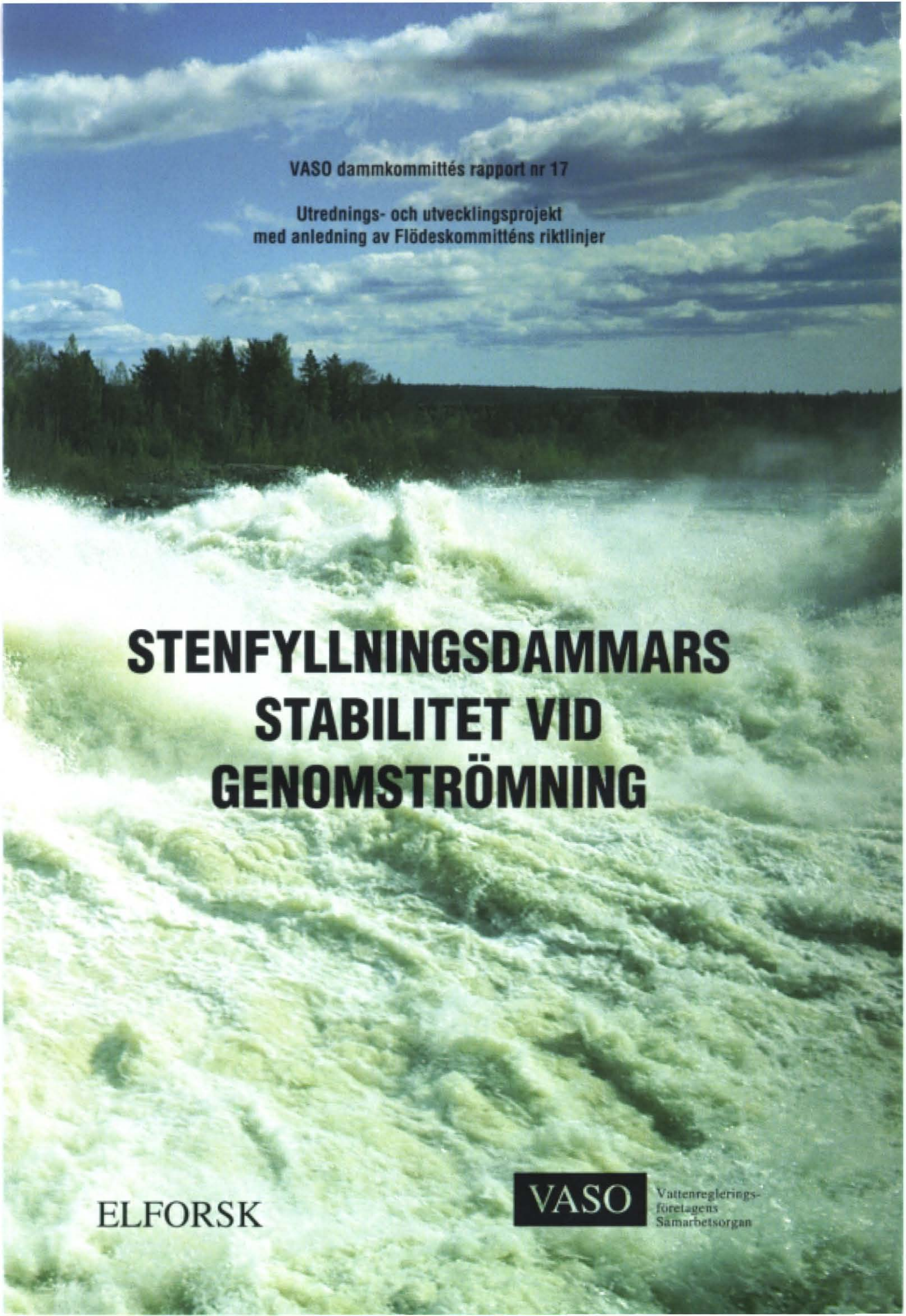


VASO dammkommittés rapport nr 17

Utrednings- och utvecklingsprojekt
med anledning av Flödeskommitténs riktlinjer

STENFYLLNINGSDAMMARS STABILITET VID GENOMSTRÖMNING

ELFORSK

VASO Vattenreglerings-
företagens
Samarbetsorgan

VASO dammkommittés rapport nr 17

Utrednings- och utvecklingsprojekt
med anledning av Flödeskommitténs riktlinjer

STENFYLLNINGSDAMMARS STABILITET VID GENOMSTRÖMNING

Øivind Solvik, Norge

Omslagsfoto: Bengt Johansson, Vattenfall
Grafisk form: Fras&Form
Tryck: Spånga Tryckeri AB 1995
ISSN 1400-7827

INNHOLDSFORTEGNELSE

FÖRORD		i
SAMMANFATTNING		ii
SUMMARY		iii
1.	**INNLEDNING**	1
2.	**FREMGANGSMÅTE VED SIKKERHETSANALYSE AV EN DAM**	3
3.	**STRØMNINGSTEORI FOR PERMEABLE MASSER**	5
3.1.	**Laminær og turbulent strømning**	5
3.2.	**Permeabilitetskoeffisienter**	5
4.	**BEREGNINGSFORMLER FOR GJENNOMSTRØMNING**	9
4.1.	**Vannstand opp i sandfilteret**	9
4.2.	**Vannstand opp i overgangssonen**	10
4.3.	**Vannstand opp i kronebeskyttelsen**	12
5.	**STABILITETSFORHOLD VED OVER- OG GJENNOMSTRØMNING**	15
5.1.	**Dimensjonering av tåsteinen**	15
5.2.	**Dimensjonering av nedstrøms skråning, overtopping**	17
5.2.1.	Dammen overtoppes	17
5.2.2.	Utstrømning i nedstrømsskråningen	18
5.2.3.	Dalsideproblemet	18
6.	**UNDERVANNETS BETYDNING**	21
7.	**STABILITETSBRUDD AV STØTTEFYLLINGEN, VEILEDENDE VURDERING AV HYDRAULISKE FORHOLD**	23
8.	**EKSEMPEL PÅ BRUK AV DAMANALYSE**	25
8.1.	**Beskrivelse av dammen**	25
8.2.	**Nødvendig forarbeide**	26
8.3.	**Hva tåler tåsteinen og skråningen?**	26
8.4.	**Total vannføring ut av dammen**	28
8.5.	**Beregning av kritisk magasinvannstand**	28
8.6.	**Tiltak til forbedring av sikkerheten**	29

FÖRORD

Vattenkraftutbyggnaden och därmed byggande av stora dammar startade i stor skala i Sverige efter andra världskriget och var mest omfattande under 50- och 60-talen.

Principerna för utformning och konstruktion av dammanläggningarna under denna intensiva utbyggnadsperiod äger i huvudsak sin giltighet fortfarande.

Vad avser krav på utskovens avbördningsförmåga har dessa föreslagits av dammägarna och (efter eventuella justeringar) fastställts av vattendomstol med SMHI som sakkunnig. Kriterierna i detta avseende kan därför sägas ha etablerats gemensamt av dammägarna och SMHI.

Under 1980-talet ifrågasattes i Sverige, såsom tidigare skett i många andra länder, de etablerade principerna för utskovsdimensionering. Flödeskommittén, som tillsattes av kraftindustrin och SMHI för att utreda flödesriskerna, föreslog i sin slutrapport ett nytt sätt att beräkna dimensionerande tillrinning. Kriterierna innebär att dammar med allvarliga brottkonsekvenser skall kunna klara ett påtagligt högre tillflöde än vad man tidigare räknat med.

För att på ett säkert och kostnadseffektivt sätt kunna anpassa dammbeståndet till de nya kraven har ett stort antal utredningar och utvecklingsprojekt genomförts. Dessa projekt har genomförts på uppdrag av VASO dammkommitté, som är kraftindustrins gemensamma organ i dammsäkerhetsfrågor och bland annat har till uppgift att samordna dammarnas anpassning till de nya riktlinjerna. Den styrgrupp som lett arbetet har bestått av Harald Eriksson – Sydkraft, som varit ordförande, Sten Lasu – Svenska Kraftverksföreningen, Lennart Markland – Vattenregleringsföretagen samt Malte Cederström och Urban Norstedt – Vattenfall.

För varje projekt finns en rapport och därtill finns en sammanfattande rapport över hela arbetet, huvudrapporten (nr 1), vilken även innehåller en sammanställning över de rapporter som ingår i serien.

Föreliggande rapport har genomförts av Öivind Solvik, Norge, med Lennart Markland, Vattenregleringsföretagen, och Urban Norstedt, Vattenfall Vattenkraft, som ansvariga ombud för beställaren.

Rapporten beskriver strömningsteori och beräkningsformler för vattenströmning genom och över sandfiltret, övergångslagret och stenfyllningen ovanför tätkärnans krön i en stenfyllningsdamm.

Rapporten beskriver vidare vattnets strömning genom dammens stödfyllning av sten och hur tåstenarna skall dimensioneras för att vara stabila. Rapporten har utnyttjats i arbetet med rapporter om dammars förmåga att tåla överdämning och överströmning i denna serie. Fortsatt utveckling av modeller för att simulera flödesförlopp i nedströmsfyllning planeras.

VASO dammkommitté

SAMMANFATTNING

Stenfyllningsdammar i Norge och Sverige har i princip likartad uppbyggnad – tätkärna av morän, vilken skyddas mot erosion av omgivande filter av sand på såväl nedströms som uppströmssidan. Utanför sandfiltret finns övergångslager med något grövre massor och ytterst stenfyllningen som oftast består av sten utan speciella krav på sortering. I princip skall varje lager verka som ett filter för innanförliggande lager.

En viss mängd vatten sipprar alltid igenom tätkärnan. Om detta läckage plötsligt ökar (utan samband med ändring i magasinsnivån) kan detta vara ett tecken på att tätkärnan inte är stabil. Om läckvattnet är färgat (grumligt) innehåller det suspenderat material och det finns anledning att tro att detta kommer från tätkärnan och så länge det är färgat pågår en materialtransport från tätkärnan och utvecklingen måste följas noga av de dammansvariga. I bl a denna situation är det av stort värde att veta vilket läckage dammen tål ur stabilitetssynpunkt med hänsyn till skador i dammtå och i nedströms stenfyllning.

En annan situation, som är av speciellt intresse i samband med översyn av dammar med anledning av Flödeskommitténs riktlinjer, är om vatten strömmar över tätkärnan och in i dammkroppen, vilket hypotetiskt kan tänkas ske vid mycket högt flöde, vid igensättning/blockering av utskov eller vid ett dammbrott uppströms. I rapporten diskuteras de olika fall som uppstår om vattnet rinner genom filtret, övergångslagret, stenfyllningen eller över tätkärnans krön och visas hur beräkningen kan göras. Vidare visas hur stabiliteten beräknas för dammkrönet, tåstenarna och för stödfyllningen av sten och till vilken nivå vattnet i magasinet kan stiga innan dammbrott sker.

Viktiga faktorer för en stenfyllningsdamms förmåga att klara genom- och överströmning är stenstorlek vid dammtån och i stenfyllningen liksom vattennivå nedströms. Vid överströmning bedöms vattenströmningen genom filtret oftast vara försumbar, varför det är viktigt att noga fastställa nivå för filtrets överkant. Vid analysen är det viktigt att ta hänsyn till alla de faktiska förhållandena för den aktuella dammen, som exempelvis vattnets strömning i sidled.

Ett sätt att förbättra en damms stabilitet vid genom- och överströmning är att lägga ut en stödbank med större stenar vid dammtån och nedre delen av stödfyllningen.

SUMMARY

Rockfill dams in Norway and Sweden are generally of similar design – a core of moraine, protected against erosion by surrounding sand filters downstream as well as upstream. Outside the sand filter there is a transitional layer with somewhat coarser materials and then rock fill, usually consisting of stone without any special demands on assortment. In principle, each layer should function as a filter to the next layer.

A certain amount of water always seeps through the core. A sudden increase of this seepage (without any connection to variations of the reservoir level) can be a sign of an unstable core. If the seepage water is muddy it contains suspended material which probably originates from the core. This indicates a possible on-going material transportation from the core which has to be carefully monitored by those responsible for the dam. In this situation, among others, it is very useful to know what kind of seepage the dam can withstand from a stability point of view with regard to damages of the dam toe and in the rockfill downstream.

Another situation, of special interest in connection with the rewiewing of dams brought about by the new Swedish guidelines on design flood, is when water flows over the core and into the downstream fill. Hypothetically, this can occur at very high flows, if the spillways are blocked or during a dam break upstream. The report discusses different scenarios due to water flowing over the top of the core, the filter, the transitional layer or the rockfill, and also shows how calculations can be performed. Furthermore, the report shows how to calculate the stability of the crest, the stones at the dam toe as well as the rockfill and also to what level the water in the reservoir can rise before causing a dam break.

