det skal utarbeides spesifikasjoner for asfaltbetongen samt arbeidsbeskrivelse for utlegging og innbygging [17a], [17b], [17c], [17d], [18], [19] og [20].

### **3.3.4 Pukk-bitumen**

Tetning av pukk-bitumen kan utføres som en innvendig vegg. Veggen bør ha en minstetykkelse på ca. 500 mm. Veggen består av pukk, hvor steinstørrelsen varierer fra 20 mm til 75 mm, og hvor hulrommene mellom steinene er fylt med bitumen. Veggen

bygges opp i lag på ca. 200 mm, først stein og deretter etterfylling av varm bitumen. For å oppnå god forbindelse med steinmaterialene kan bitumenet eventuelt tilsettes aminosyrer. For å hindre utflytning av bitumen må det på begge sider av veggen bygges inn et filter av fingraderte materialer med største kornstørrelse på 20 mm og sonebredde som gitt i kap. 3.2.2. Det benyttes sideforskaling for å hindre at filteret trenger inn i hulrommene mellom steinene før de er fylt med bitumen.

Det skal utarbeides spesifikasjoner for tetningen med bitumen samt arbeidsbeskrivelse for utlegging og innbygging

### **3.3.5 Geomembraner**

Syntetiske geomembraner kan brukes som tetning på fyllingsdammer, så vel som på betong- og murdammer. Geomembran kan også benyttes som innvendig tetning i fyllingsdammer fortrinnsvis på lave dammer. Kravet er at det skal brukes en anerkjent geomembran som er utprøvd på dammer hvor tetthet, styrke og bestandighet kan dokumenteres. Det skal velges en type membran som er tilpasset bruken og de påkjenninger den skal utsettes for.

Egenskaper som skal dokumenteres er:

- styrke og tøyning ved brudd
- arealvekt
- punktstyrke
- permeabilitet

samt langtidsegenskaper som:

- UV-resistent
- nedbrytningsmotstand mot bakterier
- nedbrytning mot oksidering

Det skal utarbeides spesifikasjoner for membranen og arbeidsbeskrivelse for håndtering og installasjon på arbeidsplassen og de kontroller som skal utføres. Egenskapene i henhold til spesifikasjoner, skal som minimum være dokumentert ved testrapporter fra et uavhengig laboratorium. Det kan bli aktuelt å stille krav til eget laboratorieprogram som bakgrunn for å dokumentere membranens egenskaper.

Geomembranen kan ligge eksponert på dammens oppstrøms side, eller helt eller delvis dekket med et beskyttelseslag på de mest utsatte partier. Når geomembranen legges eksponert, må den forankres til underlaget. Forankring og innfesting skal være dimensjonert for is-, snø- og vindkrefter og tåle isblokker som kan skli på membranen.

Når membraner legges på eksisterende fyllingsdammer med oppstrøms tetning av betong, asfalt eller tre, kan den legges direkte på overflaten og festes til den eksisterende tetningsplata. Det skal sørges for tilstrekkelig drenasjekapasitet mellom membran og underlag for å hindre at det oppstår vanntrykk under membranen. Underlaget som membranen skal legges mot må prepareres ved at alle skarpe oppstikkende punkter i overflaten fjernes og større ujevnheter avrettes [21], [22] og [23].

Geomembranen kan også legges på oppstrøms side uten feste til underlaget, dersom den dekkes av for eksempel prefabrikkerte betongblokker eller av en stabil fylling av egnede løsmasser.

Når membranen dekkes eller blir brukt til innvendig tetning, skal massene som ligger inntil membranen ha en kornfordeling og kornform som ikke fører til skader på den. Fyllingen for øvrig skal tilfredsstillende krav til materialer og materialsoner som for tilsvarende type fyllingsdam.

### 3.3.6 Tre

Tetning av tre kan utføres som en sentral spuntvegg, eller som et dekke på oppstrøms skråning. Sentral vegg kan bare anvendes i lave dammer og utføres av trykkimpregnert spuntplank med tykkelse minimum 75 mm.

Som oppstrøms dekke anbefales en utførelse med to lag à 50 mm med mellomliggende tetningsmembran. Langs oppstrøms damfot støpes en betongsokkel som opplegg for plankedekket.

Spesifikasjoner og arbeidsbeskrivelse for montering av tretetningen skal utarbeides.

## 3.4 Filter- og overgangssone

Erfaringer fra fyllingsdammer bygget fram til slutten av 1970-årene, har vist at det kan oppstå stor lekkasje som følge av indre erosjon. For å forhindre skader ble det derfor stilt spesifikke krav til filter i de første forskrifter for dammer av 1981 [6].

Filterets betydning for sikkerheten av fyllingsdammer har fått større oppmerksomhet i nasjonal og internasjonal forskning. Filterkriterier og krav til innbygging har stadig blitt skjerpet for å hindre indre erosjon [30]. Kriterier for filterdimensjonering er gitt i kap. 2.6.2.

Minimumsbredde av filter- og overgangssone i damtoppen er gitt i kap. 3.2.2. Regnet fra topp kjerne og nedover bør bredden av hver filter- og overgangssone for høye dammer økes fra minimum 1 m ved topp kjerne til minst 3 m ved fundamentet [6]. Bredden på nedstrøms filtersone bør økes til 4 m ved fundamentet.

### 3.4.1 Materialer

Materialer i *filtersonen* skal tilfredsstillende filterkravene med den aktuelle morenen som basismateriale. Materialene som benyttes skal ha god kvalitet.

Materialene i *overgangssonen* skal tilfredsstillende filterkravene med den aktuelle filtersonen som basismateriale. For å tilfredsstillende krav til kornfordeling må det sannsynligvis regnes med en produksjonsprosess av massen som omfatter både knusing og sikting.

### 3.4.2 Utlekking

Utlekkingen skal foretas i lag med fastsatt tykkelse, for eksempel 0,5 m for filtersone og 1 m for overgangssone. Dersom det under utleggingen av overgangsmassen dannes en sone av grovfraksjonert stein i grensen mot filteret, skal denne massen graves bort og for eksempel legges i overgangen til støttfyllingen.

Overgangsmasser vannes eller spyles dersom det anses nødvendig, for eksempel for å sikre stabil overgang mot steinfylling.

Hvorvidt filtermassene skal vannes, eventuelt bare i overgangen mot fjell og mot overgangssonen, bør vurderes på stedet. I kuldeperioder begrenser vanningen mulighetene for innbygging, idet frossent filtermateriale med isdannelse etter vanning, spyling eller nedbør ikke skal fylles ned.

### **3.4.3 Komprimering**

*Filtermaterialene* komprimeres, for eksempel med 2 overfarer med vibrovalse på minst 8 tonn. Under komprimeringen bør filteret ikke ligge høyere enn nabosonene.

Komprimeringen bør imidlertid tilpasses materialegenskapene i de omliggende soner.

*Overgangsmassene* komprimeres for eksempel med 4 overfarer med vibrovalse på minst 8 tonn. Under komprimeringen bør overgangsmassene ikke ligge høyere enn nabosonene. Som for filtersonen, bør komprimeringen ses i sammenheng med setningsegenskapene til de nærliggende soner.

