Prosjekt damsikkerhet

Mai 1992 **Rapport nr. 5**

Norges Geotekniske Institutt • Sintef NHL

Overtopping av tetnings-kjernen i fyllingsdammer

Prosjektansvarlige:
NVE Tilsyns- og beredskapsavdelingen (NVE-T)
Vassdragsregulantens Forening (VR)

FORORD

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

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

Styringsutvalget består av:

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

Prosjektleder er sivilingeniør Svein Larsen.

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

Den delrapport som fremlegges her "Overtopping av fyllingsdammer" er utarbeidet i et samarbeid med Norges Geotekniske Institutt (NGI) og Sintef NHL. Delrapporten består av 3 deler. Første del er en sammenfatning av de enkelte problemstillinger og er forfattet av damsikkerhetsprosjektet. Andre og tredje del er henholdsvis Sintef NHL's og NGI's rapporter som danner rapportens vedlegg 1 og 2.

En klarlegging av fyllingsdammers motstandsevnene mot brudd p.g.a. at magasinnivået stiger over topp kjerne (overtopping) er en analyse som bør gjennomføres i forbindelse med PMF-analyser og beredskapsplanlegging.

Delrapporten inneholder synspunkter, veiledning og råd for gjennomføring av slike analyser.

Det er viktig å være oppmerksom på at det er flere ulike bruddmekanismer (erosjon og utglidning) som kan bestemme det største magasin-nivå som en dam tåler.

Norske steinfyllingsdammer med en forsterket damtå av stor-stein vil kunne tåle gjennomstrømning av store vannmengder. Det er imidlertid også i Norge enkelte dammer hvor nedstrøms støttefylling og damtå består av jord, grus eller usortert tunnelstein/sprengstein. Slike dammer vil kun tåle gjennom-strømning av mindre vannmengder, og det bør vurderes å forsterke damtåen ved slike dammer.

I hovedrapporten vil vi nærmere drøfte forhold vedrørende overtopping av fyllingsdammer.

Oslo 10.05.92

Bjarne Nicolaisen Svein Larsen Jan Daleng

Forsidebilde viser dam Aursjøen før påbygging.

PROSJEKT DAMSIKKERHET

OVERTOPPING AV FYLLINGSDAMMER

INNHOLD

		SIDE:
1.	Innledning	2
2.	Bruddmekanismer	2
3.	Beregning av vannmengde som strømmer over topp tetning	3
4.	Erosjon i nedstrøms damtå eller damskråning som følge av vanngjennomstrømning i dammen	5
5.	Utglidning p.g.a. høy magasin vannstand og poretrykks-oppbygging i nedstrøms støttefylling	8
6.	Bestemmende bruddgrensesituasjon	8
7.	Erosjon på damkrone og øvre del av nedstrøms skråning ved kombinasjon av høy magasin vannstand og bølger	9
8.	Erosjon i nedstrøms damtå som følge av store vannføring i flomløpets vannvei	10

Vedlegg:	1 - NHL	Utredning omkring hydrauliske sikkerhetsproblemer ved steinfyllingsdammer
	2 - NGI	Stabilitetet av fyllingsdammer ved overtopping av kjernen

OVERTOPPING AV FYLLINGSDAMMER

1. Innledning

Dambrudd som følge av overtopping ved fyllingsdammer er blant de hyppigst forekommende bruddtyper i verden.

Bruddtypen er også av en slik karakter at sannsynligheten ikke avtar etter hvert som dammen blir eldre.

En klarlegging av sikkerheten ved fyllingsdammer bør derfor omfatte en analyse av slike dammers motstandsevne mot brudd ved overtopping (bruddgrense). Slike analyser kan være aktuelt å gjennomføre i flere sammenhenger:

- Ved en vurdering om en dam tåler aktuelle ulykkeslaster uten å bryte sammen. Ulykkeslaster kan f.eks. være vannstand høyere enn dimensjonerende flomvannstand som følge av påregnelig maksimal flom eller gjenstopping av flomløp.

- Ved en beredskapsplanlegging vil det inngå å klarlegge ved hvilken vannstand dammen vil bryte sammen.

- Ved en risikovurdering av dammer vil også en slik klarlegging av dammers bruddgrense inngå.

2. Bruddmekanismer

Brudd ved fyllingsdammer som følge av vannstand over dimensjonerende flomvannstand kan skje etter flere bruddmekanismer, og ved en analyse bør alle mulige bruddmekanismer gjennomgås for å fastlegge den minste bruddgrensen.

Ved vurderinger bør opptreden av høy vannstand forutsettes i kombinasjon med bølger.

Kombinasjon av ulike bruddmekanismer er også aktuelt. Et brudd vil f.eks. kunne starte med en erosjon som fører til en større bruddavgjørende utglidning.

Det vil være en betydelig grad av usikkerhet i de vurderinger og beregninger som gjøres for å fastlegge en bruddgrense. Dette bør gjenspeiles i resultatet, ved at bruddgrensen blir fastlagt som et vannstandsområde med en sannsynlig verdi og øvre og nedre mulig verdi. Ved vurderinger knyttet til ulykkeslaster bør nedre mulige verdi på bruddgrensen legges til grunn for konklusjon.

Aktuelle bruddmekanismer:

- Erosjon i nedstrøms damtå eller damskråning som følge av vanngjennomstrømning i dammen.

- Utglidning p.g.a. høy magasinvannstand og poretrykksoppbygging i nedstrøms støttefylling.

- Erosjon på damkrone og øvre del av nedstrøms skråning ved kombinasjon av høy vannstand og bølger i magasinet.

- Erosjon i nedstrøms damtå som følge av stor vannføring i flomløpets vannvei.

Motstandsevnen mot brudd vil i de fleste tilfelle være bestemt av damtåens evne til å motstå vanngjennomstrømningen i dammen.

3. Beregning av vannmengde som strømmer over topp tetning

Slik beregning kan gjennomføres ved bruk av forsøk, strømnettsbetraktninger eller forenklede formelverk.

I vedlegg 1 presenterer NHL et slikt forenklet formelverk.

(1) Laminær strøm: $q = k_L \ H^2/2B$

(2) Turbulent strøm: $q = (k_T \ H^3/3B)^{1/2}$

I sitt vedlegg 1 har NHL en angivelse av B som i enkelte tilfelle vil føre til en undervurdering av vanngjennomstrømningen q. Vi anbefaler at B settes lik bredden på underliggende sone. Strømningen i filter vil være laminær, mens strømningen i de øvrige soner vil være i overgangen mellom laminær og turbulent. Forenklet kan slik strømning regnes turbulent.

De avgjørende parametre ved bestemmelse av vannmengden vil være perm. koeffisient og nivå for de enkelte soner. Begge disse parametre bør fastlegges med forsiktighet ut fra det grunnlag en har, og det bør alltid ved dokumentasjonen redegjøres for grunnlaget.

For dammer hvor en ikke har noen dokumentasjon på reell beliggenhet av sonene bør en i ugunstig tilfelle anta nivåer 0,5 m under angitt byggemål.

Sonenes perm. koeffisient kan bestemmes ut fra forsøk eller formler med basis i kornfordelingskurve og porøsitet.

I vedlegg 1 presenterer NHL flere slike formelverk. Det pågår også et løpende arbeid med å forbedre dette ved NHL.

Det bør forutsettes at slike formler angir en sannsynlig K-verdi, og at en kan ha spredning rundt denne verdi lik 1/3-3 x K-verdi, dersom ikke kilden til formelen angir noe annet.

Dersom en ikke har noen dokumentasjon vedrørende sonenes perm. koeffisient bør en i ugunstig tilfelle regne med følgende verdier:

	k_L	k_T
Filter:	= 10^{-2} m/s	
Overgangssone:		10^{-2} m^2/s^2
Støttefylling:		$5 \cdot 10^{-2}$ m^2/s^2
Kronevern:		$5 \cdot 10^{-1}$ m^2/s^2

Kronevernets permeabilitet vil sterkt avhenge av i hvilken grad hulrommene mellom storsteinene er fylt med annen masse.

En skal i alle tilfelle forutsette at slike hulrom er helt åpne, da strømmende vann gjennom kronevern kan vaske slik hulromsfylling vekk.

3.1 Indre erosjon ved damtopp

Ved vanngjennomstrømning over topp tetning vil materialkorn i de enkelte soner kunne bli fraktet med vannet ut til de utenforliggende sonene. En evt. slik materialtransport vil kunne føre til senking av underliggende sone og økt vanngjennomstrømning.

Om slik materialtransport skjer og i hvilken grad den skjer er avhengig av materialenes filteregenskaper. For materialer som tilfredsstiller damforskriftenes filterkriterier vil slik materialtransport ikke skje i noe betydningsfullt omfang.

Kronepartiet på enkelte dammer kan imidlertid ha dårligere kvalitet over opprinnelig dim. vannstand. Dette kan skyldes at det har vært stilt enklere krav til materialene ved damtoppen eller at kontrollen kan ha vært dårligere. Forholdene som damtoppen er bygget under kan også ha vært spesielt ugunstige. Plassforholdene ved damtopp er også slik at bredden av de enkelte soner blir små, og ved enkelte dammer kan enkelte soner ha blitt sløyfet.

En ulykkeslastanalyse (PMF) som forutsetter at vann strømmer over topp tetning bør alltid inneholde vurderinger vedrørende mulighetene for slik indre erosjon.

Dersom det forutsettes at vann strømmer gjennom kronevern

Dersom det forutsettes at vann strømmer gjennom kronevern skal en som minimum alltid forutsette at underliggende sone eroderes ned 10 cm.

Det vises forøvrig til vedlegg 2 (NGI).

4. Erosjon i nedstrøms damtå eller damskråning som følge av vanngjennomstrømning i dammen.

Vurderinger knyttet til denne bruddmekanismen vil bestå av 3 hoveddeler.

a. Beregning av vannmengde som strømmer over topp tetning (kap 3)

b. Vurdering av vannets vei gjennom og ut av nedstrøms damfylling

c. Beregning av grenseverdier for begynnenede erosjon ved damtå og damskråning

4.1 Vurdering av vannets vei gjennom og ut av nedstrøms damfylling

En slik vurdering bør gjennomføres for å klargjøre hvorvidt deler av vannmengden som strømmer over tetningen vil kunne komme ut ved hyller eller lavbrekk oppe i dalsiden. En slik vannstrøm vil kunne renne langs nedstrøms damtå, og forårsake erosjon langs denne. I vedlegg 1 har NHL en betraktning vedrørende dette basert på visse forutsetninger. Dersom en slik situasjon er mulig anbefaler vi imidlertid å vurdere erosjonsfaren ut fra damfundamentets topografi i hvert enkelt tilfelle. Normalt er nedstrøms støttefylling bygget opp lagvis, og dette fører til at kornskjelettet er mer permeabelt i horisontalretning enn i vertikalretning. Forholdet bør tas i betraktning i de tilfelle at det er fare for at vann renner ut av dammen oppe i dalsiden.

Vannmengden som strømmer ut fra dammen i et dypløp vil stille seg i en gitt utløpsnivå bestemt av de topografiske forhold i damtåa og perm.koeffisienten. Se fig. 1.

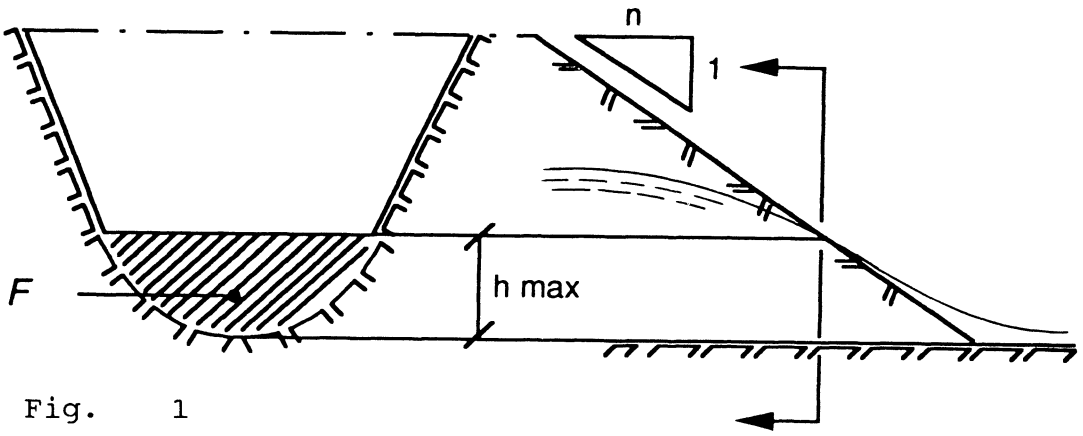


Fig. 1

$v^2 = k \times i$ (m/s), i = helning nedstrøms damskråning (1:n)

$Q = v \times F (m^3/s)$

$q_{max} = h_{max} \times v (m^3/sm)$

Den maksimale påkjenning vil være ved h_{max}

Dersom er har undervann på dammen vil situasjonen være en annen og dammen vil kunne tåle en større vanngjennomstrømning før brudd inntrer i damtåa.