Important factors for the ability of a rockfill dam to withstand water flowing through as well as over its construction are the size of stones at the toe of the dam and in the rockfill and also the water level downstream. During an overflow, the flow of water in the filter is usually considered to be insignificant, and it is therefore important to carefully establish the true level of the filter along the dam. When analysing it is necessary to pay attention to all of the actual conditions at the dam in question, as for example how the water flows sideways.

1. INNLEDNING

De fleste steinfyllingsdammer i Sverige og Norge har en i prinsippet noenlunde lik oppbygging. Flertallet av dammene har en indre tetningskjerne av morene. Den er beskyttet mot utvasking av et omkringliggende lag av sand både på nedstrøms- og oppstrømssiden av tetningskjernen. Utenpå sandlaget har vi et lag med noe grovere masse, kalt overgangssonen. Deretter kommer selve støttefyllingen som oftest består av stein fra steinbrudd uten spesielt krav til sortering. Dette lag skal være mer åpent og ha større permeabilitet enn de innenforliggende lag. De forskjellige lag skal i prinsippet virke som et filter for det innenforliggende laget og må følgelig dimensjoneres deretter. Det betyr at sandfilteret, som beskytter tetningskjernen må ha større permeabilitet enn tetningskjernen og være tilpasset kjernen slik at korn som kan bli løsrevet fra den vil stoppes av sandfilteret. Overgangssonen skal ha samme funksjon i forhold til sandfilteret som sandfilteret til tetningskjernen. Hensikten med de funksjonskrav som er stilt til de forskjellige lag er klar: Under normale forhold vil det alltid sige noe vann gjennom tetningskjernen. Dette dreier seg om små vannføringer, opp til noen få liter pr. sek selv for store dammer. Uten sandfilter ville selv en så liten vannføring kunne gi erosjonsskader i morenens nedstrøms begrensning. En slik erosjonsskade i morenen vil i prinsippet være en akselererende prosess fordi fjerning av masse i tetningskjernen vil gi redusert vannvei gjennom kjernen og dermed gi større strømningsgradient og større vannhastighet. Sandfilteret har således en oppgave av vital betydning for dammens sikkerhet. Vi merker oss også at det er de laveste partier nær bunnen som får størst vannkonsentrasjon også under normale forhold. Her får en følgelig også store muligheter for skader og lekkasjer. I tillegg kommer her mulige problemer i overgangen mellom dam og fundament.

Av og til oppstår unormale gjennomstrømninger som oftest på grunn av kanaldannelse ("piping") i tetningskjernen. Dersom en slik åpning i tetningskjernen skyldes ujevne setninger og sandfilteret ikke har svakheter, så vil lekkasjen være begrenset i størrelse og lekkasjevannet rent uten den farging som bevirkes av løsrevne partikler fra kjernen. Slike lekkasjer vil da være forholdsvis stabile og variere noenlunde lineært med magasinvannstanden. Lekkasjekurven, som viser lekkasjevannføringen som funksjon av magasinvannstanden, vil være et nyttig middel til å vurdere tilstanden. Ofte ser en sprang i lekkasjekurven noe som kan skyldes at kanalen gjennom kjernen ikke er stabil. Dersom lekkasjevannet er farget d.v.s. inneholder suspendert materiale, er det grunn til å tro at material kommer fra kjernen. Det må da være feil i sandfiltrert slik at filteret ikke holder tilbake materialer fra kjernen. Så lenge vannet er farget pågår det en transport av materiale fra kjernen og ut. Situasjonen er da under utvikling og krever ekstra påpasselighet for den som har ansvaret for dammen. Det er i en slik ustabil situasjon at dameieren har spesiell bruk for å vite hva dammen tåler av lekkasje med tanke på skader i damfot og nedstrømsskråning der vannet må komme ut. Dette vil bli behandlet i følgende avsnitt.

Hittil har vi beskrevet problemer forbundet med lekkasjer i tetningskjernen under vanlig forkommende magasinvannstander. Men vi skal også ta i betraktning konsekvensen av utilsiktet høy magasinvannstand. Det er da snakk om vannstander som går over tetningskjernen. Slike situasjoner kan oppstå ved en uvanlig stor flom, gjentetting eller blokkering av flomavledningssystemet, dambrudd lenger oppe i feltet osv.

I en slik situasjon vil det strømme vann over tetningsskjernen og inn i damkroppen. Videre gjennom damkroppen vil vannet følge minste motstands vei og oftest forlate damfoten på

det laveste punkt. Men dette er ingen regel uten unntak. Damfundamentets topografi kan godt være slik at vannet kan komme ut på andre steder i tillegg. Vannets vei gjennom damkroppen må undersøkes for hver enkelt dam. Erosjon og stabilitets- problem kan oppstå der hvor vannet kommer ut i damfoten og i nedstrømsskråningen. For en hver dam vil damfoten kunne tåle en bestemt vannføring før erosjon inntreffer. Denne vannføringen kan beregnes ut fra damfotens beskaffenhet. Til denne vannføringen hører for hver dam en bestemt magasinvannstand som en kan si er kritisk. Denne vannstanden er igjen avhengig av dammens evne til å lede vann over tetningskjernen d.v.s. den avhenger av dimensjoner på de vannførende lag og permeabiliteten. Dette er forhold som vil variere fra dam til dam. Først må en skaffe rede på beliggenhet av topp tetningskjerne. Den stemmer ofte ikke med den teoretiske på grunn av setninger som oppstår etter at magasinet er fylt opp. På mange dammer forsynt med setningsmålere er dette ikke noe stort problem, men på eldre dammer hvor slikt måleutstyr mangler, kreves ekstra tiltak. Det kan her bli snakk om prøvetakning eller sjakting. Georadar kan være til god hjelp, men vi vil foreløping anbefale at georader brukes i kombinasjon med prøvetakning eller sjakting slik at georadaren får et kalibrerings-punkt. En skal merke seg at den vannføring som går gjennom sandlaget i alle fall blir svært liten og som regel uten betydning for dammens stabilitet. Det er derfor heller ikke avgjørende om både permabilitet og dimensjoner på sandlaget ikke er nøyaktig fastlagt. Derimot er toppen av sandlaget viktig for situasjoner der vannstanden går høyere. Årsaken til dette er at den masse som ligger over sandlaget ofte er vesentlig grovere og gir en tilsvarende større gjennomstrømning. Fastlegging av dette lagets utstrekning og permeabilitet vil i regelen være av avgjørende betydning. En kan derfor slå fast at toppen av sandlaget over tetningskjernen er viktigere for beregningen enn toppen av tetningskjernen. Både permeabilitet og beregning av vannføring gjennom de forskjellige lag er behandlet i egne avsnitt.

2. FREMGANGSMÅTE VED SIKKERHETSANALYSE AV EN DAM

For en dameier er det viktig å vite hvordan han kan få analysert en dams sikkerhet i forhold til en utilsiktet gjennomstrømning. Det må her straks understrekes at hver dam må behandles individuelt da ingen dammer er absolutt identiske. Det er videre nødvendig med en nøye befaring for å kartlegge dammens beskaffenhet. En kan ikke nøye seg med å benytte tegningene alene.

Oppgaven kan bestå i å undersøke hvor stor gjennomstrømning en dam kan tåle, eller den kan bestå i å dimensjonere til å tåle en på forhånd oppgitt vannføring. Framgangsmåten blir noe forskjellig, men dimensjoneringsdiagrammene blir sjølsagt de samme.

Det er naturlig at en først tar for seg det punkt som oftest er det kritiske nemlig damfoten, der en gjennomstrømning vil forlate damkroppen. Her må en vurdere tåsteinen såvel som nederste del av damfoten. Tåsteinen er den nederste stein i skråningen og den ligger rett på damfundamentet. Den må betraktes som en nøkkelstein. Dersom denne løsner og vaskes bort, øker belastning på de nærmeste steinene. Tåsteinens størrelse, underlagets helning og friksjonskoeffisient mellom stein og underlag bestemmer hvilken vannmengde den tåler. Dette vil en finne fra diagram i figur 5.2 i avsnitt 5. Dette diagram er basert på forsøk med spesielle steiner som har noenlunde likt bredde, høyde og lengdeforhold. Langstrakte eller flate steiner kan ha bedre eller dårligere stabilitet avhengig av hvordan de er plassert i forhold til strømretningen. Stor flate normalt på strømningsretningen gir dårligere stabilitet fordi de angripende strømkrefter da blir store. Dette er forhold som må vurderes på stedet. I diagram figur 5.2 er det lagt inn en sikkerhetfaktor på 2 i vannføringen mest for å ta vare på mulige lokale variasjoner i underlagets helning og friksjonsforhold.

Det er selvsagt at en må undersøke en hel rekke tåsteiner over det området der vann kan komme ut av damkoppen. Her kommer også damfundamentets bunnprofil inn i bildet. I et u-formet profil vil den spesifikke vannføring ut av damfoten være størst på det laveste punkt og for øvrig regnes vannføringen å være proposjonal med høyden fra utstrømmingspunktet i skråningen og ned til fundamentet, se figur 2.1. Vi regner at alle utstrømmingspunkt ligger i samme høyde.

For å beregne hva selve skråningen nærmest tåsteinen tåler, må vi nå prøve oss fram i flere snitt av damfoten. Steinene må først måles og her er det de minste steinene som representerer det svakeste punkt og derfor blir bestemmende. Så legger vi inn en horisontal linje der vi antar at vannet kommer ut. Største tillatte vannføring i foten bestemmes ut fra målte steiner i damtå eventuelt i nedre del av skråningen. Minste tillatte q benyttes til fastleggelse av utstrømningspunktets høyde over bunnen slik:

$$H = \frac{q}{k_t^{1/2} \cdot I^{1/2}}$$

Totalvannføringen ut kan vi da beregne som vist på figur 2.1 i det vi setter vann hastighetene over hele vertikalsnittet lik:

$$v = k_t^{1/2} \cdot I^{1/2}:$$

Vannføringen blir $$Q = \sum_{O}^{L} v \cdot h \cdot \Delta L = k_t^{1/2} \sum_{O}^{L} \cdot I^{1/2} \cdot h \cdot \Delta L$$

Her settes I lik skråningens helning sinα og k_t beregnes ut fra formelen:

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

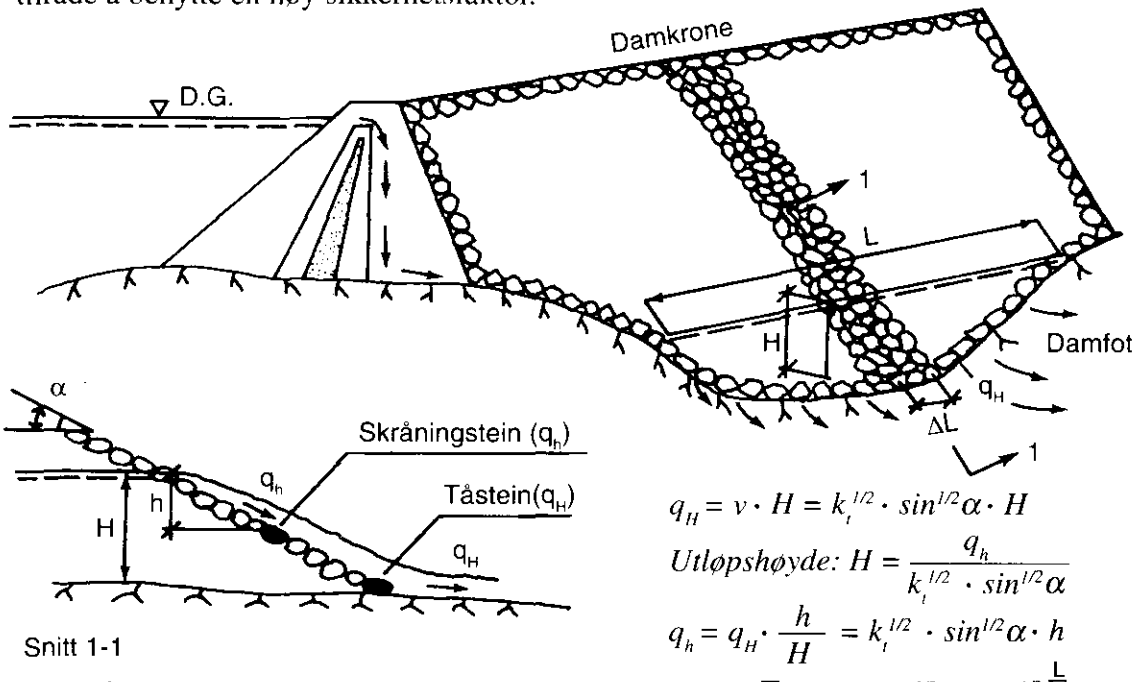
Der n er porøsiteten i fyllingen (n = 0,35 kan nyttes). β = 3,6 for sprengstein og d_t er bestemmende steinstørrelse i snittet. En kan benytte steinstørrelsen i skråningen som d_t, men dersom steinen inne i utstrømningssnittet er vesentlig mindre får en for stor beregnet vannføring. Ønsker en å regne mer reelt, må en gå litt inn i dybden og eventuelt ta sikteprøver for derav å bestemme d_t i følge avsnitt 3.