## **3.5 Støttefylling**

Støttefyllingens viktigste funksjon er å gi støtte for tetningen i dammen, slik at dammen er stabil for de belastninger den skal tåle. For fastlagt overhøyde skal dammen bygges med fastlagte helninger på ytre skrån timer, dvs. at tillegget (overhøyden) tas med fra bunnen av ved øket bredde. Det skal benyttes stein av god kvalitet, jf. kap. 3.3. For å holde deformasjoner på et moderat nivå og sikre god stabilitet, kan ikke helningen av ytterskråningene velges for bratt, jf. damsikkerhetsforskriften § 5-10 d) [1] og kap. 3.2.4.

### **3.5.1 Materialer i steinfylling**

For bergartstyper som ikke består av granitt/gneis, eller tilsvarende, skal de mekaniske egenskapene som sprøhet, flisighet og motstand mot nedknusning testes.

Steinmassene i støttefyllingen skal både være velgradert og på samme tid gi god drenasjekapasitet for overtopping og lekkasje. For å oppnå tilfredsstillende drenasjekapasitet i en støttefylling av sprengstein bør korngraderingen av massen i fyllingen ha  $d_{10}$  større enn 10 mm.

Fyllingsmaterialet skal være fritt for snø og is, jf. også kap. 3.8.

### **3.5.2 Utlegging og komprimering av steinfylling**

Utleggingen skal foretas helt inn til fjellssidene med maksimal lagtykkelse på 2 m før komprimering. Ansamlinger av store blokker skal ikke forekomme. Steinmasser som grenser inn mot overgangssone skal tilfredsstillende filterkrav. Transportveier over støttefyllingen skal fjernes eller rives opp og spyles ned i fyllingen før nytt lag legges ut.

Hvert lag bør komprimeres med tung vibrovalse tilsvarende et komprimeringsarbeid med 8 overfarer av 13 tonns vibrovalse og kjørehastighet 30 m/min.

## **3.6 Skjærstyrke av fyllingsmaterialer**

Generelt skal skjærstyrken av fyllingsmaterialer baseres på skjærstyrkeparametre som bestemmes ved laboratorieforsøk eller in situ. Alternativt benyttes innbygde prøver med betingelser så nær opp til in situ tilstand som mulig.



Erfaringsbaserte verdier for skjærstyrkeparametere kan benyttes ved kontroll av stabilitet av eksisterende fyllingsdammer. En forutsetning er at de aktuelle materialene faller innenfor de materialtyper og komprimeringsgrad de erfaringsbaserte kurvene er basert på.

Skjærstyrken for materialer kan etter Mohr-Coulombs bruddkriterium generelt gis på formen:

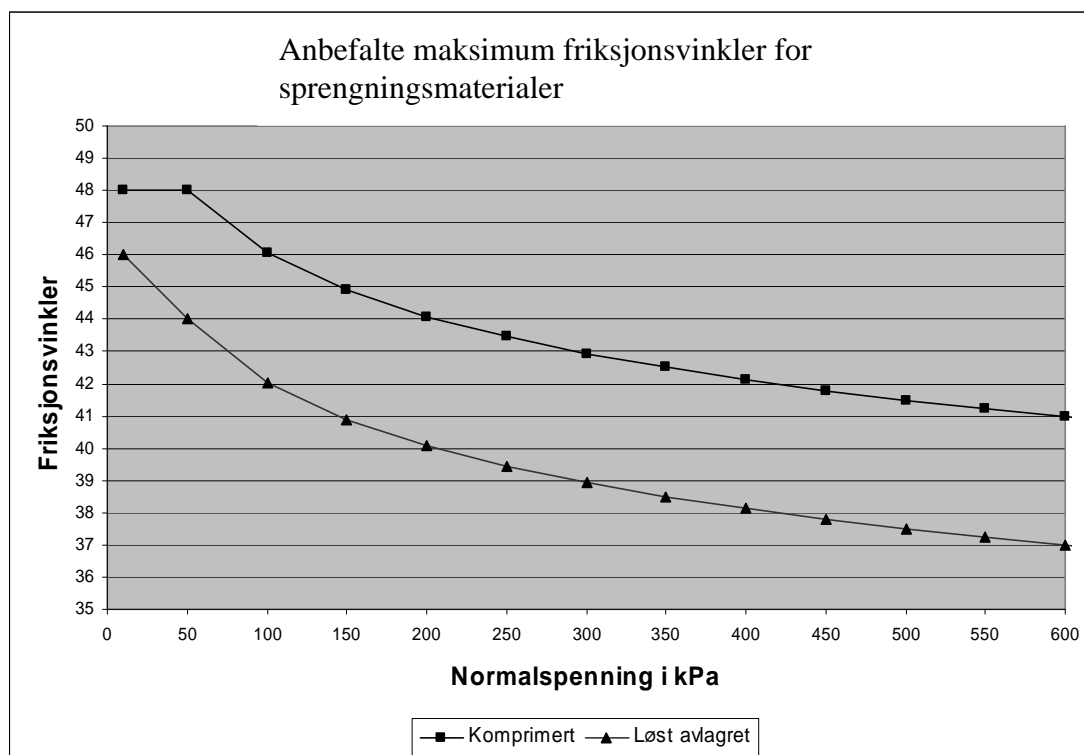
$$\tau_f = \sigma'_n \cdot \tan \varphi' + c' \quad (3.4)$$

der

- $\tau_f$  = skjærstyrke
- $\sigma'_n$  = opprettede effektiv normalspenning ( $\sigma - u$ ) på bruddplanet
- $\sigma$  = totalspenning
- $u$  = poretrykk
- $\varphi'$  = friksjonsvinkel
- $c'$  = kohesjon

Ulike jordarter viser variasjon i styrkeparametere avhengig av korn sammensetning, kornform, lagringsbetingelser, mineralogi og opprettede effektivt spenningsnivå.

Eksempler på anslag av friksjonsvinkel i ulike materialer er gitt i det følgende. Det presiseres at verdianslagene er erfaringsbaserte, og det bør vurderes om de aktuelle materialer og bruken av dem er relevant i forhold til de oppgitte verdier.



Figur 3.2 Spenningsavhengige friksjonsvinkler for sprengningsmateriale

Friksjonsvinkelen  $\varphi'$  viser stor variasjon med lagringsbetingelsene. En 10 % variasjon i porøsitet kan gi et utslag på  $\varphi'$ -vinkelen med 6-8° for  $\sigma'_n < 200$  kPa, men med avtagende

variasjon ved høyere normalspenninger [24]. I figur 3.2 er det tatt hensyn til reduserte  $\phi'$ -verdier nær overflaten ( $\sigma'_n < 50$  kPa) på grunn av større porøsitet (dårligere komprimering). Kantede partikler (sprengstein eller knust materiale) gir høyere  $\phi'$ -verdier enn runde korn, spesielt ved lave normalspenninger ( $\sigma'_n < 200$  kPa). Økende normalspenninger fører til knusning av kantene på partiklene. Dette gir reduksjon i  $\phi'$ -verdier og større deformasjoner [24].