Situasjonen kan analyseres som vist i fig. 2.

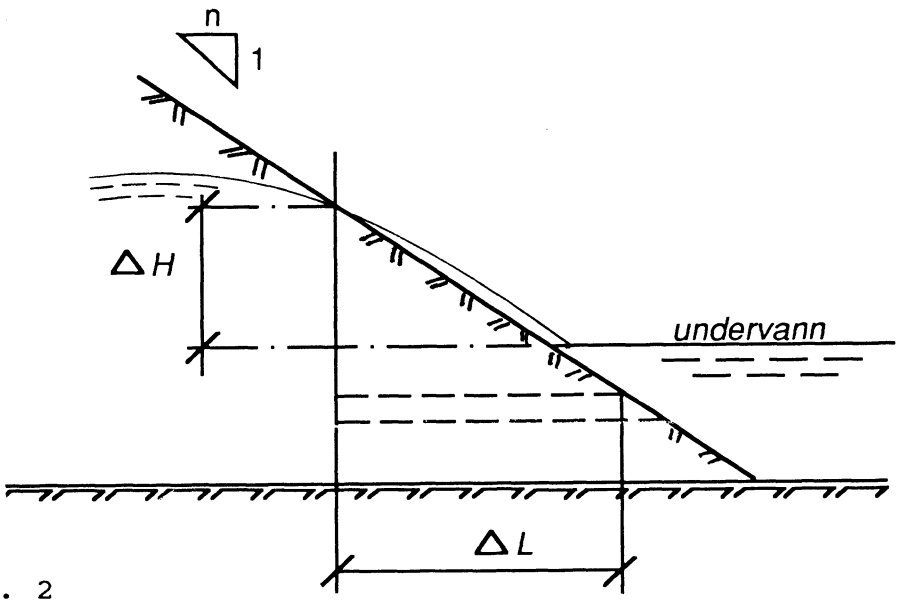


Fig. 2

Vannutstrømning over undervannet

$v^2 = k \times i$ i = helning nedstrøms damskråning

Vannutstrømning under undervannet

$v^2 = k \times i$ $i = \Delta H/\Delta L$

Det vises også til vedlegg 1 (NHL).

4.2 Beregning av grensevedier for begynnende erosjon ved damtå og damskråning

Ved laboratorieforsøk har en ved NHL bestemt slike grenseverdier for begynnende erosjon ved damtå og nedre del av damskråning.

Resultatet av disse forsøk er gitt i vedlegg 1 (NHL).

Vi vil anbefale at en i utgangspunktet betrakter de fremlagte resultater som gjennomsnittsverdier i en forsøksserie, og at max. tillatt vannføring i en ulykkeslast-

analyse ikke settes høyere enn 50 % av slike verdier.

(Verdiene i fig. 5.2 vedlegg 1 er redusert med 50 % og kan benyttes direkte).

Ved bruk av NHL's formelgrunnlag må det bestemmes hvilken kornstørrelse som skal benyttes for d.

Forsøkene er gjort for noenlunde ensgradert utsortert stein av størrelse 3-5cm, og forsøkene gjenspeiler dermed dårlig forholdene ved en velgradert masse som f.eks. vanlig sprengstein, tunnelstein eller grus. NHL anbefaler at en ved for slike masser setter d = d_0 for å bestemme begynnende erosjon.

Vår anbefaling er følgende:

- For dammer med en spesiell grovsteinsone ved damtåa, og i de tilfelle der det har dannet seg en slik form for storsteintå ved naturlig separering under utlegging av støttefyllingen, bør d settes lik minste steinstørrelse som inngår i det bærende ytre kornskjellet.

- I de tilfelle der en har en velgradert masse som f.eks. grus, tunnelstein eller vanlig støttefylling-sprengstein, bør d kunne settes lik d_{20} av overflatemateriale i det aktuelle område. I slike tilfelle aksepteres det dermed at det skjer en viss utvasking av de minste korn i overflatesjiktet.

Ved en samlet vurdering av disse NHL-forsøk har vi kommet til at for normale norske damutforminger vil nedre del av damskråning gi de kritiske verdier for begynnende erosjon.

Vi vil anbefale at max vannføring i en ulykkeslast vurdering ikke settes høyere enn følgende verdier:

d(m)	$q(m^3/s \cdot m)$ damskråning	
	1:1,5	1:1,8
0,005	0,0002	0,0002
0,01	0,0005	0,0006
0,02	0,0015	0,0018
0,05	0,006	0,007
0,1	0,017	0,020
0,2	0,048	0,056
0,3	0,089	0,104
0,5	0,191	0,222
0,7	0,316	0,369
1,0	0,540	0,630

Mellomliggende verdier kan finnes ved å benytte relasjonen $q = konst \times d^{1,5}$.

Situasjonen må imidlertid også kontrolleres med hensyn på utglidnings-stabilitet.

Dette er nærmere redegjort for i avsnitt 5 og vedlegg 2 (NGI).

Tillatt vannmengde må bestemmes ut fra hvilken bruddmekanisme som vil inntre ved den minste vannmengden.

5. Utglidning p.g.a. høy magasin vannstand og poretrykksoppbygging i nedstrøms støttefylling.

Vurderinger av utglidningssikkerheten bør alltid gjennomføres. For større glideflater bør sikkerheten i ulykkeslast-tilfeller ikke være mindre enn 1,1.

Vurderinger knyttet til denne bruddmekanismen vil bestå av 3 hoved-deler:

a. Beregning av vannmengde som strømmer over topp tetning (kap 3)

b. Vurdering av poretrykk i nedstrøms støttefylling

c. Beregning av utglidningstabilitet ved forutsatte glideflater.

I vedlegg 2 (NGI) er det redegjort for utglidnings-stabilitet.

Av dette vedlegg går det fram at glidninger i damtåa i alminnelighet kan oppstå når utløpshøyden av utstrømmende vann er 3 ganger størrelsen på stein i damtåa. (d_{50})

Momenter vedr. utglidnings-stabilitet er også trukket fram i vedlegg 1 (NHL). Betraktningene er i en viss grad basert på et sterkt forenklet bilde av virkelige forhold, og vi vil fremholde at utglidning kan finne sted ved mindre vanngjennomgang enn hva som er angitt i dette vedlegg.

6. Bestemmende bruddgrensesituasjon.

I tilfelle der nedstrøms skråning og damtå består av finkornige masser som grus eller tunnelstein vil begynnende erosjon eller mindre utglidninger kunne starte ved en meget liten vannføring. Dette vil imidlertid kunne være begrenset til et meget lite område nederst i skråningen og vil kunne stabilisere seg uten at større utglidninger skjer.

For slike dammer bør en tillate at den bestemmende brudd-

grensesituasjonen defineres til å være en situasjon hvor en viss utglidning eller erosjon har skjedd i nederste del av skråningen.

Denne utglidning/erosjon blir å betrakte som en skade som kan aksepteres ved en ulykkeslast-kontroll, men som selvsagt i et virkelig tilfelle må repareres så raskt som mulig.

Det må dokumenteres ved stabilitetsberegning og erosjonsvurderinger at den bestemmende bruddgrensesituasjon er stabil mot videre utglidning eller erosjon.

7. Erosjon på damkrone og øvre del av nedstrøms skråning ved kombinasjon av høy magasin vannstand og bølger.

En ulykkeslast som påregnelig maksimalflom (PMF) vil opptre ved uværssituasjoner hvor også store vindhastigheter vil opptre.

Det er derfor naturlig at en stiller krav til dammens motstand mot brudd ved en kombinasjon av PMF og bølgebelastning.

Lastkombinasjonens størrelse bør fastlegges for den enkelte dam avhengig av dambruddkonsekvensene (konsekvensklassen)

Størrelsen på bølgeoppløpet som kombineres med PMF bør kunne være mindre enn det bølgeoppløp som kombineres med dimensjonerende flom.

Det bør videre kunne tillates at bølgeoppløpet ved en slik ulykkeslast beregningsmessig når over topp av dam avhengig av damkronens utforming.

Ved NHL er det gjort forsøk vedr. erosjonsbrudd i øvre del av damskråning når vann renner over topp dam og resultatene fremgår av kap 5.2 vedlegg 1 (NHL).

Etter vår vurdering bør en ved en PMF-analyse ikke forutsette at en fyllingsdam tåler en vannstand høyere enn topp dam uten å gå til brudd.

Analyser hvor vann renner over damkrona er dermed ikke aktuelle for PMF-betraktninger, men de kan være aktuelle i forbindelse med beredskapsplanlegging og risiko-analyser.

8. Erosjon i nedstrøms damtå som følge av stor vannføring i flomløpets vannvei.

Flomløpets vannvei vil i enkelte tilfelle være slik at vann kan komme til å renne langs damtå, og utsette denne for erosjonspåkjenninger.

Videre vil det ved elveløpet kunne danne seg bakevjer som utsetter nedstrøms damskråning for bølge og strømnings-erosjon.

Disse forhold må avklares ved en ulykkeslast dokumentasjon (PMF).

Oslo 4. mai 1992

PROSJEKT DAMSIKKERHET

Svein Larsen

VEDLEGG 1 - NHL

INNHOLDSFORTEGNELSE

Side

INNHOLDSFORTEGNELSE I

1. KRAV TIL FLOMMER..... 1

2. VANNSTAND OPP I SANDFILTERET..... 2
   2.1. Strømning gjennom sandfilteret..... 2

3. VANNSTAND OPP I OVERGANGSONEN..... 4

4. VANNSTAND OPP I KRONEBESKYTTELSEN..... 7
   4.1. Strømning gjennom kronebeskyttelsen..... 7
   4.2. Strømning gjennom overgangssonen..... 7
   4.3. Strømning gjennom sandfilteret..... 8

5. STABILITETSFORHOLD VED OVER- OG GJENNOMSTRØMNING..... 11
   5.1. Dimensjonering av tåsteinen..... 12
   5.2. Dimensjonering av nedstrøms skråning, overtopping... 13
      5.2.2. Utstrømning i nedstrømsskråningen..... 14
      5.2.3. Dalsideproblemet..... 15

6. UNDERVANNETS BETYDNING..... 17

7. STRØMNINGSTEORI FOR PERMEABLE MASSER..... 18
   7.1. Permeabilitet og turbulensgrad..... 18
   7.2. Kontroll av turbulensgrad og korrigering..... 19
   7.3. Beregning av permeabilitetskoeffisienter..... 19

8. STABILITETSBRUDD AV STØTTEFYLLINGEN, VEILEDENDE VURDERING AV HYDRAULISKE FORHOLD..... 21

SINTEF NHL **RAPPORT**

Norsk hydroteknisk laboratorium

Adresse: 7034 Trondheim

Telefon: (07) 59 23 00
Telefax: (07) 59 23 76
Telex: 55 435 nhl n

Rapportnummer STF60 A92006

Tilgjengelighet ÅPEN

ISBN nr.: 82-595-7021-1

Rapportens tittel	Dato
NHL UTREDNING OMKRING HYDRAULISKE SIKKERHETSPROBLEM VED STEIN-FYLLINGSDAMMER	1992-02-05
	Antall sider og bilag
Forfatter(e)	Ansv. sign.
Øivind Solvik	E. Tesaker
	Prosjektnummer
	604880

Oppdragsgiver	Oppdr. givers ref.
NVE - Damsikkerhetsprosjektet	Svein Larsen

Ekstrakt

Rapporten inneholder grunnlag for beregning av vannføring gjennom filter, overgangsmasse, kronebeskyttelse i tilfeller der en har overtopping. Dimensjoneringsgrunnlag for damkrone, nedstrømsskråning og damfot er utarbeidet. Effekt av undervannet, metning av støttefylling osv er berørt.