Den på denne måten beregnende vannføring, bruker en som kontroll av damtå og skråning ifølge figur 5.2 og 5.4 eventuelt figur 5.5 som angir den vannføring som damtå og skråningen kan tåle. Er vannføringen for stor eller for liten må en justere det valgte utstrømmingsnivå og så gjenta beregningen inntil vannføring og steinstørrelse i skråningen stemmer med diagrammet. Det er selvsagt det svakeste punkt som er avgjørende for hva dammen tåler. Denne vannføringen skal vi nå bruke videre i analysen dersom den er mindre enn den vannføring som tåsteinen kan tåle. I motsatt fall skal tåsteinens vannføring benyttes videre.

Dersom gjennomstrømmingen skyldes at dammens tetningskjerne overtoppes, blir neste trinn å beregne den magasinvannstand som gir en gjennomstrømning tilsvarende det vi foran har funnet at damfoten kan tåle. Denne magasinvannstand blir da kritisk med tanke på hva damfoten kan tåle. For beregninger av vanngjennomgang over tetningskjernen her vises til avsnitt 4.

Vi har overfor sett på utstrømming på kun ett sted i damfoten. Her må vi være oppmerksom på at damfundamentets topografi kan være slik at vannet kan strømme ut på flere steder. Dette er en noe komplisert strømningssituasjon der vannet fra overtoppingen strømmer loddrett ned på damfundamentet og hvor topografien for fundamentet og fyllingens permeabilitet bestemmer vannets vei ut av fyllingen. En tre-dimensjonal numerisk modell kan best løse dette problem, men svært ofte kan manuelle overslagsberegninger være nok til å avgjøre om vannet kan ta flere veier ut av fyllingen.

Dersom vannet kommer ut i dalsiden og kan følge foten av dammen ned mot dalbunnen, så må dette dalsideproblemet løses separat. Det er satt opp et dimensjoneringsdiagram også for denne situasjonen som er beskrevet i avsnitt 5. Vi må dog raskt understreke at en må bruke dette diagram med stor forsiktighet da grunnlaget er noe for tynt. En må i alle fall tilråde å benytte en høy sikkerhetsfaktor.



$$q_H = v \cdot H = k_t^{1/2} \cdot \sin^{1/2}\alpha \cdot H$$

$$\text{Utløpshøyde: } H = \frac{q_h}{k_t^{1/2} \cdot \sin^{1/2}\alpha}$$

$$q_h = q_H \cdot \frac{h}{H} = k_t^{1/2} \cdot \sin^{1/2}\alpha \cdot h$$

$$Q_{total} = \Sigma q_h \cdot \Delta L = k^{1/2} \cdot \sin\alpha^{1/2} \sum_{0}^{L} h \cdot \Delta L$$

Figur 2.1.

3. STRØMNINGSTEORI FOR PERMEABLE MASSER

3.1. Laminær og turbulent strømning

Når vann strømmer tilstrekkelig langsomt gjennom små kanaler kan det oppføre seg som en seig væske der væskens seighet (viskositet) er bestemmende for strømmingen. Vi har da en strømning som er karakterisert ved at strømmingsmotstanden I er proposjonal med hastigheten v. Det er denne type strømning vi kjenner under betegnelsen Darcy's lov: $v = k_l \cdot I$.

For en gitt masse er k_l konstant og betegner massens permeabilitetskoeffisient. Denne type strømning vil vi alltid ha gjennom sandfilteret over tetningskjernen dersom vi får overtopping. Dersom det også går vann gjennom overgangsmassene over sandfilteret, så vil strømningen i overgangsmassene kunne slå over fra å være laminær d.v.s. følge Darcy's lov til å bli turbulent og følge loven: $v^2 = k_t \cdot I$.

Vi ser da at strømningsmotstanden er proposjonal med hastighetens kvadrat. Men ofte vil vi i overgangssonen kunne ha laminær strømning og turbulent strømning samtidig. Det må forstås slik at en kan ha laminær strømning i de minste kanaler og turbulent i de største. Da kan strømningen eventuelt regnes turbulent med korrigert permeabilitets koeffisient eller den kan regnes slik:

$$I = \frac{v}{k_l} + \frac{v^2}{k_t}$$

I våre eksempeler nedenfor har vi funnet det mest praktisk å nytte den førstnevnte metode d.v.s vi regner som om strømningen var turbulent. Deretter kontrollerer vi turbulensgraden. Er den for lav, så korrigerer vi den benyttede permeabilitetskoeffisient k_t og regner på nytt.

Korreksjonsformelen er $$k_c = \frac{v_o \cdot k_l \cdot k_t}{v_o\, k_l + k_t}$$

Dette gjøres for alle masser som er grovere enn sandfilteret. Gjennom sandfilteret er strømningen alltid laminær og regnes etter Darcy's lov: $v = k_l \cdot I$.

3.2. Permeabilitetskoeffisienter

Vi har notert oss at vi i en gitt masse som ikke er for finkornig, som f eks overgangssonen, kan ha enten laminær eller turbulent strømning eller en blanding. Permeabilitetskoeffisientene k_l for laminær og k_t for turbulent strømning er forskjellige. Ved dimensjonsanalyse kan de spaltes og formuleres slik:

Laminærstrømning: $$k_l = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{n^2}{(1-n)^3} \cdot \frac{g d_l^2}{v} \qquad (3.1)$$

Turbulentstrømning: $$k_t = \frac{1}{\beta} \cdot \frac{n^3}{(1-n)} \cdot g d_t \qquad (3.2)$$

Her betegner:

n = porøsitet
g = tyngdens akselerasjon
v = vannets kinematiske viskositet
α = kornformkoeffisient (laminær)
β = kornformkoeffisient (turbulent)
d_l = bestemmende kornstørrelse (laminær)
d_t = bestemmende kornformstørrelse (turbulent)

Kornformkoeffisientene α og β kan bestemmes ved forsøk, men følgende verdier vil normalt dekke behovet:

	α	β
For kuler	780	1,8
For likedannede, avrundete korn	1 000	2,8
Knust stein, noe avslipt	1 140	3,1
" " , skarpkantet	1 600	3,6

Disse koeffisientene er dimensjonsløse, men må nyttes sammen med de angitte porøsitetsfunksjoner. Andre porøsitetsfunksjoner finnes angitt i litteraturen, men da må de angitte α- og β-verdier korrigeres slik at produktet av koeffisient og porøsitetsfunksjon blir konstant. Vi anbefaler ikke det, og tilrår å benytte de angitte porøsitetsfunksjoner.

ν = vannets kinematiske viskositet er noe temperaturavhengig:

t c^0:	0	5	10	20
ν cm^2/sek:	0,0179	0,0152	0,031	0,0101

Bruk av formlene 3.1 og 3.2 i praksis er sterkt begrenset. Dette gjelder i første rekke formel 3.1 som angår laminær strømning. Her vil vi anbefale at formelen kun nyttes i tilfeller der en har utsortert ensgradert materiale. En setter da d_l lik den midlere korndiameter. **I de fleste tilfeller må en derfor finne permeabilitetskoeffisienten k_l på annen måte, dvs ved laboratorieforsøk eller ved in situ målinger.** Årsaken til dette problem er at det er finstoffinnholdet som er mest avgjørende for permeabiliteten.

En har forsøkt å nytte den diameter på siktekurven som slipper gjennom 10 % av materialet dvs d_{10}. Men dette har liten hensikt fordi det er den del av materialet mindre enn d_{10} som er avgjørende, mest variabelt og vanskeligst å bestemme.

Denne usikkerhet får likevel liten betydning for en steinfyllingsdam der sandfilteret over tetningskjernen får gjennomstrømning så lenge vi tenker på mengden av gjennomstrømmende vann. Gjennomstrømningen blir i alle fall for liten til å kunne føre til erosjonsskade på en normal steinfyllingsdam. Det er først når vannstanden går opp i overgangsmassene over sandfilteret at gjennomstrømningen blir så stor at den kan bety noen risiko. Selv i en slik situasjon vil gjennomstrømningen gjennom sandfilteret ha økt lite, og er fortsatt helt underordnet gjennomstrømningen i de grovere masser.

Bruk av formel 3.2 for turbulent strømning har sine begrensninger, og det er også her den bestemmende korndiameter d_l som er problemet. For ensgraderte masser, og masser der finstoffinnholdet mangler eller er lite kan siktekurven nytes. For steile siktekurver har en funnet at følgende formel gir brukbare resultat:

$$d_l = 1{,}7 \cdot d_{10} \qquad (3.3)$$

For noe flatere siktekurver har vi funnet d_l av følgende relasjon:

$$\frac{100}{d_l^2} = \sum_0^{100} \frac{r_n + r_{n+1}}{\left(\frac{d_n + d_{n+1}}{2}\right)^2}$$

Her står r_n for sikterest på siktdiameter d_n.

Beregningsmåten er illustrert på figur 3.1. Det er hensiktsmessig å gjennomføre beregningen med 10 % intervall dvs $r_n \div r_{n+1} = 10\%$.

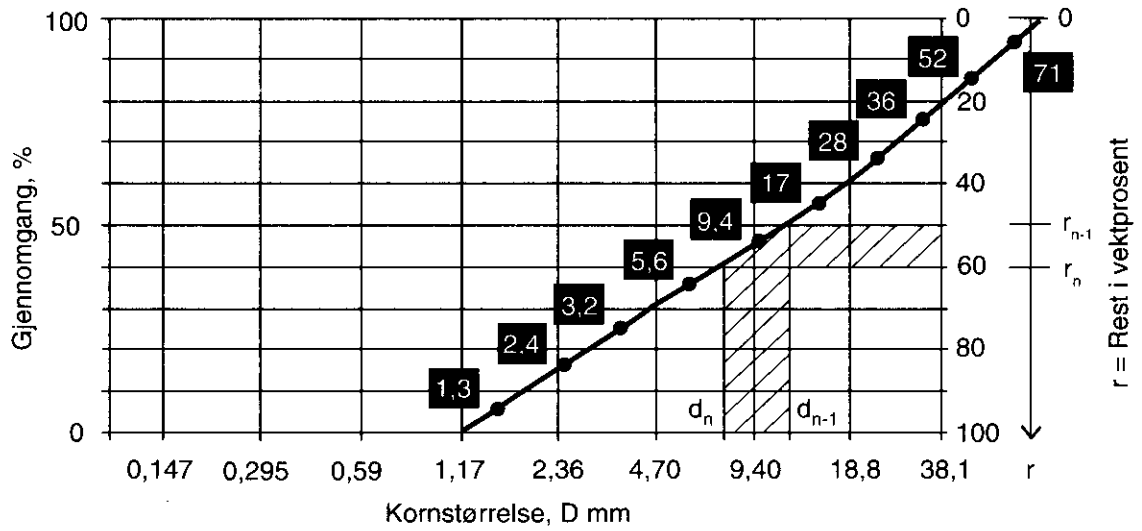
Det er gjort forsøk på å finne andre måter, eller å forbedre de her hevnte, men resultatet er helt avhengig av hvor representativ en siktekurve er for de maser en har, og innholdet av masser mindre enn d_{10}. Til tross for disse svakheter ved metodene er det forsvarlig å benytte eksisterende siktekurve på følgende måte: Da forløpet av siktekurvens nedre del, dvs mindre enn d_{10} oftest ikke er spesifisert, forlenges kurven gjennom $d_{20} - d_{10}$ ned til skjæring med rest = 100%. En regner da med en masse der noe av finstoffet er fjernet. Beregningen gir da en større permeabilitet enn den aktuelle. Vannføringen ligger således på den sikre siden og gir en beregnet vannføring som er større enn den virkelige. Den tar også hensyn til at noe av finstoffet kan bli vasket ut under gjennomstrømningen. Dersom det ikke finnes noen informasjon om overgangsmassenes beskaffenhet, må prøver tas opp, siktes og eventuelt testes ved permeabilitetsforsøk.