I forutsetninger om skjærstyrken av materialene skal det tas hensyn til en sammenheng mellom skjærstyrken og opptredende effektiv normalspenning, lagringsbetingelser, kornform og kornsammensetning på det kritisk påkjente plan [18]. Dette gjelder for alle materialer i dammen, dens støttekonstruksjoner og i løsmassene under damkonstruksjonene.

I figur 3.2 er det gitt anbefalte kurver for skjærstyrkeparameter (friksjonsvinkel) for henholdsvis fast og løst lagret sprengstein. Bruk av høyere verdier enn anbefalt i dette kapittel må dokumenteres, fortrinnsvis ved forsøk.

For godt komprimerte fyllinger, bestående av velgradert sprengstein (normalt porøsitet  $< 25$  %) med god kvalitet, bør det ikke brukes høyere verdier for friksjonsvinkler enn:

$$1. \quad \phi' = 48^\circ \text{ for } \sigma'_n < 50 \text{ kPa} \quad \text{og} \quad \phi' = 48^\circ - 6,5^\circ \log(\sigma'_n / 50) \text{ for } \sigma'_n > 50 \text{ kPa}$$

For dårlig komprimerte fyllinger av sprengstein (normalt porøsitet  $> 35$  %), bør det ikke brukes friksjonsvinkler høyere enn:

$$2. \quad \phi' = 46^\circ - 6,5^\circ \log(\sigma'_n / 50)$$

Kurvene (1) og (2) i figur 3.2 har tatt utgangspunkt i referanse [24]<sup>2</sup>.

Dammer bygget på høy tipp regnes normalt som dårlig komprimert.

Det kan benyttes spenningsavhengige friksjonsvinkler mellom de ovennevnte kurver. Det må da gis en begrunnelse for valget.

Stein med avrundede partikler (for eksempel frasiktet stein fra naturforekomster brukt til filter og morene) skal gis et fradrag i  $\phi'$ -verdi i forhold til kantet stein.

For steinfyllinger med stort finstoffinnhold (der mer enn 40 % av massevekten er mindre enn 25 mm) reduseres friksjonsvinkelen med  $3^\circ$ , men det benyttes samme kurveforløp som i figur 3.2. Tunnelstein i støttefyllingen kan komme i denne kategorien. Ved tvil om finstoffinnholdet må dette dokumenteres med prøver tatt fra støttefyllingen.

Der sand og naturgrus er dominerende materialer for vurdering av dammens stabilitet, bør skjærstyrken fastsettes på grunnlag av forsøk. I motsatt fall bør valg av skjærstyrke baseres på et forsiktig anslag. Det anbefales da å bruke samme spenningsavhengighet som i figur 3.2, som gjelder for steinfylling, men med friksjonsvinkel  $5^\circ$  lavere enn det som gjelder for kurvene for steinfyllingsmateriale [29].

---

<sup>2</sup> Det regnes ikke med økt friksjonsvinkel ved  $\sigma'_n < 50$  kPa for kurve 1, fordi det er rimelig å regne med løsere lagring (større porøsitet) nærmere overflaten. Kurve 1, som representerer en godt komprimert steinfylling, er et mer konservativt valg enn anbefalt i [24]. Valg av høyere verdier enn kurve 1 bør dokumenteres ved prøver.

Normalt skal skjærstyrken (friksjonsvinkel og kohesjon) til morenematerialet i tetningskjernen dokumenteres ved laboratorietester. Der dette ikke er gjort, skal friksjonsvinkelen normalt ikke settes høyere enn  $36^\circ$ , og det skal da ikke regnes med kohesjon.

Verdier for friksjonsvinkler gitt ovenfor, gjelder for friksjonsmaterialer i tørr tilstand. For vannmettet tilstand reduseres friksjonsvinkelen med  $1-2^\circ$ .

For skjærstyrke av løsmasser i fundamentet vises til kap. 3.7.2.

## 3.7 Fundament

Dammens plassering skal bestemmes på grunnlag av en geologisk kartlegging og vurdering av fundamentforhold. Det skal sørges for et gunstig samvirke mellom fundament og damkonstruksjon og for bortledning av vann, jf. damsikkerhetsforskriften § 5-10 a).

### 3.7.1 Fundamentering på fjell

Tilfredsstillende tetthet kan oppnås ved injeksjon, etter at eventuelt sterkt oppsprukket dagfjell er fjernet. Det må imidlertid utvises spesiell varsomhet der hvor fjellgrunnen består av vannoppløselig kalk, og der det forekommer karst. Det må også utvises spesiell varsomhet der hvor fjellfundamentet har åpne eller jordfylte slepper. Alle åpne sprekker i fundamentet til kjerne- og filtersonen skal forsegles [25].

#### *Tetthetsmåling*

Fjellets tetthet måles ved vanninnpressingsforsøk i borhull, og angis i enheten Lugeon, L. En Lugeon tilsvarer et vanntap på 1 liter pr. minutt pr. m borhull når vanntrykket er 1 MPa. Krav til tetthet er angitt i tabell 3.2 [11].

Tabell 3.2 Krav til tetthet i forhold til dybde av injeksjonshull

Damhøyde H i profilet	Hulldybde	Krav til tetthet avhengig av dybde i hullet, L=Lugeon
<b>H &lt; 30 m</b>	Overflateinjeksjon: min. 6 m	0 - 6 m : 2 L
	Dypinjeksjon: min. 10 m	6 - 10 m : 3 L
	maks. 20 m	10 - 20 m : 4 L
<b>H &gt; 30 m</b>	Overflateinjeksjon: min. 6 m	0 - 6 m : 1 L
	Dypinjeksjon: min. $H \cdot 1/3$	6 - $H \cdot 1/3$ : 2 L
	maks. $H \cdot 2/3$	$H \cdot 1/3$ - $H \cdot 2/3$ : 3 L

For å bestemme krav til tetthet og dybde av injeksjonsskjermen kan det foretas en permeabilitetsmåling av fjellfundamentet. Denne utføres ved å bore et visst antall dype hull i damfundamentet på steder som i gjennomsnitt representerer variasjonen i fundamentforholdene. Lekkasjemålinger utføres for hver 5. eller 10. meter og i trinn på 0,5 MPa, opptil maksimalt tillatt injeksjonstrykk, og ned i tilsvarende trinn. Lekkasjen

registreres i 5 minutters intervaller inntil to etterfølgende målinger gir samme vanntap i liter. Det anbefales å gjennomføre en prøveinjeksjon i de samme hullene for å kunne vurdere sammenhengen mellom vanntapsmålingene og injeksjonsinngang. Krav til tetthet kan bestemmes, enten som en maksimal vanninngang (uttrykt i Lugeon -enheter), eller som en maksimal injeksjonsinngang (uttrykt som kg/bormeter).

Hvis det er permafrost i fjellet, må det gjennomføres spesielle tiltak [26] og [34].

### ***Injisering***

For injiseringsarbeidene skal det utarbeides en boreplan tilpasset de stedlige forhold.

Boring utføres som slagboring eller rotasjonsboring, med vannspyling. For overflateinjisering begrenses gjerne dybden i første omgang til 10 m. For dypinjisering settes minimumsdybden til 10 m eller 1/3-del av vannhøyden (HRV). Hulldybden må imidlertid alltid tilpasses de lokale forhold og variasjoner i fjellgrunnen.