	Stikkord – norsk	Stikkord – engelsk
Gruppe 1	Hydroteknikk	
Gruppe 2	Dam	
Egenvalgte stikkord	Steinfyllingsdam	
	Overtopping	
	Vanngjennomgang	
	Stabilitet	

Nedenstående er i det vesentlige hentet fra arbeider utført ved NHL og er bearbeidet av seniorforsker Øivind Solvik.

1. KRAV TIL FLOMMER

Norske steinfyllingsdammer med sentral tetningskjerne av morene er gjerne bygd slik at dimensjonerende vannstand ligger noe under topp kjerne, oftest 0.50 m under. Denne dimensjonerende vannstand skal da være tillagt eventuell vindoppstuving og stående bølger. Topp av dam skal ha et så stort fribord over denne dimensjonerende vannstand at det ikke skal skylle vann over dammen ved kombinasjon av bølgeoppskylling, vindoppstuving og stående bølger.

Ved dammer med frontal tetning skal topp av tetning ha samme fribord som det kreves for topp av dam. Dimensjonerende flom regnes hos oss å ha et teoretisk gjentaksintervall på 1000 år og flommen kalles gjerne 1000 års flommen. (Q_{1000}).

I tillegg til krav om dimensjonerende flom(Q_{1000}) har damforskriftene et krav til den såkalte Påregnelige Maksimale Tilløpsflom oftest kalt PMF. Den har intet beregnelig gjentaksintervall men framkommer ved å kombinere de ugunstigst mulige kombinasjoner av meteorologiske og hydrologiske forhold. Denne PMF er karakterisert som en ulykkeslast og det kan i en slik situasjon tillates at vannet stiger over topp av tetning eller skyller eller renner over topp av dam dersom dammen har tilstrekkelig sikkerhet mot brudd. Damkronen, nedstrøms støttefylling, damtå og damfundament skal dimensjoneres for denne påvirkning. I tillegg til disse krav kan NVE, Beredskapsavdelingen, ihvert enkelt tilfelle stille bestemte krav til dammen med tanke på krigshandlinger. Disse krav vil ikke ble nærmere behandlet. For slike ulykkeslaster er det et krav at en skal kunne dokumentere at dammen har tilstrekkelig sikkerhet mot brudd.

2. VANNSTAND OPP I SANDFILTERET

2.1. Strømning gjennom sandfilteret

Når vannstanden i magasinet går over tetningskjernen og opp i sandfilteret, vil det strømme noe vann gjennom filteret. Den strømmen vil alltid være laminær og følge Darcy's lov, $v = k_1 \cdot i$.

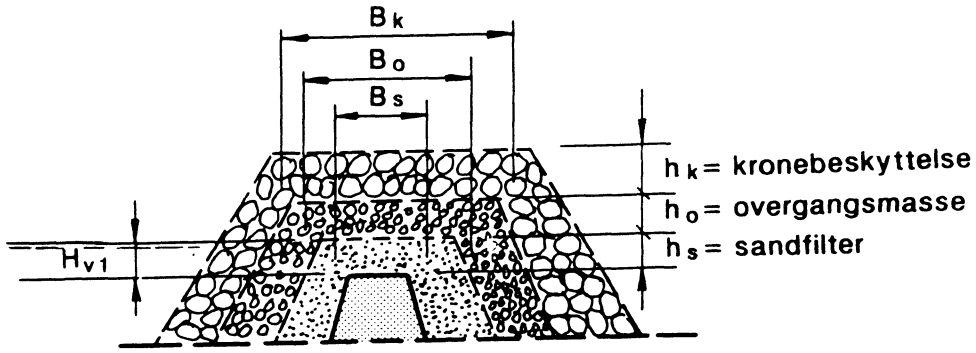


FIG. 2,1 VANN OPP I SANDFILTERET

For denne situasjonen (se fig 2.1) beregnes gjennomstrømningen ved hjelp av følgende formel:

$$q = \frac{k_1}{2Bs} \cdot H_{v1}^2 \quad \text{pr lengdeenhet} \qquad (2.1)$$

Her benyttes målte verdier av k_1 dersom slike fins. Ellers kan en sette $k_1 = 10^{-2}$ cm/sek. En kan tolerere stor feil i antatt k_1-verdi da vanngjennomgangen i filteret blir meget liten i alle fall. Følgende eksempel vil vise størrelsesorden på denne vanngjennomgang:

Eks:

L = damlengde 400 m

B_S = filterbredde 4 m

k_1 = permeabilitet 10^{-2} cm/sek

h_s = filtertykkelse = 50 cm

H_{v1} = vannstand over morenen = 40 cm

$$Q = q \cdot L = \frac{k_1}{2B_S} \cdot H_{v1}^2 \cdot L$$

$$Q = \frac{10^{-2}}{2 \cdot 400} \cdot 40^2 \cdot 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = 0.8 \text{ l/sek}$$

3. VANNSTAND OPP I OVERGANGSSONEN

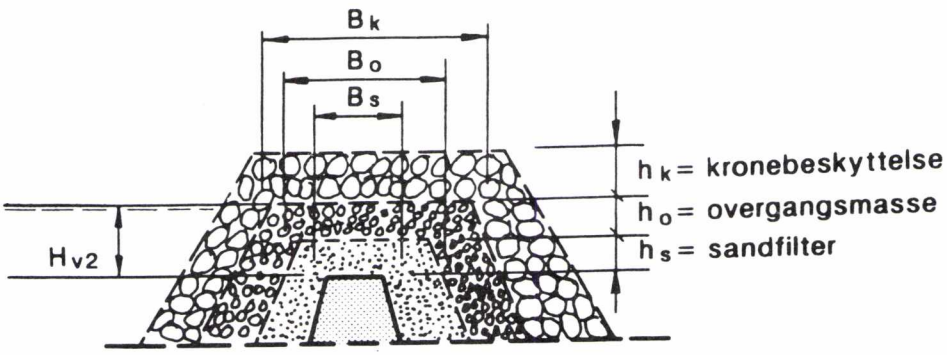


FIG. 3,1 VANN OPP I OVERGANGSMASSEN

Dersom vannstanden i magasinet stiger opp i overgangssonen, vil strømningen gjennom sandfilteret øke litt, men den vil fortsatt være en Darcy-strømning. Strømningen gjennom overgangssonen vil enten være turbulent eller i overgangen mellom laminær og turbulent.

For turbulent gjennomstrømning av en fylling med vannhøyde H_{v2} vil vi kunne benytte følgende tilnærmelse:

Gjennom sandfilteret:

$$q_s = \frac{k_1}{2Bs} \cdot (H_{v2}^2 - (H_{v2} - h_s)^2) \qquad (3.2)$$

Gjennom overgangssonen:

$$q_o = (\frac{k_t}{3B_o})^{1/2} \cdot (H_{v2} - h_s)^{3/2} \qquad (3.3)$$

For turbulent strømning kan vi beregne k_t ut fra siktekurven dersom denne er vel definert og kan benytte $d_t = 1.7 \cdot d_{10}$ som bestemmende korndiameter.

$$k_t = \frac{1}{\beta} \cdot \frac{n^3}{1-n} \cdot g \cdot d_t \qquad (3.4)$$

Vi benytter samme eksempel som foran og beregner den nye vanngjennomgangen:

Eks:

L = damlengde = 400 m
B_0 = bredde av overgangssone: 5 m
h_s = filtertykkelse = 50 cm
H_{v2} = vannstand over morenen = 95 cm
β = kornformkoeffisient = 3.6 for sprengt stein
n = porøsitet = 0.35
g = tyngdens akselerasjon = 980 cm/sek^2
d_{10} = 1.2 cm
d_t = best. korndiameter, her $d_t = 1.7 \cdot 1.2 = 2$ cm
Herav k_f = 35.9 cm^2/sek^2

Gjennom sandfilteret:

$$Q_s = q \cdot L = \frac{10^{-2}}{2 \cdot 400} \cdot (95^2 - (95-50)^2) \cdot 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = 3.5 \text{ l/sek}$$

Gjennom overgangssonen:

$$Q_0 = q \cdot L = \left(\frac{35.9}{35 \cdot 500}\right)^{1/2} \cdot (95-50)^{3/2} \cdot 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = 1868 \text{ l/sek}$$

NB!

Vi har i eksemplet regnet at strømningen gjennom overgangssonen er rent turbulent. Det er ikke nødvendigvis riktig. Dette må kontrolleres ved hjelp av Reynolds tall Re:

$$Re = \frac{v \cdot d_t}{\nu}$$

Dette tall bør være min 600 for at vår forutsetning om turbulent strømning skal være oppfylt. I vårt eksempel får vi en midlere hastighet

$$v = \frac{1868 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2 \, \frac{2}{3} \, 45} = 1.55 \text{ cm/sek}$$

og

$$Re = \frac{1.55 \cdot 2}{0.014} = 222$$

Dette er noe for lavt og viser at strømningen ligger i overgangen mellom laminær og turbulent strømning.

Vi må da korrigere vår beregning og det kan vi gjøre ved å innføre en korrigert permabilitet:

$$k_r = \frac{v_o k_l \cdot k_t}{v_o k_l + k_t}$$

k_t er beregnet til 35.9 c,^{2}/sek^2 og v_o til 1.55 cm/sek.
Vi kan videre beregne k_l:

$$k_l = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{n^2}{(1-n)^3} \cdot g \, \frac{(\mu d_t)^2}{\nu}$$

$\alpha = 1600$, $n = 0.35$ ($\mu = \frac{2}{3}$) $\qquad$ $\nu = 0.014$ cm^2/sek gir

$$k_l = \frac{1}{1600} \, \frac{0.35^2}{0.65^3} \cdot \cdot \, \frac{(\frac{2}{3} \cdot 2)^2}{0.014} = 34.7 \text{ cm/sek}$$

Vi får da korrigert k_r

$$k_r = \frac{1.55 \cdot 34.7 \cdot 35.9}{1.55 \cdot 34.7 + 35.9} = 21.5 \text{ cm}^2/\text{sek}^2$$

Korrigert vanngjennomgang i overgangssonen blir da:

$$Q = (\frac{21.5}{3 \cdot 500})^{1/2} \cdot (95-50)^{3/2} \cdot 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = \underline{1445 \text{ l/sek}}$$

Ytterligere korreksjon ansees nå unødvendig og vil bare gi mindre reduksjon i beregnet vanngjennomgang.

4. VANNSTAND OPP I KRONEBESKYTTELSEN

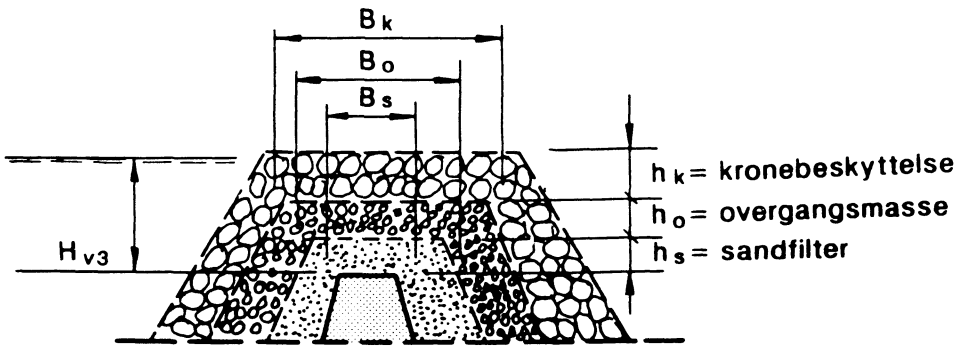


FIG. 4,1 VANN OPP I KRONEBESKYTTELSEN

Med magasinvannstand opp i kronebeskyttelsen, se figur 4.1 vil vi få en gjennomstrømning her som alltid er turbulent såfremt det ikke er fyllt opp med finkornige masser mellom kronebeskyttelse. Gjennom sandfilteret er strømningen fortsatt laminær. Gjennom overgangssonen er strømningen nå blitt mer turbulent, men det kan fortsatt være behov for å kontrollere graden av turbulens.