Eksempel på bruk av siktekurve, se figur 3.1.

$$\frac{100}{d_f^2} = \frac{10}{1{,}3^2} + \frac{10}{2{,}4^2} + \frac{10}{3{,}2^2} + \frac{10}{5{,}6^2} + \frac{10}{9{,}4^2} + \frac{10}{17^2} + \frac{10}{28^2} + \frac{10}{28^2} + \frac{10}{36^2} + \frac{10}{52^2}$$

Det gir: $d_f = 3{,}3$ mm

Til sammenlikning får vi ved bruk av formel (3.3): $d_f = 1{,}7 \cdot 1{,}3 = 2{,}9$ mm



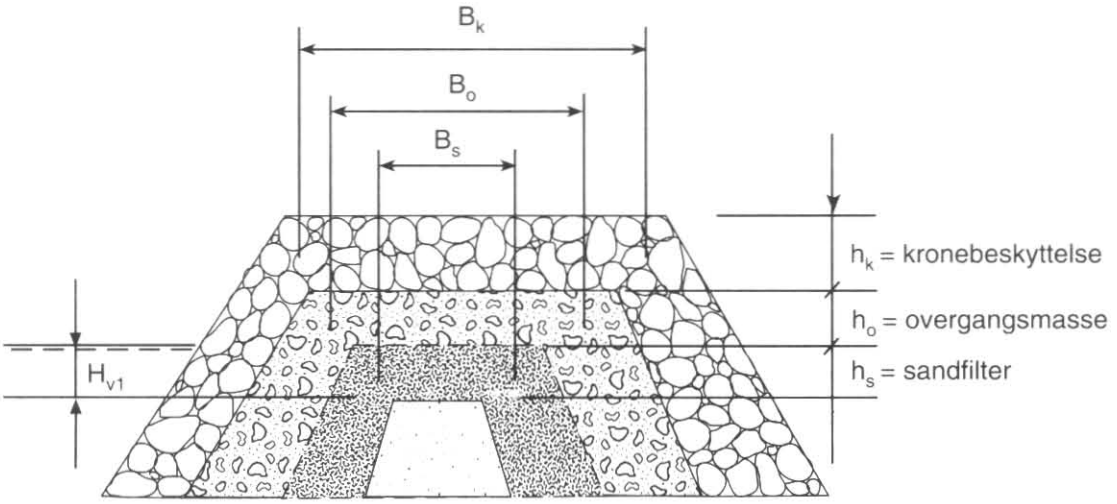
Figur 3.1. Beregning av bestemmende korndiameter d_f.

4. BEREGNINGSFORMLER FOR GJENNOMSTRØMNING

4.1. Vannstand opp i 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:

$$v = k_l \cdot I$$



Figur 4.1. Vann opp i sandfilteret.

For denne situasjonen (se fig 4.1) beregnes gjennomstrømningen ved hjelp av følgende formel:

$$q = \frac{k_l}{2B_S} \cdot H^2_{vl} \quad \text{pr lengdeenhet} \tag{4.1}$$

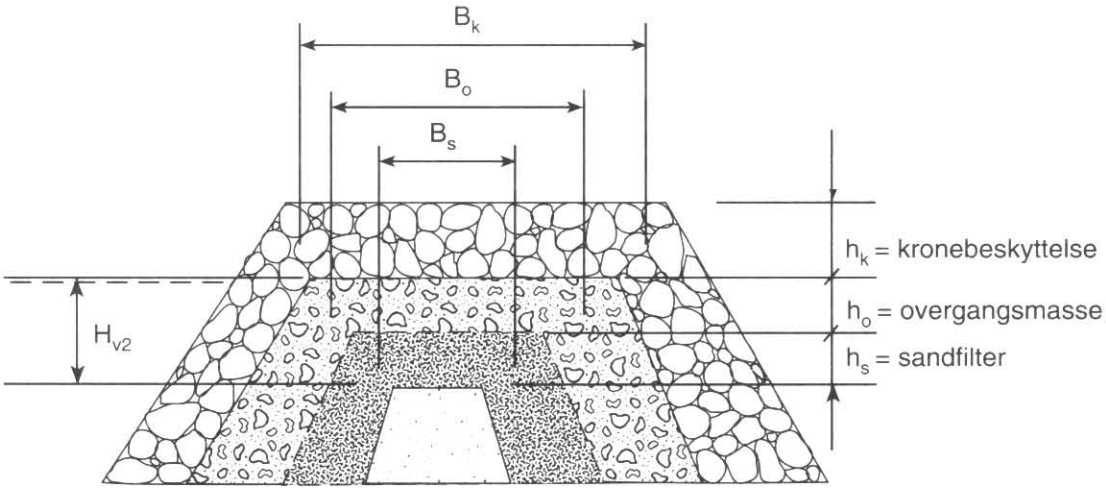
Her benyttes målte verdier av k_l dersom slike fins. Ellers kan en anta $k_l = 10^{-2}$ cm/sek. En kan tolerere stor feil i antatt k_l-verdi da vanngjennomgangen i filteret blir meget liten i alle fall. Følgende eksempel vil vise størrelsesorden på denne vanngjennomgang:

Eks:
L = damlengde = 400 m
B_S = filterbredde = 4 m
k_l = permeabilitet = 10^{-2} cm/sek
h_s = filtertykkelse = 50 cm
H_{vl} = vannstand over morenen = 40 cm

$$Q = q \cdot L = \frac{k_l}{2B_S} \cdot H^2_{vl} \cdot L$$

$$Q = \frac{10^2}{2 \cdot 400} \cdot 40^2 \cdot 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = 0{,}8 \text{ l/sek}$$

4.2. Vannstand opp i overgangssonen



Figur 4.2. 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:

$$q_s = \frac{k_l}{2B_S} \cdot (H^2_{v2} - (H_{v2} - h_s)^2) \tag{4.2}$$

Gjennom overgangssonen:

$$q_o = (\frac{k_t}{3B_o})^{1/2} \cdot (H_{v2} - h_s)^{3/2} \tag{4.3}$$

For turbulent strømning kan vi beregne k_t ut fra siktekurven dersom denne er vel definert eller vi kan benytte $d_t = 1{,}7 \cdot d_{10}$ som bestemmende korndiameter.

$$k_t = \frac{1}{\beta} \cdot \frac{n^3}{1-n} \cdot g \cdot d_t \tag{4.4}$$

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 $k_t = 35{,}9$ cm^2/sek^2. Som før benyttes $k_l = 10^{-2}$ cm/sek

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:

$$Q_0 = q \cdot L = (\frac{35{,}9}{3 \cdot 500})^{1/2} \cdot (95-50)^{3/2} \cdot 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = 1\,868 \text{ l/sek}$$

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

$$v = \frac{1\,868 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2 \frac{2}{3} 45} = 1{,}55 \text{ cm/sek}$$

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 cm²/sek² og v_o til 1,55 cm/sek. Vi kan videre beregne k_l:

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

$\alpha = 1\,600$, $n = 0{,}35$ $(\mu = \frac{2}{3})$ $\nu = 0{,}014$ cm²/sek gir

$$k_l = \frac{1}{1\,600} \frac{0{,}35^2}{0{,}65^3} \cdot g \frac{(\frac{2}{3} \cdot 2)^2}{0{,}014} = 34{,}7 \text{ cm/sek}$$

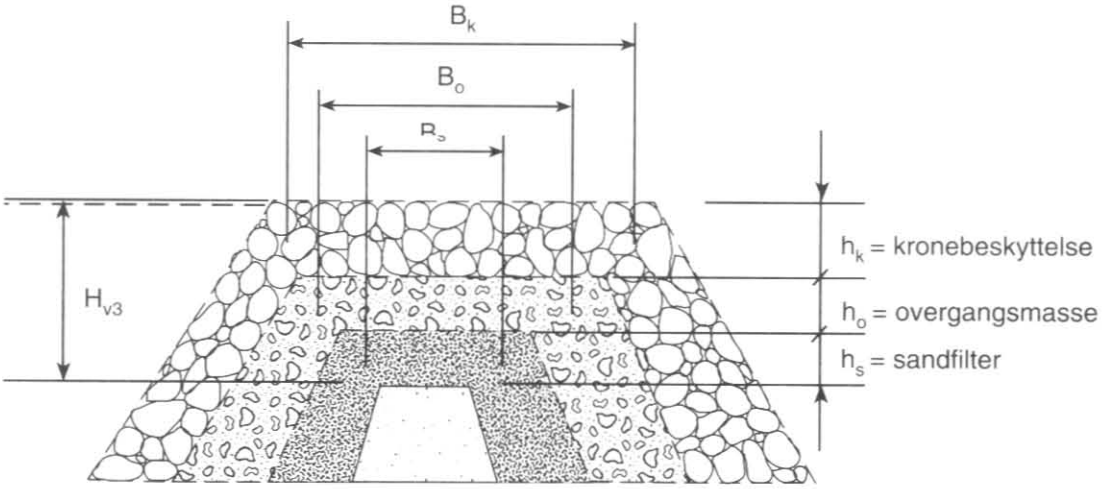
Vi får da korrigert k_r $k_r = \frac{1{,}55 \cdot 34{,}7 \cdot 35{,}9}{1{,}55 \cdot 34{,}7 + 35{,}9} = 21{,}5$ cm²/sek²

Korrigert vanngjennomgang i overgangssonen blir da:

$$Q = (\frac{21{,}5}{3 \cdot 500})^{1/2} \cdot (95-50)^{3/2} \cdot 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = \underline{1\,445 \text{ l/sek}}$$

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

4.3. Vannstand opp i kronebeskyttelsen



Figur 4.3. Vann opp i kronebeskyttelsen.

Med magasinvannstand opp i kronebeskyttelsen, se figur 4.3, vil vi få en gjennomstrømning her som alltid er turbulent såfremt det ikke er fylt 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.

Strømning gjennom kronebeskyttelsen:

Her beregner vi gjennomstrømningen etter formelen:

$$q_{3'1} = \left(\frac{k_t}{3B_K}\right)^{1/2} \cdot [H_{v3}-(h_s+h_0)]^{3/2} \text{ pr lengdeenhet} \qquad (4.5)$$

Strømning gjennom overgangssonen:

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

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

Strømning gjennom sandfilteret:

Her er strømningen alltid laminær og vanngjennomgangen kan beregnes:

$$q_{3'3} = \frac{k_l}{2B_S} \cdot (H_{v3}^2 - (H_{v3}-h_s)^2) \text{ pr lengdeenhet} \qquad (4.3)$$

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_o = 0,50, h_k = 2 m
Vannstand: H_{v3} = 2,0 m): 1,0 m opp i kronebeskyttelsen.

1) Gjennom sandfilteret:

$$q_s = \frac{k_l}{2B_S} \cdot (H_{v3}^2 - (H_{v3}-h_s)^2), \qquad k_l = 10^{-2} \text{ cm/sek}$$

$$Q = L\,q_s = \frac{10^{-2}}{2 \bullet 400}(200^2 - (200-50)^2) = 400 \bullet 10^2 \bullet 10^{-3} = 8{,}8 \text{ l/sek}$$

2) Gjennom overgangssonen:

$$k_t = 35{,}9 \text{ cm}^2\text{/sek} \quad k_l = 34{,}7 \text{ cm/s}$$

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*:

$$Q = q_0 \cdot L = (\frac{35{,}9}{3 \cdot 500})^{1/2}$$

$$[(200-50)^{3/2}-(200-50-50)^{3/2}] \cdot 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = 5\,180 \text{ l/sek}$$

$$Re = \frac{vd_t}{\nu} = \frac{5180 \cdot 10^3 \cdot 2}{400 \cdot 10^2 \cdot 50 \cdot 0{,}014} = 370$$

Fortsatt er *Re* noe lavt og vi foretar korreksjon.

Korrigert permeabilitet:

$$k_r = \frac{v \cdot k_l \cdot k_t}{v \cdot k_l + k_t} = \frac{2{,}6 \cdot 34{,}7 \cdot 35{,}9}{2{,}6 \cdot 34{,}7 + 35{,}9} = 25{,}7 \text{ cm}^2\text{/sek}^2$$

Korrigert vannføring gjennom overgangssonen:

$$Q_r = 5\,180 \cdot (\frac{25{,}7}{35{,}9})^{1/2} = \underline{4\,383 \text{ l/sek}}$$

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

$$k_t = \frac{1}{\beta} \frac{n^3}{(1-n)} \cdot gd_t$$

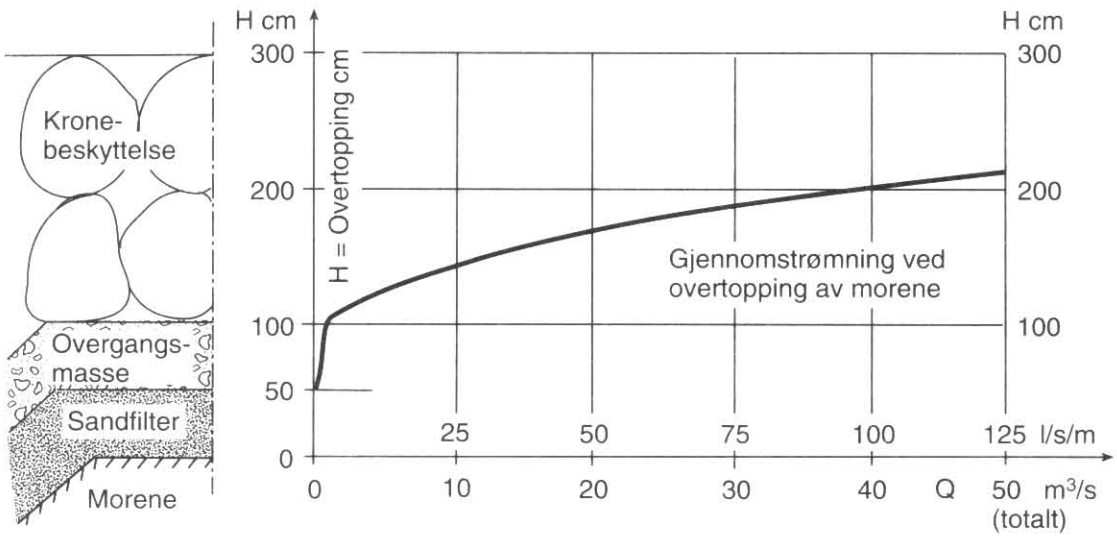
$$k_t = \frac{1}{3{,}6} \frac{0{,}35^3}{0{,}65} 980 \cdot d_t = 18d_t = 1\,346 \text{ cm}^2\text{/sek}^2$$