Vanntrykket som benyttes skal tilpasses fjellets beskaffenhet, og det må ikke være så stort at det fører til heving av deler av fundamentet under målingen. Maksimalt tillatt trykk i toppen av hullet bør være ca. 0,2 MPa. Dypere enn 4,0 m bør maksimalt trykk i MPa tilsvare 0,05 ganger det antall meter pakningen er plassert under fjelloverflaten.

Injisering skal foretas i alle hull. Samtlige injiserte hull skal etterfylles med injeksjonsmasse. Etterfylling skal foretas til hullet er fullt med avbundet masse. Injiseringen utføres vanligvis med en blanding av fersk rapidsment, anerkjente tilsetningsstoffer og vann.

Injeksjonstrykket skal tilpasses fjellets beskaffenhet med de samme begrensninger som angitt for lekkasjemålinger.

Vanngjennomgangsmålinger og injisering skal bare foretas i telefritt fjell.

I spesielle tilfeller kan det være nødvendig å etablere et injeksjonsgalleri/stoll.

### ***Oppsamling av lekkasje***

Lekkasjer skal samles opp og ledes til ett eller flere målesteder. Oppsamlingen til hvert målested bør ha en maksimal kapasitet på mellom 250 og 500 l/s avhengig av damtype og målested. For å redusere forstyrrende tilsig fra nedbør eller snøsmelting, skal lekkasjevannet fanges opp inne i fyllingen like nedstrøms kjernen. Ved eksisterende dammer hvor slik anordning ikke er etablert, skal oppsamlingen skje med fangdammer og ledevegger (eventuelt borehull gjennom oppstikkende fjellparti) i nedstrøms damfot. Der dette ikke er mulig på grunn av høyt undervann eller oppsprukket fjell i undergrunnen/ur, skal oppsamlingen skje på første egnede sted nedstrøms dammen, eventuelt kan det være aktuelt med poretrykksmålinger [31]. Målestedet skal være frostfritt dersom det er krav om målinger over hele året, for eksempel kontinuerlige målinger. Krav til lekkasjemålinger for ulike typer fyllingsdammer og konsekvensklasse er gitt i retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg [12].

### ***Utjevning av fundament***

Dersom topografien langs damaksen, eller på tvers av denne er kupert, skal overflaten jevnes ut. Omfanget av bearbeiding av fundamentet er avhengig av damtype og

grunnforholdene på damstedet. Overheng skal fjernes, og steile avsatser jevnes ut ved kiling, forsiktig sprengning eller eventuelt ved utstøpning.

Det skal anvendes kilerensk for å fjerne oppsprukne masser, om mulig ned til fast bomfritt fjell. Kilerensk kan også være aktuelt i områder hvor sprengning har vært foretatt. Ved kilerensk forstås rensk som foretas ved hjelp av boring, sprengkiler og slegge, meiselmaskiner, steinspalteapparat eller lignende utstyr. Finrensk og eventuell spyling foretas umiddelbart før utlegging av tetningsmassene tar til og etter at den øvrige fjellpreparering er ferdig. Fjelloverflaten og alle sprekker må renskes omhyggelig og om nødvendig spyles med vann og trykkluft.

Utjevning av fundamentet er spesielt viktig innenfor tetningskjernens begrensninger, men vil også være aktuelt for de andre sonene.

### ***Betongarbeider i fundamentet***

Arbeidene skal følge gjeldende standarder for betongarbeider. Som regel bør kvalitet B20, jf. krav til massiv betong i retningslinjer for betongdammer [3], anvendes for all betong og mørtel i damfoten. Ved større utstøpninger i damfoten skal det vanligvis utføres kontaktnjeksjon, og det skal benyttes forankringsbolter og eventuelt armering.

Før mørtel eller betong legges ut skal fjellet være grundig rengjort og fuktet, men det skal ikke forekomme fritt vann på overflaten. Overganger mellom betong og fjell skal gjøres jevne. Ingen betongarbeider må foretas på frossent fjell.

I kuldeperioder skal betongen i kjernefundamentet dekket frostsikkert med tetningsmasser, eller sikres på annen måte mot frostskafer.

Slemming, utflasking og sprekkfylling med mørtel dekket umiddelbart etter utførelsen med tetningsmasser, som straks komprimeres.

Der det er nødvendig sikres fundamentet med bolter.

### **3.7.2 Fundamentering på løsmasser**

Velgraderte morener med høyt innhold av finstoff, og leire uten lag av grove materialer, vil vanligvis være tilstrekkelig tette som fundament for fyllingsdammer. Silt og finsand er derimot lett eroderbare og ikke egnet som fundament for fyllingsdammer, men det kan gjøres unntak for dammer i konsekvensklasse 1.

Når tetningskjernen føres til fjell må bredden av grøften og skråningen av grøftesidene tilpasses de krav til plass som følger av nødvendig tykkelse på tetning og filter, og mulighet for forsvarlig arbeidsutførelse.

Tilfredsstillende tetning kan også oppnås ved anordning av en tetningsvegg eller en injeksjonsskjerm som føres ned til fjell, eventuelt ned i løsmassene der det er for langt til fjell. Som ekstra tetning kan det benyttes et tetningsteppe oppstrøms dammen.

Når tetningskjernen ikke er ført til fjell, skal det gjennomføres drenering i form av grøfting, eventuelt i kombinasjon med drenasjebønner eller drenasjestoller. For å hindre at oppbygging av poretrykk kan føre til ustabilitet, skal grunnen nedstrøms dammen belastes med filter og drenerende materialer [27].

Permafrost i fundamentet kan tilsi at det er behov for spesielle tiltak [34].

For materialer i fundamentet bestemmes skjærstyrken i det enkelte tilfellet på grunnlag av prøvetaking og skjærstyrketester.

### 3.7.3 Vangemur og gjennomgående kulvert

Det er vanskelig å få til et godt samvirke mellom en stiv betongkonstruksjon og en fylling av løsmasser. De massene som ligger nærmest betongen vil oppnå en relativt lav romvekt av to grunner:

- det er vanskelig å komme helt inntil vertikale og meget steile betongflater med tungt komprimeringsutstyr
- både sprengstein og tetningsmasser vil “sette seg” ved pålasting. Ved en vangemur kan det utvikles full skjærstyrke mellom betongveggen og fyllingsmassene slik at fyllingsmassene hindres i naturlig sammenpressing. Filtersonen som grenser mot vangemuren utvides på bekostning av steinfyllingen nedstrøms tetningen

For dammer i konsekvensklasse 2, 3 og 4 tillates derfor ikke gjennomgående kulvert i damfylling eller løsmassefundament, men det kan tillates at hele kulverten legges i sprengt grøft i selve fundamentet. I konsekvensklasse 1 kan det tillates gjennomgående kulvert i damfylling eller i løsmassefundament, men da skal kulvertens sider gis slake helninger, og ikke brattere enn 1:1. Avstengingsorganer skal plasseres oppstrøms tetningen.