4.1. Strømning gjennom kronebeskyttelsen

Her beregner vi gjennomstrømningen eller formelen

$$q_{3,1} = \left(\frac{k_t}{3B_K}\right)^{1/2} \cdot [H_{v3}-(h_s+h_0)]^{3/2} \cdot \text{ pr lengdeenhet} \qquad (4.1)$$

4.2. Strømning gjennom overgangssonen

Her regner vi fortsatt som om strømningen er turbulent, men foretar kontroll av turbulensgraden og justerer om nødvendig resultatet.

$$q_{3,2} = \left(\frac{k_t}{3 \cdot B_o}\right)^{1/2} \cdot [(H_{v3}-h_s)^{3/2}-(H_{v3}-h_s-h_0)^{3/2}] \text{ pr lengdeenhet} \qquad (4.2)$$

4.3. Strømning gjennom sandfilteret.

Her er strømningen alltid laminær og vanngjennomgangen kan beregnes:

$$q_{3,3} = \frac{k_1}{2B_s} \cdot (H_{v3}^2 - (H_{v3} - h_s)^2) \text{ pr lengdeenhet} \qquad (4.3)$$

Vi benytter fortsatt samme dam til beregning av de nye vanngjennomganger:

Eks.

Dam lengde: 400 m
Bredde pr lag: B_s = 4 m, B_0 = 5 m B_k = 6 m
Tykkelse h_s = 0.50 m h_0 = 0.50 h_k = 2 m
Vannstand H_{v3} = 2.0 m): 1.0 m opp i kronebeskyttelsen.

1)
Gjennom sandfilteret:

$$q_s = \frac{k_1}{2B_s} \cdot (H_{v3}^2 - (4_{v3} - h_s)^2), \; k_1 = 10^{-2} \text{cm/sek}$$

$$Q = L\, q_s = \frac{10^{-2}}{2 \cdot 400} (200^2 - (200-50)^2) = 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = 8.8 \text{ l/sek}$$

2) Gjennom overgangssonen:

$$k_t = 35.9 \text{ cm}^2/\text{sek} \qquad k_t = 34.7 \text{ cm/s}$$

Vi antar turbulent strømning:

$$q_0 = (\frac{k_t}{3B_0})^{1/2} [(H_{v3} - h_s)^{3/2} - (H_{v3} - h_s - h_0)^{3/2}]$$

Vi kontrollerer Re:

$$Q = q_0 \cdot L = (\frac{35.9}{3 \cdot 500})^{1/2}$$
$$[(200-50)^{3/2} - (200-50-50)^{3/2}] \cdot 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = 51801/\text{sek}$$

$$Re = \frac{vd_t}{\nu} = \frac{5180 \cdot 10^3 \cdot 2}{400 \cdot 10^2 \cdot 50 \cdot 0.014} = 370$$

Fortsatt er Re noe lavt og vi foretar korreksjon.

Korrigert permeabilitet:

$$k_r = \frac{v \cdot k_1 \cdot k_t}{v \cdot k_1 + k_t} = \frac{2.6 \cdot 34.7 \cdot 35.9}{2.6 \cdot 34.7 + 35.9} = 25.7 \text{ cm}^2/\text{sek}^2$$

Korrigert vannføring gjennom overgangssonen:

$$Q_r = 5180 \cdot \left(\frac{25.7}{35.9}\right)^{1/2} = \underline{4383 \text{ l/sek}}$$

3) Gjennom kronebeskyttelsen.

Her er permeabiliteten helt avhengig av om det er fylt finere masse inn mellom kronebeskyttelsen. Vi legger oss på det ugunstigste og antar tilnærmet ensgradert stein $d_{50} = d_t = 0.75$ m porøsitet $n = 0.35$:

Det gir

$$k = \frac{1}{\beta} \frac{n^3}{(1-n)} \cdot g d_t$$

$$k_t = \frac{1}{3.6} \frac{0.35^3}{0.65} 980 \cdot d_t = 18 d_t = 1346 \text{ cm}^2/\text{sek}^2$$

$$q = \left(\frac{k_t}{3B_k}\right)^{1/2} \cdot (H_{v3} - h_s - h_0)^{3/2}$$

$$Q = q \cdot L \cdot \left(\frac{1346}{3 \cdot 600}\right)^{1/2} (200-50-50)^{3/2} \cdot 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} \text{ l/sek} = 34769 \text{ l/sek}$$

(Dette tilsvarer 87 l/sek pr m dam).

Vi kan nå summere resultatene fra det eksempel vi har regnet gjennomstrømning for. Dette er vist som avløpskurve på figur 4.2. Det går her klart fram at de store gjennomstrømninger først kommer når vannet går opp i kronebeskyttelsen. Sandfilteret er å betrakte som tett i denne sammenheng. Overgangssonen gir heller ikke de store og skremmende gjennomstrømninger, men dette må selvsagt sees i sammenheng med det som dammen tåler ved utløpet i damfoten.

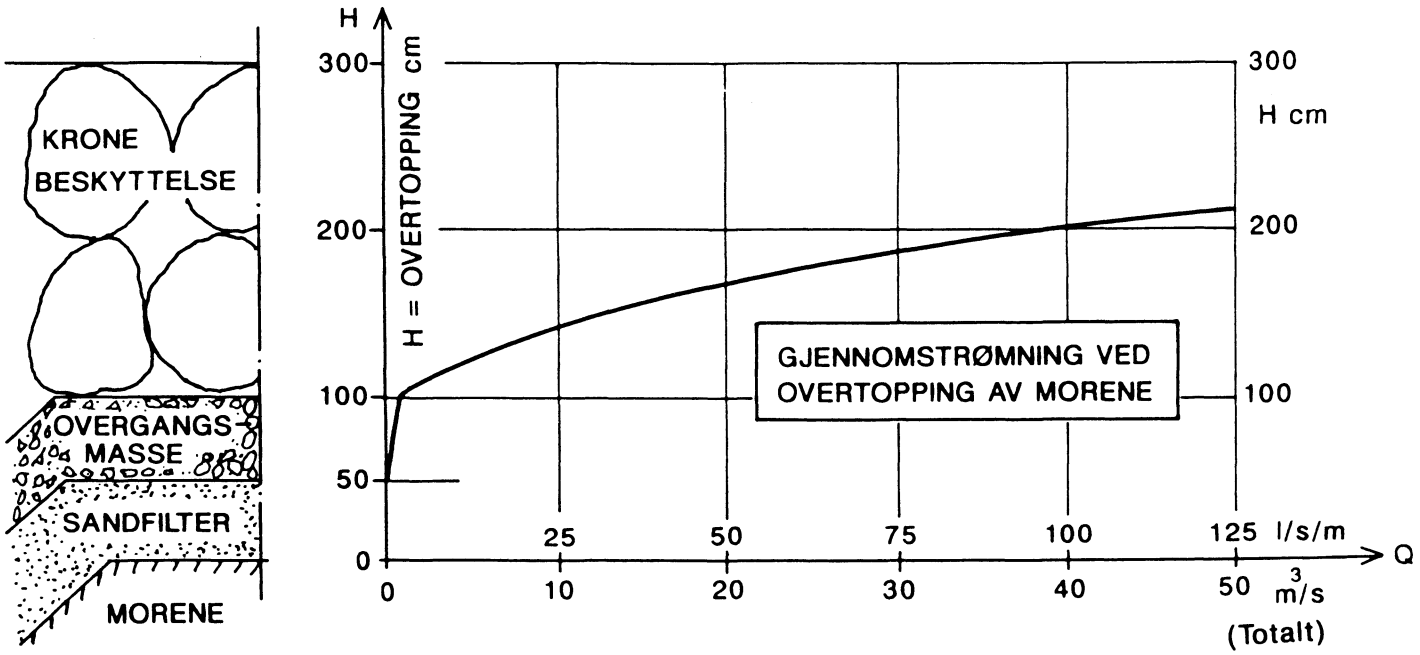


FIG. 4,2 GJENNOMSTRØMNING VED OVERTOPPING

(Eks. med 400 m lang dam)

5. STABILITETSFORFOHOLD VED OVER- OG GJENNOMSTRØMNING

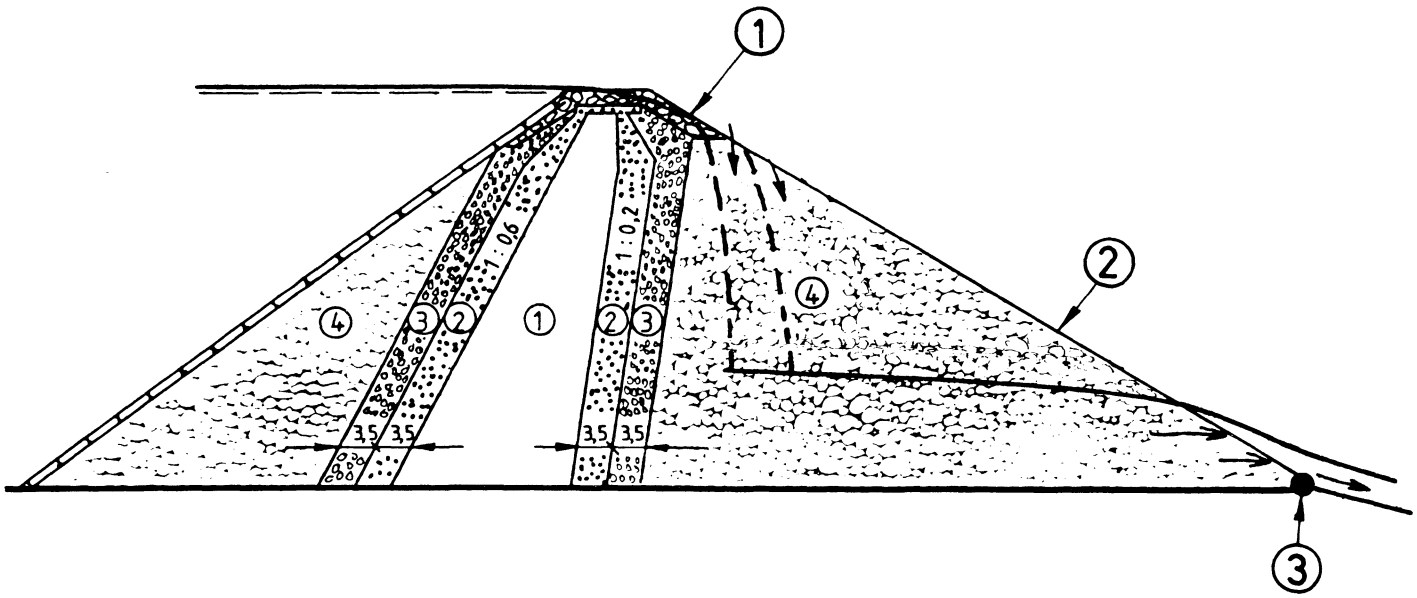


FIG. 5,1 SKJEMATISK OVERSTRØMNINGSSITUASJON

En steinfylling som får gjennomstrømning eller overtopping vil ha flere punkter der vannets hydrodynamiske krefter kan være store nok til å gjøre skade. Det kan dreie seg om skade på beskyttelsestein i krone (1), nedstrømsskråning (2) og damfot (3) se Fig 5.1. Damfotens tåstein (3) vil uansett gjennomstrømningens opprinnelse bli utsatt og vil oftest være det svakeste punkt. Ved store gjennomstrømninger vil i tillegg nedre del av nedstrømsskråningen bli utsatt. Ved overtopping av de tetteste lag, morene og sandfilter vil også øvre del av nedstrømsskråningen og damkrona bli utsatt. Dersom vannføringen er kjent kan en beregne nødvendig stabil steinstørrelse og omvendt: er steinstørrelsen kjent, kan en beregne vilken vannføring som kan tåles før skade oppstår.