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

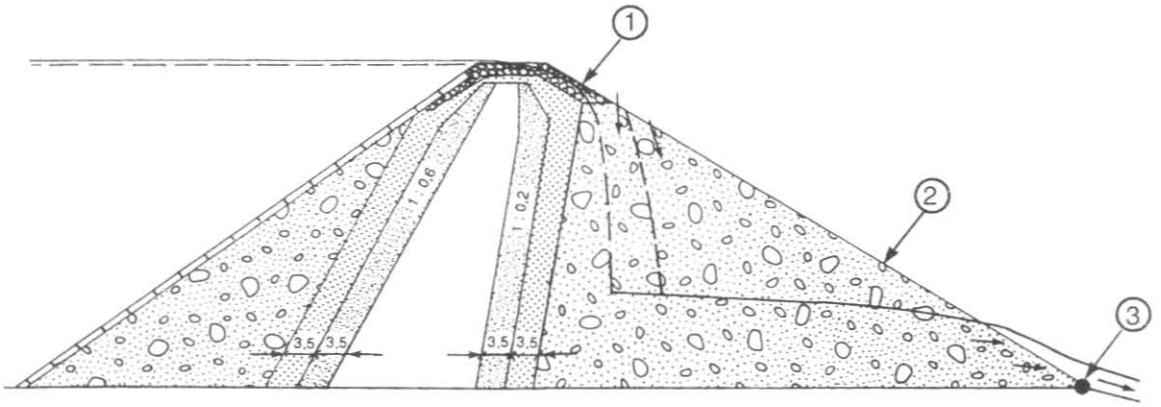
$$Q = q \cdot L \cdot \left(\frac{1\,346}{3 \cdot 600}\right)^{1/2} (200\text{-}50\text{-}50)^{3/2} \cdot 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3}\ \text{l/sek} = 34769\ \text{l/sek}$$

(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 4.4. 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.



Figur 4.4. Gjennomstrømning ved overtopping. (Eks. med 400 m lang dam.)



Figur 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 figur 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 ned strøms skråningen 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

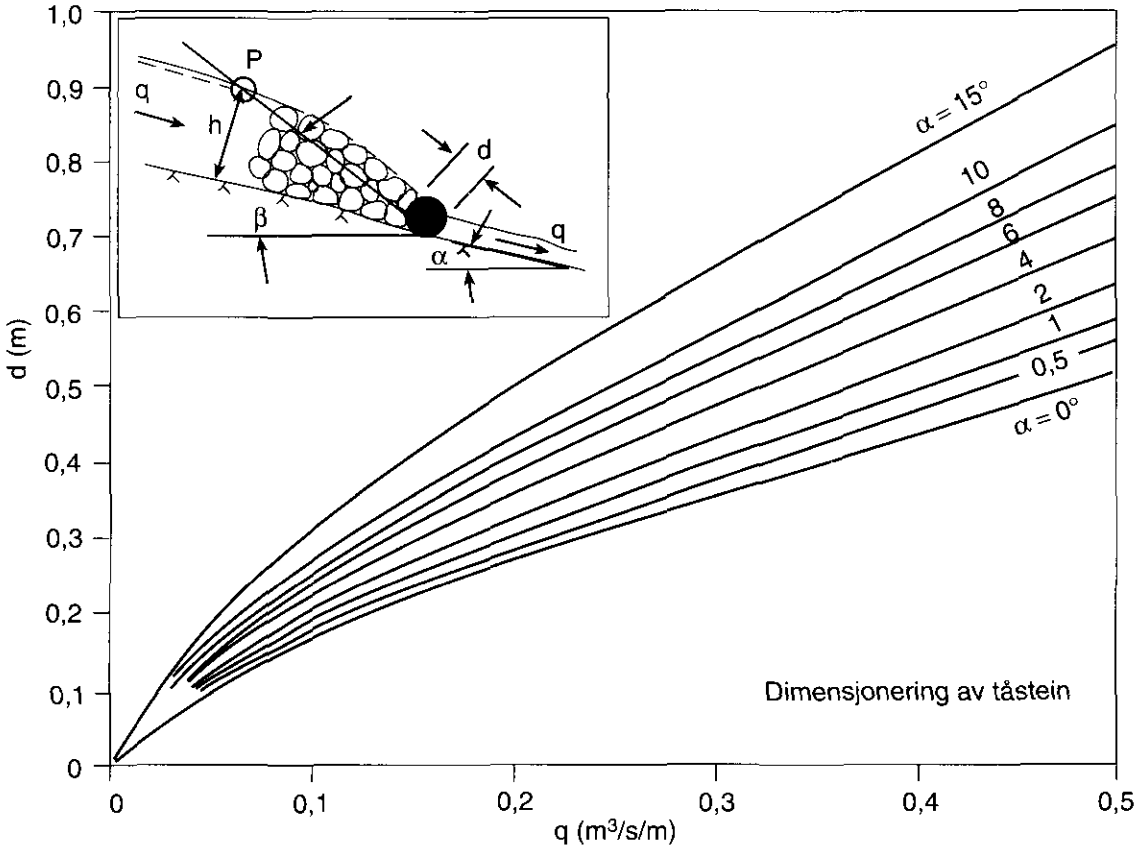
Tåsteinen ligger i skjæringspunktet mellom nedstrømsskråningen og fundamentet. Denne stein er å betrakte som en viktig nøkkelstein som må dimensjoneres for seg. De viktigste parametre som bestemmer steinens stabilitet er:

- 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 $\varphi = 45^0$ med underlaget og det er gitt kurver for varierende helning 0-15^0 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.

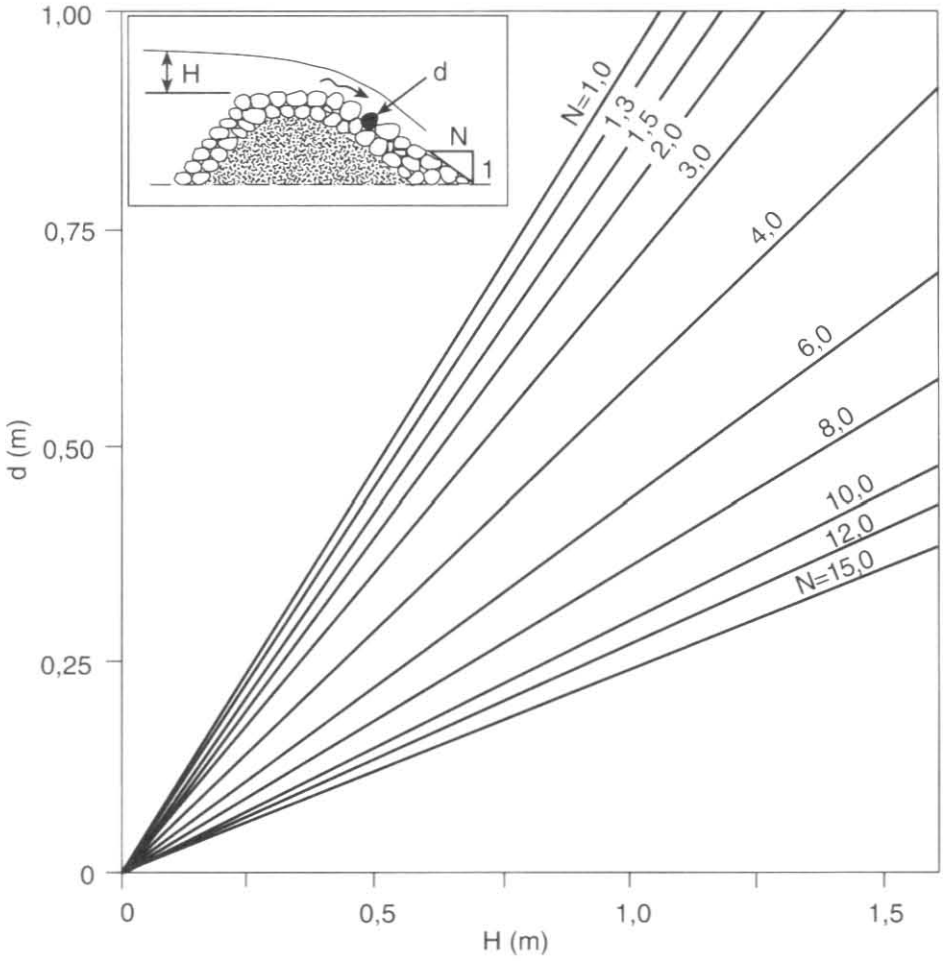


Figur 5.2. Minste tillatte stein.

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.

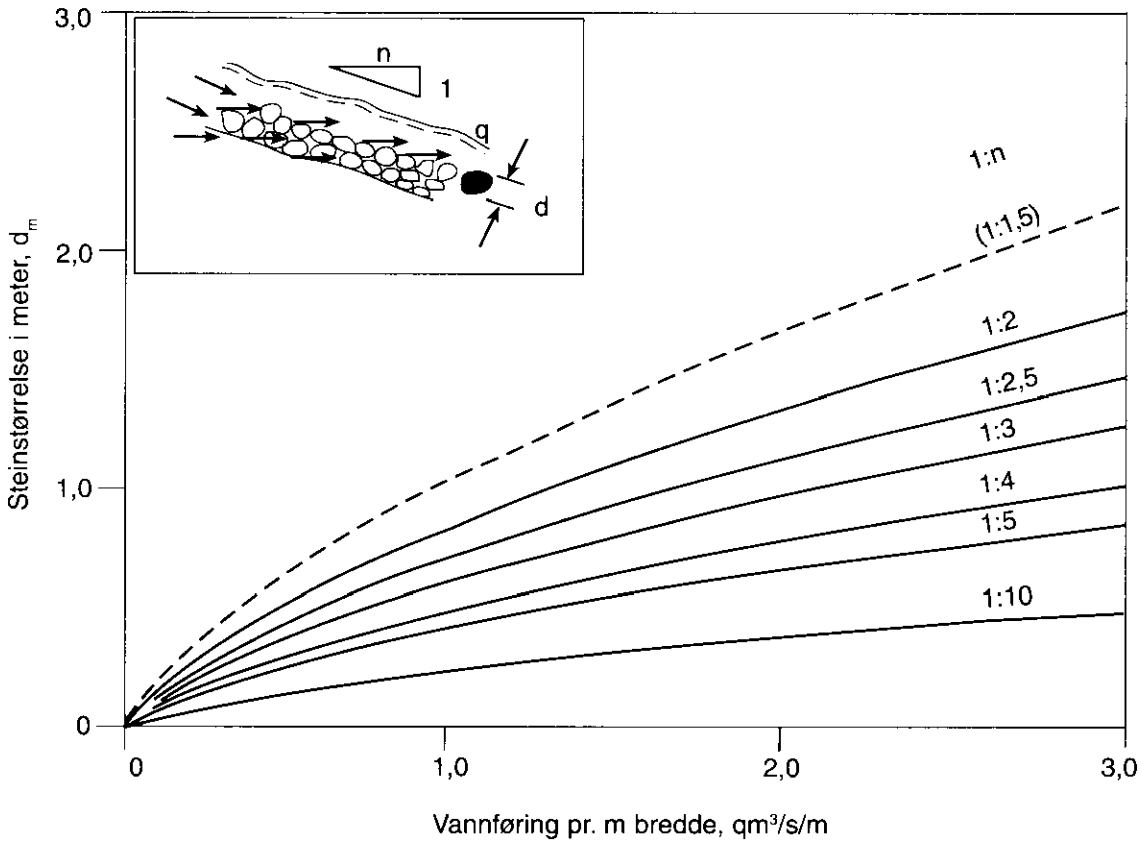


Figur 5.3. Dimensjoneringsdiagram for topp dam, krone og skråning. d= minste tillatte stein.

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 tåsteinene.