Der telefarlige masser plasseres inn mot betongkonstruksjoner, og det samtidig er fare for frost, må konstruksjonene dimensjoneres for det teletrykk som kan opptre, jf. kap. 6.1 i retningslinjer for laster og dimensjonering [4]. Vangemuren skal utformes med minimum helning 8:1 (vertikalt : horisontalt) mot fyllinga. Der hvor morenen grenser mot vangemuren skal det støpes en betongkonstruksjon med flater som både skråer mot oppstrøms og inn i fyllinga med helning 1:0,3. Flater som støter mot tetningskjerne og filter skal ha avfasede kanter og butte hjørner med vinkler  $> 135^\circ$ . Betongflaten må gjøres glatt (benytte glatte forskalingslemmer, eventuelt påføring av et bitumenbelegg).

## 3.8 Generelle byggekrav

For innhold og omfang av planer vises til retningslinjer for planlegging og bygging [28].

For å sikre et best mulig resultat må framdriftsplaner for bygging av fyllingsdammer være tilpasset hensynet til nødvendig konsolidering av massene.

Ved innbygging av massene i dammen tillates et tilfeldig avvik fra tegningenes sonegrenser og sonebredder på  $\pm 0,5$  m i horisontalplanet.

For soner som er smalere enn 5 m, begrenses imidlertid tillatt avvik til  $\pm 10$  % av den aktuelle sonebredde.

Overflatetoleranse for plastret skråning bør settes til + 250 mm.

Det vertikale avvik ved avslutningen av de forskjellige soner, inklusive foreskrevet overhøyde, bør ikke overstige  $\pm 50$  mm. For soner med større stein må dette kravet tilpasses det som anses praktisk.

For betongkonstruksjoner gjelder vanlige toleransekrav for betongarbeider.

Ved uttak, transport, sortering og innbygging skal det sørges for at massene ikke separeres eller forurenses av uegnede materialer.

Uttak og opplasting må foretas slik at massene blir så ensartede som mulig, uten vesentlige variasjoner som følge av eventuelle lagdelinger i massetaket.

For å redusere mulig separering under innbyggingen, skal alle masser, både finmasser og stein, tippes minst 2 m inne på det lag som er under utlegging, og doses ut til foreskrevet lagtykkelse.

I tetnings-, filter- og overgangssoner skal det ikke forekomme ansamling av stein i renner eller røyser. Det skal heller ikke forekomme slike ansamlinger av grovere stein i soner av finfraksjonerte steinmaterialer.

Massene som bygges inn skal være fri for teleklumper, is, snø og humus.

Største tillatte steinstørrelse er vanligvis bestemt ved at det ikke i noen sone bør forekomme stein som bygger mer enn 2/3 av lagtykkelsen.

## 4 Kontroll med utførelse

### 4.1 Generelt

Det skal føres kontroll med at arbeidene utføres i henhold til tegninger og spesifikasjoner, jf. damsikkerhetsforskriften § 6-1. Generelt vises det til retningslinjer for planlegging og bygging kap. 3 [28]. Den geotekniske kontrollen skal blant annet bestå i å analysere prøver av dammaterialene. Omfanget av prøvetakingen vil være avhengig av damstørrelse og muligheter for store variasjoner i massens beskaffenhet, jf. vedlegg B [32].

For fyllingsdammer i konsekvensklasse 2, 3 og 4 med tetningsmaterialer av betong, skal kontrollen av betongarbeidene utføres som *utvidet kontroll* som angitt i NS 3465, NS-EN 1990-1 og NS-EN 206-1. For konsekvensklasse 1 kreves *normal kontroll*.

For andre tetningsmaterialer enn morene og betong (se kap.3.4), gjennomføres kontroll i samsvar med spesifikasjoner utarbeidet i det enkelte tilfellet. For morene og øvrige materialsoner, filter, overgang, støttefylling og skråningsvern følges samme prosedyre som beskrevet i kap. 4.2.

### 4.2 Steinfyllingsdam med morenekjerne

I dette kapitlet beskrives et passende program for prøver og observasjoner for en middels stor steinfyllingsdam med morenetetning. Programmet kan også være utgangspunkt for mindre dammer og større dammer med visse justeringer av omfang og hyppighet av kontroller.

#### 4.2.1 Daglig kontroll

Bestemmelse av vanninnhold i tetningsmasser utføres én gang per skift. Det tas 2-3 prøver fra fylling ca. 0,1 m under komprimert eller planert overflate, og 2 prøver fra lass. Disse prøvene må utføres så hurtig som mulig for eventuell justering av vanninnholdet.

Bestemmelse av tetningsmassenes finstoffinnhold utføres med de to prøvene som er tatt fra lasset. Med finstoffinnhold menes her vektprosenten av materiale mindre enn 0,075 mm for en prøve av massen frasiktet materiale over 19 mm. Bestemmelsen utføres ved våtsikting.

Kornfordelingsanalyse av filtermaterialet utføres på en prøve hver dag. Prøven tas fra sist utlagte masser på dammen.

Nedbør og temperatur måles daglig.

#### **4.2.2 Ukentlig kontroll**

En gang per uke graves prøvesjakt i tetningskjernen. Sjaktens plassering angis ved beliggenhet i plan og høyde. Det tas prøver i dybdene 0,25 m, 0,5 m, 1,0 m og 1,5 m i tilstrekkelige mengder til utførelse av følgende undersøkelser:

- bestemmelse av tyngdetetthet av utgravet prøve
- kornfordelingsanalyse
- permeabilitetsanalyse
- proctor Standard komprimeringsforsøk
- bestemmelse av tyngdetetthet

Det tas en prøve fra overgangssonen i dammen for bestemmelse av kornfordeling.

#### **4.2.3 Sesongkontroll**

Det tas minst en prøve i dammen pr. byggesesong for bestemmelse av tyngdetetthet og kornfordeling. Dersom det hentes masse fra flere steintak tas minst en prøve for hvert steintak pr. sesong. Prøvene tas fra støttefyllingen i dammen. Når det gjelder prosedyre for prøvetaking og kornanalyse vises til vedlegg B [32].

### **4.3 Laboratorium**

For å kunne utføre de geotekniske prøver som er nødvendige for den stedlige kontroll, må det innredes et hensiktsmessig laboratorium på byggeplassen. Det må være plass for det aktuelle prøveutstyr, varmt og kaldt vann, elektrisk strøm, gode arbeidsforhold for kontrollpersonalet, og tilstrekkelig lagerplass for prøver.

### **4.4 Dimensjonskontroll**

Dammens dimensjoner skal følges opp kontinuerlig, slik at man er garantert at konstruksjonslinjene følges til en hver tid. Når damfundamentet er ferdig avdekket, skal det kartlegges i egnet målestokk, 1:1000 eller større. Utført fundamentpreparering skal markeres på fundamentkartet. Topp av samtlige soner skal måles inn.

### **4.5 Sluttrapport**

Det skal utarbeides sluttrapport, jf. retningslinjer for planlegging og bygging [28].