Vi understreker at ved alle undersøkelser av stabilitet mot erosjon, det gjelder både damkrone, nedstrømskråning og damtå, så er det benyttet ensgradert materiale. Diagrammene viser alle minste tillatte stein i beskyttelsen. Samfengt masse ansees ikke å gi noen definerbar beskyttelse mot erosjon når den er utlagt i en bratt damskråning.

5.1. Dimensjonering av tåsteinen

Tåsteinen ligger i skjæringspunktet mellom nedstrømsskråningen og fundamentet. Denne stein er å betrakte som en viktig nøkkelstein som må dimensjoneres for seg. De viktigste parametre som bestemmer steinens stabilitet er:

- steinens volum og spesifikk vekt
- steinens form og plassering i forhold til underlag og nabosteiner
- underlagets helning
- underlagets friksjonsforhold

Den angripende belastning er her den utstrømmende vannstrøm definert som vannføring pr lengdeenhet.

Figur 5.2 viser et dimensjoneringsdiagram for tåsteinen. Det er basert på en friksjonsvinkel $\phi = 45^0$ med underlaget og det er gitt kurver for varierende helning $0\text{-}15^0$ for underlaget. De forsøk som diagrammet er basert på er begrenset. Det er dessuten innlysende at lokale variasjoner i helning og friksjonsforhold her kan ha vesentlig innflytelse på tåsteinens stabilitet. For i noen grad å ta hensyn til dette er det på de opprinnelige forsøk lagt inn en belastningsfaktor lik 0.5 på vannføringen. Det betyr at vannføringsskalaen er redusert til halvparten og en har dermed en viss sikkerhetsfaktor innbygd.

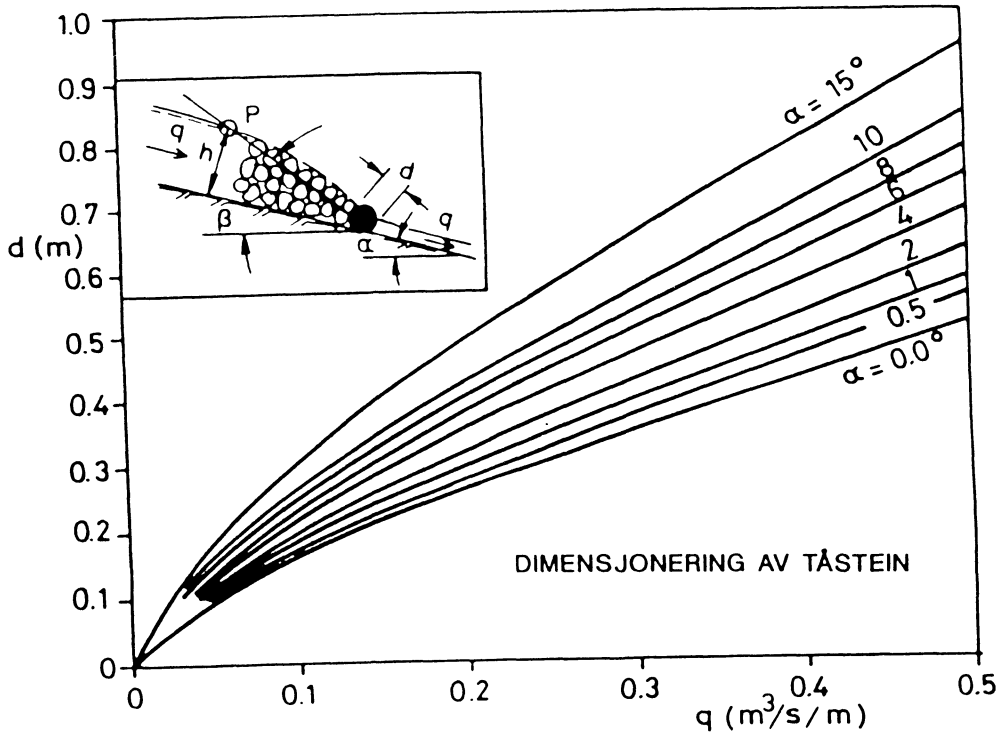


FIG. 5.2 MINSTE TILLATTE STEIN

5.2. Dimensjonering av nedstrøms skråning, overtopping

5.2.1. Dammen overtoppes

Ved overtopping i tilstrekkelig grad vil vann kunne strømme nedover skråningen. En gitt dam vil kunne tåle en bestemt vannføring før overflatelaget får stabilitetsbrudd. Ved slik overtopping vil vannføringen nedover avta fordi noe vann vil trenge ned i fyllingen. Denne effekten vil ha en svak stabiliserende effekt på steinlaget ytterst. De forsøksresultater som er gjengitt på figur 5.3 tar ikke hensyn til denne effekten og en kan derfor si at forsøkene har en viss ekstra sikkerhet. Forsøkene ble gjennomført med to lag stein liggende på et tett underlag. Disse forsøkene vil kunne nyttes til dimensjonering av selve damkronen idet overgangen til nedskråningen vil være det svakeste punkt på krona.

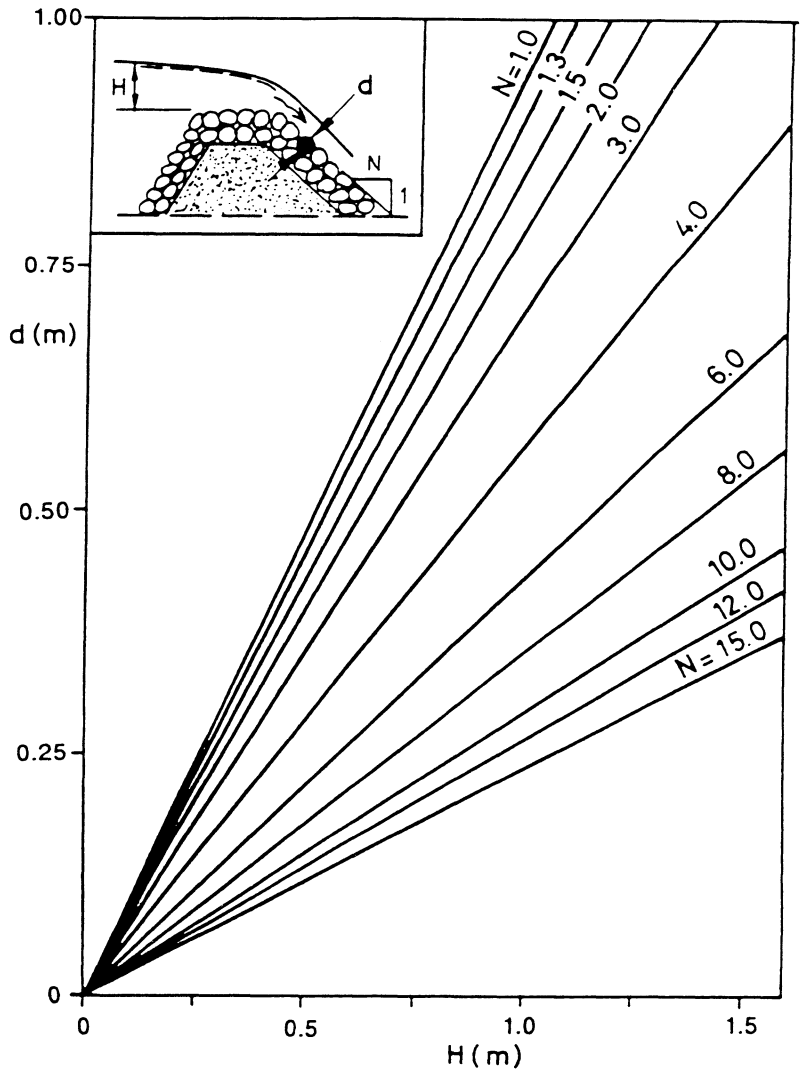


FIG. 5,3 DIMENSJONERINGSDIAGRAM FOR TOPP DAM, KRONE OG SKRÅNING (d=minste tillatte stein)

Disse forsøkene bygger på et rikelig antall forsøk og er i så måte tilfredstillende.

5.2.2. Utstrømning i nedstrømsskråningen

Ved utstrømning i damfoten vil vannet gå parallelt med skråningens overflate. I tillegg vil utstrømningen gi en destabiliserende effekt. Denne effekten er det tatt hensyn til ved de forsøk som diagrammet på figur 5.4 gjengir. Bruk av dette diagram gir derfor noe større stein enn diagrammet på figur 5.3 vilket er riktig. Diagrammet på figur 5.4 er basert på et begrenset antall egne forsøk pluss noen eksterne forsøk. Det kan være ønskelig med supplerende forsøk, men ikke i samme grad som for tå-steinene.

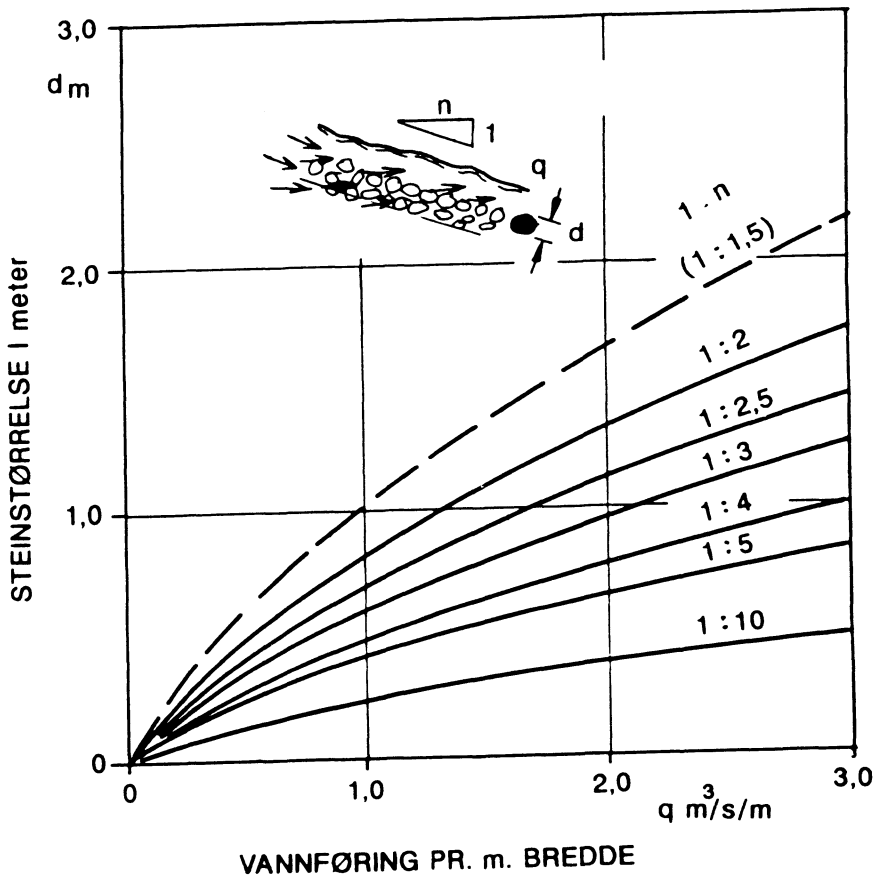
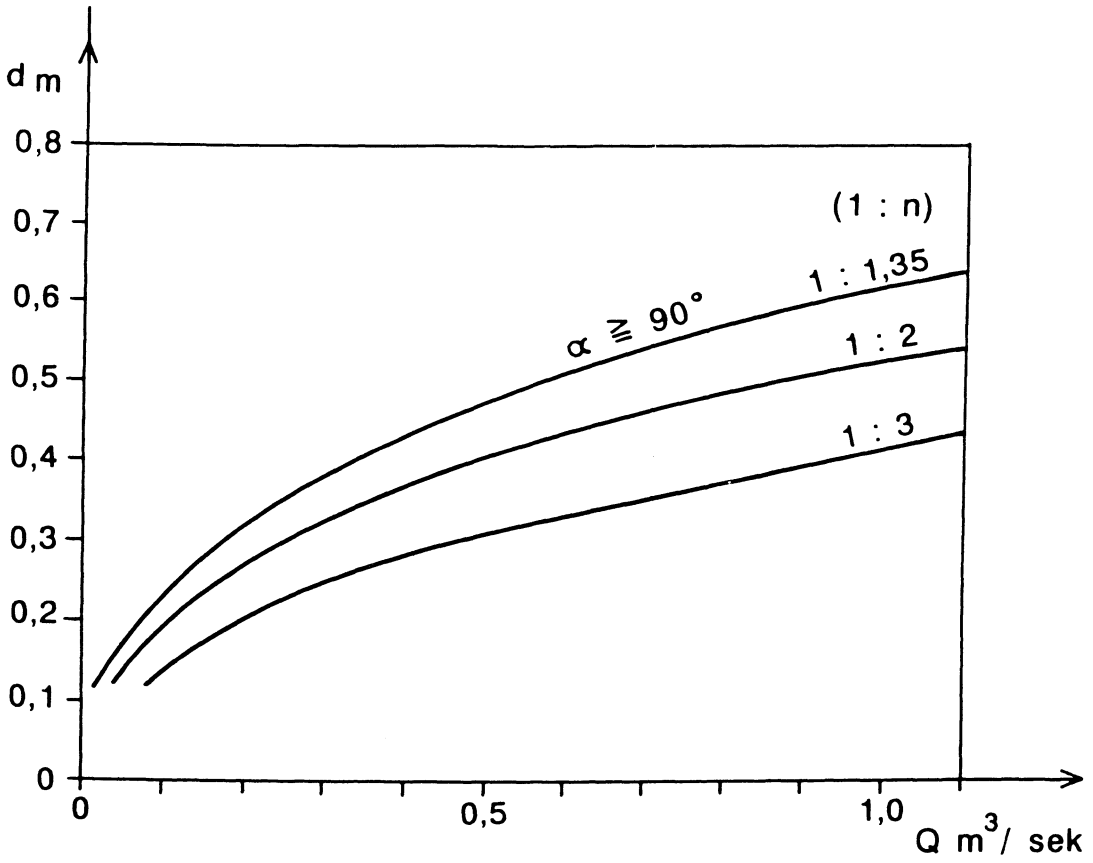