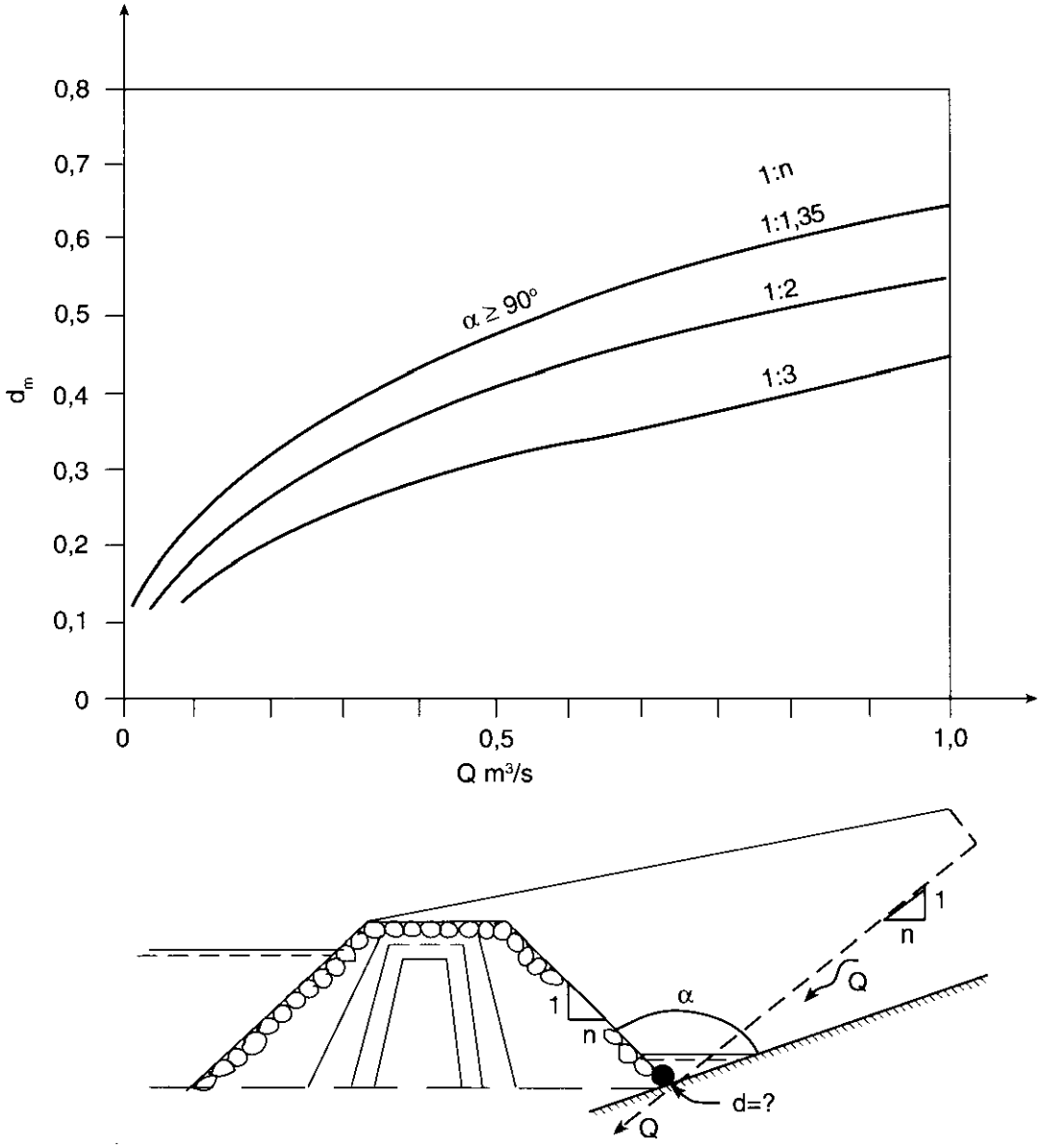
Figur 5.4. Dimensjoneringsdiagram for nedstrøms skråning ved damfot. d= minste tillatte stein.

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

[1]) Ødegård, Lars Øyvind. Hovedoppgave. NTH 1981. *Stabilitet ved gjennomstrømning av nedstrøms damfylling i en steinfyllingsdam.*

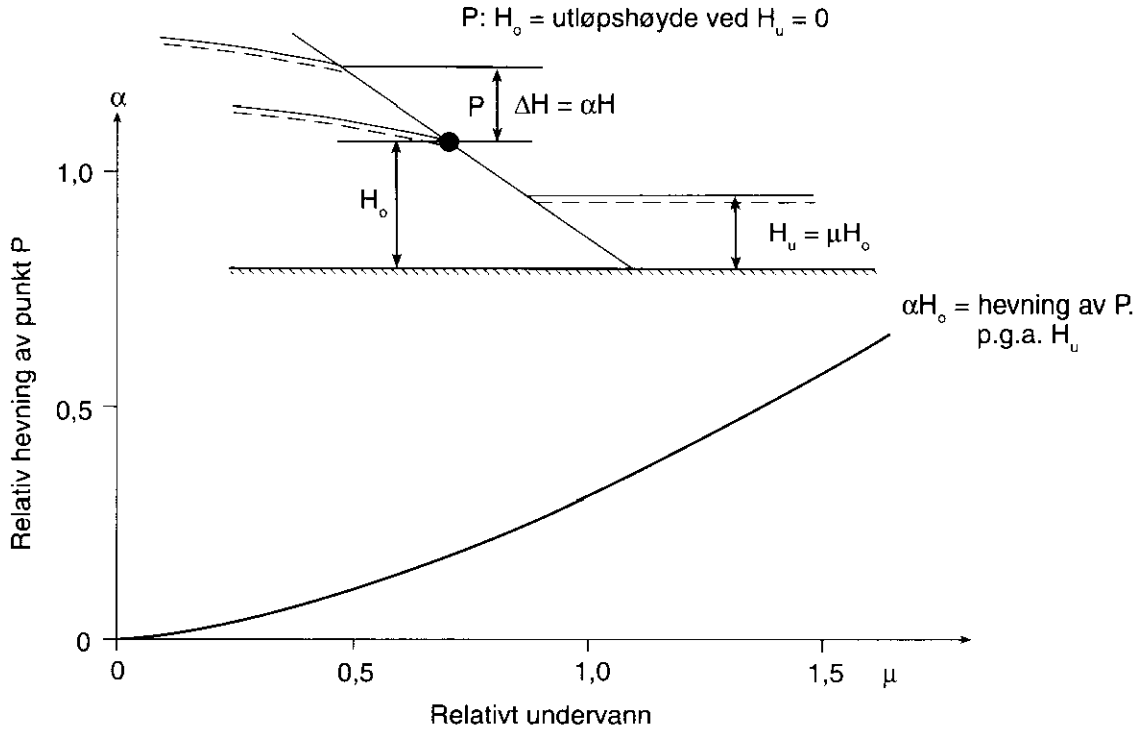
inn en belastningsfaktor 0,5 på vannføringen og satt opp resultatet i figur 5.5. Det må understrekes at her er mange usikre momenter ute og går. En må regne med at forsøkene forutsettes en god ordning av tåsteinene i renna slik at de får støtte av hverandre i motsetning til forutsetningene for tåsteindiagram 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.



Figur 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 åvurdere 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_o så vil *P* heve seg bare ca 30% av H_o. 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_o = utløpshøyde for P. ved H = 0

$\mu = \frac{H_u}{H_o}$ relativt undervann

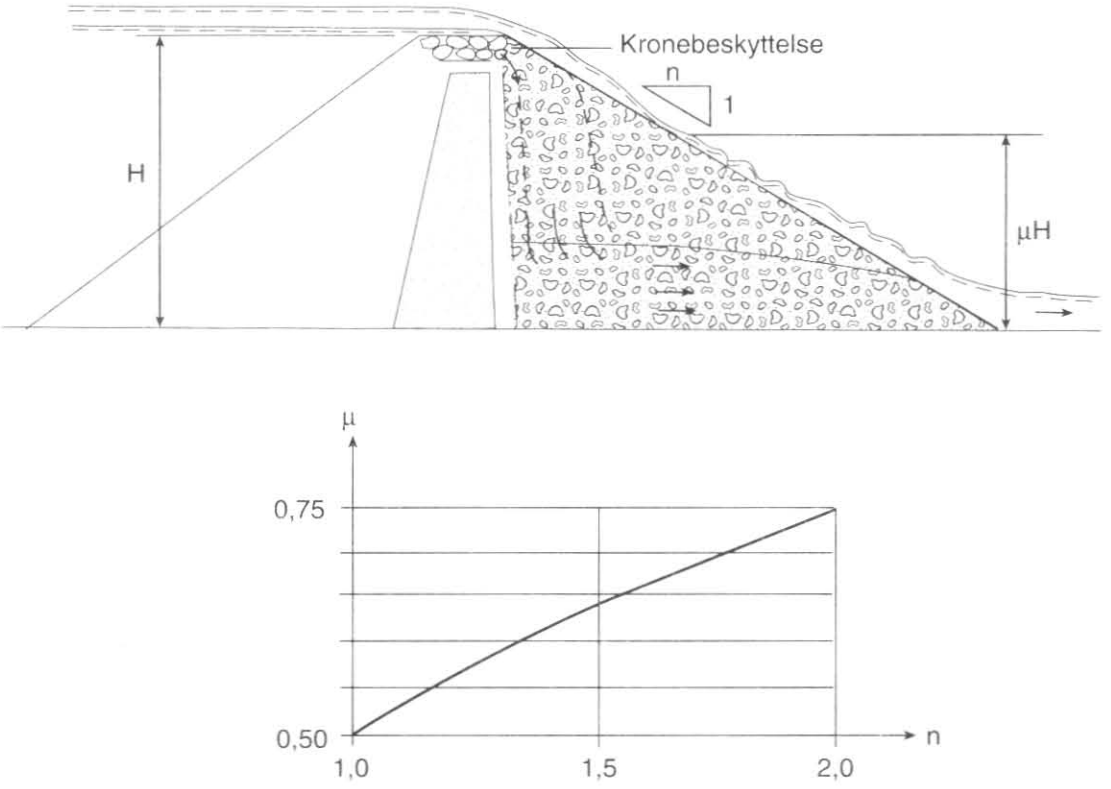
ΔH = hevning av P. p.g.a. undervann

$\alpha = \frac{\Delta H}{H_o}$ = relativ hevning av P.

Figur 6.1. Undervannets effekt på utløpspunktet.

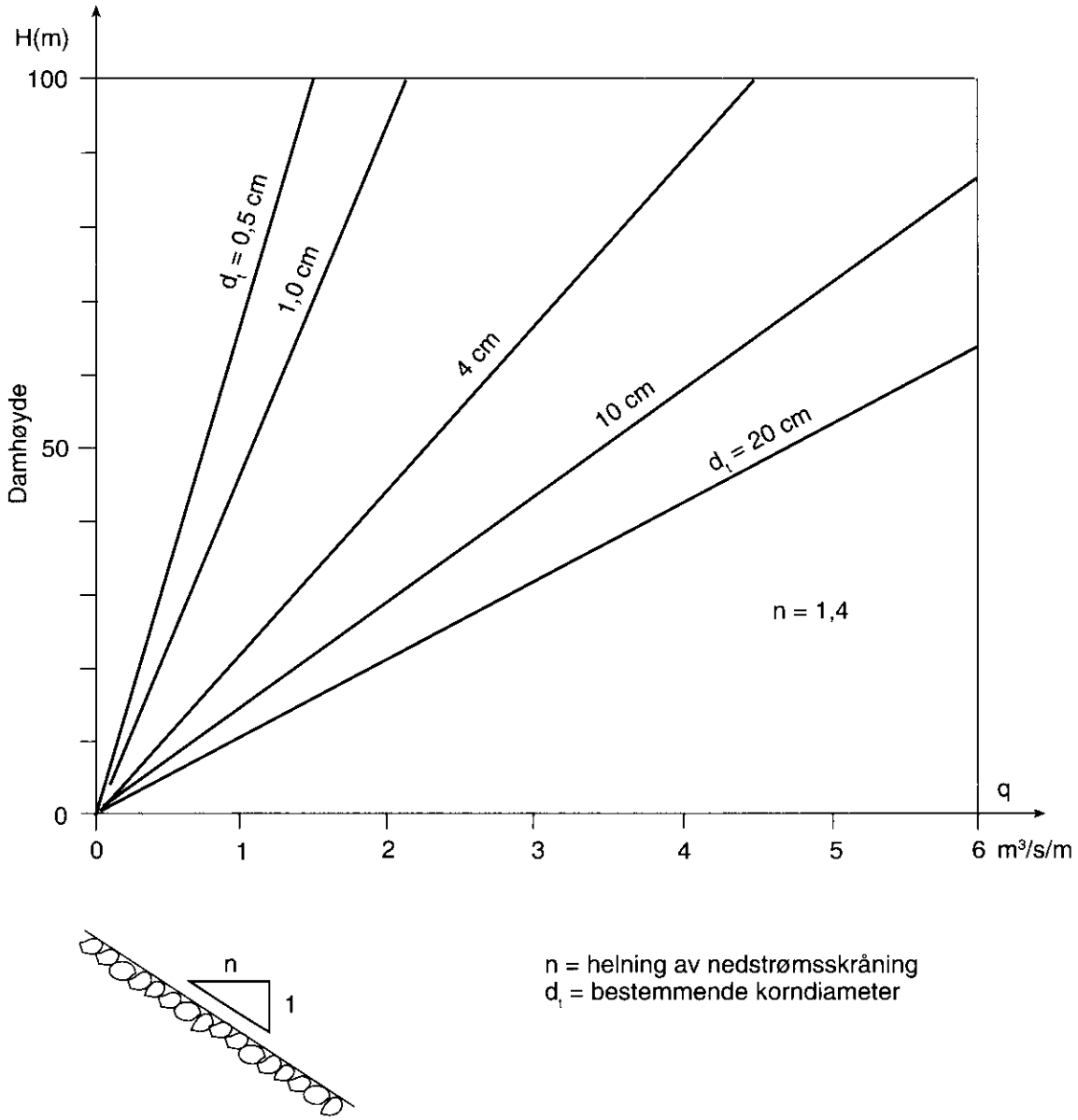
7. STABILITETSBRUDD AV STØTTEFYLLINGEN, VEILEDENDE VURDERING AV HYDRAULISKE FORHOLD