## 5 Referanser

- [1] NVE (2010). *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg*.
- [2] Kjærnsli, B., Valstad, T. & Høeg, K (1993). *Rockfill dams*. Hydropower Development, vol. 10.
- [3] NVE (2005). *Retningslinjer for betongdammer*.
- [4] NVE (2003). *Retningslinjer for laster og dimensjonering*.
- [5] Janbu, N., Bjerrum, L. & Kjærnsli, B. (1973). *Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver*. Publikasjon nr. 16. NGI, Oslo.
- [6] NVE (1981). *Forskrifter for dammer*.
- [7] Société d'énergie de la Baie James (1997). *Practical Guide. Riprap Sizing*.
- [8] Solvik, Ø. (ukjent årstall). *Stenfyllingsdammars stabilitet vid genomstrømning*. VASO dammkomitee's rapport nr. 17.
- [9] US Department of Agriculture, (1994). "Gradation Design of Sand and Gravel Filters". *National Engineering Handbook* Kap. 26.
- [10] ICOLD (1994). *Embankment dams-granular filters and drains*, Bulletin 95.
- [11] NGI (1983). *Fyllingsdammer*. Veiledning nr. 2.
- [12] NVE (2004). *Retningslinjer for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg*.
- [13] NVE (2011). *Retningslinjer for flomberegninger*.
- [14] EnFO (2000). *Gamle dammer – nye krav*. Publikasjon nr. 392-2000.
- [15] ICOLD (1989). *Rockfill dams with concrete facing*. Bulletin 70.
- [16] ICOLD (2005). *Concrete face rockfill dams- concept for design and construction* (høringsutkast til oppdatering av Bulletin 70).
- [17a] ICOLD (1982). *Bituminous concrete facings for earth and rockfill dams*. Bulletin 32a.
- [17b] ICOLD (1981). *Upstream facing interface with foundations and abutments*. Bulletin 39 (supplement to Bulletin 32a).
- [17c] ICOLD (1982). *Bituminous cores for earth and rockfill dams*. Bulletin 42.
- [17d] ICOLD (1992). *Bituminous cores for fill dams – State of the art*. Bulletin 84.
- [18] ICOLD (1999). *Embankment dams with bituminous concrete facing*, Bulletin 114.
- [19] Høeg, K. (1993). *Asphaltic concrete cores for embankment dams- experience and practice*.
- [20] Creegan, P.J. and Monismith, C.L. (1996). *Asphalt concrete water barriers for embankment dams*.

- [21] ICOLD (1991). *Watertight geomembranes for dams*. Bulletin 78.
- [22] ICOLD (2005). *Geomembranes* (høringsutkast til oppdatering av Bulletin 78).
- [23] IREQ (1998). *Study of Waterproofing Revetments for upstream Face of Concrete dams*.
- [24] EBL Kompetanse (2003). *Shear strength of rockfill and stability of dams*. Publikasjon nr. 123-2003.
- [25] ICOLD (1993). *Rock foundation for dams*. Bulletin 88.
- [26] ICOLD (1996). *Dams and related structures in cold climate – Design guidelines and case studies*. Bulletin 105.
- [27] ICOLD (1989). *Moraine as embankment and foundation material – State of the art*. Bulletin 69.
- [28] NVE (2002). *Retningslinjer for planlegging og bygging*.
- [29] Janbu, N. (1970). *Grunnlag i geoteknikk*.
- [30] EnFo (1998). *Indre erosjon i fyllingsdammer*. Publikasjon nr. 292 -1998.
- [31] EnFo (2000). *Håndbok for etterinstrumentering av dammer*. Publikasjon nr. 466-2000.
- [32] Ødemark, E. (2005). *Prøvetaking og kornanalyser*. CM Consulting.
- [33] EBL Kompetanse (2005). *Stability and breaching of embankment dams*. Publikasjon nr. 186-2005.
- [34] Ivar Torblaa (1982). *Dam Rieppejavri, An embankment dam founded on heavily jointed and partly frozen rock*, ICOLD Q.53 R.23.
- [35] NVE (2011). *Retningslinjer for murdammer*.
- [36] NVE/EBL (2003). *Faremomenter og sikringstiltak ved anlegg i vassdrag*.

# Vedlegg A. Drenasjeegenskaper av fyllingsmasser

Når vann strømmer tilstrekkelig langsomt gjennom små kanaler kan det oppføre seg som seig væske der væskens seighet (viskositet) er bestemmende for strømmingen.

Strømmingen er da karakterisert ved at strømningsmotstanden  $I$  [m/m] er proporsjonal med hastigheten  $v$  [m/s]. Denne type strømning kalles laminær strømning og følger Darcy's lov [8]:

$$v = k_l \cdot I \quad (\text{A.1})$$

For en gitt masse er  $k_l$  konstant og betegner massens permeabilitetskoeffisient [m/s]. Denne type strømning vil en alltid ha gjennom sandfilteret og tetningskjernen. I overgangsmassen og støttefyllingen vil strømmingen endre karakter til å slå over til turbulent strømning og følge loven:

$$v^2 = k_t \cdot I \quad (\text{A.2})$$

Ved turbulent strømning er strømningsmotstanden proporsjonal med kvadratet av hastigheten. I overgangssoner og støttefyllinger med stort finstoffinnhold vil strømmingen kunne være både laminær og turbulent samtidig. I de minste porekanalene vil strømmingen være laminær mens den vil være turbulent i grovere porekanaler.

For masser som er grovere enn sandfilteret kan strømmingen regnes først å være turbulent og deretter korrigeres  $k_t$  [m<sup>2</sup>/s<sup>2</sup>] ved å kontrollere for turbulensgraden.

Strømmingen regnes som turbulent når

$$\text{Re} = \frac{v \cdot d_t}{\nu} > 600 \quad (\text{A.3})$$

Re er Reynolds tall. Viskositeten,  $\nu$  kan settes til 0,00015 m<sup>2</sup>/s,

der teller er produktet av strømningshastighet og bestemmende korndiameter, og nevner er vannets viskositet (temperaturavhengig). For  $\text{Re} < 600$  må det regnes ut en korrigeret  $k_t$ .

Er turbulensgraden for lav, korrigeres den benyttede permeabilitetskoeffisienten  $k_l$  etter korreksjonsformelen:

$$k_c = \frac{v \cdot k_l \cdot k_t}{v \cdot k_l + k_t} \quad (\text{A.4})$$

Deretter gjøres det ny beregning med korrigert permeabilitetskoeffisient ( $k_c$ ).

### **Bestemmelse av permeabilitetskoeffisienter:**

Permeabilitetskoeffisientene for turbulent eller laminær strømning kan settes lik:

Turbulent strømning:

$$k_t = \frac{1}{\beta} \cdot \frac{n^3}{(1-n)} \cdot g \cdot d_t \left[ \frac{m^2}{s^2} \right] \quad (A.5)$$

Laminær strømning:

$$k_l = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{n^2}{(1-n)^3} \cdot \frac{g \cdot d_l^2}{\nu} \left[ \frac{m}{s} \right] \quad (A.6)$$

Her betegner:

$\beta$	= kornformkoeffisient (turbulent)	(dimensjonsløs)
$\alpha$	= kornformkoeffisient (laminær)	(dimensjonsløs)
$n$	= porøsitet	(dimensjonsløs)
$g$	= tyngdens akselerasjon	[m/s <sup>2</sup> ]
$d_l$	= bestemmende korndiameter (laminær)	[m]
$d_t$	= bestemmende kornformstørrelse (turbulent)	[m]
$\nu$	= vannets kinematiske viskositet	[m <sup>2</sup> /s] (temp.avhengig)

I beregningen av permeabilitetskoeffisienter benyttes kornformkoeffisienter for kantet, knust stein,  $\beta = 3,6$  og  $\alpha = 1600$ .