FIG. 5,4 DIMENSJONERINGSDIAGRAM FOR NEDSTRØMS SKRÅNING VED DAMFOT (d=minste tillatte stein)

5.2.3. Dalsideproblemet

Vann kan i visse tilfeller strømme ut av damfoten oppe i dalsiden. Dette vil være bestemt av de topografiske forhold ved hver enkelt dam. Dersom dette inntreffer vil vannet i ugunstige forhold kunne følge damtåen nedover i en renne som dannes av dammens nedstrømsskråning på den ene side og fjellflaten på den andre. Fallet på denne renna sammen med rennas åpningsvinkel vil da bestemme erosjonsbelastningen for tåsteinene. Dette problemet er for lite undersøkt, men vi hadde en diplom på dette for noen år siden /1/. Jeg har tatt ut noen konklusjoner fra denne diplom, skalert opp til praktisk målestokk, lagt inn en belastningsfaktor 0,5 på vannføringen og satt opp resultatet i figur 5.5. Det må understrekes at her er mange usikre momenter ute og går. En må regne med at forsøkene forutsettes en god ordning av tåsteinene i renna slik at de får støtte av hverandre i motsetning til forutsetningene for tåsteindiagram på figur 1. Dette betyr at denne forutsetning for gjensidig støtte også må være oppfylt i prototypen. Har vi dammer der foten i dalsiden ikke er godt ordnet med gjensidig støtte av tåsteinene så vil diagrammet på figur 5.5 gi for små stein og bør ikke benyttes med mindre tiltak til ordning av steinene treffes.

/1/ Ødegård, Lars Øyvind. Hovedoppgave. NTH 1981. Stabilitet ved gjennomstrømning av nedstrøms damfylling i en steinfyllingsdam.



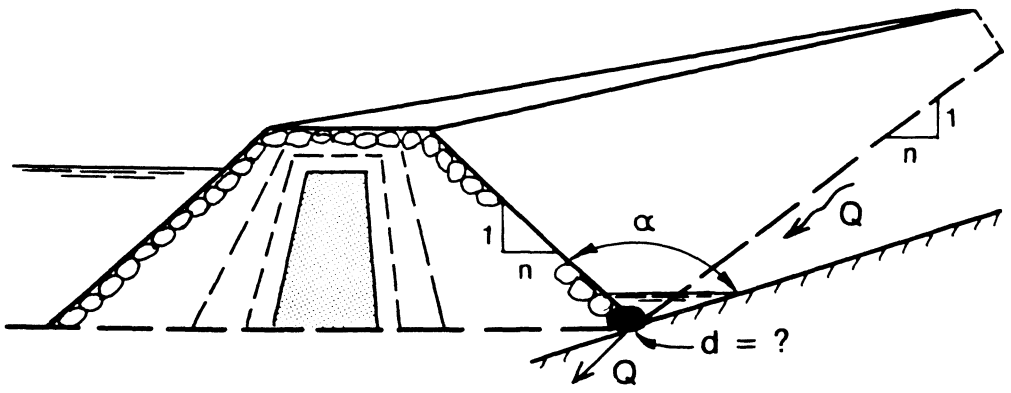
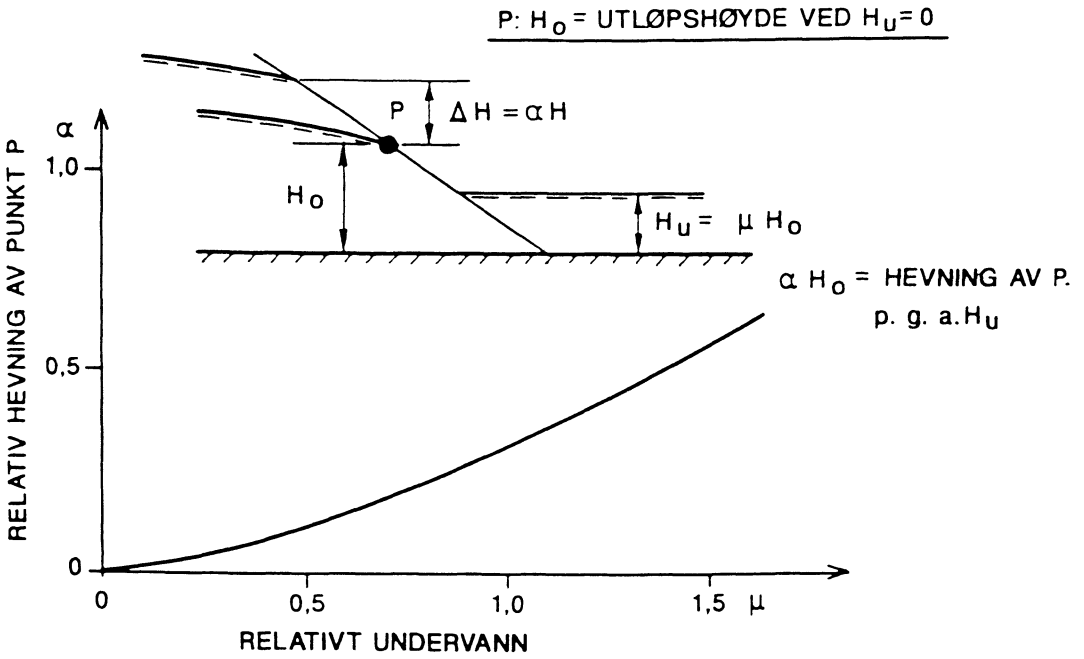


FIG. 5,5 TÅSTEIN I DALSIDEN. VEILEDENDE DIMENSJONERING
(BENYTTES MED FORSIKTIGHET, TÅSTEINEN FORUTSETTES NOE FASTLÅST OG STØTTET AV OMGIVELSENE)

6. UNDERVANNETS BETYDNING

Dimensjoneringskriteriene for tåsteinene på figur 5.2 og 5.4 forutsetter lavt undervann. Dersom undervannet heves så vil dette ha en helt avgjørende innflytelse på damfotens stabilitet i forhold til det utstrømmende vann i den dykkede del av damfoten. Med gitt undervann og gitt vannføringer ut av damfoten kan en få et brukbart grunnlag til å vurdere erosjonsbestandigheten av damfoten. Det er ikke satt opp noe dimensjoneringsdiagram for en slik situasjon idet vi regner med at vanlig erosjons- og plastringsviten kan nyttes Men vi har sett nærmere på den effekt et hevet undervann vil ha for nivålinjen for det utstrømmende vann. Heves undervannet så vil en også heve det punkt der vannet kommer ut av damfoten. Figur 6.1 viser situasjonen. En ser at nivålinjens utløpspunkt P hever seg forholdsvis lite når undervannet heves. Heves f eks undervannet opp til punkt P dvs 100 % av H_0 så vil P heve seg bare ca 30 % av H_0. I en slik situasjon vil undervannet beskytte damfoten og erosjonsproblemet vil begrense seg til den del av skråningen der vannet strømmer fritt ut.



H_u = UNDERVANN

H_0 = UTLØPSHØYDE FOR P. VED H = 0

$\mu = \frac{H_u}{H_0}$ RELATIVT UNDERVANN

ΔH = HEVNING AV P. p. g. a. UNDERVANN

$\alpha = \frac{\Delta H}{H_0}$ = RELATIV HEVNING AV P.

FIG. 6,1 UNDERVANNETS EFFEKT PÅ UTLØPSPUNKTET

7. STRØMNINGSTEORI FOR PERMEABLE MASSER

7.1. Permeabilitet og turbulensgrad

Ved ren laminær strømning er som nevnt relasjonen mellom falltapsgradienten i og hastigheten v gitt ved Darcy's 100 $v = k_1 . i$ Permeabilitetskoeffisienten k_1 kan med ensformede, like store korn med lengdedimensjonen d_1 uttrykkes ved:

$$k_1 = \frac{1}{\alpha_0} \cdot \frac{n^2}{(1-n)^3} \cdot \frac{g d_1^{\,2}}{v} \qquad (7.1)$$

For ren turbulent strømning vil det være proporsjonalitet mellom hastighetens kvadrat og falltapsgradienten: $v^2 = k_t \cdot i$. Permeabilitetskoeffisienten k_t kan uttrykkes ved:

$$k_t = \frac{1}{\beta_0} \cdot \frac{n^3}{1-n} \cdot g d_t \qquad (7.2)$$

Egne forsøk med kornstørrelser fra d til 2d har vist at en i (7.1) må føre inn den minste dimensjonen d, mens en i (7.2) må føre inn midlere verdi 3/2d.

Kornformkoeffisientene α_0 og β_0 kan angis slik:

For kuler	$\alpha_0 = 780$	$\beta_0 = 1.8$
For likedannete, avrundete korn	$\alpha_0 = 1000$	$\beta_0 = 2.8$

Egne forsøk har gitt:

Knust stein, noe avslipt:	$\alpha_0 = 1140$	$\beta_0 = 3.1$
Knust stein, skarpkantet:	$\alpha_0 = 1600$	$\beta_0 = 3.6$

Generelt må falltapsgradienten kunne uttrykkes:

$$i = \frac{v}{k_1} + \frac{v^2}{k_t} \qquad (7.3)$$

Dette vil gjelde når strømningen er i overgangssonen mellom laminær og turbulent. For praktisk bruk vil en kunne gå ut fra at strømningen gjennom et sandfilter eller tilsvarende er ren laminær. For støttefylling og kronebeskyttelse kan en gå ut fra at strømningen alltid er turbulent. Problem med beregningen kan oppstå i

overgangssonene. Her kan vi foreskrive følgende prosedyre:

7.2. Kontroll av turbulensgrad og korrigering

En antar at strømningen er turbulent og regner etter $v^2 = k_t \cdot i$ og benytter formlene i avsnitt (2) og (3). Deretter foretar en kontroll av turbulensgraden uttrykt ved Reynolds tall $Re = vd_t/\nu$ (ν = 0.014 cm^2/sek). Dersom dette tall er >600 er regnefeilen mindre enn 10% og vi godtar svaret. Er derimot Re<<600 må vi korrigere beregningen. Det gjør vi ved å beregne en korrigert permeabilitetskoeffisient k_r som settes lik:

$$k_r = \frac{vk_1k_t}{vk_1+k_t} \qquad (7.4)$$

Vi får nå en $k_r < k_t$ og følgelig en ny og mindre vanngjennomgang. Dersom denne er vesentlig mindre enn den først beregnete, kan vi bli nødt til å korrigere en gang til ved hjelp av 7.4 ved å sette inn den korrigerte v-verdi.