De dimensjoneringsdiagram som vi har vist for damfot og skråning er basert på en erosjonsutvikling der en og en stein vaskes ut. Dersom hele støttefyllingen fylles helt eller delvis med vann, vil det derav oppstående poretrykket kunne gi en radikal nedsettelse av fyllingens stabilitet. Utglidning av store deler av fyllingen vil da kunne skje plutselig. Forat en slik bruddsituasjon skal kunne oppstå, må det føres store mengder vann over dammens tetningskjerne (eller gjennom lekkasjer i dammen). Den nødvendige mengde vann som må til for å få frem en slik situasjon der hele støttefyllingen er fylt opp, vil sterkt avhenge av fyllingens permeabilitet. Består støttefyllingen av grov stein må en på en stor dam ha mye overtopping, gjerne flere meter, for at situasjonen skal kunne oppstå. Men for en dam med relativt finkorning støttefylling kan situasjonen oppstå for med beskjedne gjennomstrømninger. For en 50 m høy dam med d_{10} = 1,2 cm i støttefyllingen vil således metning finne sted for en vannføring på 1,5-2,0 m³/sek/m. Men glidning kan finne sted lokalt før hele støttefyllingen er mettet. Således vil de lavere parti av en slik høy dam kunne bli mere utsatt for stabilitetsreduksjon forutsatt jevnt fordelt overstrømning. En må derfor undersøke hele dammen. En skal derfor være spesielt oppmerksom på denne type brudd for dammer med finkornig støttefylling. Figur 7.1 viser situasjonen når fyllingen er helt mettet og i hvilken høyde metningspunktet ligger for en homogen fylling. Tre-dimensjonal effekt er ikke tatt hensyn til i dette tilfellet.



Figur 7.1. Metning av støttefylling.

Ved siden av støttefyllingens permeabilitet har dammens høyde avgjørende betydning for hvor mye vann som må til for å gi metning av støttefyllingen. Dette er framstilt på figur 7.2. Her ser vi at små dammer med liten permeabilitet tåler langt mindre gjennomstrømning enn store dammer med stor permeabilitet. Vi understreker at betraktningen omkring metning av støttefyllinger kun gjelder hydrauliske forhold og skal selvsagt ikke erstatte geotekniske stabilitetsvurderinger.



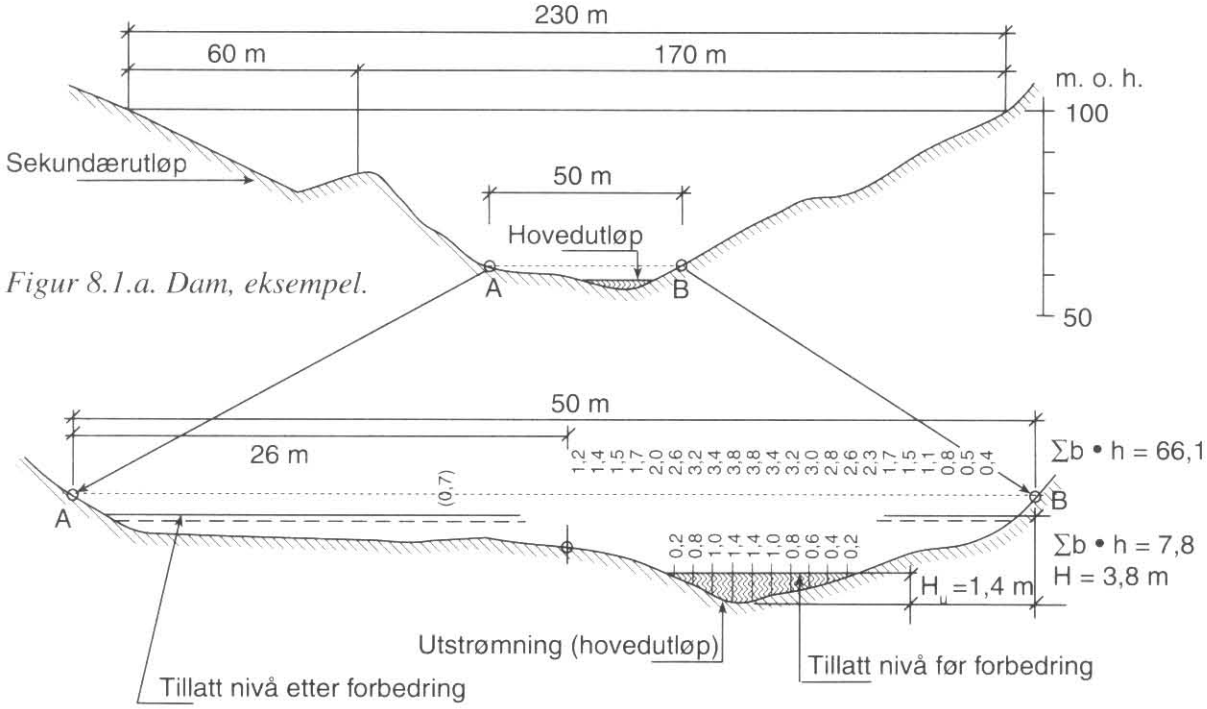
Figur 7.2. Metningsvannføring for dam som vist på figur 8.1.

8. EKSEMPEL PÅ BRUK AV DAMANALYSE

8.1. Beskrivelse av dammen

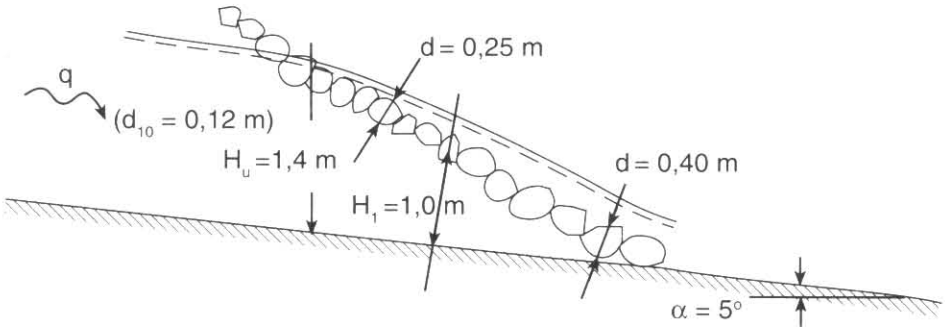
Dammen som er vist på figur 8.1 skal nå benyttes som eksempel på sikkerhetsanalyse. Lengdesnittet av en dam på 230 m lengde viser to mulige utløp for lekkasjevann. Det ene ligger opp i dalsiden og dekker ca 60 m av dammen. Det andre er hovedløpet i dalbunnen og dekker resten av dammen, 170 m. Disse to deler av dammen blir i prinsippet å behandle som to separate dammer og vi begrenser eksemplet til å omhandle bare den lengste delen, hoveddelen på 170 m.

Vi stiller oss nå to hovedoppgaver. Først beregner vi hva dammen tåler av vannføring ut gjennom damfoten for deretter å beregne den tilsvarende vannstand i magasinet som gir den samme gjennomstrømning over tetningskjernen. I vårt eksempel har vi forutsatt neglisjerbare lekkasjer i dammen på nivå lavere enn toppen av tetningskjernen.



Figur 8.1.a. Dam, eksempel.

Figur 8.1.b. Dam, eksempel. Utsnitt.



Figur 8.1.c. Dam, eksempel. Damfot.

8.2. Nødvendig forarbeide

Befaring av et konkret tilfelle er nødvendig. Ved befaring på dammen har vi funnet at damtåen og damskråningen opp til 1 m over fundamentet er dekket av stein med minstedimensjon d_1 = 0,40 m. Høyere enn 1 m er steindimensjonen d_2 = 0,25 m. Steinene er ordnet og ligger med god kontakt med hverandre.

8.3. Hva tåler tåsteinen og skråningen?

Fra figur 5.2 som vi har omarbeidet og kalt figur 8.2 finner vi at tåsteinen d_1 = 0.40 m tåler q = 0,20 m m³/s/m. Samme stein plassert i skråningen tåler i følge figur 5.4 som vi har omarbeidet noe i figur 8.3, q = 0,25 m³/s/m. Tåsteinen blir da bestemmende.

Vi kontrollerer også den mindre dimensjonen d_2 = 0,25 m beliggende 1 m over fundamentet og høyere. For å kunne gjøre dette må vi regne ut hvor høyt vannet kommer ut over fundamentet. Da må vi vite permeabiliteten i det indre av damfoten. Det er funnet at massene er noe mindre enn dekklaget og en har satt d_{10} = 0,12 m.

Porøsiteten er angitt til n = 0,35.

Vi beregner da den turbulente permeabilitetskoeffisient k_f:

$$k_f = \frac{1}{\beta}\frac{n}{1-n}\, g \cdot d_f$$

β = 3,6 for sprengt stein og d_t 1,7 · d_{10} = 1,7 · 0,12 = 0,20 m

$$k_t = \frac{1}{3{,}6}\frac{0{,}35^3}{0{,}65}\, g \cdot 0{,}20 = 0{,}0359 \text{ m}^2/\text{s}^2$$

Utløpshøyden H_u beregner vi ifølge formelen på figur 1 side 3.

$$q = k_t^{1/2} \cdot \sin^{1/2}\alpha \cdot H_u, \qquad H_u = \frac{q}{k_t^{1/2} \cdot \sin^{1/2}\alpha}$$

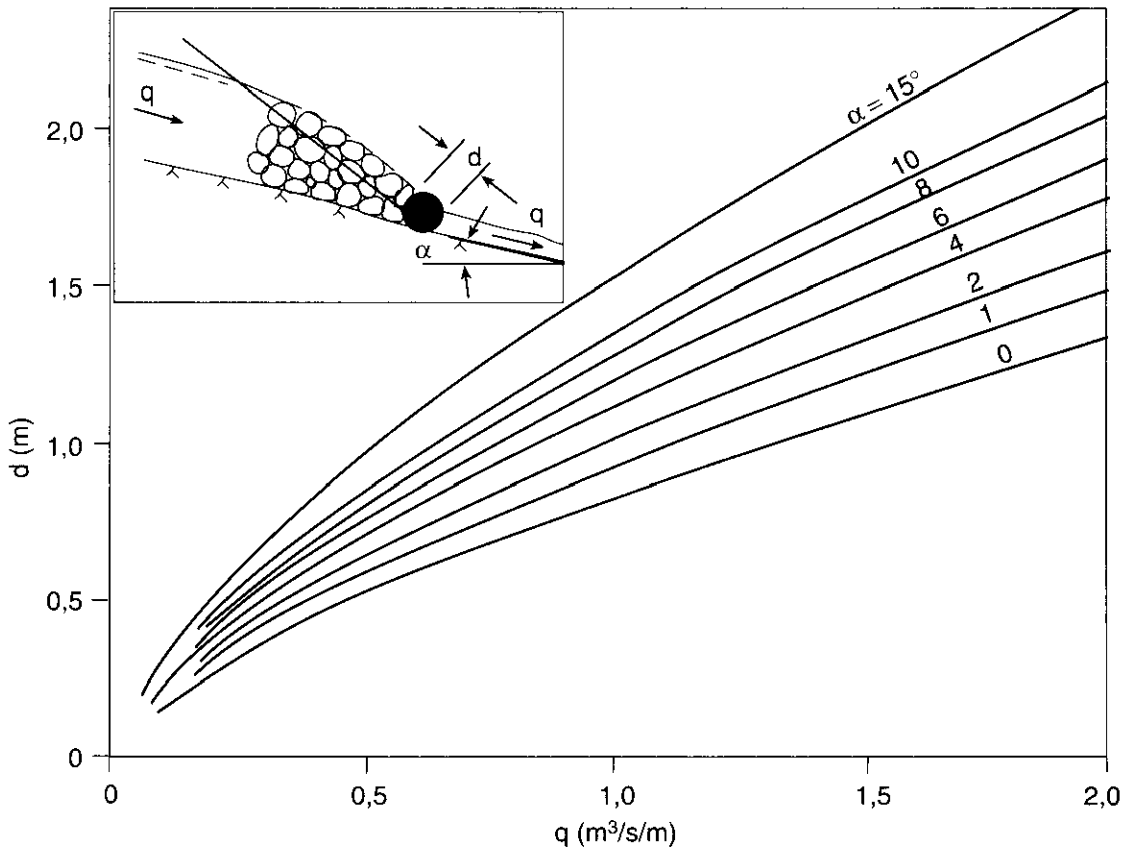
Her er

$$\sin\alpha = \frac{1}{\sqrt{1+1{,}5^2}} = 0{,}55 \qquad H_u = \frac{0{,}20}{0{,}0359 \cdot 0{,}55^{1/2}} = 1{,}4 \text{ m}$$