Formelen for laminær permeabilitetskoeffisient (formel A.4) er beheftet med stor usikkerhet og bør kun brukes for utsortert, ensgradert materiale. En setter da  $d_l$  lik den midlere diameter. Det vil være aktuelt å fastsette permeabilitetskoeffisienten for laminær strømning ved laboratorieforsøk fra prøver tatt av materialet.

For turbulent strømning settes  $d_t = 1,7 \cdot d_{10}$  ( $d_{10}$  = diameteren på siktekurven som slipper i gjennom 10 % av materialet).

I formelen for bestemmende korndiameter er det sett bort fra en kornfordeling av finstoffet i prøven (materialet mindre enn 10 %). Dette kan resultere i noe for høy permeabilitet [8].

Utløpshøyden for en gitt utstrømmende vannmengde pr. m damtå for turbulent strømning kan bestemmes ved:

$$h = \frac{q_h}{\sqrt{k_t \cdot \sin \alpha}} \quad (A.7)$$

Hvor

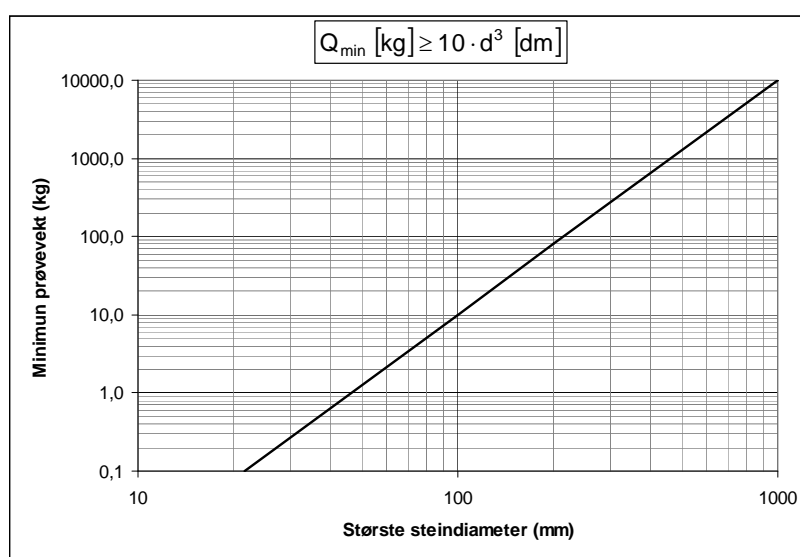
$q_h$	= utstrømmende vannmengde pr. m tå.
$\sin \alpha$	= helningen av energilinjens som settes lik skråningshelningen.

# Vedlegg B. Prøvetaking

Prøvetaking foretas for å få best mulig kjennskap til for eksempel et massetak eller en fyllings beskaffenhet. Det er derfor av betydning at prøven i størst mulig grad er representativ for hele det massekvantum man er interessert i, se ref. [32]. To ting er av vesentlig betydning når det er spørsmål om å få representative prøver:

1. Valg av prøvested etter visuell bedømmelse av massene
2. Prøvens dimensjoner

Ved den visuelle bedømmelsen må det brukes skjønn, og det vil være opp til den enkelte hvordan dette gjøres. Prøvens dimensjoner kan fastsettes som det fremgår av diagrammet nedenfor.



De vektene som er oppgitt i diagrammet er minimumsvekter, og disse vektene viser den prøvedimensjon som er nødvendig for å fremstille en kornfordelingskurve av det aktuelle materialet.

## Splitting

Ved kornfordelingsanalyse av grovt materiale, for eksempel ved undersøkelse av en prøve på flere tonn støttefyllingsmateriale, kan splitting av materialet foretas for å rasjonalisere arbeidet.

Følgende arbeidsprosedyre kan da benyttes:

Innledningsvis skal all stein større enn ca. 150 mm sorteres ut, ved hjelp av gravemaskin og et solid nett som massene siktes gjennom. Totalt steinmateriale større enn sikteåpningen veies og noteres, og diameter på største stein noteres.

Restmaterialet (< 150 mm) veies og resultatet noteres. Restmaterialet splittes i 5-6 trinn, for eksempel ved bruk av en innretning som vist på bildet. Splittingen utføres ved at materialet plasseres oppe på rampen og deretter skyves



ut (manuelt) over kniven (sperreveggen) slik at materialet blir delt i to. Det er viktig at materialet blir blandet godt før utskyvingen. Den ene haugen vrakes, mens den andre haugen veies og prøven splittes på ny. Dette arbeidet gjentas i 5-6 trinn inntil man står igjen med en prøve på ca. 50 kg. Denne prøven siktes.

## **Sikting**

### ***Innledning***

Siktingen skal gi opplysninger om hvilke kornfraksjoner prøven er sammensatt av, og om de enkelte fraksjoners relative andel av prøven. Siktingen skal gi grunnlag for fremstilling av kornfordelingskurver.

### ***Prinsipp***

Prøven siktes/sorteres ved at den føres gjennom et bestemt antall sikt med kvadratiske siktåpninger. Den fineste sikteduken har sikt nr. 200 (0,075 mm). Det er en omtrentlig dobling av maskevidden for hver sikt, og det groveste siktet har en maskevidde på 6" (150 mm). Ved siktingen blir de enkelte kornfraksjoner liggende tilbake på de respektive sikt.

### ***Siktemetoder***

I det følgende skal disse siktemetoder beskrives:

1. Sikting på grovsikter, ¾" til 6" maskevidde, kombinert med måling av diameter av største stein.
2. Sikting på normalsikter, sikt nr. 200 til ¾".
3. Våtsikting gjennom sikt nr. 200.

Metodene kan kombineres.

### ***Utstyr for grovsikting***

1 siktesats med om lag følgende maskestørrelser

-¾" (19 mm)

-1½" (38 mm)

-3" (76 mm)

-6" (152 mm)

1 vekt eller dynamometer til min. 50 kg

1 børste eller malerkost

1 meterstokk

1 bøtte

Nødvendige plattinger og presenninger

Rampe eller annet egnet utstyr for opphenging av vekt

### ***Utstyr for sikting på normalsats***

1 siktesats fra nr. 200 til  $\frac{3}{4}$  ”  
1 vekt, avlesningsnøyaktighet 1 g  
1 børste eller malerkost  
1 stålborste  
1 skyvelær  
1 siktemaskin  
1 tørkeskap  
Porselensskåler

### ***Utstyr for våtsikting***

1 våtsikt nr. 200  
1 vekt, målenøyaktighet: 1 g  
1 børste eller malerkost  
1 slikkepott  
1 tørkeskap  
1 plast sprutflaske  
Tappekran for vann med gummislange

### ***Grovsikting på siktesats $\frac{3}{4}$ ” – 6 ”***

Masser som skal siktes på grovsikten behøver ikke tørkes før siktingen, men om en har rimelige muligheter for å tørke massene, er det fordelaktig å gjøre dette da det letter arbeidet med selve siktingen. Prøven lagres fortrinnsvis på en plating og dekkes med en presenning. Siktingen foretas porsjonsvis ved at en fyller en bønne med materialer fra prøven, veier denne og fyller det veide materiale på den øverste sikten i den grove siktesatsen. Vekten forutsettes tarert slik at en kan lese massens nettovekt direkte. Veieresultatet noteres på skjema. Når et passende kvantum materiale er fylt på sikten, rystes siktesatsen, alternativt føres materialet frem og tilbake inntil gjennomgang stopper opp.