7.3. Beregning av permeabilitetskoeffisienter

Beregning av permeabilitetskoeffisenter kan bare gjøres når en har med ensgradert masse å gjøre eller masser med relativt steile siktekurver der finstoffet mangler.

For ensgraderet knust stein vil vi få følgende verdier, (n = 0.4)

$$k_1 = 32.4\ d_1^2 \quad cm/sek \qquad (7.5)$$

$$k_t = 29\ d_t \quad cm^2/sek^2 \qquad (7.6)$$

For ensgradert masse d-2d benytter vi d i 7.1 og middelverdien 3/2d i 7.2.

Et spørsmål av praktisk interesse er imidlertid om d_t kan bestemmes på grunnlag av materialets siktekurve. Dette lar seg sannsynligvis gjøre med relativt bratte siktekurver og for de undersøkte siktekurver synes relasjonen

$$d_t = 1.7\ d_{10} \qquad (7.7)$$

å passe noenlunde bra. Her betegner d_{10} den siktediamteren som lar 10% av massene passere. For siktekurver som er flatere i sitt nedre område, vil 7.7 sannsynligvis gi for store verdier for d_t . Det er i det følgende gjort et forsøk på å trekke hele siktekurven inn i beregningen av d_t i stedet for bare en bestemt gjennomgangsdiameter etter følgende uttrykk:

$$\frac{100}{d_t^2} = \Sigma \frac{r_{n+1} - r_n}{(\frac{d_{n+1} - d_n}{2})^2} \qquad (7.8)$$

Her betegner r_n sikterest på siktdiameter d_n.

Beregningsmåten er illustrert på figur 7.1. Det er hensiktsmessig å gjennomføre beregningen for 10% intervall): $r_{n+1} - r_n = 10\%$

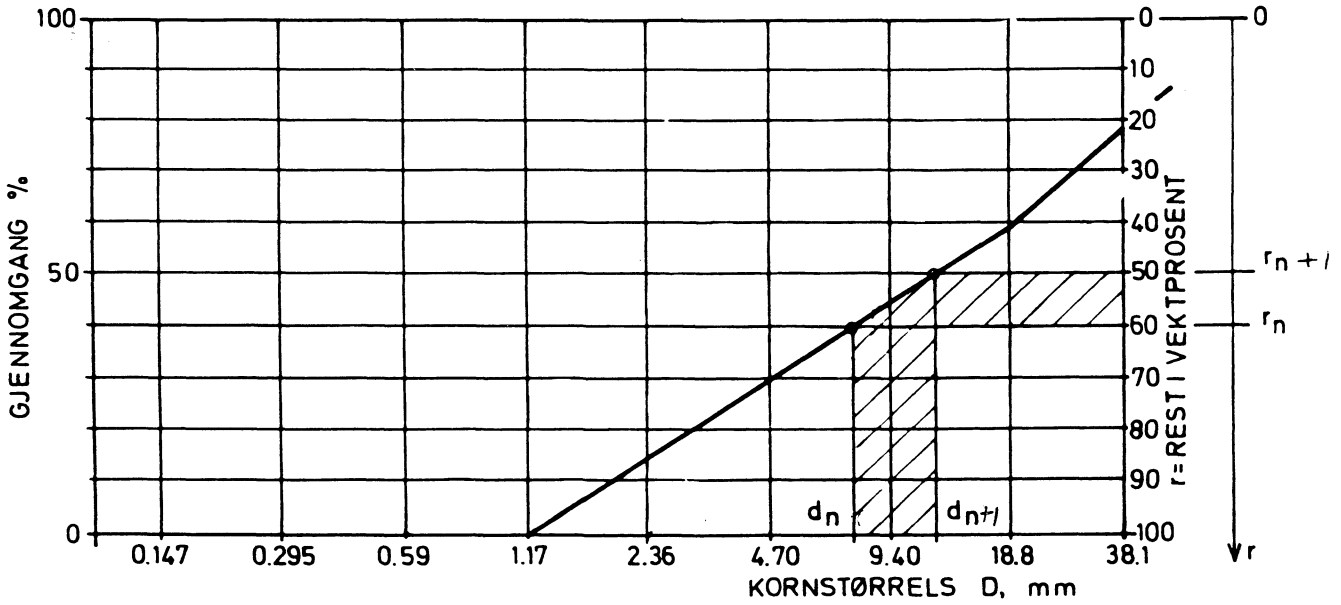
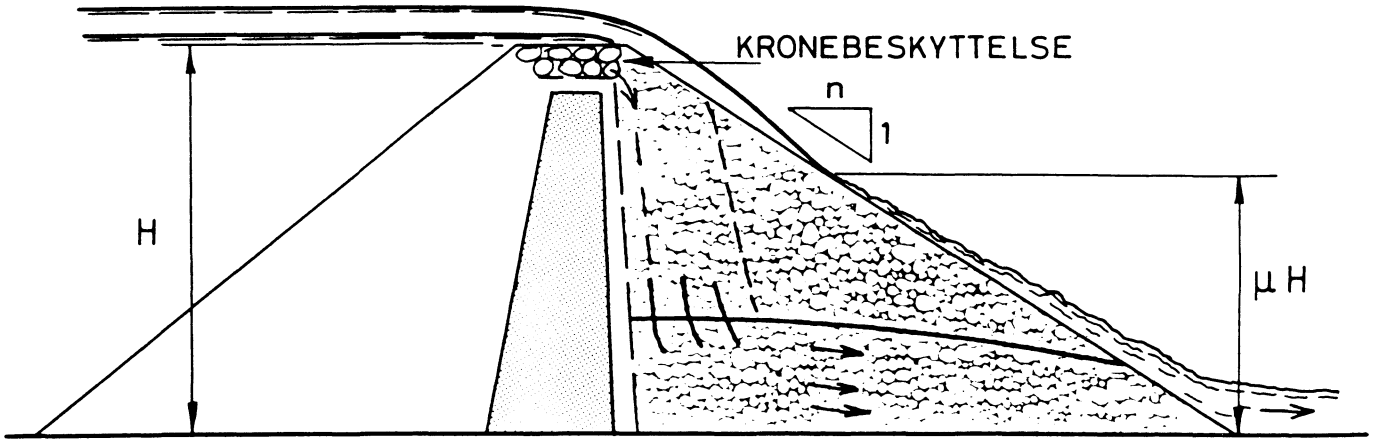


FIG. 7,1 BEREGNING AV BESTEMMENDE KORNDIAMETER d_t



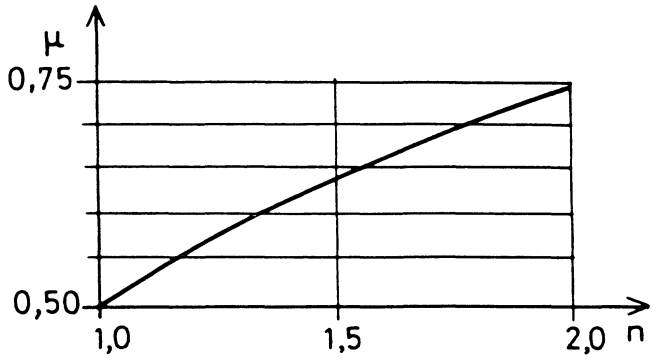


FIG. 8,1 METNING AV STØTTEFYLLING

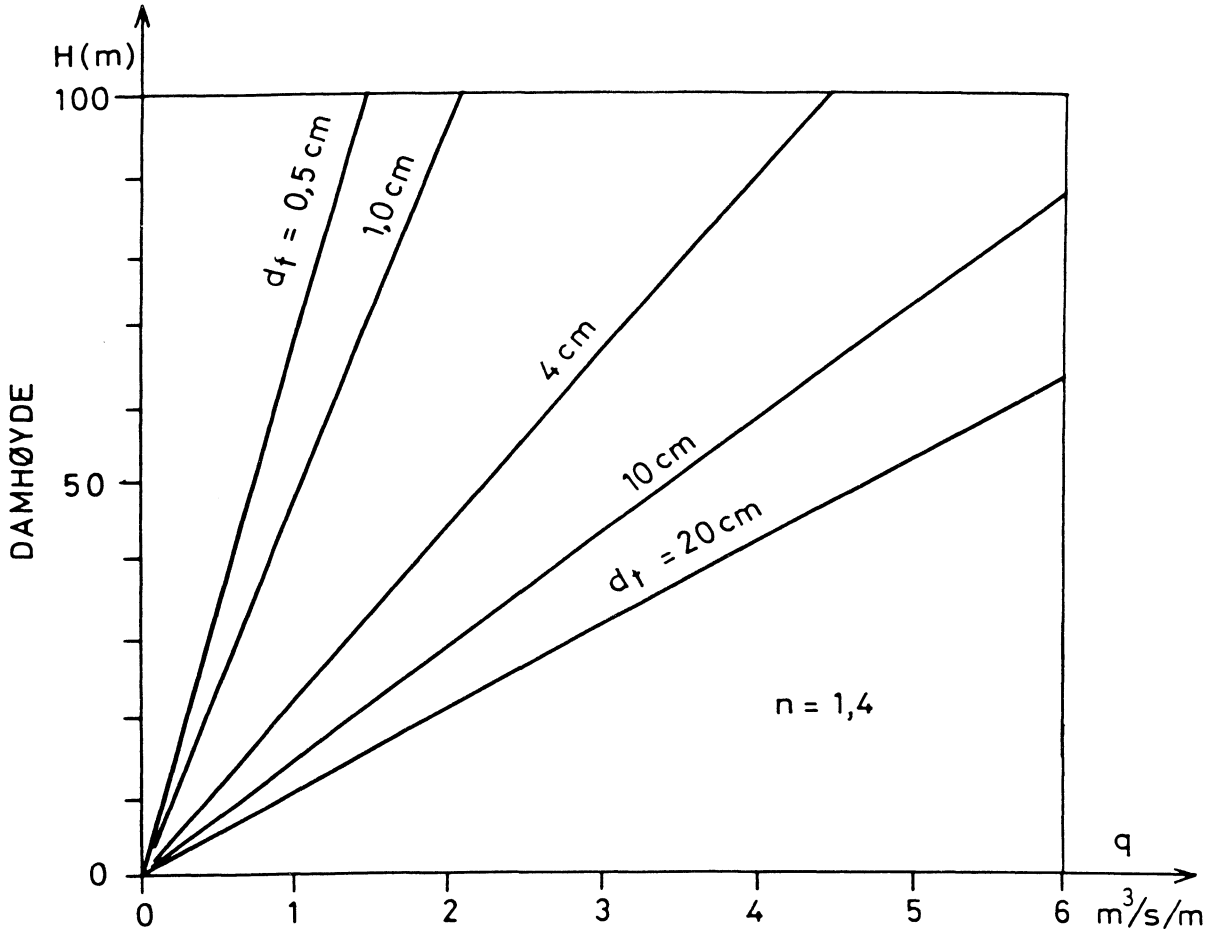


FIG. 8,2 METNINGSVANNFØRING
FOR DAM SOM VIST PÅ FIG. 8,1

VEDLEGG 2 - NGI

Norges
Geotekniske
Institutt

Norwegian
Geotechnical
Institute

RAPPORT

STABILITET AV FYLLINGSDAMMER VED OVERTOPPING AV KJERNEN

Oppdragsgiver: Prosjekt Damsikkerhet

894084-4 6 februar 1992

I N N H O L D

		Side:
1	Innledning	2
2	Indre erosjonsstabilitet av damtopp	3
3	Stabilitet av nedstrøms støttefylling	6
4	Littertaturliste	8

f:\brukere\le\894084.400\rap\bkj

Postal Address: P.O.Box 40 Tåsen, N-0801 Oslo 8, Norway
Street Address: Sognsveien 72, Oslo
Telephone: National (02) 23 03 88, International +47 2 23 03 88
Telefax: National (02) 23 04 48, International +47 2 23 04 48
Telex: 19787 ngi n
Postal Giro Account No.: 0814 5160643
Bankers: Den norske Bank *Account No.:* 5095.05.01281

1 INNLEDNING

Ifølge FORSKRIFTER FOR DAMMER skal dammer med sentral tetning "ha et fribord stort nok til at det ikke kan renne vann over den ved dimensjonerende flomvannstand, tillagt vindoppstuvning og stående bølger". Fribord er definert som "høydeforskjellen mellom overkant av konstruksjon og aktuell vannstand f.eks. mellom topp av damtetning og dimensjonerende flomvannstand". Videre heter det i forskriftene at det ved ulykkeslaster "som regel tillates at vannet stiger over topp tetning eller skyller eller renner over topp dam, dersom dammen har tilstrekkelig sikkerhet mot brudd" og "Det skal påvises at dammen vil tåle de aktuelle ulykkeslaster uten å bryte sammen, men det kan som regel aksepteres at den kan få skader".