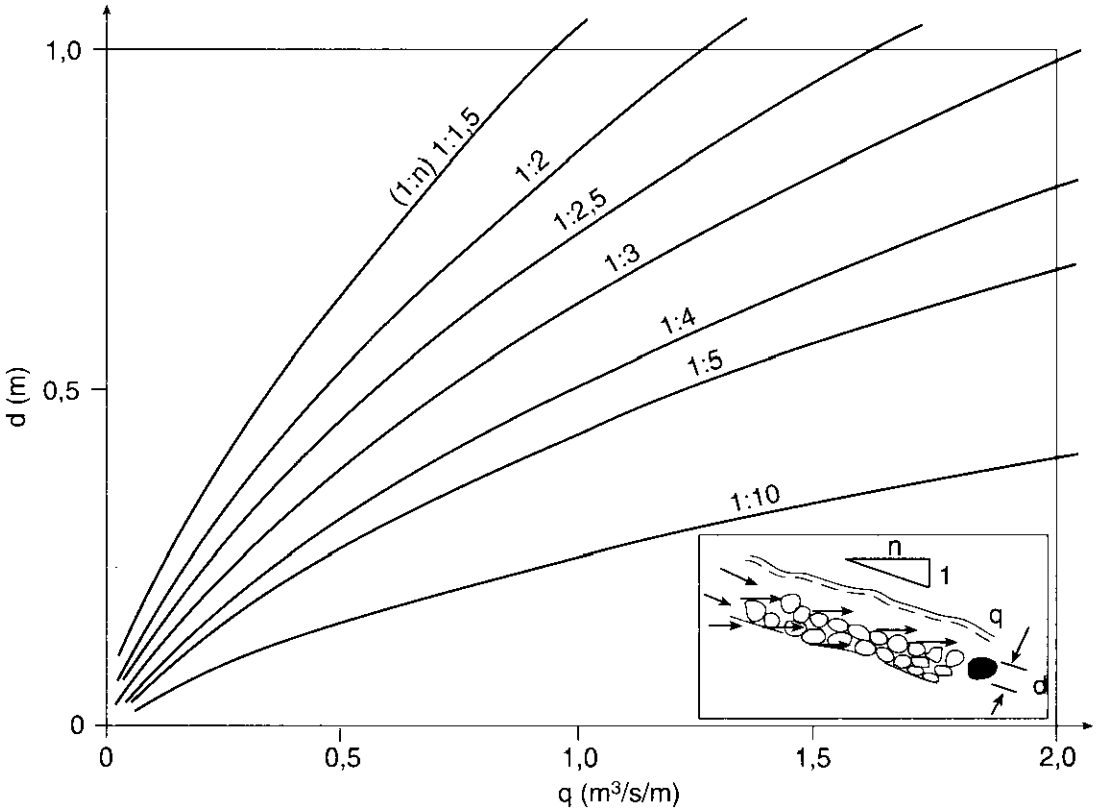
Dimensjonerende vannføringer 1,0 m over fundamentet blir

$$q_{1.0} = q \cdot \frac{1{,}4 - 1}{1{,}4} = 0{,}2 \cdot 0{,}28 = 0{,}056 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

Dette krever i følge figur 8.3 d = 0,18 m, hvilket er mindre enn det vi har.



Figur 8.2. Dimensjonering av tåstein. d= minste tillatte stein. (Fra figur 5.2.)



Figur 8.3. Dimensjoneringsdiagram for nedstrøms skråning ved damfot. d=minste tillatte stein. (Fra figur 5.4.)

8.4. Total vannføring ut av dammen

Vannet vil nå strømme ut av damfoten opp til en høyde av 1,4 m over bunnen. Dette gir en varierende spesifikk vannføring som må summeres over profilet på figur 8.1.b.

$$q = k_l^{1/2} \cdot sin^{1/2}\alpha \cdot \Sigma h \cdot b$$

Vi regner for hver m lengde, dvs b = 1,0 m. (se figur 8.1.b)

$$Q = 0{,}0359^{1/2} \cdot 0{,}55^{1/2}\,\Sigma(0{,}2+0{,}8+1{,}0+1{,}4+1{,}4+1{,}0+0{,}8+0{,}6+0{,}4+0{,}2) \cdot 1{,}0 =$$

$$= 0{,}14 \cdot 7{,}8 \cdot 1{,}0 = \underline{1{,}1\ m^3/s}$$

Dammen tåler 1,1 m^3/s totalt.

8.5. Beregning av "kritisk" magasinvannstand

Vi forutsetter nå at den vannføring som damtå eller damfot tåler kommer fra overtopping. Da kan denne "kritiske" vannstand beregnes.

Snitt av damkronen er vist på figur 8.4. Vi antar at vannstanden ved q når opp i overgangssonen. For permeabilitet antar vi samme k-verdier som benyttet i eksemplet side 10–12.

For sandfilteret: $k_l = 10^{-4}$ m/sek

For overgangssonen: $k_l = 0{,}00359\ m^2/sek^2$

$k_l = 0{,}0034$ cm/sek

Vi tillater oss nå å neglisjere vanngjennomgangen i sandfilteret. Antar vi nå at vannstanden vil gå opp i overgangsonen kan vi sette opp følgende regnestykke, se figur 8.4.

Vann gjennom overgangssonen:

$$Q = \left(\frac{k_k}{3 \cdot B_o}\right)^{1/2} \cdot (H_c \div h_s)^{3/2} \cdot L$$

$$Q = \left(\frac{0{,}00359}{3 \cdot 4{,}5}\right)^{1/2} \cdot (H_c \div 0{,}5)^{3/2} \cdot 170 = Q = 1{,}1\ m^3/s$$

Herav får vi H_c = 1,04 m.

Vannstanden i magasinet kan gå 1,04 m over morenetoppen uten at stabiliteten for damfoten blir overskredet. Her kontrollerer vi turbulensgraden og beregner:

$$Re = \frac{v_o d}{D} = \frac{1{,}1 \cdot 10^6 \cdot 2}{170 \cdot 54 \cdot 10^2 \cdot 0{,}012} = 200$$

Det er for lite og vi korrigerer:

$$k_t : k_c = \frac{v_o k_l k_t}{v_o k_l + k_t} = \frac{1{,}2 \cdot 34 \cdot 35{,}9}{1{,}2 \cdot 34 + 35{,}9} = 19{,}1$$

Vi får da

$$\left(\frac{0{,}00191}{3 \cdot 4{,}5}\right)^{1/2} \cdot (H_c \div 0{,}5)^{3/2} \cdot 170 = 1{,}1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Herav $H_c = 1{,}17$

Vi avslutter og regner at vannstanden H_c går <u>ca 1,2 m over topp morene</u>.

8.6. Tiltak til forbedring av sikkerheten

En vurderer situasjonen slik at $Q = 1{,}1$ m³/s er for lite og ønsker en forbedring. En øket sikkerhet av damfoten kan oppnås på mange måter. Her foreslås ett av mange mulige tiltak:

Strekningen A – C (se figur 8.1) ønskes uberørt og tiltakene konsentreres i hovedløpet mellom C og B. Dette vil være en minimumsløsning.

Hva tåler strekningen A – C slik den er utført? Vi forutsetter at damfoten og skråningen har $d = 0{,}25$ m som minimum plastring og fundamentet heller 5°.

Damfoten er svakest og tåler $q = 0{,}1$ m³/s/m. Dvs at utstrømningspunktet vil ligge i høyden H over bunnen:

$$H = \frac{q}{k_t^{1/2} \cdot \sin^{1/2}\alpha} = \frac{0{,}1}{0{,}0359^{1/2} \cdot 0{,}55^{1/2}} = 0{,}71 \text{ m}$$

Som før må vi da summere utstrømningen, men nå over strekningen A – B. (se figur 8.1.b)

$$Q = k_f^{1/2} \cdot \sin\alpha^{1/3} \cdot \sum_A^B h \cdot b = 0{,}14 \cdot 66{,}1 = 9{,}3 \text{ m}^3/\text{s}$$

Til slutt må vi nå beregne steinstørrelsen på forsterkningen av damtåen i det laveste punktet som er det svakeste punktet:

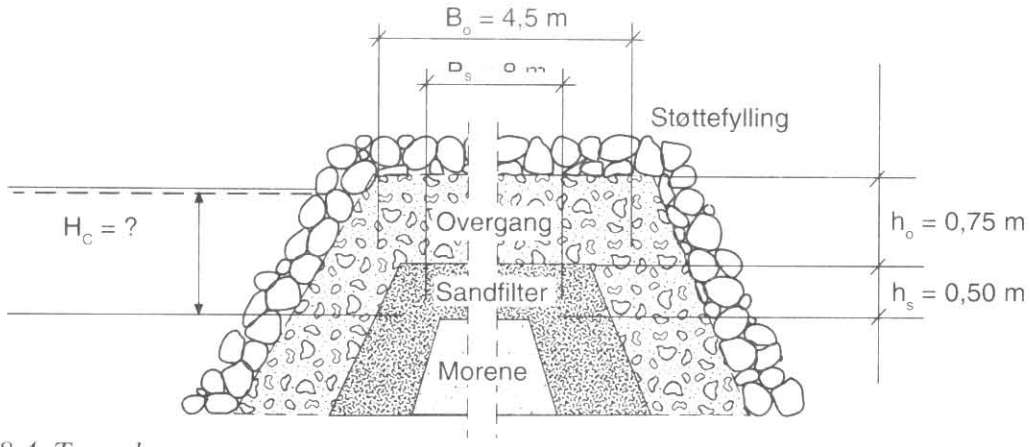
Her er utstrømningshøyden H nå øket fra 1,4 m til 1,4 + 2,4 = 3,8 m.

Det gir $q = k^{1/2} \sin^{1/2}\alpha \cdot H$

$$q = 0{,}14 \cdot 3{,}8 = 0{,}53 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

<u>Det krever $d = 0{,}8$ m i følge figur 8.2</u>

Konklusjonen på dette blir da at en ved å forsterke hovedutløpet opp til en høyde 3,8 m ÷ 1,4 m = 2,4 m over bunnen, har en oppnådd å øke akseptabel utstrømning fra $q = 1{,}1$ m³/s til 9,3 m³/s. Magasinvannstanden for denne vannføringen er ikke beregnet, men den vil da gå noe over overgangssonen.



Figur 8.4. Topp dam.

Liksom i många andra länder har vi i Sverige omvärderat tidigare metoder att bestämma dimensionerande flöden till dammanläggningar. Kraftindustrin och SMHI har genom arbetet i Flödeskommittén enats om nya riktlinjer för denna dimensionering. Riktlinjerna innebär i vissa delar ett nytt synsätt.

De nya riktlinjerna medför att högre tillflöden än vad som tidigare antagits skall kunna hanteras. Tillämpningen av dessa riktlinjer kommer i flera fall att innebära att olika typer av åtgärder behöver vidtagas. Om dessa åtgärder och kombinationer av åtgärder inte planeras och genomförs omsorgsfullt och kompetent kan stora ekonomiska resurser förspillas utan att eftersträvad säkerhetshöjning uppnås.

För att klara denna komplicerade anpassningsprocess krävs kompetens och kunskap inom bland annat följande områden: hydrologi, teknik (bl a verklig avbördningsförmåga, teknisk förmåga att klara överdämning, luckors funktionssäkerhet och tillståndskontroll av dammar), säker driftsamverkan, brottkonsekvenser och beredskap samt riskanalys.

För att genomföra utredningar och utveckling inom dessa områden har VASO dammkommitté initierat ett antal projekt och föreliggande rapport redovisar ett av dem. Seriens huvudrapport (nr 1) ger en sammanfattande beskrivning av arbetet och innehåller även en sammanställning över de rapporter som ingår i serien.

Rapporter kan beställas från:
ELFORSK
101 53 STOCKHOLM
Telefon: 08 - 677 25 30
Telefax: 08 - 677 25 35