Det tilbakeholdte materialet på de enkelte sikt børstes rent for vedhengte finere masser, og de enkelte fraksjoner tas av sikten og veies, og vektene føres opp på sine respektive plasser på skjema. De enkelte fraksjoner bør for kontrollen sin del lagres hver for seg til forsøket er ferdig utført.

Når hele prøven er siktet, tas det ut en del prøver for vanninnholdsbestemmelse av materialet < 19 mm. Av den grovste fraksjonen tas den største steinen ut for måling av ekvivalent diameter (siktediameter). Vanninnhold i finfraksjonen, og ekvivalent diameter på største stein, noteres under anmerkninger på skjema, og de øvrige data føres inn i de respektive rubrikker.

### ***Normalsikting på siktesats nr. 200 til $\frac{3}{4}$ ”***

En prøve av passende størrelse, om lag 0,5 – 1,0 kg, tas ut. Etter at prøven er tørket og avkjølt, fylles den i øverste sikt i siktesatsen, som på forhånd er kontrollert med hensyn til rekkefølgen av siktene. Det må også påses at sikteduken i de enkelte sikt er hel.

Siktesatsen plasseres i siktemaskinen og kjøres i 10 til 20 minutter. Alternativt kan sikteprosessen foretas for hånd. Når gjennomgangen er avsluttet, plasseres et aluminiumsfat på vekten, og vekten tareres.

Massene på  $\frac{3}{4}$  ”-sikten fylles i fatet, og vekten av massene noteres på sin plass i skjema. Ekvivalent diameter av største stein måles, og massene fjernes fra fatet. Deretter fylles massene på  $\frac{3}{8}$  ”-sikten (9,52 mm) opp i fatet, og vekten noteres i skjemaet. Massene på neste sikt fylles så i fatet uten at massene fra foregående sikt fjernes. Fastsittende stein løsnes med stålborsten og helles opp i fatet, og vekten noteres. Det fortsettes slik til sikt nr. 30 (0,59 mm). For denne sikten, og de finere, må en ved lett banking eller “stopling” med malerkost, sørge for å få ut mest mulig av de korn som sitter i maskene i sikteduken. Forøvrig blir fremgangsmåten som for de øvrige sikt. Alle data noteres fortløpende i skjemaet.

#### ***Våtsikting på sikt nr. 200 (0,075 mm)***

Til våtsikting benyttes en spesiell sikt som har større diameter enn i en vanlig siktesats, og forsterket bunn.

Etter at prøven er tørket, veies den, og vekten noteres på skjema. Prøven avkjøles og fylles på våtsikten. Avkjølingen kan foretas ved å tilsette vann til prøven.

Finstoffet i prøven fjernes ved at en spyler det gjennom sikteduken med vann fra en slange som er tilkoblet tappekran. Vannet må ikke renne over siktens vegger, og vanntrykket må ikke være så stort at noe spruter ut. Finstoffet kan anses som fjernet når spylevannet som kommer ut av sikten, er klart.

De resterende masser tas ut av sikten og plasseres i en porselensskål ved hjelp av sprutflasken. Massene tørkes og veies, og finstoffets prosentvise andel av den del av prøven som passerer 19 mm sikt bestemmes. Resultatene noteres på skjema.

#### ***Kombinert sikting***

Dersom sikting på siktesats med maskevidde fra  $\frac{3}{4}$  ” til 6 ” skal kombineres med sikting på sikt nr. 200 til  $\frac{3}{4}$  ”, tas noen representative prøver av det materialet som passerte  $\frac{3}{4}$  ”-sikten i grovsiktesatsen. Disse prøver siktes som anført for sikting på siktesats med sikt nr. 200 til  $\frac{3}{8}$  ” maskevidde. De vekter en kommer frem til for de enkelte fraksjoner, omregnes i relasjon til den totale prøven basert på tørre masser. Resultatene føres opp i skjema, som også resultatene fra grovsiktingen er ført over til.

Kombinasjon av våtsikting og sikting på normalsiktesats foretas ved at en først våtsikter materialet og beregner finstoffinnholdet. Vekten av dette føres på skjema. Massene som ble holdt tilbake på våtsikten, tørkes og siktes som beskrevet foran. For å få total vekt av prøven, adderes vekten av finstoff som ble våtsiktet fra prøven, til vekten av masser som ble holdt tilbake på sikt nr. 200.





## Skjema 2

**Kornfordeling**

Byggherre:

Side:

Sted:

Sign:

Oppdragsnr:

Materiale:

Dato									
Prøve nr.									
1. Vekt av prøve til våtsikt g									
2. Vekt tørr våtsiktet prøve g									
3. Gjennom våtsikt (1)+(2) g									
Sikt nr.	Maskevidde i mm	Sum tilb.h.matr.		Sum tilb.h.matr.		Sum tilb.h.matr.		Sum tilb.h.matr.	
		g	%	g	%	g	%	g	%
	200								
6 "	152,4								
3 "	76,2								
1½ "	38,1								
¾ "	19,1								
3/8 "	9,52								
4	4,76								
8	2,38								
16	1,19								
30	0,59								
50	0,297								
100	0,149								
200	0,074								
< 200	< 0,074								
Gjennom våt sikt (3)									
Sum									
d <sub>midl</sub> , største stein mm									
Merknader									

Skjema 3

*Veieskjema for store sikteprøver*

Byggherre:

Side:

Sted:

Sign:

Oppdragsnr:

Materiale:

	Vekt før sikting kg	Vekt av materiale tilbakeholdt på:				Vekt av materiale mindre enn sikt nr. ¾ ” kg
		Sikt nr. 6 ” kg	Sikt nr. 3 ” kg	Sikt nr. 1½ ” kg	Sikt nr. ¾ ” kg	
Overført:						
Sum overføres:						



Denne serien utgis av Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

## **Utgitt i Veilederserien i 2012**

- Nr. 1 Slipp og dokumentasjon av minstevannføring for små vassdragsanlegg med konsesjon (19 s.)
- Nr. 2 Cost base for small-scale hydropower plants (< 10 000 kW) (90 s.)
- Nr. 3 Cost base for hydropower plants (182 s.)
- Nr. 4 Veileder for fyllingsdammer (49 s.)







Norges  
vassdrags- og  
energidirektorat

Norges vassdrags- og energidirektorat

Middelthunsgate 29  
Postboks 5091 Majorstuen  
0301 Oslo

Telefon: 09575  
Internett: [www.nve.no](http://www.nve.no)