En vannstandsstigning over dimensjonerende flomvannstand er definert som en ulykkeslast. Overtopping definert som høydeforskjellen mellom overkant av konstruksjon og maksimal flomvannstand er således en ulykkeslast. Der begrepet overtopping i det følgende er benyttet uten nærmere spesifisering menes overtopping av tetningskjernen. Ved mulig overtopping må det således påvises at dammen ikke bryter sammen selv om skader kan aksepteres.

Ved overtopping vil det renne vann over toppen av tetningskjernen. Mengden av vann som renner over vil være avhengig av størrelsen på overtoppingen og tettheten (permeabiliteten) av de masser som vannet renner gjennom. Med stigende overtopping vil dette for vanlige norske fyllingsdammer innebære at vannet først renner gjennom filtermasser (sand og grus) som er bygget inn umiddelbart over toppen av tetningskjernen (vanligvis morene), for deretter å renne gjennom overgangsmasser (tunnelstein), steinfyllingsmasser (vanligvis bruddstein) og til slutt gjennom kronebeskyttelsen. Volum av vann som renner over tetningskjernen vil derfor stige eksponentielt med størrelsen på overtoppingen.

Overtopping kan føre til:

- Indre erosjon - partikkeltransport i fyllmasser over topp tetning og i nedstrøms støttefylling
- Setning ved metning - ekstra setning i fyllmasser som blir satt under vann over topp tetning og i nedstrøms støttefylling
- Oppbygging av poretrykk i nedstrøms støttefylling - redusert stabilitet langs potensielle glideflater evt. utglidning av støttefyllingen
- Erosjon i nedstrøms skråning som følge av vann som renner utenpå skråningen
- Erosjon i damtåa som følge av utstrømmende vann
- Erosjon i damtåa som følge av evt. rennende vann langs damfoten i dalsiden

I det følgende behandles bare de tre førstnevnte forhold.

2 INDRE EROSJONSSTABILITET AV DAMTOPP

Ved en vannstandsstigning over topp tetningskjerne vil en stor del av grus og steinmasser over topp tetning og i nedstrøms støttefylling for første gang bli mettet med vann og dertil bli utsatt for en strømningskraft som maksimalt vil tilsvare en gradient lik 1,0.

Når tidligere utlagte og komprimerte masser settes under vann, er det en kjent sak at det oppstår setning ved metning av materialene. Størrelsen på disse setningene vil kunne reduseres ved økende komprimering og spyling under utlegging. Setningene skyldes i første rekke at steinmaterialenes trykkfasthet avtar i fuktig og neddykket tilstand hvilket betinger et utvidet kontaktareal mellom de enkelte steiner. Øket kontaktareal oppnås ved nedknusing i kontaktpunktene, hvilket kan medføre en innbyrdes omlagring av de enkelte steiner og derved setninger.

Hastigheten som vannet strømmer med i de forskjellige materialer som kronepartiet og nedstrøms fylling består av, vil variere med flere tierpotenser. Hastigheten hvormed vannet strømmer, defineres ofte som

$$v = Q/A$$

hvor

v = vannhastighet, m/s (Darcyahastighet)
Q = volum vann pr tidsenhet, m^3/s
A = gjennomstrømmende tverrsnitt bestående av faste partikler og porer, m^2

Da vannet bare kan strømme gjennom porene i massene, er hastigheten gjennom porene definert som

$$v = \frac{Q}{n \cdot A}$$

hvor n = porøsitet som i gjeldende masser antas å kunne variere fra ca. 0,2 - 0,4.

Hastigheten vannet strømmer med gjennom porene i materialet er derfor opptil 5 ganger den såkalte Darcyhastighet og vil i materialer som stort sett er bygget inn over topp kjernen og i støttefyllingen, kunne variere fra brøkdel av 1 mm/s til størrelsesorden 1 m/s. Ved de laveste hastigheter vil strømningen være laminær, mens den for øvrig vil være turbulent.

Strømmende vann vil, avhengig av hastighet og partikkelstørrelse, kunne føre til materialtransport. Vannhastigheter på 1 m/s vil selv ved horisontal strømning kunne transportere partikler med diameter på opptil 20 mm. For at en slik materialtransport skal kunne begrenses til et ubetydelig minimum, må:

- Overganger mellom forskjellige aktuelle soner tilfredsstille filterkriterier
- Materialer som gjennomstrømmes være selvfiltrerende

Forutsetningsvis skal første betingelse være oppfylt. Man bør imidlertid ha i tankene at kronepartiet på mange fyllingsdammer er forsert ferdigbygget på slutten av en byggesesong, hvilket kan ha gått ut over kvaliteten av utført arbeid.

Ved en overtopping som når opp i kronevernet av steinblokker må man kunne dokumentere at underliggende materialer er av tilfredsstillende gradering og størrelse.

Når det gjelder selvfiltrerende evne av et materiale så er dette avhengig av materialets korngradering. For eksempel vil såkalt "gapgraded" materiale, dvs et materiale som helt eller i stor grad mangler en fraksjon mellom den grove og den fine del av materialet, ikke være selvfiltrerende. Hvis f.eks. grusfraksjonen i steinmassene, hvilket forekommer, er meget beskjeden, vil sand- og siltfraksjonen kunne transporteres inn i og gjennom porene i steinfraksjonen. Materialer som har en jevn korngradering som f.eks. morene, er heller ikke nødvendigvis selvfiltrerende (Sherard 1979, Kenney et al. 1985).

Noe "ustabilt" finstoff vil allerede under innbygging av materialet under spyling og vibrering ha blitt transportert nedover i fyllingen, men sannsynligvis vil det likevel foregå en "utvasking" av finstoff som følge av en overtopping. Denne utvaskingen vil i tillegg til en metning føre til ytterligere setninger i fyllingene.

En overtopping av tetningskjernen vil således uten tvil føre til setninger i fyllingen som følge av setning ved metning og ved erosjon og omlagring av eventuelt ustabilt finstoff.

Selv om en begrenset overtopping ikke fører til ustabilitet langs dyptgående glideflater eller utrasning av enkeltsteiner i skråningen eller damfoten, vil den medføre setninger som kan skade dammen. Først og fremst vil en veibane over toppen av dammen kunne bli beskadiget samtidig som stein i kronevernet og eventuelt ordnet stein i skråningen vil komme ut av lage.

Hvor tetningen består av en vertikal vegg eller av et oppstrøms dekke, vil overtoppingen også kunne føre til forstyrrelser i materialer som tjener som støtte eller underlag for vegg, henholdsvis dekke. Dette kan i fall føre til bevegelser i vegg og dekke med oppsprekking og lekkasjer til følge.

3 STABILITET AV NEDSTRØMS STØTTEFYLLING

Sikkerheten av nedstrøms støttefylling mot utglidning ved overtopping av tetnings- kjernen kan beregnes langs potensielle sirkulære glideflater på grunnlag av antatte friksjonsvinkler og poretrykk i gjeldende fyllmasser.

Friksjonsvinkler kan anslås med rimelig tilnærming mens et strømnett for bestemmelse av poretrykk kan være forbundet med stor usikkerhet. Spesielt gjelder dette ved vanlig utforming av topp dam og ved over-topping som innebærer vannstrømning gjenom evt. blokkstein i toppen av dammen.

Ved oppbygging av poretrykk tilsvarende en nullporestykkslinje i overflaten av nedstrøms skråning vil sikkerheten mot utglidning reduseres med ca. 40 % i forhold til sikkerheten ved tørr nedstrøms støttefylling.

Generelt kan man fastslå at en overtopping (på vanlige norske fyllings-dammer) som medfører at nedstrøms fylling blir mettet med vann vil føre til ustabilitet eller en utilfredsstillende lav sikkerhet mot dambrudd.

På den annen side kan man anse fyllingen som stabil hvis strømnings-linjene under nivå med topp kjerne er tilnærmet vertikale dvs. strømning av vann i såkalt fritt fall. (Strømning i fritt fall forårsaker ingen poretrykk).

Når det gjelder stabiliteten av grunne og i utstrekning sterkt begrensede glideflater i forhold til steinstørrelsen i damtåa under utløpsnivå av utstrømmende vann lar den seg vanskelig beregne. Empiriske regler basert på modellforsøk (Cohen de Lara 1956) viser at glidning i naturlige tipp-skråninger i alminnelighet oppstår når utløpshøyden av utstrømmende vann er 3-4 ganger størrelsen på stein i damtåa. Med ønske om å ha en viss sikkerhet mot utglidning ansees denne regel fornuftig også for de noe slakere skråninger som vanligvis opptrer på våre steinfyllingsdammer.

Hvis damtåa er sikret med grov stein vil nullporetrykk-linjen i innenforliggende fyllmasser kunne ligge vesentlig høyere enn kritisk utløpshøyde. Derfor må man i slike tilfeller kontrollere stabiliteten langs sirkulære glideflater i den nedre del av skråningen selv om stabiliteten av sikringssteinen er tilfredsstillende.

Dersom stabiliteten ikke er tilfredsstillende må ett av flere tiltak vurderes:

- øke flomavledningen
- forsterke damfoten
- redusere gjennomstrømningen over opprinnelig nivå på topp tetning

for NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

Bjørn Kjærnsli

Bjørn Kjærnsli

4 LITTERATURLISTE

Cohen de Lara, G. (1956)
A study of seepage in rockfill dykes.
Hydr. Conference, 4. Proceedings. Societe Hydro de Paris.

Gerodetti, M. (1981)
Model studies of an overtopped rockfill dam.
International Water Power & Dam Constructuion,
Vol. 33, No. 9, pp. 25-31

Johnson, H.A. (1971)
Flow through rockfill dam.
American Society of Civil Engineers. Proceedings, Vol. 97,
No. SM 2, pp. 329-340.

Kenney, T.C. and Lau, D. (1985)
Internal stability of granular filters.
Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, No. 2, pp. 215-225.

Lee, I.K., Lawson, J.D. and Donald, I.B. (1968)
Flow of water in saturated soil and rockfill.
Soil mechanics; selected topics. Chapter 3, pp. 82-194.
London, Butterworths.

Leps, T. M. (1973)
Flow through rockfill.
Embankment Dam Engineering. Casagrande Volume, pp. 87-108, New York,
John Wiley & Sons.

Parkin, A.K., Trollope, D.H. and J.D. Lawson (1966)
Rockfill structures subjected to water flow.
American Society pf Civil Engineers. Proceedings, Vol. 92,
No. SM 6, pp. 135-151.

Parkin, A.K (1971)
Field solutions for turbulent seepage flow.
American Society of Civil Engineers. Proceedings, Vol 97,
No. SM 1, pp. 209-218.

Sherard, J.L. (1979)
Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils.
International Congress on Large Dams, 13. New Delhi 1979.
Transactions, Vol. 2, pp. 25-35.

Wilkins, J.K. (1956)
Flow of water through rockfill and its application to the
design of dams.
Australia - New Zealand Conference on Soil Mechanics and
Foundation Engieering, 2. Christchurch, N.Z. 1956.
Proceedings, pp. 141-149.

Wilkins, J.K. (1963)
The stability of overtopped rock-fill dams.
Australia - New Zealand Conference on Soil Mechanics and
Foundation Engineering, 4. Adelaide 1963. Proceedings,
pp. 1-7.